

N°

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2019

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira**



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département de Génie Civil

**Mémoire de fin d'études**

**Présenté par :**

**MOKRAOUI FADHMA**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

**Filière : Génie civil**

**Option : Structure**

**Thème :**

**Etude comparative du comportement dynamique d'une structure auto stable et d'une  
Structure mixte (portiques+voiles).Influence du saut de rigidité sur la réponse du  
bâtiment au séisme.**

**Devant le jury composé de :**

Mr : SAOUDI.B  
Mr : AMRANE.B  
Mme ROUABEH.A  
Mr : MOUSSAOUI.

UAMOB  
UAMOB  
UAMOB  
UAMOB

Président  
Encadreur  
Examinatrice  
Examineur

**Année Universitaire 2018/2019**

## *Remerciements*

*Nous tenons à remercier notre DIEU, le tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, la force et la volonté de compléter ce travail.*

*Ce travail a été réalisé grâce à la collaboration de mon père architecte : ABDELHAMID MOKRAOUI et l'encadrement de L'UNIVERSITE AKLI MOHAMED OULHADJ DE BOUIRA, Faculté des Sciences et Sciences Appliquées, Département de Génie Civil.*

*Nous remercions très sincèrement notre promoteur Monsieur AMRANE BELAID, pour nous avoir bien encadrées au cours de l'élaboration de ce projet, qui nous a assuré ses précieux conseils, fruits de sa grande expérience dans le bâtiment, et qui nous a dirigé dans l'élaboration de ce travail avec beaucoup d'attention et de disponibilité.*

*Ce fut un réel plaisir de bénéficier à la fois de ses connaissances Scientifiques et techniques mais aussi de ses qualités d'écoute et pédagogiques.*

*Nos remerciements les plus sincères à tous nos enseignants qui ont assuré notre formation et à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*FADHMA*

## Dédicaces

*Avec une énorme joie, je dédie ce travail à ceux que j'aime  
et ceux qui m'aiment et qui sont très chers pour moi :*

*À la lumière qui a éclairé mon chemin depuis ma naissance, source de  
mon éducation et mon instruction, à la personne qui m'a encouragé tout le  
long chemin de ma vie, à ses conseils et son orientation : mon père bien  
aimé.*

*A ma mère, la plus belle bougie qui m'a toujours aidée avec ses prières.*

*A mon père, pour ses encouragements et son soutien*

*A mes chers frères Arezki et Mayas, que dieu les gardes et les protèges.*

*A mes adorables sœurs Siham, Lyna et Jasmine je vous souhaite un  
avenir plein de joie, de bonheur et de réussite.*

*A toute ma famille.*

*A mes grands parents que je n'ai pas eu la chance de connaître et  
pour qui je prie dieu le tout puissant de leurs accorder sa miséricorde et les  
accueillir en son vaste paradis.*

*A mes chers ami(e)s, Houssam, Iles, Said, Fouad, Lilia , Sofia et tous  
les autres sans exception*

*A tous mes collègues de promotion Génie Civil.*

*Mokraoui Fadhma*

## **Résumé**

Durant ces dernières décennies, plusieurs séismes de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels.

Ces dégâts sont aggravés par la négligence et la mauvaise conception. Pour y remédier beaucoup de recherches ont été faites pour réduire le risque sismique, c.-à-d. comprendre l'effet sismique sur la structure, et son comportement. Pour améliorer le comportement sismique de la structure, il faut construire parasismique !

Le travail présenté dans cette étude, traite deux problématiques courantes : l'influence du système de contreventement et le saut en rigidité. Dans un premier temps nous avons étudié la réponse de la structure à l'excitation sismique en fonction du système de contreventement.

Dans un deuxième temps, on a traité la question de l'influence du saut de rigidité sur la stabilité et le comportement dynamique des constructions à travers un exemple simple d'un bâtiment en R+3.

La modélisation des structures est faite avec le logiciel ETABS 2016.

### **Mots clés :**

Système de contreventement, saut de rigidité, stabilité, comportement sismique



## **Abstract**

During the last decades, several earthquakes of different intensities have hit several countries and caused considerable loss of life and material damage.

This damage is aggravated by neglect and bad design. To remedy this, much research has been done to reduce the seismic risk, ie. understand the seismic effect on the structure, and its behavior. To improve the seismic behavior of the structure, it is necessary to build earthquake resistant buildings.

The work presented in this study deals with two common problems: the influence of the bracing system and the jump in rigidity. First, we studied the response of the structure to the seismic excitation according to the bracing system.

Secondly, the question of the influence of the rigidity jump on the stability and the dynamic behavior of the constructions was studied through a simple example of a building in R + 3. Structural modeling is done with the ETABS 2016 software.

### **Keywords :**

Bracing system, rigidity jump, stability, seismic behavior

## ملخص:

خلال العقود الماضية، ضربت عدة زلازل مختلفة الشدة العديد من البلدان وتسببت في خسائر كبيرة في الأرواح والأضرار المادية. يتفاقم هذا الضرر بسبب الإهمال والتصميم السيئ. لعلاج هذا، تم إجراء الكثير من البحوث للحد من خطر الزلازل، أي. فهم الآثار الزلزالية على الهيكل، وسلوكه. لتحسين السلوك الزلزالي للبنية التحتية، فمن الضروري لبناء الزلازل!

يتناول العمل المقدم في هذه الدراسة مشكلتين شائعتين: تأثير نظام التأهب والقفز في الصلابة. في البداية، درسنا استجابة الهيكل لإثارة الزلزالية وفقاً لنظام التدعيم.

ثانياً، تمت مناقشة مسألة تأثير الصلابة على الاستقرار والسلوك الديناميكي للمباني في مثال بسيط للمبنى في R+3.

تم النمذجة الهيكلية مع برنامج ETABS 2016.

كلمات البحث:

تستعد النظام، والقفز صلابة، والاستقرار، والسلوك الزلزالي.

Introduction générale	01
-----------------------	----

## **Chapitre I**

I.1.Présentation de l'ouvrage	03
I.1.1Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	03
I.1.2. Données sismique de la structure	03
I.1.3.Hypothèses de calcul	03
I.1.4.Les éléments de l'ouvrage	04
I.1.5. Réglementation utilisée	05
I.1.6.Présentation de la méthode de calcul aux états limites	05
I.2.3.1-Définition des états limitent	05
I.1.7 Actions et sollicitations	07
I.2.Hypothèses de calcul	08
I.2.1.Le béton	08
I.2.2-Aciers	13
I.2.1.Les combinaisons d'action	17

## **Chapitre II**

II.1. Les planchers	18
II.1.1.Plancher à corps creux	18
II.2. Les escaliers	19
II.3.Les poutres	25
II.3.1-Poutre s secondaires	25
II.3.2-Poutres principales	25
II.4.Les balcon	26
II.5.L'acrotère	27
II.6.Les voiles	27
II.7.Descente de charges	30
II.7.1.Charges permanentes	30
II.7.2Pré dimensionnement des poteaux	35
II.7.2.1.Les étapes de calcul	35
II .8. Localisation des poteaux les plus sollicités	37

## **Chapitre III**

III.1. Acrotère	43
III.1.1. Hypothèse de calcul	43
III.1.2.Evaluation des charges et surcharges	44

III.1.3.Calcul des sollicitations	44
III.1.4. Calcul de l'excentricité	46

f

III.1.5. Ferrailage	47
III.1.6. Vérification à L'ELS	50
III.1.7. Schéma de ferrailage	52
III.2. Calcul des balcons	52
III.2.1.Définition	52
III.2.2.Les charges	53
III.2.3. Ferrailage du balcon	54
III.2.4. Vérifications à l'ELU	55
III.2.5. Vérification à l'ELS	56
III.2.6.Vérification de la flèche	57
III.2.7.Schéma de ferrailage	57
III.3. Etude d'escaliers	58
III.3.1.Introduction	58
III.3.1.1. Etudes d'escalier droit	58
III.3.1.2.Ferrailage à l'ELU	59
III.3.1.3.Calcul des armatures	62
III.3.1.4. Calcul de la flèche	65
III.3.1.5. Etudes d'escalier balancé	65
III.3.1.6.Schéma de ferrailage des différents types d'escalier	74
IV.3.1.7. Etude de la poutre palière	76
III.4. Calcul du plancher en corps creux	84
III.4.1.INTRODUCTION	84
III.4.2.Pré dimensionnement des poutrelles	85
III.4.3.Calcul des poutrelles	86
III.4.3.1. Méthode forfaitaire	87
III.4.3.2.Exposé de la méthode	88
III.4.3.3.VALEURS DES MOMENTS ET VALEURS DE L'EFFORT TRANCHANT	89
III.4.3. Ferrailage	102

## **Chapitre IV**

IV.1. Introduction	111
IV.2. Objectifs de l'étude sismique	111
IV.3.Classifications de l'ouvrage	111
IV.3.3- Nature du site	111
IV.4- Méthodes de calcul de l'action sismique	112
IV.4.1.-Introduction	112
IV.4.2- Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)	112



IV4. 3. La méthode d'analyse modale spectrale	112
IV.4.4 Choix de la méthode de calcul	112
IV.5. Modélisation de la structure a' l'aide du logiciel Étapes	113
IV.5. 1.Présentation du logiciel ETABS	113
IV.6.Variante 1.Ossature auto stable	114
IV.6.1Introduction	114
IV.6.2.Spectre de réponse de calcul	115
IV.6.2.1.Détermination des paramètres du spectre de réponse	116
IV.6.2.2.Vérification des recommandations du RPA99 /2003 pour la variante1	121
IV.2.3 .Vérification des exigences de RPA 2003	125
IV .7.Variante 2. ETUDE DE LA STRUCTURE MIXTE POTEAUX -VOILES	132
IV.7.1.Introduction	132
IV.7.2.Spectre de réponse de calcul	139
IV.7.2.1.Détermination des paramètres du spectre de réponse	139
IV.7.2.2. Vérification des recommandations du RPA99 /2003 pour la variante 2	145
IV.7.2.3. Vérification des exigences de RPA 2003	149
IV.8. Etude comparative entre les deux variantes	156
IV.8.1. Etude comparative de comportement dynamique pour les deux variantes	156
VI.8.2. Influence du saut de rigidité sur le comportement dynamique des structures de bâtiment	157

## **Chapitre V**

V.1. poteaux	164
V.1.1. introduction	164
V.1.2. recommandations du rpa 99	164
V.1.3. sections des poteaux à considérer	167
V.1.4. exemple de calcul	167
3. vérifications	171
3.1. vérification des contraintes al'els	171
3.2. vérification de la condition de non fragilité	172
3.3. vérification des sollicitations normales	173
3.4. vérification	173
3.4.1. vérification des contraintes al'els	173
V.1.5. ferrailage des poteaux	175
V.1.5.1. armatures longitudinales	175
V.1.5.2. choix des armatures longitudinales des poteaux	175
V.1.5.3. armatures transversales	176



V.1.6. vérifications des poteaux	176
V.1.6.1.contraintes tangentielles (art7.4.3.2.rpa99/2003)	176
VI.1.6.2. vérifications des sollicitations normales	177
V.1.6.3. vérifications des contraintes al'els	177
V.2.ferraillage des poutres	179
V.2.1. introduction	179
V.2.2. recommandation du r.p.a99/2003	180
V.2.3. condition de non fragilité du bael91/99 (art a.4.2.1)	180
V.2.4. vérification au cisaillement du bael91/99 (art a.5.1.1)	180
V.2.5. vérification à l'els	181
V.2.6. armatures longitudinales	182
V.2.6.1.ferraillage des poutres	182
V.2.6.2. vérification à l'elu	183
VI.2.6.3. vérification à l'els	185
V 2.6.4. schéma de ferraillage	187
V.3. voiles	188
V.3.1. définition	188
V.3.2. recommandation du rpa99	188
V.3.2.1. armatures verticales (art 7.7.4.1)	188
V3.2.2. armatures horizontales (art 7.7.4.2)	189
V.3.2.3. armatures transversales (art 7.7.4.3)	189
V.3.2.4. armature de potelet	189
3.2.5. diamètre minimal	189
V.3.2.6. règles communes (armatures verticales et horizontales) (art 7.7.4.3)	190
V.3.3. ferraillage	191
V.3.3.1. armatures verticales	192
V.3.3.2. armatures minimales	193
V.3.4. vérification à l'els	193
V.3.4.1. vérification des contraintes du béton	193
V.3.4.2. vérification de la contrainte de cisaillement	194
V.3.5. exemple de calcul	194
V.3.6. conclusion de ferraillage	197
<b>Chapitre VI</b>	
VI. Etude de l'infrastructure	200
VI.1.1. Etude géotechnique du sol	200
VI.1.2. Facteurs de choix du type de fondation :	200



## Sommaire

VI.1.3. Choix de type de fondation	200
VI.2.Calcul de la semelle isolée sous poteau le plus sollicité	201
VI.2.1.Pré dimensionnement selon le CBA93	201
VI.2.2.Vérification des conditions d'application de la méthode des bielles	202
VI.2.3.Vérification des conditions de rigidité	202
VI.2.3.Vérification de la contrainte du sol	202
VI.2.4.Vérification de la stabilité au renversement selon le RPA 99	202
VI.2.5.Vérification au poinçonnement	203
VI.2.6. Calcul du ferrailage	203
VI.2.7.Dispositions constructives	204
VI.2.8. Schéma de ferrailage d'une semelle isolé	204
VI.3.Calcul du Semelle filante sous voile le plus sollicité	205
VI.3.2. Calcul de ferrailage	208
VI.3.3. Calcul de ferrailage	210
Conclusion générale	212
Bibliographie	213

Figure. I.1 : Diagramme des déformations limites de la section	6
Figure I.2 : Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton	9
Figure I.3 : Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$	9
Figure I.4 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU	12
Figure I.5 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS	12
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation conventionnel de l'acier	16
Figure I.7 : Diagramme contraintes- déformations de calcul a l'ELU.	16
Figure II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps	18
Figure II.2 : Les escaliers	19
Figure.II.3. : Schéma de l'escalier d'étage RDC(volée 1) (volée 1)	20
Figure II.4 : Schéma de l'escalier d'étage RDC (volée 2)	20
Figure II.5 : Schéma de l'escalier d'étage courant à 2 volées	21
Figure II.6 : dimension à respecter pour les poutres	26
Figure II.7 : Acrotère	27
Figure II.8 : Coupe de voile en élévation	28
Figure II.9 : « Coupe de voile en plan »	29
FigureII.10 : Constituants d'un plancher terrasse	30
Figure II.11 :« Constituants d'un plancher courant	31
Figure II.12 : Acrotère	32
Figure III-1.Acrotère.	43
Figure III.2-Sollicitations sur l'acrotère.	45
Figure III.3-Diagramme des moments et des efforts tranchants	46
Figure III.4- Schémas de ferrailage de l'acrotère	52
Figure III.5- Schéma de ferrailage de balcon	57
Figure III.6- Vue d'escalier droit	58
Figure III.7-Escalier balancé	65
Figure III.8- Diagramme de moment et d'effort tranchant(ELU)	67
Figure III.9-Diagramme de moment et d'effort tranchant(ELS)	67
Figure III.10-schéma statique	68
Figure III.11- Diagramme de moment et d'effort tranchant	70
Figure III.12- Diagramme de moment et d'effort tranchant(ELU)	72
Figure III.13-Diagramme de moment et d'effort tranchant	73
Figure III.14-Ferrailage de l'escalier Type 1	74
Figure III.15-Ferrailage de l'escalier Type 2 (volée)	75
Figure III.16 -Ferrailage de l'escalier Type 2. (volée 2)	75

Figure III.17- Ferrailage de l'escalier Type 2. (volée 3)	76
Figure III.18-schéma statique de la poutre palière	76
Figure III.20-Schéma de ferrailage de la poutre palière	83
Figure III.21 : schéma statique	86
Figure III.22 schéma statique	86
Figure III.23schéma statique	86
Figure III.24 diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants a' ELU	91
Figure III.25 diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants a' ELS	93
Figure III.26 diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants a' ELU	95
Figure III.27 Diagrammes des moments fléchissant des efforts tranchants a' ELS	97
Figure III.28Diagrammes des moments fléchissant des efforts tranchants a' ELU	99
Figure III.29Diagrammes des moments fléchissant des efforts tranchants a' ELS	101
Figure III.30 Schéma statique de calcul	107
Figure III.31-Schéma de Ferrailage du plancher	110
Figure IV.1- Modélisation de la structure auto stable (Vue en 3D)	114
Figure IV.2Modélisation de la structure auto stable (Vue en 2D)	115
Figure IV.3Spectre de réponse de calcul « structure auto stable	118
Figure IV.4Premier mode de vibration (translation)	119
Figure IV.5 Deuxieme mode de vibration (rotation)	120
Figure IV.6Troisième mode de vibration (rotation)	120
Figure IV.7Variante ossature mixte portique voiles (vue en plan) et en 3D	139
Figure IV.8Schéma d'emplacement des voiles (Vue en 2D)	139
Figure IV.9Spectre de réponse de calcul « structure mixte »	142
Figure IV.10Premier mode de vibration (translation)	143
Figure IV.11Deuxieme mode de vibration (translation)	143
Figure IV.12Troisième mode de vibration (rotation)	144
Figure IV.13Variante de référence	158
Figure IV.14Variante SR	159
Figure IV.15Variante SR1	160
Figure IV.16Variante SR2	161
Figure IV.17Variante SR3	162
Figure.VI.1 Représentation des semelles isolées sous poteaux carrée	201
Figure.VI.2.Schéma de ferrailage d'une semelle isolé	204
Figure.VI.3. Schéma de ferrailage d'une semelle isolé	205
Figure.VI.4. Schéma de Débord	206



## Liste des tableaux

Tableau I.1 : récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton.....	13
Tableau I.2 : les caractéristiques géométriques.....	14
Tableau. I.3 : récapitulatif des caractéristiques de l'acier.....	17
Tableau.II.1. : récapitulatif d'un escalier droit.....	25
Tableau.II.2 : récapitulatif d'un escalier balancé.....	25
Tableau II.3 : Vérifications des conditions de résistance (l'article7.5.1 de l'RPA99/V2003)...	26
Tableau.II.4 : Estimation des charges et des surcharges revenant.....	39
Tableau III. 1.Charges et surcharges.....	44
Tableau III.2-Différentes combinaisons à utiliser. ....	45
Tableau III.3-L'effort tranchant.....	59
Tableau III.4- Moments fléchissant.....	60
Tableau III.3.7-les sollicitations de calcul.....	66
Tableau III.8-ferraillage et vérification.....	68
Tableau III.9- les sollicitations de calcul .....	68
Tableau III.10-ferraillage et vérification.....	71
Tableau IV.11 : les sollicitations de calcul.....	71
Tableau III.12-ferraillage et vérification.....	74
Tableau suivant III.13- écapitule les résultats trouvés.....	82
Tableau III.14-Valeur des coefficients forfaitaires.....	88
Tableau III.15: Charge et surcharge et La combinaison de charge.....	89
Tableau III.16- Moment en travée a' ELU pour plancher terrasse.....	90
Tableau III.17 -Moment en travée à ELS pour plancher terrasse.....	92
Tableau III.18-Moment en travées à ELU pour plancher étage courant.....	94
Tableau III.19 -Moment en travée a ELS étage courant.....	96
Tableau III.20- Moment en travée a ELU étage courant.....	98
Tableau III.21- Moment en travée a ELS étage courant.....	100
Tableau III.22- les efforts maximaux.....	102
Tableau III.23-Résultants des armatures en travée.....	103
Tableau III. 24-Résultants des armatures en appuis.....	104
Tableau III.25-vérification des contraintes de compression dans le béton.....	106
Tableau IV.1- Caractéristique dynamique de la structure auto stable.....	121
Tableau IV.2- Résumé des résultats.....	122
Tableau IV.3 -Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX) .....	122
Tableau IV.4 -Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY).....	123
Tableau IV.5 - Combinaisons des réponses modales.....	124

Tableau IV.6 Caractéristique massique de la structure auto stable.....	125
Tableau IV.7 -Vérification de la résultante des efforts tranchants a la base.....	125
Tableau IV.9- Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY’.....	127
Tableau IV.10 - vérification du renversement.....	128
Tableau IV.11- vérification des déplacements inter-étage.....	130
Tableau IV.12-vérification de l’effetP- $\Delta$ .....	131
Tableau IV.13- Caractéristique dynamique de la structure mixte.....	144
Tableau IV.14 -Résumé des résultats.....	145
Tableau IV.15- Calcul de l’effort tranchant modal à la base sens longitudinal.....	146
Tableau IV.16 -Calcul de l’effort tranchant modal à la base sens transversal (YY) .....	146
Tableau IV.17- Combinaisons des réponses modales.....	147
Tableau IV. 18 Les coordonnées du centre de masse et centre de torsion avec l’excentricité.	148
Tableau IV.19 -Vérification de la résultante des efforts tranchants a la base.....	149
Tableau IV.20- Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX’.....	151
Tableau IV.21 - Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY’.....	151
Tableau IV.22- vérification du renversement.....	152
Tableau IV.23-vérification des déplacements inter-étage.....	154
Tableau IV.24 -vérification de l’effet P- $\Delta$ .....	155
Tableau IV.25- comparatif des modes de vibration pour les deux variantes (Auto stable et mixte).....	156
Table IV.26 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2) .....	158
Table IV.27 - Base Réactions.....	158
Table IV.28- Story Max/Avg Displacements.....	159
Table IV.29 - Base Réactions.....	159
Table IV.30- Story Max/AvgDisplacements.....	160
Table IV.31- Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2) .....	160
Table IV.32- Base Réactions.....	160
Table IV.33- Story Max/AvgDisplacements.....	161
Table IV.34 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2) .....	161
Table IV.35- Base Réactions.....	162
Table IV.36 - Story Max/AvgDisplacements.....	162
Table IV.37 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2) .....	162
Table IV.38- Base Réactions.....	163
Table IV.39 - Story Max/Avg Displacements.....	163
Table IV.40 - Modal Participating Mass Ratios (Part 1 of 2) .....	163
Tableau V.1-Récapitulatif des efforts internes.....	167

Tableau V.2-Ferraillage longitudinal.....	175
Tableau V.3- Récapitulatif des choix des Armatures longitudinales des poteaux.....	175
Tableau V. 4- Armature transversale (Zone courante) .....	176
Tableau V.5-Armature transversale (Zone nodale).....	176
Tableau V.6-Vérification des sollicitations tangentes.....	177
Tableau V.7-Vérification des sollicitations normales.....	177
Tableau V.8-Vérification des contraintes dans le béton des poteaux à l'ELS. ....	177
Tableau V.9- Hypothèses de calcul. ....	182
Tableau V.10- Ferraillage des poutres principales.....	183
Tableau V.11- Ferraillage des poutres secondaires.....	183
Tableau V.12-longueur minimale de recouvrement.....	184
Tableau V.13-vérification de la contrainte.....	184
Tableau V.14- Vérification des contraintes des poutres principales.....	185
Tableau V.15-Vérification des contraintes des poutres secondaires.....	185
Tableau V.16- Vérification de la flèche pour les poutres principales.....	186
Tableau V.17- Vérification de la flèche pour la poutre secondaire.....	186
Tableau V.18-.Les sollicitations et le ferraillage de tous les voiles.....	197
Tableau V.19-vérification de ferraillage.....	197
Tableau V.20.Vérification des contraintes de cisaillement.....	199
Tableau V .21-Vérification des contraintes de cisaillement.....	199
Tableau VI.1.sous combinaisons accidentelles.....	203
Tableau VI.2 .sous combinaisons accidentelles.....	207
Tableau VI.3. Calcul de la section d'armature. ....	208
Tableau VI.4.Sous combinaison accidentelles.....	210
Tableau VI.5.Calcul de la section d'armature. ....	211

### LISTE DES SYMBOLES

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone,
- $A_s$  : 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.
- $d$  : 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.
- $P$  : Rayon moyen.
- $f_{c28}$  : 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'age.
- $K$  : Coefficient de raideur de sol.
- $S_c$  : Tassement œdométrique.
- $S_c^T$  : Tassement total.



- $S_c^{adm}$  : Tassement admissible.
- $\delta$  : 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
- $\gamma_s$  : 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.
- $V_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur, Indice des vides.
- $\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.
- $C_c$  : Coefficient de compression.
- $C_s$  : Coefficient de sur consolidation.
- $K_t$  : Facteur de terrain.



## Liste des symboles

---

- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $Z_0$  : Paramètre de rugosité.
- $Z_{min}$  : Hauteur minimale.
- $C_r$  : Coefficient de rugosité.
- $C_t$  : Coefficient de topographie.
- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition.
- $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.
- $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.
- $C_p$  : Coefficient de pression nette.
- $q_{dyn}$  : Pression dynamique.
- $q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.
- $q_j$  : Pression dû au vent.
- $F_{fr}$  : Force de frottement.
- $R$  : Force résultante.
- $N_q, N_\gamma, N_c$  : Facteurs de portance.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $I_p$  : Indice de plasticité.
- $I_c$  : Indice de consistance.
- $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- $S_r$  : Degré de saturation.
- $\gamma_d$  : Poids volumique sèche.
- $\gamma_h$  : Poids volumique humide.
- $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.

### Introduction générale

Dans ce travail, on se propose de traiter deux problématiques importantes. La première concerne une mauvaise interprétation des règlements de construction parasismiques. En effet, si le règlement parasismique Algérien (Art.4.3 RPA99/2003) autorise un système de contreventement en portiques pour les bâtiments de faible hauteur (comme c'est le cas pour les bâtiments ne dépassant pas 7 niveaux ou 23 m en zone I, 5 niveaux ou 17 m en zone II et 2 niveaux ou 8 m en zone III), il se trouve que l'on soit obligé de recourir aux voiles pour minimiser les effets de torsion.

La deuxième problématique traitée a trait aux conséquences des sauts en rigidité, en hauteur. Certains constructeurs malhonnêtes, par souci de gagner quelques sacs de ciments, trichent et réduisant les dimensions des voiles d'un niveau à un autre. Il en résulte une concentration d'efforts aux endroits des sauts en rigidité, qui nuit à la résistance de la structure et à la réponse du bâtiment au séisme.

La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée non seulement par l'intensité de l'action sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Les structures relativement flexibles (portiques où cadres) se comportent mieux sous l'action sismique, due au fait qu'elles absorbent l'énergie sismique (structure ductile), cependant l'analyse de ces structures montre que ce type doit supporter d'importants déplacements relatifs entre étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur les éléments structuraux et non structuraux.

Lors de tremblements de terre importants, il a été constaté que de nombreux bâtiments voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés. Mis à part leurs rôles d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques

Dans le présent travail nous étudierons et comparons le comportement au séisme, des constructions en portique (poteau-poutre) et mixtes (portiques+voiles).

L'influence de l'augmentation de la rigidité des voiles doit être étudiée, pour cela on a choisi deux types de voiles dans la structure ; Des voiles de 1,5m qui occupent une partie de la travée (dans le sens longitudinal et transversal), et les voiles de 1,2 m dans le sens longitudinal.

L'influence des sauts de rigidité et de résistance dans le comportement dynamique des constructions, en changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre.

Ce travail est ainsi partagé en sept chapitres représentés comme suit :

**Chapitre I** : présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

**Chapitre II**: pré dimensionnement des éléments résistants

**Chapitre III**:calcul des éléments secondaires

**Chapitre IV** : étude dynamique et sismique.

**Chapitre V**:calcul des éléments résistants pour la structure de référence

**Chapitre VI** : Etude de l'infrastructure. (Structure de référence)

## I.1.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment de (**R+3**) à usage d'habitation et de commerce en béton armé composé d'une structure auto stable et une structure mixte (portiques + voiles) avec une terrasse inaccessible.

- Le RDC est à usage commercial.
- Les trois autres niveaux sont à usage d'habitation.

L'ouvrage comporte :

- Un escalier droit
- Un escalier balancé

L'ouvrage sera implanté à wilaya de Bouira, Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003).

### I.1.1Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

#### 1) En plan

- La longueur totale .....20 m
- La largeur totale .....10 m

#### 2) En élévation

- Hauteur totale du bâtiment .....13,26 m
- Hauteur du RDC.....4,08 m
- Hauteur d'étage courant .....3,06

### I.1.2. Données sismique de la structure

• Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ versions 2003** comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme **meuble** (S3).

### I.1.3.Hypothèses de calcul

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à **28** jours  $f_{c28} = 25$  MPa.
- La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1$  MPa.
- $E_{vj} = 10818,865$  MPa (Module de déformation différé du béton).
- $E_{ij} = 32164,20$  MPa (Module de déformation instantané du béton).

- $F_e = 400 \text{ MPa}$ . (Limite d'élasticité des aciers).

#### I.1.4. Les éléments de l'ouvrage

##### a) Ossature et contreventement

Le contreventement de la structure est assuré par le système de contreventement mixte (portiques/voiles) néanmoins pour le respect de l'objet de le PFE une étude comparative sera réalisé avec un système de contreventement autostable poteaux / poutres.

##### b) Planchers

Les planchers remplissent deux fonctions principales :

➤ **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

➤ **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, on adopte des planchers en dalles pleines et en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles

##### c) Maçonnerie

➤ **Murs extérieurs** : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de **15 cm** et **10 cm** d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de **5 cm**.

➤ **Murs intérieurs (cloisons)** : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

##### d) Les escaliers

Le bâtiment présente deux types d'escalier :

- ✓ type droit à deux volées et une seul volée (étages courants)
- ✓ type balancer simple quartier tournant.

##### e) L'acrotère

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

##### f) Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

##### g) Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

##### h) Le revêtement

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.

- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour salle d'eau et cuisine.

#### **i) Les fondations**

Les **fondations** d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

#### **j) Système de coffrage**

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les portiques et les planchers.

#### **I.1.5. Réglementation utilisée**

L'étude de la conception de la structure du bâtiment sera effectuée conformément aux règles suivant :

- ❖ (Règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003) : **RPA**
- ❖ (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé) : **CBA 93**
- ❖ (Charges permanentes et charges d'exploitation) : **DTR B.C.2.2**

#### **I.1.6. Présentation de la méthode de calcul aux états limites**

##### **I.1.6.1-Définition des états limites ultimes**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

##### **a) Etats limites ultimes (ELU)**

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage

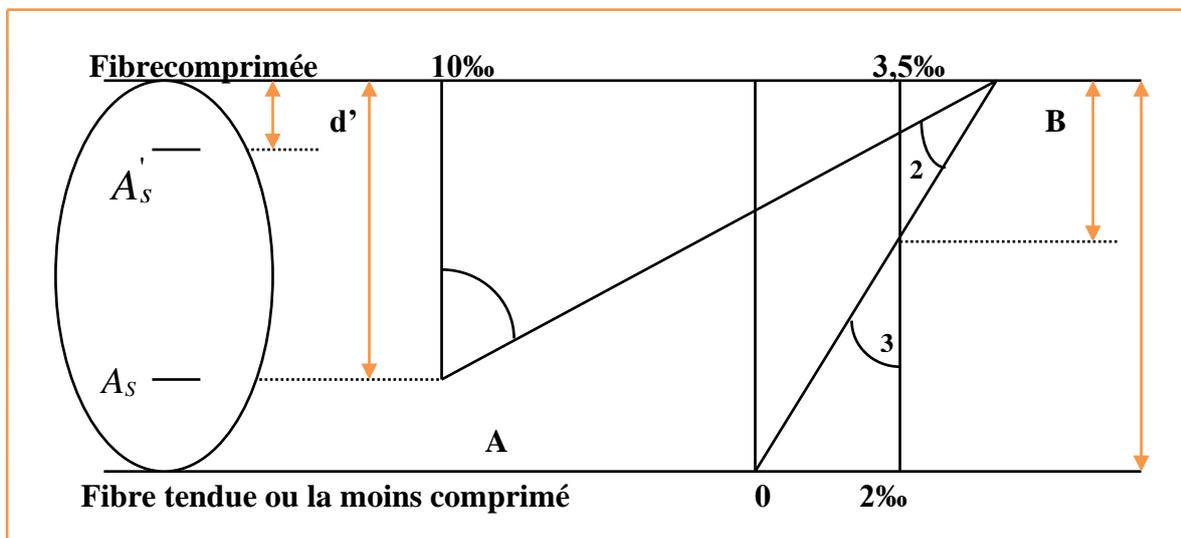
Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement)
- De la résistance de chacun des matériaux (rupture)
- De la stabilité de forme (flambement)
- ❖ **Hypothèse de calcul à L'ELU**
- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.

- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5‰** en flexion simple et **2‰** en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 ‰**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.



**Figure. I.1 : Diagramme des déformations limites de la section**

### b) Etats limites de service (ELS)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.

### ❖ Hypothèse de calcul à l'ELS

• Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

- Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15 E_b$  ;  $n = 15$ ),  $n = 15$  : coefficient d'équivalence.

### I.1.6.2 Actions et sollicitations

#### a) Définition des actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

#### Action permanentes (G)

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la section.
- Le poids des équipements fixes.
- Le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

#### On note

- $G_{max}$ : actions permanentes défavorables.
- $G_{min}$  : actions permanentes favorables.

#### Actions variables (Qi)

Ce sont les actions dont l'intensité est plus ou moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

#### On note

- $Q$  : action variable de base.

#### Actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

## I.2.Hypothèses de calcul

### I.2.1.Le béton

Le béton est un mélange de granulats : De ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants" de masse volumique de **2500Kg/m<sup>3</sup>**.

Pour le présent projet on adoptera :  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

#### a) Composition du béton

**Le dosage d'un béton courant est composé de**

- 350Kg de ciment portland artificiel CPA325 bar.
- 400L de sable.
- 800L de gravillons ( $D \leq 25\text{mm}$ ).
- 175L d'eau.

#### b) caractéristiques mécaniques :

##### Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours** d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  **$f_{cj}$** . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (**16x 32**) par compression axiale après **28 jours** de durcissement.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (**j**)jours, définies à partir de  $f_{c28}$  par :

Pour notre projet, le béton à une résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

##### • Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ si } j < 60 \text{ jours.} \\ 1,1 f_{c28} = 1.1 * 25 = 37.5 \text{ Mpa si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

##### • Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{Si } \dots j \leq 28 j. \\ f_{c28} \dots \dots \dots \text{Si } \dots j > 28 j. \end{array} \right.$$

Le choix de  $f_{c28}$  :

Dans notre cas on considère que  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

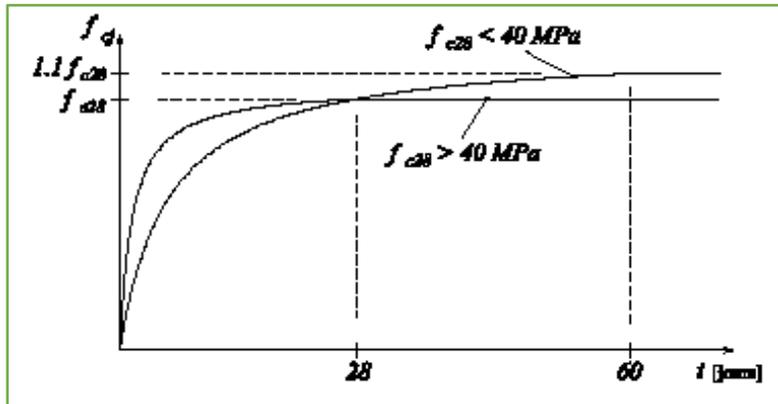


Figure I.2 : Evolution de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton

**-Résistance caractéristique du béton à la traction**

La résistance caractéristique 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 :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \dots\dots\dots(\text{BEAL 91, art A.2.1, 12}) .$$

Dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{c_j}$  sont exprimés en MPa ou (N/mm<sup>2</sup>).

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{c_j} < 60 \text{ MPa}$ .

Pour :  $j = 28$  jours, .....  $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$ .

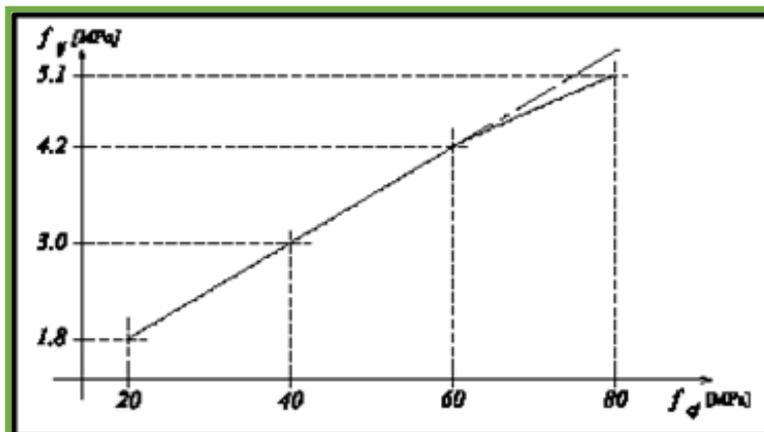


Figure I.3 : Evolution de la résistance à la traction  $f_{t_j}$  en fonction de celle à la compression  $f_{c_j}$

**-Module de déformation longitudinale**

On distingue les modules de Young instantané ( $E_{ij}$ ) et différé ( $E_{vj}$ ). Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (**cas courant**), on utilisera le module différé,

qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané :  $(E_{ij} = 3E_{vj})$ .

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

#### -Module de déformation longitudinale :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de  $(j)$  jours note  $E_{ij}$  est égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \cdot \frac{E}{2(1 + \nu)} \dots \dots \dots (CBA93 \text{ Art } 2.1.21) \\ E_{ij} = 23164.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### -Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \dots \dots \dots (CBA93 \text{ Art } 2.1.21) \\ \text{Dans note cas :} \\ E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### -Module de déformation transversale

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

E : module de YOUNG.

$\nu$ : Coefficient de Poisson.

#### -Coefficient de Poisson:(BAEL91, art A2.1.3)

Le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$$\left\{ \begin{array}{l} v = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.} \\ v = 0.2 \text{ pour le calcul des déformations à l'ELS.} \end{array} \right.$$

### c) Modèles de calcul

#### ➤ À l'ELU

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur la figure (2.4)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \\ 2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \text{ compression avec flexion.} \end{array} \right.$$

Avec  $\varepsilon_{bc}$ : raccourcissement du béton.

#### -Contraintes limites du béton en compression :

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \implies \text{(BEAL91.art.A.4.3.41)}$$

Dans notre cas

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \dots \dots \dots \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$$

$\gamma_b$  = Coefficient de sécurité partiel

$\theta$  = est en fonction de la durée  $T$  d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & T > 24h \\ 0.9 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases}$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ , on obtient :  $f_{bu} = 14.2\text{Mpa}$

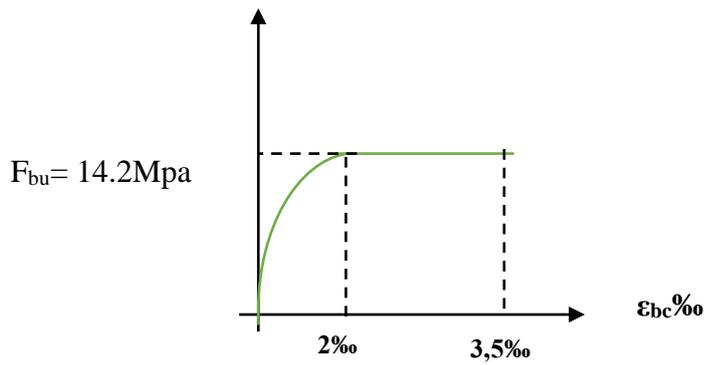


Figure 1.4 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU

➤ À l'ELS:

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \quad (\text{BAEL91, art A.4.5, 2})$$

Pour notre cas:  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot 25 = 15 \text{MPa}$

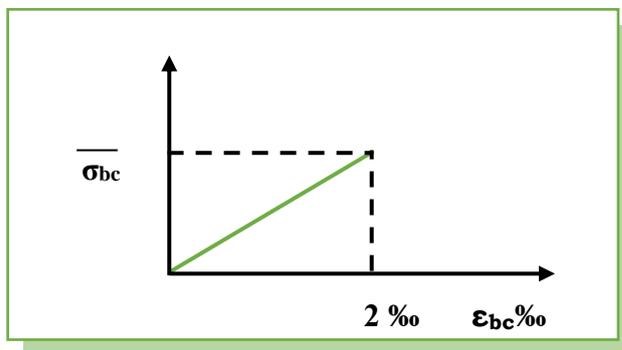


Figure 1.5 : Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS

**-Contrainte limite de cisaillement**

➤ La contrainte de cisaillement à L'ELS est définie par :

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

**Vu** = Effort tranchant à l'ELU dans la section.

**b0** = Largeur de la section cisailée.

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

➤ La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min [ 3,33 ; 5 ] \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [ 2,5 ; 4 ] \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \left\{ \dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \left\{ \dots\dots \text{fissuration très préjudiciable.} \right.$$

➤ Poids volumique de béton :

Le poids volumique du 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

**Tableau I.1 -récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton**

F <sub>c28</sub>	F <sub>t28</sub>	E <sub>ij</sub>	E <sub>vj</sub>	f <sub>bu</sub>	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,60. f_{c28}$	$\bar{\tau}_u$
25Mpa	2.1Mpa	23164.2MPa	10818.865Mpa	14.2Mpa	15 Mpa	3,33 Mpa

**I.2.2-Aciers**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élançements faibles.

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour **0.15** à **0.25%** de carbone.
- Aciers durs pour **0.25** à **0.40 %** de carbone.

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec **f<sub>e</sub> ≤ 500 MPa**, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

**a)Caractéristiques des aciers utilisés****-Caractéristiques géométriques**

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

**Tableau I.2 -les caractéristiques géométriques**

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
<b>Section</b> (cm <sup>2</sup> )	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
<b>Poids</b> (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

**-Caractéristiques mécaniques**

$f_e$  = limite d'élasticité garantie (résistance caractéristique) en MPa.

Nous utilisons pour le ferrailage :

- des barres à hautes adhérences (HA) :

Fe E 400     $f_e = 400$  MPa  $\implies$  armatures longitudinales.

- des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TS) :

FeE 520     $f_e = 520$  MPa  $\implies$  Dalles de compression

**Module d'élasticité**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 2 \cdot 10^5$  MPa.

**Contraintes limites d'élasticité de l'acier****-Contrainte de traction à l'ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où :  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel q  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = \mathbf{1.15} \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = \mathbf{1.00} \text{ pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \implies \left\{ \begin{array}{l} 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{ situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \text{ situation accidentelles.} \end{array} \right.$$

**-Contrainte de traction à l'ELS**

Fasse au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **fissuration peut nuisible**

Il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.

- **fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min [266.67 ; 201.63] = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}} )$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(200 ; 164.97) = 164.97 \text{ Mpa}$$

Avec

$\eta$  : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence(HA) de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,00 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{array} \right.$$

❖ **Diagramme contraintes - déformations conventionnel**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante.

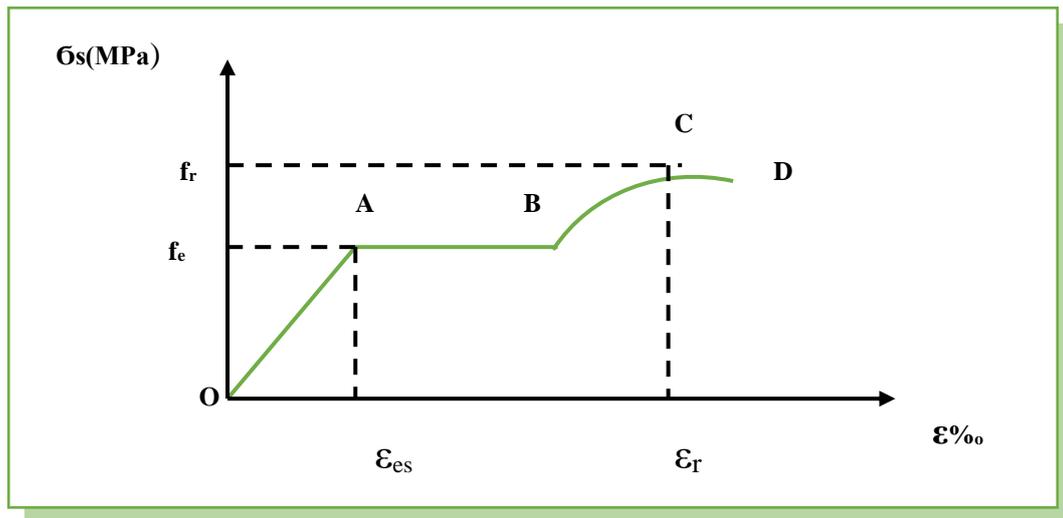


Figure : I.6. Diagramme contrainte déformation conventionnel de l'acier

Avec

$f_r$  : Résistance à la rupture

$f_e$  : Limite d'élasticité

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties

**Zone 0A** : Domaine élastique linéaire.

**Zone AB** : Domaine plastique.

**Zone BC** : Domaine de raffermissement.

**Zone CD** : Domaine de striction

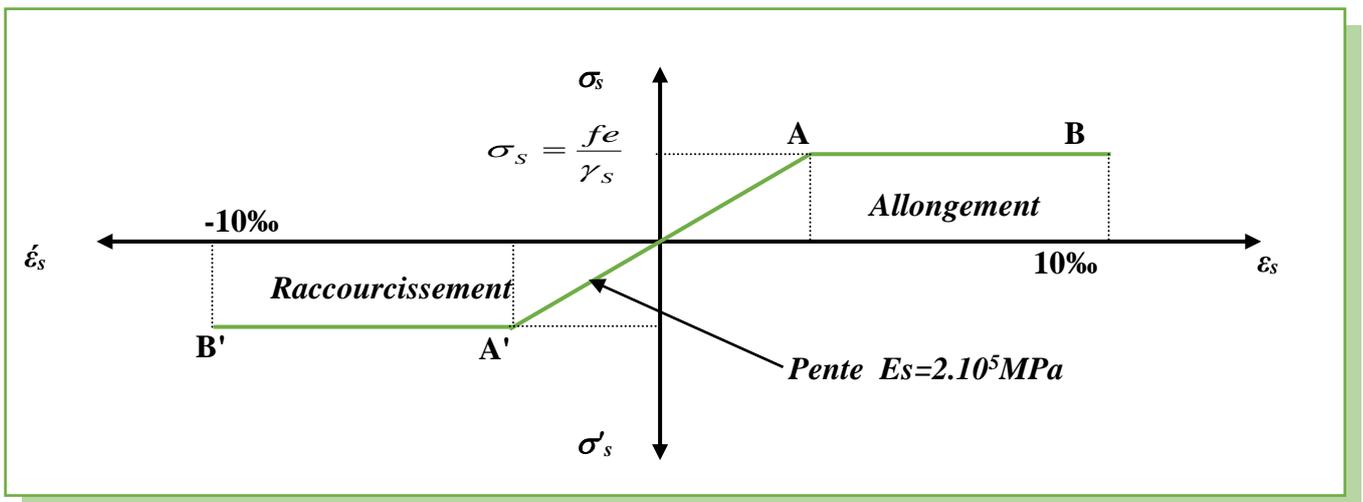


Figure I.7-Diagramme contraintes- déformations de calcul à l'ELU.

**b) Protection des armatures :(Art A.7-2.4 BAEL91)**

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

- **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **C ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux Condensations.

**Tableau. I.3 - récapitulatif des caractéristiques de l'acier**

$F_e$	$\gamma_s$	Coefficient de fissuration	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
400 Mpa	1.15	1.6	201.63 Mpa	15 p a

**I.2.1. Les combinaisons d'action**

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'élément.

Les combinaisons d'action à considérer :

**• Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \text{ remplacé par } G+Q\pm 1.2 \text{ pour les poteaux d'une ossature auto stable.} \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

**• Combinaison du BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

**Avec :**

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles dues au séisme.



Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du **L'RPA99V2003** et du **CBA93**. Les dimensions obtenues ne sont pas définitif ; peuvent être augmenté après vérification dans la phase du dimensionnement.

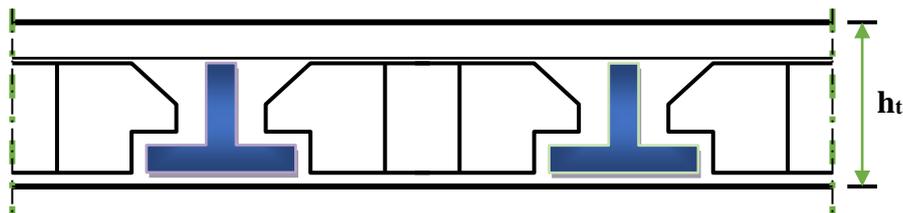
### II.1. Les planchers

#### II.1.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les charges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

Dans notre structure les planchers sont en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux :

- 1) Poutrelle en béton armé ou en béton précontraint constituant le système porteur.
- 2) Corps creux ou hourdis (en terre, béton polystyrène...etc.).
- 3) bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur.



*Figure. II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux*

-Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante **(1)** :  
**(Art.B.6.8 ,424.CBA93)**

$$h_t \geq L/22.5 \dots \dots \dots (1) \text{ tel que:}$$

$$e \geq \min (L_{\max} , L_{\max})$$

**h<sub>t</sub>**: Représente l'épaisseur du plancher.

**L**: Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires),

$$L = \text{Min} (l_x \text{ max}, l_y \text{ max})$$

**Dans notre cas** :  $l_y \text{ max} = 3,25\text{m}$

$$l_x \text{ max} = 3.35\text{m}$$

**Donc** :  $L = 3.25 \text{ m}$

$$h_t \geq 325/22.5 = 14.44 \text{ cm}$$

-condition d'isolation acoustique :  $e_{\min} = 16 \text{ cm}$ .

-condition de résistance contre l'incendie contre :

$e = 7 \text{ cm}$  .....pour 1h de coupe-feu

$e = 4 \text{ cm}$  .....pour 2h de coupe-feu

$e = 17.5 \text{ cm}$  .....pour 4h de coupe-feu

$$e \geq \max (14.44 ; 16 ; 17.5) \text{ cm}$$

### Conclusion

On prend  $h_t = 20 \text{ cm}$  et on adopte un plancher de type (16+4) cm

Avec : 16 cm  $\Rightarrow$  corps creux.

4 cm  $\Rightarrow$  la dalle de compression.

## II.2. Les escaliers

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

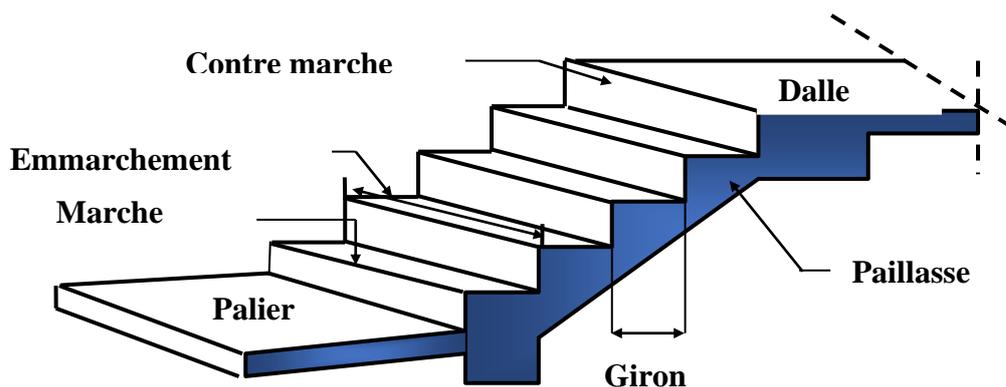


Figure II.2 : Les escaliers

### a) Pré dimensionnement

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$g \geq 23 \text{ cm}$$

**h**: La hauteur de la contre marche.

**g** : giron.

**H** : La hauteur d'étage.

Alors bâtiment comporte 3 types d'escalier

**Type1 : Escalier étage RDC à une seule volée (COMMERCIAL)**

✓ **Volée01 :**

$$H = 1,02\text{m}$$

$$L = 1,50\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.02 + 1,50) n + 2 \times 1,02 = 0$$

$$\Rightarrow n = 6$$

Donc : nombre de contre marche (n = 6)

Nombre de marche (n-1) =

$$g = L/n-1 = 150/5 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 102/6 = 17\text{cm}$$

▪ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante:

$$L/25 \leq e \leq L/20$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 181,39\text{m}$$

$$L = 181,39 = 181,39\text{cm}$$

$$\Rightarrow 6,06\text{cm} \leq e \leq 9,06\text{cm}$$

On prend : e = 15cm

▪ **Poids de la paillasse :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(170/270) \Rightarrow \alpha = 32.2^\circ$$

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.15}{\cos 32.2^\circ} = 4.43 \text{ KN/m}^2 .$$

✓ **volée 02 et 03 :**

$$H = 1,53\text{m}$$

$$L = 2.40\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.4) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche (n = 9)

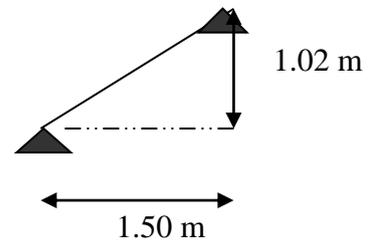
Nombre de marche (n-1) = 8

$$g = L/n-1 = 2.40/8 = 30\text{cm}$$

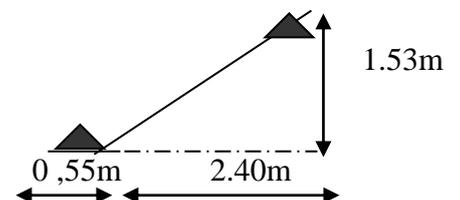
$$h = H/n = 1.53/9 = 17\text{cm}$$

▪ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est calculée par la relation suivante :



**Figure.II.3. : Schéma de l'escalier d'étage RDC(volée 1) (volée 1)**



**Fig. II.4 : Schéma de l'escalier d'étage RDC (volée 2)**

$$L/25 \leq e \leq L/20$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 284 \text{ cm}$$

$$L = 284 + 55 = 340 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 11.33 \text{ cm} \leq e \leq 17 \text{ cm}$$

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

▪ **Poids de la paille :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(1.53/2.40)$$

$$\Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = 4.46 \text{ KN/m}^2$$

**Type2 : Escalier étage courant (escalier à deux volées)**

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$L = 2.40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.40) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche ( $n = 9$ )      Nombre de marche ( $n-1 = 8$ )

$$g = L/n-1 = 2.40/8 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/n = 1.53/9 = 17 \text{ cm}$$

▪ **Epaisseur de la paille :**

Elle est calculée par la relation suivante :

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

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 284 \text{ cm}$$

$$L = 284 + 55 = 340 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 11.33 \text{ cm} \leq e \leq 17 \text{ cm}$$

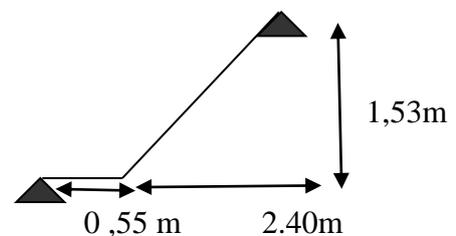
On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

- **Poids de la paille :**

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(1.53/2.40)$$

$$\Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = 4.46 \text{ KN/m}^2$$



**Figure II.5:** Schéma de l'escalier d'étage courant à 2 volée

### Type 3 : Escalier balance

#### Volée 1

#### Etage RDC :

$$H_1 = 1,36\text{m}$$

$$L_1 = 1,45\text{m}$$

On remplace H et L

$$64n^2 - 481n + 272 = 0$$

Après la résolution, on trouve

$$n = 7 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$(n-1) = 6 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{On a : } h = H/n$$

$$g = L/n-1$$

On adopte :

$$\mathbf{H=17\text{cm.}}$$

$$\mathbf{G=25\text{cm.}}$$

#### -Epaisseur de la paillasse

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

$$ep \geq \max \left\{ \begin{array}{l} L/25 \text{ cm} , 10\text{cm} \\ \text{public} \end{array} \right.$$

$$\text{Tg}\alpha = 136/145 = 0,937 \leftrightarrow \alpha = 42,9$$

$$l = \sqrt{(145)^2 + (136)^2} \Rightarrow \mathbf{L = 198,79 \text{ m}}$$

$$ep \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 198,79/25 = 7,95 \text{ cm} , 10\text{cm} \\ \text{public} \end{array} \right.$$

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

### Volée 2

$$H_2 = 1,36\text{m}$$

$$L_2 = 3,35\text{cm}$$

On remplace H et L équation

$$64n^2 - 671n + 272 = 0$$

Après la résolution, on trouve

$$n = 10 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$(n-1) = 9 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{On a : } h = H/n = 1,36/10 = 13,6\text{cm}$$

$$g = L/n - 1 = 3,35/9 = 37,22$$

On adopte :

$$\mathbf{H = 17\text{cm.}}$$

$$\mathbf{G = 30\text{cm.}}$$

### Epaisseur de la paille

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

$$e_p \geq \max \left\{ \begin{array}{l} L/25 \text{ cm} , 10\text{cm} \\ \text{public} \end{array} \right.$$

$$\text{Tg}\alpha = 1,36/3,35 = 0,40 \leftrightarrow \alpha = 22,09$$

$$l = \sqrt{(335)^2 + (136)^2} + \Rightarrow \mathbf{L = 361,55}$$

$$e_p \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 361,55/25 = 14,46 \text{ cm} \\ \text{public} \end{array} \right. , 10 \text{ cm}$$

On prend : **e = 15 cm**

**Volée 3 :**

$$H_3 = 1,36 \text{ m}$$

$$L_3 = 3,25 \text{ m}$$

On remplace H et L l'équation

$$64n^2 - 661n + 272 = 0$$

Après la résolution, on trouve

$$n = 10 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$(n-1) = 9 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{On a : } h = H/n$$

$$g = L/n-1$$

On adopte:

$$\mathbf{h = 17 \text{ cm.}}$$

$$\mathbf{g = 30 \text{ cm.}}$$

**Epaisseur de la paille**

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

$$e_p \geq \max \left\{ \begin{array}{l} L/25 \text{ cm} \\ \text{public} \end{array} \right. , 10 \text{ cm}$$

$$\text{Tg} \alpha = 136/325 = 0,41 \leftrightarrow \alpha = 22,70^\circ$$

$$l = \sqrt{(325)^2 + (136)^2} = 352,30$$

$$e_p \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 352,30/25 = 14,02 \text{ cm} \\ \text{public} \end{array} \right. , 10 \text{ cm}$$

## CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments résistants

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

**Tableau.II.1. : récapitulatif d'un escalier droit**

volée	H	l	n	n-1	$e_p$	$\alpha$
1	1.02	1.50	6	5	15	32.2°
2	1.53	2.40	9	8	15	32.51°
3	1.53	2.40	9	8	15	32.51

**Tableau.II.2 : récapitulatif d'un escalier balancé**

Volé e	H	L	n	n-1	$e_p$	$\alpha$
1	1.36	1.45	7	6	15	198.79°
2	1.36	3.35	10	9	15	22.09°
3	1.36	3.25	10	9	15	22.70

### II.3. Les poutres

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en **T** ou en **I**, dont la portée est prise entre axe d'appuis. Leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Dans notre structure les poutres sont en béton armé de section rectangulaire.

Le pré dimensionnement se fera selon le **CBA93(B.6.5.1)** et les vérifications selon le **RPA99/V2003**.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L / 20 \leq h \leq L / 13 \\ 0.3 h \leq b \leq 0.6 h \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} L : \text{Travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array} \right.$$

#### III.3.1-Poutres secondaires :

$$325 / 20 \leq h \leq 325 / 13 \implies 16.25 \leq h \leq 25 \implies \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.6 h \implies 10.5 \leq b \leq 21 \implies \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

#### II.3.2-Poutres principales :

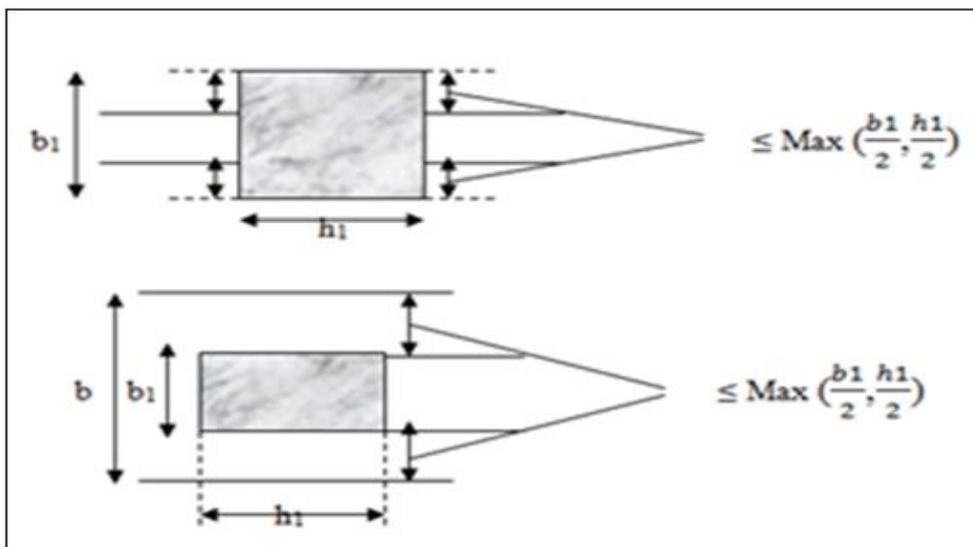
$$335 / 15 \leq h \leq 335 / 10 \implies 22.33 \leq h \leq 33.5 \implies \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \implies 12 \leq b \leq 28 \implies \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

**Tableau II.3 : Vérifications des conditions de résistance (l'article 7.5.1 de l'RPA99/V2003)**

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	C.V
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	C.V
$h/b \leq 4$	1,33	1,16	C.V



**Figure II.6 -« Dimension à respecter pour les poutres »**

**II.4. Les balcons**

les balcons sont constitués d'une dalle pleine, ils sont encastrés dans les planchers et sont calculés comme étant des consoles.

L'épaisseur de la dalle est conditionnée par :  $e \geq L/10$

L : largeur du balcon.

$e \geq 135/10 \implies e \geq 13,5 \text{ m}$

On prend comme épaisseur  $\implies e = 15 \text{ cm}$ .

### II.5.L'acrotère

L'acrotère est un muret situé en bordure de toiture terrasses. Il sert à protéger l'étanchéité contre d'éventuelles infiltrations d'eau de pluies. Il est aussi assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre ( $G$ ) qui donne un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion.

Le poids propre de l'acrotère pour une bande de 0,6 m.

$$G = \rho \times S$$

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

$$S = 0.069 \text{ m}$$

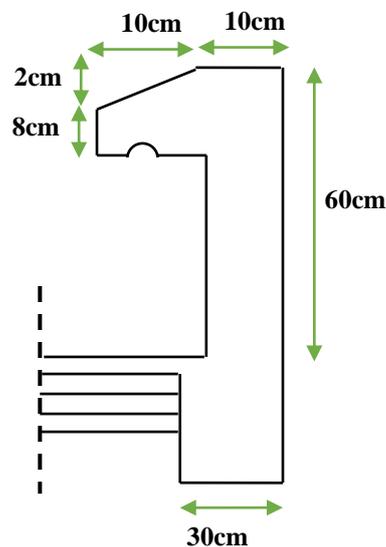


Figure. II.7 Acrotère

### II.6. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/V2003. Ils 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 et les transmettent aux fondations.

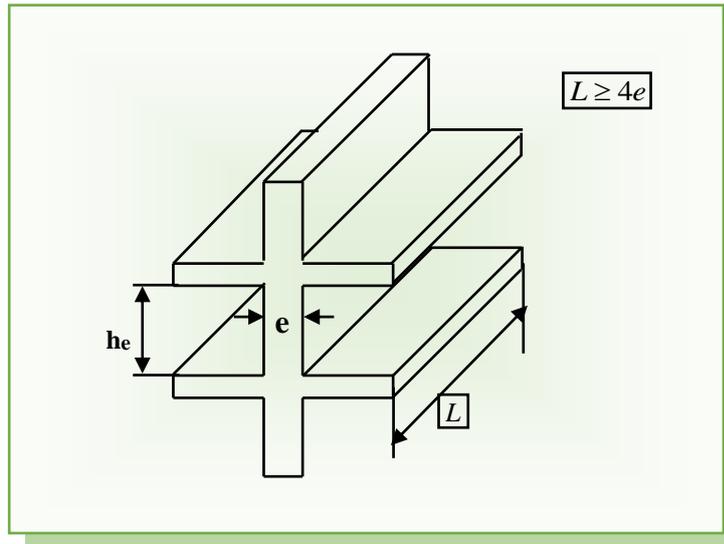
- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

## CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments résistants

D'après le **RPA99/V2003 (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 RPA99** spécifie que l'épaisseur minimale soit 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 comme l'indique la figure (2.8)



*Figure II.8: Coupe de voile en élévation*

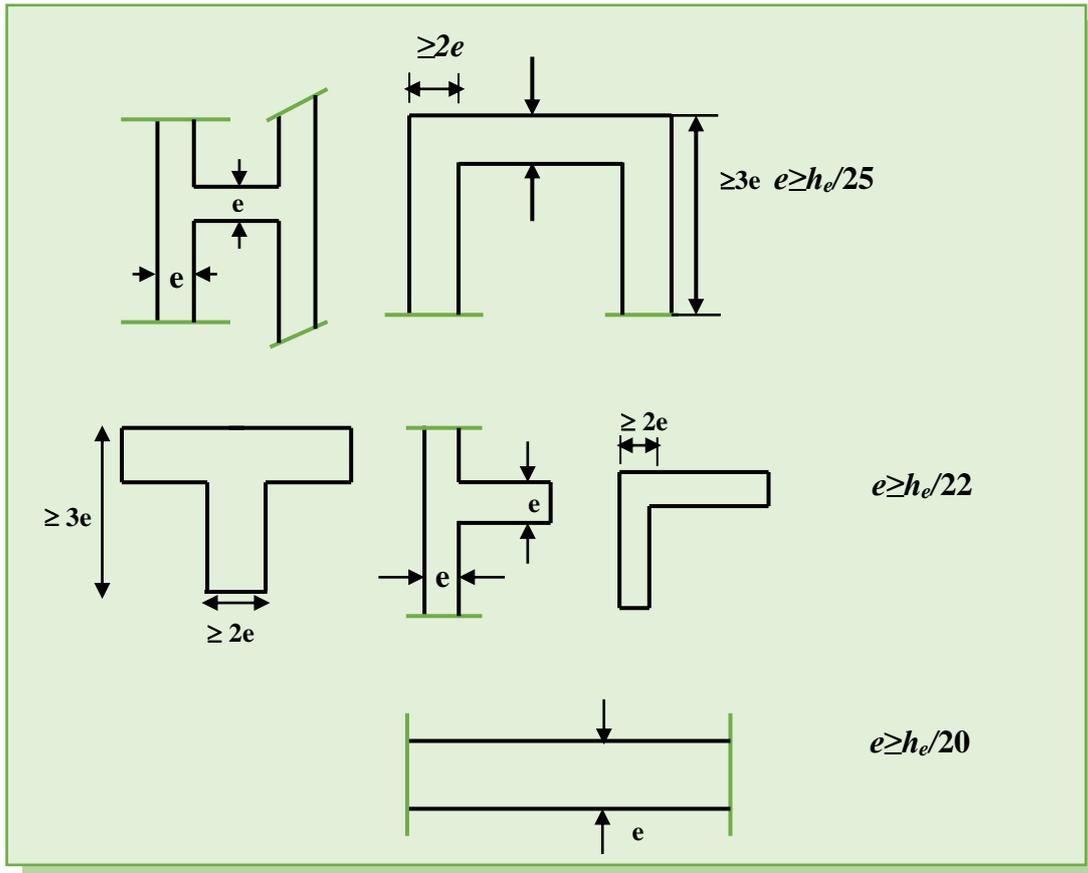


Figure II.9: « Coupe de voile en plan »

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

➤ **Pour RDC: ( $h_e = 4.08$  m)**

$$e \geq \max ( 16.32, 18.54, 20.4 )$$

Donc on prend comme épaisseur :  $e = 20$  cm

➤ **Pour l'étage courant : ( $h_e = 3.06$  m)**

$$e \geq \max ( 12.24, 13.90, 15.3 )$$

Donc on prend comme épaisseur :  $e = 16$  cm

### • Conclusion

$$e \geq \max ( 20 , 16 ) \text{ cm}$$

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur :  $e = 20$  cm sur toute la hauteur de la structure.  $L \geq 4 e = 80$  cm.

### II.7.Descente de charges

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Soient : **G**:Charges permanentes.

**Q**:Surcharges d'exploitation.

#### II.7.1.Charges permanentes

##### 1-Plancher terrasse inaccessible

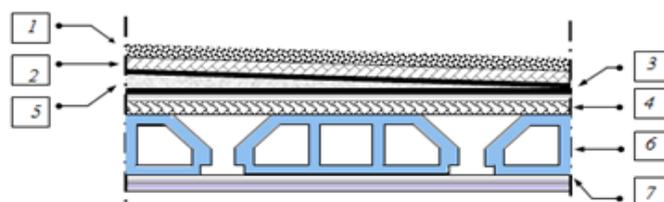
###### a) corps-creux (16+4)

Tableau II.4-les éléments constituant de corps creux

Eléments constituant	Poids volumique	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (KN/m <sup>2</sup> )
1) gravillon de protection	20	5	1
2) étanchéité multicouche	12	2	0,24
3) Papier kraft	2 feuilles	/	0,5
4) forme de pente	22	0,02	1,76
5) isolation thermique	4	0,04	0,16
6) dalle en corps creux	/	(16+4)	2,81
7) Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
<b>Total</b>	/	/	<b>6,67</b>

Charges permanentes : **G =6,67kN/m<sup>2</sup>**

Charges d'exploitation **Q=100KN/m<sup>2</sup>**



*FigureII.10 :Constituants d'un plancher terrasse*

## CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments résistants

### b) Plancher étages courants en corps creux :

N	Matériaux	Épaisseur (cm)	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	2	0.40
2	Mortier de pose	3	0.54
3	Lit de sable	3	0.66
4	Dalle de compression +corps creux	16+4	3.3
5	Enduit plâtre	2	0.20
6	cloison de distribution	10	0.90
<b>G = 5,5 kN/m<sup>2</sup></b>			

Charges permanentes :  $G = 5,50 \text{ kN/m}^2$

Charges d'exploitation :  $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

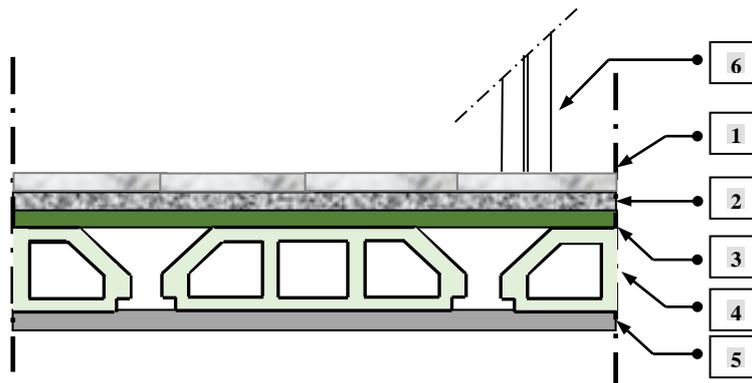


Figure II.11: « Constituants d'un plancher courant »

### 2-Acrotère

Tableau II.5. la surface de l'acrotère

La masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Surface de l'acrotère (m <sup>2</sup> )	Charge permanente de l'acrotère (kg/ml)
2500	$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02)] / 2$ $S = 0.069$	172.5

Charges permanentes :  $G = 172.5 \text{ kg/m}^2$  / Charges d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

## 3-Balcons

Tableau II.6-la charge surfacique

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfacique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	15	375
5) Enduit en ciment	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>530</b>

Charges permanentes :  $G = 530\text{kg/m}^2$

Charges d'exploitation :  $Q = 350\text{kg/m}^2$

## 4-Maçonnerie

## a) Murs extérieurs

Tableau II.7-les éléments constitutants du mur extérieurs

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfacique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Brique creuse	900	20	180
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>220</b>

## b) Murs intérieurs

Tableau II.8-les éléments constitutants du mur intérieur

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfacique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Brique creuse	900	10	90
2) Enduit plâtre	1000	2	20
3) Enduit ciment	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>130</b>

## 5-Escaliers

## a) Palier de repos

Tableau II.9-les éléments constituant du Palier de repos

Eléments constituant	Poids volumique(kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2.5	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	14	350
5) Enduit de ciment	1000	2	20
<b>Total</b>	/	/	<b>515</b>

Charges permanentes :  $G = 515\text{kg/m}^2$

Charges d'exploitation :  $Q = 250\text{kg/m}^2$

## b) Paillasse

## ➤ Pour étage courant

Tableau II.10-les éléments constituant de Paillasse

Eléments constituant	Poids volumique(kg/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m <sup>2</sup> )
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) marches	2200	17/2	187
4) Dalle en béton armé	2500	14	$(0.14 \times 2500) / \cos 32.51 = 415.03$
5) Enduit plâtre	1000	2	20
6) Lit de sable	1700	3	51
<b>Total</b>	/	/	<b>757.03</b>

Charges permanentes :  $G = 757.03\text{kg/m}^2$

Charges d'exploitation :  $Q = 250\text{kg/m}^2$

### II.7.2 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont dimensionnés à la compression simple centrée à l'ELU, en choisissant le poteau central, les poteaux de rive et d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente des charges, tout en appliquant la loi de dégression des d'exploitation.

#### III.7.2.1. Les étapes de calcul

- On considère les poteaux les plus sollicités.
- On calcule la surface reprise par les poteaux.
- On détermine les charges et les surcharges revenant aux poteaux.
- On amènera le calcul à l'ELU (**BAEL91**) et la vérification d'après (**RPA99/V2003**).

#### La formule générale

$$Br \geq (k\beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85/100) \cdot f_{ed})$$

Où

$$Nu \leq \alpha ((Br f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A_s f_e / \gamma_s))$$

Tel que

**Br** : La section réduite de poteau (en cm<sup>2</sup>) et **Br** = (a-2cm) x (b-2cm)

**Nu** : L'effort normal ultime **Nu** = 1.35G + 1.5Q

$$\left\{ \begin{array}{l} k=1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k=1.20 \text{ si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours} \\ K=1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a **k=1**.

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \theta \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

**f<sub>c28</sub>** : résistance à la compression de béton **f<sub>c28</sub> = 25 Mpa** ;

**f<sub>e</sub>** : limite d'élasticité de l'acier utilisé **f<sub>e</sub> = 400 Mpa** ;

Avec :

**γ<sub>b</sub>** : coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

**γ<sub>s</sub>** : coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

## CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments résistants

$\Theta$  : est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'actions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Theta = 1 : T > 24h \dots\dots\dots \text{c'est notre cas} \\ \Theta = 0.9 : 1h \leq T \leq 24h \\ \Theta = 0.85 : T < 1h \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = 0,85.25/1,1,5 = 14,2 \text{Mpa}; f_{ed} = 400/1,15 = 348 \text{Mpa}.$$

$\beta$  : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique «  $\lambda$  » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\text{Si : } \lambda \leq 50 : \beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2$$

$$\text{Si : } 50 < \lambda < 70 : \beta = 0,60(50 / \lambda)^2$$

Avec :

$$\lambda = l_f \sqrt{12} / a \implies a : \text{le petit coté}$$

$l_f$  : la longueur de flambement ;

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à  $\implies \lambda = 35$

(Pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le BAEL91

On aura

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \sqrt{(12/35 \times l_f)} \quad a = l_f / 10 \\ \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\lambda / 35)^2) \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \times (50 / \lambda)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

On choisi un élanement mécanique  $\lambda = 35$  pour faire par

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) = 0,708$$

$$\text{D'où : } \beta = 1 + 0,2 \cdot 1 = 1,2$$

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\Theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$$

$$Br \geq ((1,1,2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}) / (1 \cdot (14,2 / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot 348)) \cdot 10^4 = 0,64 Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\boxed{Br = 0,64 Nu \text{ (cm}^2\text{)}}$$

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante

❖ **Charge permanente :**

G : charge permanente.

S : surface offerte majorée.

❖ **Charge d'exploitation**

Q : charge d'exploitation (avec dégression de charge).

S : surface offerte majorée.

❖ **Calcul de la charge limite ultime  $N_{ul}$  :**

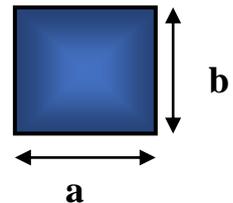
$$N_{ul} = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$B_r = 0,64 N_{ul} \text{ (cm}^2\text{)}$$

❖ **Détermination de la section :**

Pour une section carrée ( $a=b$ )

$$B_r = (a - 0,02)^2 \cdot d \text{ où : } a = b = \sqrt{B_r / d} + 2 \text{ (en cm}^2\text{)}.$$



### 2.8.2. Localisation des poteaux les plus sollicités

On calcule les dimensions des poteaux les plus sollicités

**A /Poteau central**

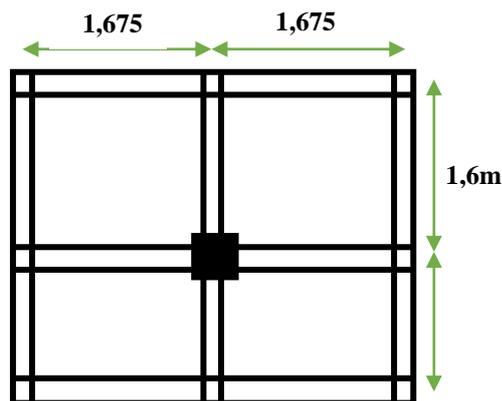
La surface revenant aux poteau central est :

$$S = (3,35 * 3,225) = 10,80 \text{ m}^2$$

❖ **Surface d'influence du poteau central**

On majore la surface reprise par le poteau intérieur par un coefficient de majoration égale à 1.15

$$S_{\text{majoré}} = 10,80 * 1,15 = 12,42 \text{ m}^2$$



*Surface d'influence du poteau central*

❖ **Estimation des charges et des surcharges revenant :**

-Au Niveau de la terrasse :

$$G \text{ (plancher terrasse)} = 6,28 \text{ KN /m}^2$$

$$Q \text{ (plancher terrasse)} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{terrasse}} = (G \times S)$$

$$Q_{\text{terrasse}} = Q \times S$$

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q$$

**-Au Niveau de l'étage courant :**

$$G \text{ (plancher de l'étage courant)} = 5.5 \text{ KN}$$

$$Q \text{ (plancher de l'étage courant)} = 1.5 \text{ Kn}$$

**-Au Niveau de RDC :**

$$G \text{ (plancher de l'étage courant)} = 5.5 \text{ KN}$$

$$Q \text{ (plancher de l'étage courant)} = 3.5 \text{ K}$$

## CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments résistants

**Tableau.II.11 : Estimation des charges et des surcharges revenant**

Niveaux	Elément	G	Q	$N_u$	$1.15N_u$	$B_r$	B
<b>Niveau 3</b>	-Plancher terrasse -Poutre principale -Poutre secondaire -poteau	12,42 x6.67=82,84 (0.3x0.4)x25x3,35=10,05 (0.3x0.35)x25x3,25= 8,53 (0.4*0.4)*25*3.06=12.24 <b>G=113,66</b>	1x12.42 = 12,42  <b>Q=12,42</b>	172.07	197.88	110.1 2	30*30
<b>Niveau 2</b>	-Plancher courant -Poutre principale -Poutre secondaire -Poteau Revenant 3 - 3	12,42x5,5=68,31 (0.3x0.4)x25x3,35=10,05 (0.3x0.35)x25x3,25= 8,53 (0.3x0.3)x25x3.06= 6,88 113,66 <b>G= 207,43</b>	1.5x12,42=18,6 3 Revenant 3-3 <b>Q= 31,05</b>	326.60	375.59	209.0 2	35*35
<b>Niveau 1</b>	-Plancher courant -Poutre principale -Poutre secondaire -Poteau Revenant 2-2	12,42 x5,5=68,31 (0.3x0.4)x25x3,35=10,05 (0.3x0.35)x25x3,25= 8,53 (0.35x0.35)x25x3.06= 9.37 207,43 <b>G = 303,69</b>	1.5x12,42=18,6 3 Revenant 3 – 3 <b>Q= 49,68</b>	484.50	557.17	310.0 8	35*35

<b>RDC</b>	-Plancher courant -Poutre principale -Poutre secondaire -Poteau Revenant 1– 1	12,42x5,5=68,31 (0.3x0.4)x25x3,35=10,05 (0.3x0.3)x25x3,25= 8,53 (0.35x0.35)x25x4,08= 12.49 303.69 <b>G = 403,07</b>	3,5x12,42=43,47 Revenant 1 – 1 <b>Q=111,78</b>	711.81	818.58	455.55	40*40
------------	---	--	--	--------	--------	--------	-------

## CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments résistants

On adopte pour tout le bâtiment des poteaux **40\*40**

### -Loi de dégression

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

Les règles « **BAEL 91 modifié 99** » nous imposent d'appliquer la dégression des charges d'exploitation.

$$\text{Avec : } \sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

n : Nombre d'étage.

Q<sub>0</sub> : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ....., Q<sub>n</sub> : Les charges d'exploitation des planchers courants.

**Tableau II.12- Dégression des charges d'exploitation**

Niveau des planchers	charge d'exploitation	Σcharge d'exploitaion	Σcharge d'exploitation (kg/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Q <sub>0</sub>	Σ <sub>0</sub> = Q <sub>0</sub>	0.1
3	Q <sub>1</sub>	Σ <sub>1</sub> = Q <sub>0</sub> + Q <sub>1</sub>	0.25
2	Q <sub>2</sub>	Σ <sub>2</sub> = Q <sub>0</sub> + 0.95 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )	0.385
1	Q <sub>3</sub>	Σ <sub>3</sub> = Q <sub>0</sub> + 0.9 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )	0.505
RDC	Q <sub>4</sub>	Σ <sub>4</sub> = Q <sub>0</sub> + 0.85 (Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )	0.61

➤ Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux :

- **Poteau central**

Vérification vis-à-vis du **R.P.A.99 version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \geq h_c/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \implies \text{Zone IIa}$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA99/V2003	Valeurs calculées	Observation
<b>40x40</b>	Min (b, h) ≥ 25	Min (40x40) = 40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h <sub>c</sub> /20)	(4.08/20)= 20.4	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h <sub>c</sub> /20)	(3.06/20)= 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b/ h) = 1	Condition vérifiée
<b>35x35</b>	Min (b, h) ≥ 25	Min (35x35) = 35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h <sub>c</sub> /20)	(3.06/20)= 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b/ h) = 1	Condition vérifiée
<b>30x30</b>	Min (b, h) ≥ 25	Min (30x30) = 30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ (h <sub>c</sub> /20)	(3.06/20)= 15.3	Condition vérifiée
	1/4 < b/h < 4	(b/ h) = 1	Condition vérifiée

**-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 :

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

**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  $I = \frac{ab^3}{12}$

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

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


## CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments résistants

---

Le tableau représente la vérification au flambement

Niveau	La section	$\lambda$	$\lambda \leq 35$
RDC	(40*40)	24,73	Vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	(40*40)	18,55	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> ,	(35*35)	21,20	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> ,	(30*30)	24,73	Vérifiée

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent au contreventement de la structure.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement. de la structure.

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont :

Les escaliers, l'acrotère, le balcon, ...etc.

### III.1. Acrotère

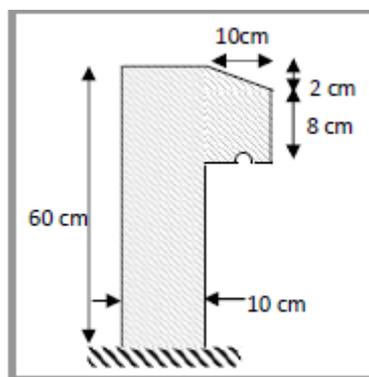
L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

#### III.1.1. Hypothèse de calcul

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



*Figure III-1. Acrotère.*

## III.1.2. Evaluation des charges et surcharges

## ➤ Verticales

Tableau III. 1. Charges et surcharges

Surface (m <sup>2</sup> )	Poids propre (KN/m)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,069	1,725	0,02*20=0,4	2,125	1

## ➤ Horizontales : (dues au séisme)

D'après le **RPA99 (Art 6.2.3)**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_P ;$$

Tel que : **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99**

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (**Tableau 6.1 du RPA99**)

**W<sub>P</sub>** : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage

- Zone IIa (Bouira).

$$\left\{ \begin{array}{l} A=0,15. \\ C_p=0,8. \\ W_P=2,125 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,125 \longleftrightarrow F_p = 1,02 \text{ KN}$$

**N.B** : La section de calcul en flexion composée sera de (100\*10) cm<sup>2</sup>, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

## III.1.3. Calcul des sollicitations

## a) calcul du centre de pression

## ➤ Calcul des sollicitations

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i} , y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \quad \text{Tel que : } \sum A_i = S$$

$$X_c = \frac{0,60*0,1*(0,1/2)+0,08*0,1*(0,1+0,1/2)+0,1*0,02*0,5*(0,1+0,1/3)}{0,069} = 0,0628m$$

$$y_c = \frac{0,60*0,1*(0,1/2)+0,08*0,1*(0,5+0,1/2)+0,1*0,02*0,5*(0,58+0,02/3)}{0,069} = 0,3320m$$

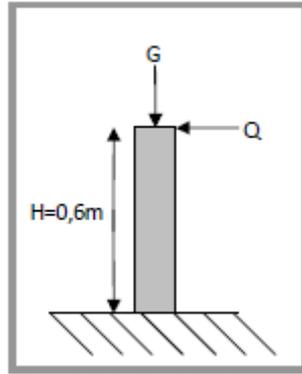


Figure III.2-Sollicitations sur l’acrotère.

**b) Moments engendrés par les efforts normaux**

$G = 2,125KN \longleftrightarrow MG = 0.$

$Q = 1 KN \longleftrightarrow MQ = Q*h = 1*0,6 \longleftrightarrow MQ = 0,6 KN.m.$

$F_p = 1,02 KN \longleftrightarrow MF_p = F_p*y_c = 1,02*0,3320 \longleftrightarrow MF_p = 0,3386 KN.m.$

**NB :** La section dangereuse se situe à l’encastrement

**ELU :** La combinaison est :  $1,35*G + 1,50*Q$

-Effort normal de compression dû à G :  $N_u = 1,35*NG = 1,35*2,125 = 2,868KN/ml.$

-Moment de renversement dû à Q :  $M_u = 1,50*MQ = 1,50*0,6 = 0,9 KN.m.$

**ELS :** La combinaison est :  $G + Q$

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 2,125 KN/ml.$

- Moment de renversement :  $M_s = 0,6KN.m$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2-Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitations	Combinaisons	
	ELU	ELS
	$1,35*G+1,5*Q$	$G+Q$
N (KN)	2,868	2,125
M (KN)	0,9	0,6

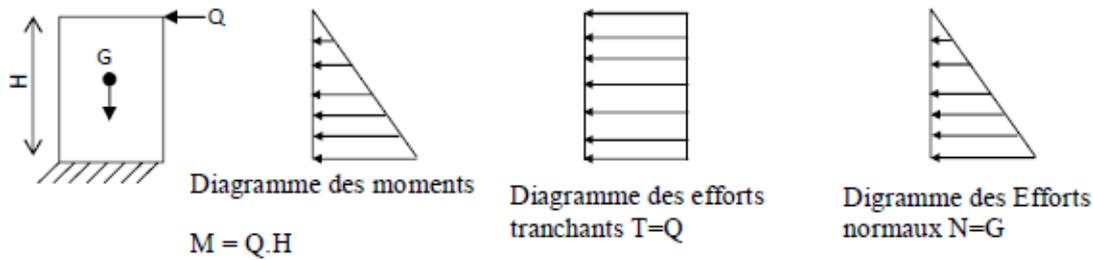


Figure III.3-Diagramme des moments et des efforts tranchants.

### III.1.4. Calcul de l'excentricité

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

$e_T$ : Excentricité totale de calcul.

$e_1$ : Excentricité structurale du 1er ordre.

$e_2$ : Excentricité du 2ème ordre.

$e_0$ : Excentricité, additionnelle

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,86} = 0,3138m$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,6}{2} - 0,03 = 0,27m$$

On a :  $e_1 > \frac{h}{2} - c$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment formé par les armatures donc la section est partiellement comprimée

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{l}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

-Calcul à la flexion simple, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité ( $e_2$ ) du second ordre due à la déformation (**BAEL91**).

$$e_2 = 3 * l_f^2 * \left(\frac{2 + \alpha * \phi}{10^4 * h}\right)$$

Tel que :

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre. Le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0 \rightarrow e_2 = \frac{3 * (2 * (2 * 0,6)^2 * (2 + 0))}{10^4 * 0,1} = 0,00864m$$

$$D'où : e_T = 0,313 + 0,02 + 0,00864 = 0,3424$$

$$\frac{l_f}{h} = \max\left(15, 20 \cdot \frac{e_1}{h}\right) \Rightarrow \frac{2 \cdot 0,6}{0,1} \leq \max\left(15, 20 \cdot \frac{0,313}{0,1}\right) \Rightarrow 12 \leq 62,76$$

Cette condition est vérifiée, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis de l'ELU de résistance.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

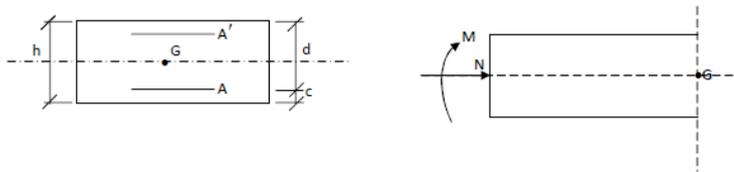
$$\lambda = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$\lambda < 50 \Rightarrow$  Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,868 \text{KN} \Rightarrow M_u = N_u \cdot e_T = 2,868 \cdot 0,342 = 0,98 \text{KN.m}$$

### III.1.5. Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_uA$  puis on se ramène flexion composée.

a) à l'ELU

$$h = 10 \text{ cm} \ ; \ d = 8 \text{ cm} \ ; \ b = 100 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{sm} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ *Calcul en flexion simple*

❖ *Moment fictif*

$$M_f = M_{uG} + N_u \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Tel que

$M_{uG}$  et  $N_u$  : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

$M_{uG}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature tendue.

$$M_{uG} = 0,98 + 2,868 * \left( 0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$$

#### ❖ *Moment réduit*

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,006 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0117$$

$\mu_{bu} = 0,01173 < \mu_{bu} = 0,392 \Rightarrow$  La section admet des armatures tendus **As** d'où :

**A's = 0.**

$$\alpha = \frac{\left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011} \right)}{0,8} \Leftrightarrow \alpha = 0,014$$

$$Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 0,0795 \text{ cm}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$\mu = 0,011 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow$  La section est simplement armée

Donc : **As' = 0** (pas d'armatures comprimées)

#### ❖ *Armatures fictives*

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}}$$

$$\alpha = \frac{\left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011} \right)}{0,8} \Leftrightarrow \alpha = 0,014$$

$$Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 0,0795 \text{ cm}$$

$$A_{ls} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{ls} = \frac{0,066 * 10^{-3}}{0,0795 * 348} = 0,3853 \text{ cm}^2$$

➤ *Calcul en flexion composée*

$$A_s = A_{ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,3853 - \frac{2,868 \cdot 10^{-3}}{348} = 0,3028 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA8** avec  $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

➤ *Vérification la condition de non fragilité*

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :  $A_s \geq A_{\min}$ .

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

➤ *Armatures de répartition*

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8** avec  $A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

➤ *Espacements*

1. *Armatures principales* :  $St < 100/3 = 33,3 \text{ cm}$   $\longleftrightarrow$  On adopte : **St=30 cm**

2. *Armatures de répartitions* :  $St < 60/3 = 20 \text{ cm}$   $\longleftrightarrow$  On adopte : **St=20 cm**

➤ *Vérification au cisaillement : (Art III.2 / BAEL 91):*

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) = 2,5 \text{ MPA} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 2,868 = 4,302 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4,302 \times 10}{100 \times 8} = 0,05377 \text{ MP}$$

$\tau_u = 0,05377 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \Rightarrow$  la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**III.1.6. Vérification à L'ELS**

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

**a- Vérification des contraintes de compression dans le béton**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = \frac{Z \times N_{SER}}{I} \times Y_{ser}$

Sollicitation a l'ELS :  $N_{ser} = 2.12 \text{ KN}$

$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$

$$\text{Axe : } e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{2.12} = 0.28 \text{m} = 28 \text{cm}$$

$$c = \frac{h}{2} - e = -23 \text{cm}$$

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

$$\begin{cases} p = -1530,92 \text{cm}^2 \\ q = 22595,51 \text{cm}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = -2.10 \times 10^6 < 0$$

$$a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 45.17 \text{cm}$$

$$\cos \phi = \frac{3 \times q}{2 \times p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.98 \Rightarrow \phi = 168,52^\circ$$

$$\begin{cases} Z_1 = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 25.14 \text{cm} \\ Z_2 = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -45.06 \text{cm} \\ Z_3 = a \times \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 19.68 \text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{ser} = Z_1 + C = 2.14 \text{cm} \\ y_{ser} = Z_2 + C = -68.06 \text{cm} < 0 \\ y_{ser} = Z_3 + C = -3.32 \text{cm} < 0 \end{cases}$$

pour  $\Delta < 0$  on choisit  $0 \leq y_{ser} \leq d$

Donc  $y_{ser} = 2,14 \text{ cm}$  et  $Z = 25,14 \text{ cm}$

$$I = \frac{b \times y_{ser}^2}{3} + 15 \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right]$$

$$I = \frac{100 \times 2,14^3}{3} + 15 \left[ 0,30 (8 - 2,14)^2 \right] = 481,19 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Z \times N_{SER}}{I} \times Y_{ser} = \frac{251,4 \times 2,12 \times 10^3}{481,19 \times 10^4} \times 21,4 = 2,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,83 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad C.V$$

#### **b- Dans l'acier**

Dans l'acier on doit vérifier que

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right] = 201,6 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{Z \times N_{SER}}{I} \times (d - Y_{ser}) = 15 \times \frac{251,4 \times 2,125 \times 10^3}{481,19 \times 10^4} \times (80 - 21,4) = 97,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 97,58 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 201,6 \text{ MPa} \quad CV$$

III.1.7. Schéma de ferrailage

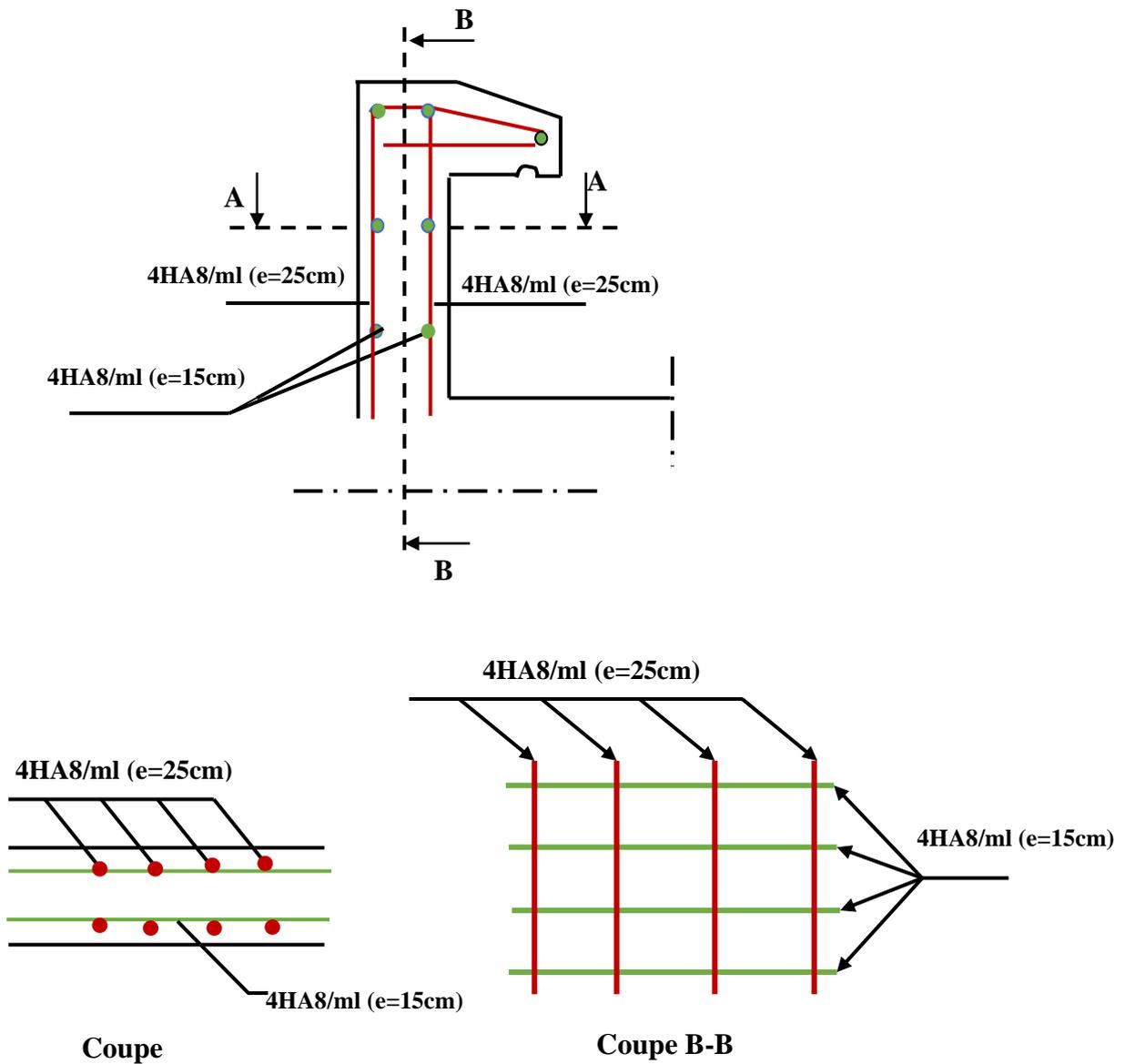
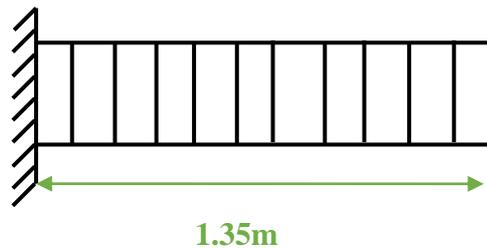


Figure III.4- Schémas de ferrailage de l'acrotère

III.2. Calcul des balcons

IV.2.1. Définition

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encadrée à son extrémité de longueur de **1.35m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de **1m**.



### III.2.2. Les charges

#### a) Evaluation des charges

- Epaisseur de la dalle.  $e = 15 \text{ cm}$
- 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 :  $G_2 = 1 \text{ KN/m}$

#### b) Calcul des sollicitations:

Le calcul se fera pour une bande de  $1 \text{ m}$  linéaire.

#### • Combinaison fondamentale

##### ➤ L'ELU :

$$\begin{cases} q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (5.30) + 1.5 (3.5) \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad Q_u = 12.40 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} p_u = 1.35 G_2 \\ p_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad P_u = 1.35 \text{ KN}$$

##### ➤ L'ELS:

$$\begin{cases} q_s = G + Q \\ q_s = 5.30 + 3.5 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad Q_s = 8.8 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} P_s = G_s \\ P_s = 1 \text{ KN} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad P_s = 1 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} Q_s = Q_2 \\ Q_s = 1 \text{ KN} \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad Q_s = 1 \text{ KN}$$

- Schéma statique de calcul

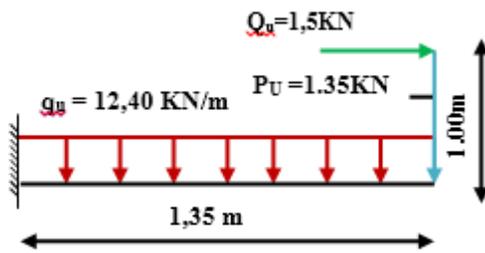


Schéma statique (ELU)

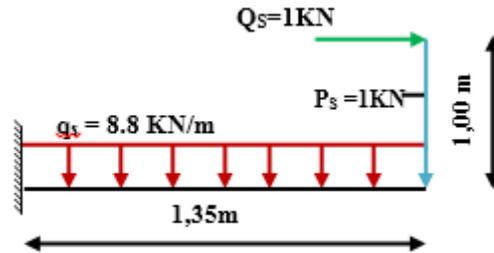


Schéma statique (ELS)

- Sollicitations de calcul

- ❖ L'ELU

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = 13,11 \text{ kN.m}$$

$$V_u = Q_u \times l + p_u = 18,09 \text{ kN}$$

- ❖ L'ELS

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{2} + p_{ser} \times l = 9,36 \text{ kN.m}$$

$$V_u = Q_{ser} \times l + p_{ser} = 12,88 \text{ kN}$$

### III.2.3. Ferrailage du balcon

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

En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple.

- ❖ Armatures longitudinales

$$\mu = \frac{13,11 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 14,2} = 0,0506 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,070$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,972$$

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

$$A_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13110}{0,972 \times 13,5 \times 348} = 2,87 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T10 → Ar = 3,93 cm      Esp = 25cm

T10 → e = 25cm ≤ min [4h ; 45cm] = min [60 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

**III.2.4. Vérifications à l'ELU**

**a- Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 2,87 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>      avec :      Esp = 20cm.

T12 → e = 20cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [45 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

**b- Répartition des barres :**

**b.1. Armatures longitudinales**

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

St = 20 cm < 33 cm ⇒ ..... Condition vérifiée

**b.2. Armatures de répartition**

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

St = 20 cm < 45cm ⇒ ..... Condition vérifiée.

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

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

$$V_{u\max} = 18,09 \text{ Kn}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\varnothing = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,70 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,09 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 157} = 0,94 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

**d- Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33MPa.$$

$$A_{\min} = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{18.09 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.13MPa < \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.5. Vérification à l'ELS****a- Vérification des contraintes de compression dans le béton**

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

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{5.65}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7.5 \times 5.65}} - 1 \right] = 4,01cm$$

$$\Rightarrow y = 4,01cm$$

$$I = \frac{100 \cdot (4.01)^3}{3} + 15 \times 5.65 (13.5 - 4.01)^2 = 9781.96cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,36 \times 10^6}{9781.96 \times 10^4} \times 40,1 = 3.83MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.83MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \quad \text{C.V}$$

**b- Vérification des contraintes maximales dans l'acier**

Dans l'acier on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max \left( 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right] = 201,6 [MPa].$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} \times (d - Y)$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{9,36 \times 10^6}{9781.96 \times 10^4} \times (13,5 - 4,01) \times 10 = 136,18MPa$$

$$\sigma_s = 136.18 \leq \overline{\sigma_s} = 201.6 \text{ MPa}$$

**III.2.6. Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :

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

2)  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$

3)  $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$

1)  $\frac{h}{l} = \frac{15}{135} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

2)  $\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13,5} = 4,18 \cdot 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

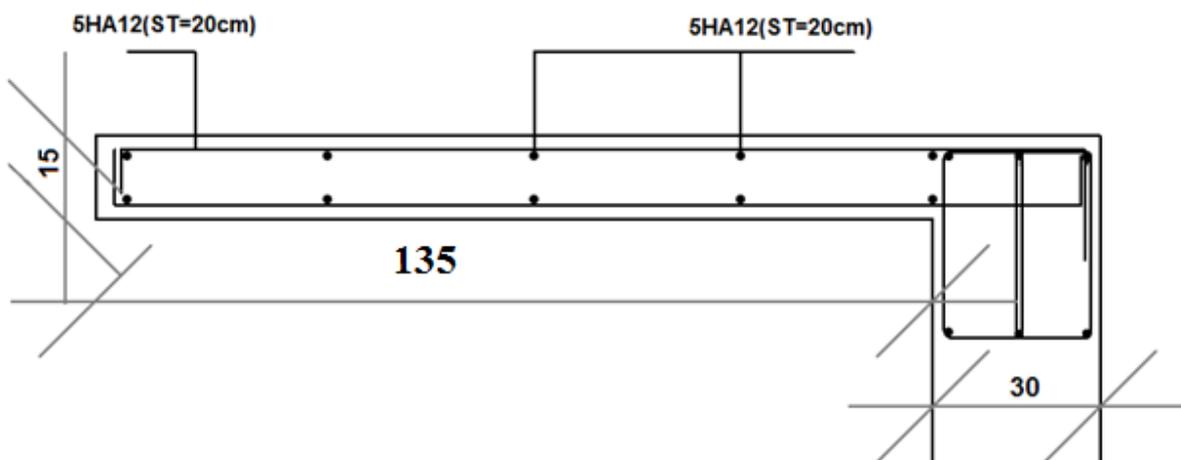
3)  $\frac{h}{l} = \frac{15}{135} = 0,11 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{9,36}{9,36} = 0.1 \dots\dots\dots$  Condition vérifier

- Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**Conclusion**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**IV.2.7. Schéma de ferrailage**



**Figure III.5- Schéma de ferrailage de balcon**

### III.3. Etude d'escaliers

#### III.3.1.Introduction

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué de deux paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

Notre ouvrage comporte 2 types d'escaliers :

- a) escalier droit
- b) escalier balancé

#### III.3.1.1. Etudes d'escalier droit

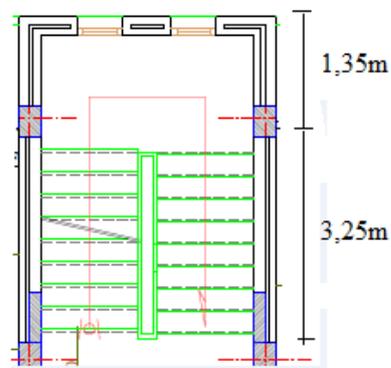


Figure III.6- Vue d'escalier droit

#### - Détermination des sollicitations de calcul :

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

❖ Détermination des charges et surcharges :

**-La paillasse**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 7.57 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

**Le palier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.05 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

**Poids de maçonnerie** :  $2 \cdot 2 \times (3.06) = 6.73 \text{ KN}$

❖ **Combinaisons des charges**

**ELU**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$$

la paille :  $q_1 = (1.35 \times 7.57 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.96 \text{ KN / ml}$

Le palier :  $q_2 = (1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.56 \text{ KN / ml}$

Poids de maçonnerie  $q_3 = 1.35 \times (6.73) = 9.08 \text{ KN / ml}$

**ELS**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1$$

La paille :  $q_1 = (7.57 + 2.5) \times 1 = 10.07 \text{ KN / ml}$

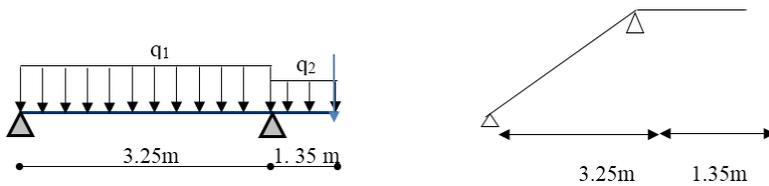
Le palier :  $q_2 = (5.05 + 2.5) \times 1 = 7.55 \text{ KN / ml}$

Poids de maçonnerie :  $q_3 = 1 \times (6.73) = 6.73 \text{ KN / ml}$

**III.3.1.2.Ferraillage à l'ELU**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. la fissuration est considérée comme peu nuisible .La paille est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

❖ **Schéma statique**



❖ **Les réactions aux appuis**

**ELU**

$$R_A = 15.95 \text{ KN}$$

$$R_B = 52.74 \text{ KN}$$

**ELS**

$$R_A = 11 \text{ KN}$$

$$R_B = 38.19 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU**

*L'effort tranchant*

**Tableau III.3-L'effort tranchant**

Tronçon	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
<b>0 ≤ x ≤ 3.25</b>	0	15.95
	3.25	-29.42
<b>3.25 ≤ x ≤ 4.6</b>	3.25	23.33
	4.6	9.08

*Moments fléchissant*

Tableau III.4- Moments fléchissant

Tronçon	X(m)	M <sub>Z</sub> (KN)
<b>0 ≤ x ≤ 3.25</b>	0	0.00
	3.25	21.88
<b>3.25 ≤ x ≤ 4.6</b>	3.25	21.88
	4.6	0

## ❖ Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS

*L'effort tranchant :*

Tableau III.5-L'effort tranchant

Tronçon	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
<b>0 ≤ x ≤ 3.25</b>	0	11
	3.25	-21.72
<b>3.25 ≤ x ≤ 4.6</b>	3.25	16.92
	4.6	6.73

*Moments fléchissant*

Tableau III.3.6-Moments fléchissant

Tronçon	X(m)	M <sub>Z</sub> (KN)
<b>0 ≤ x ≤ 3.25</b>	0	0.00
	3.25	17.43
<b>3.25 ≤ x ≤ 4.6</b>	3.25	17.43
	4.6	0

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_z^{\max}$$

$$\text{En travée: } M_t = 0,85 \times M_z^{\max}$$

*ELU*

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{z\max} = 21.88 \text{ KN.m} \\ M_a = -6.56 \text{ KN.m} \\ M_t = 18.59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

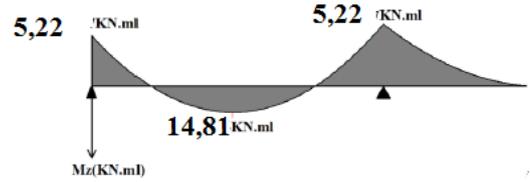
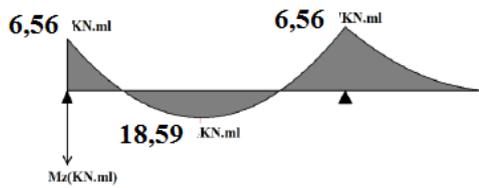
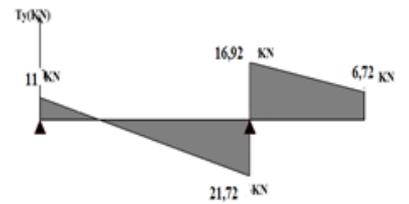
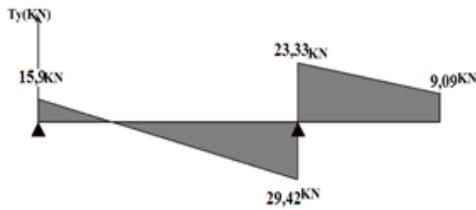
*ELS*

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{z\max} = 17.43 \text{ KN} \\ M_a = -5.22 \text{ KN.m} \\ M_t = 14.81 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

-Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant

**ELU**

**ELS**

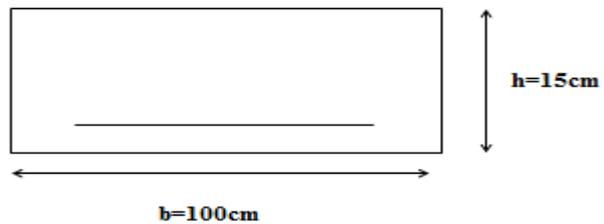


III.3.1.3. Calcul des armatures

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

❖ Armature principale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$



✓ En appuis:  $M_a = 6,56 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,56 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,027 \quad \mu_b = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$\mu_{bu} < 391 \Rightarrow A' = 0$  (Pas d'armature comprimée)

$$A_{au} = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{6,56 \times 10^3}{0,986 * 13 * 348} = 1,67 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage en travée
- $M_t = 18,59 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18,59 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,078 \quad \mu_b = 0,078 \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$\mu_{bu} < 391 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{18,59 \times 10^3}{0,959 * 13 * 348} = 4,28 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification

a- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,67 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\left( \frac{x}{d} \right)^n = \frac{1}{1 + \dots}$$

b- Vérification de disposition d'armature (Art A.8.2.4.B.A.E.L.91)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-*Armatures longitudinales* :  $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$S_t = \{20 ; 25\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-*Armatures de répartition* :  $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$

$$S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

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

**En travée**

$$\frac{100.y^2}{2} + 15(5.65)y - 15(5.65 \times 13) = 0$$

$$\Delta = 477.00$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100.(3.92)^3}{3} + 15 \times 5.65(13 - 3.92)^2 = 8995.20 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{14.81}{8995.20 \times 10^{-8}}$$

$$K = 0.1646 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 15 \text{ MPa} = 0.164(39.2) = 6.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

**En appuis**

$$\frac{100.y^2}{2} + 15(3.93)y - 15(3.93 \times 13) = 0$$

$$\Delta = 395.85$$

$$y = 3.37 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100.(3.37)^3}{3} + 15 \times 3.93(13 - 3.37)^2 = 6742.59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{5.23}{6742.59 \times 10^{-8}} \quad K = 0.0777 \text{ N / mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 15 \text{ MPa} = 0.077(33.7) = 2.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

**d- Vérification d'adhérence d'appui ( BAEL 91 Art A 6,13 )**

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

$$\tau_{ser} = 29.42 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.13 \times 5(0.012)\pi = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

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

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

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

$$V_u = T_{max} = 29.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \tau_u = \frac{29.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.222 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.3.1.4. Calcul de la flèche

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.00435 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa}$$

C.V

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{325} = 0.046 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

#### III.3.1.5. Etudes d'escalier balancé

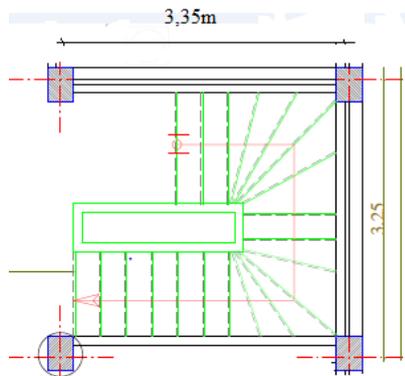


Figure III.7-Escalier balancé

#### Descente de charge

- Charge permanente : **G=7.57KN/m<sup>2</sup>.**
- Surcharge d'exploitation : **Q=2,5 KN/m<sup>2</sup>.**

#### Combinaison d'action

$$\text{ELU : } q_{\text{uvol}} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1 \text{ m} = 13.96 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{svol}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 10.07 \text{ KN/ml.}$$

#### ➤ Palier de repos

- Charge permanente : **G=5,05 KN/m<sup>2</sup>.**
- Surcharge d'exploitation : **Q=2,5 KN/m<sup>2</sup>.**

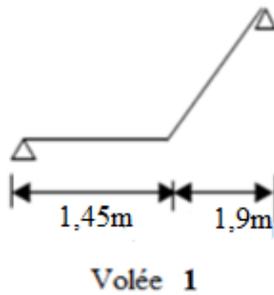
#### Combinaison d'action

$$\text{ELU : } q_{\text{upal}} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1 \text{ m} = 10.56$$

$$\text{ELS : } q_{\text{spal}} = (G+Q) \cdot 1 \text{ m} = 7.55 \text{ KM}$$

❖ *Volée 01*

-Schéma statique



*Premier volée*

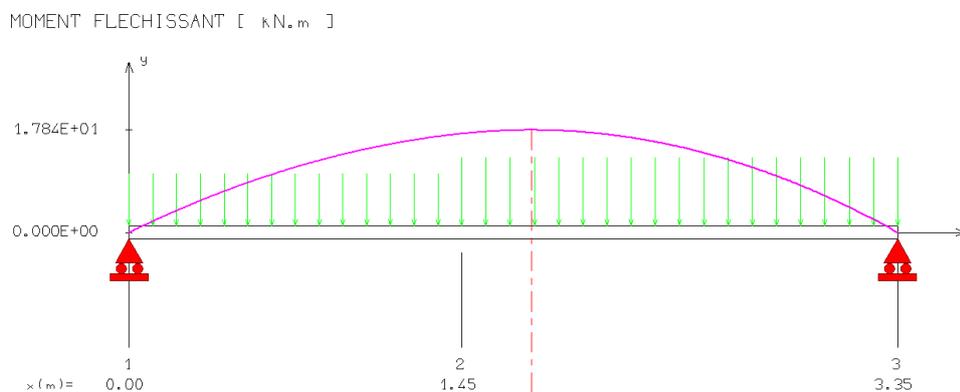
❖ *Calcul les sollicitations* : les sollicitations déterminé a l'aide de logiciel RDM6

*Tableau III.3.7-les sollicitations de calcul*

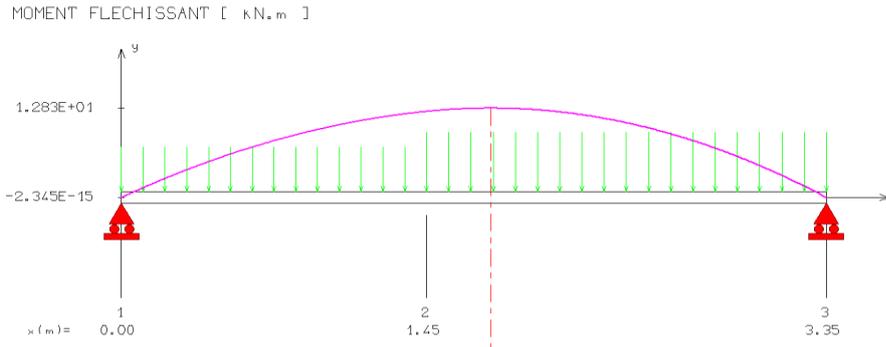
	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<b>Sollicitation</b>	$M_{t_{max}}=15.16\text{KN} \cdot \text{m}$	$M_{t_{max}}= 10.90\text{KN} \cdot \text{m}$
	$M_{a_{max}}=5.35 \text{KN} \cdot \text{m}$	$M_{a_{max}}= 3.84\text{KN} \cdot \text{m}$
	$T_{max} = 22.32\text{KN}$ .	$T_{max} = 16.08\text{KN}$

- *Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant*

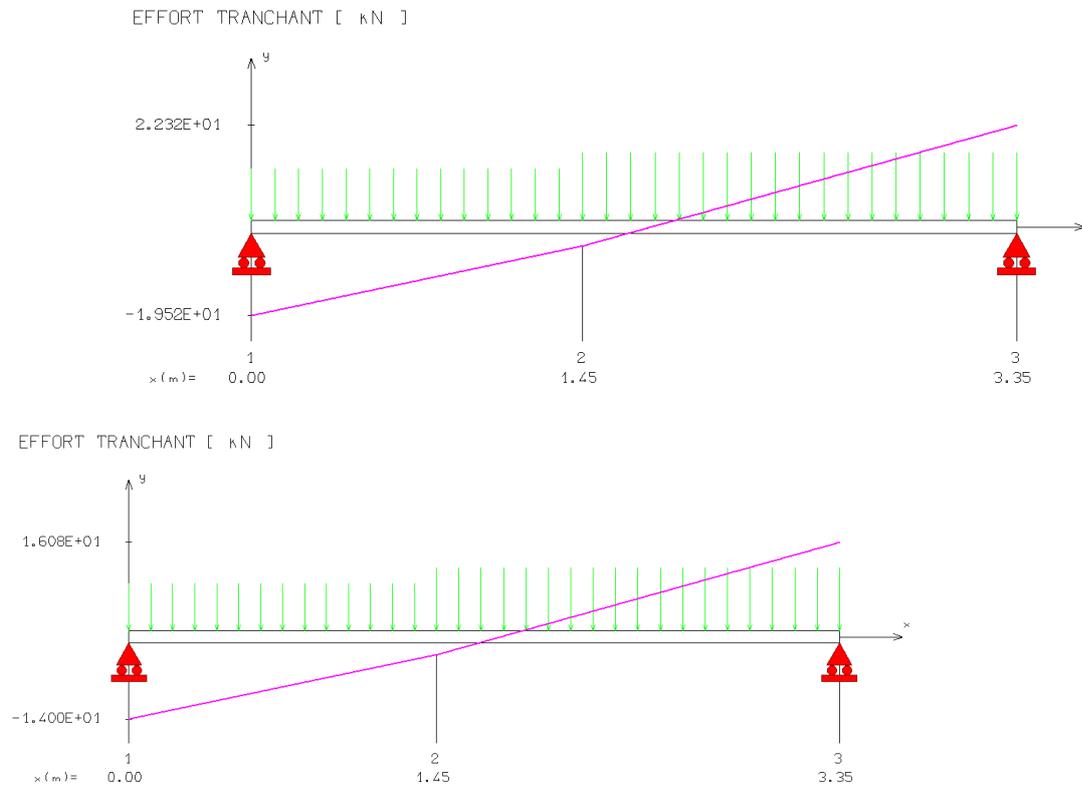
*a- A l'ELU*



*b- A l'ELS*



**Figure III.8-** Diagramme de moment et d'effort tranchant(ELU)



**Figure III.9-**Diagramme de moment et d'effort tranchant(ELS)

- ferrailage et de vérification

Tableau III.8-ferrailage et vérification

	As	Choix de nombres des barres	Vérification a l'ELU		Vérification a l'ELS		
			$\tau_U \leq \overline{\tau_U}$ MPa	$\tau_{Se} \leq \overline{\tau_{Se}}$ MPa	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ MPa	$\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$ MPa	$f \leq \overline{f}_{adm}$ MPa
Travée	3.19	4HA12 $A_{ad}=4,52$	C.V	C.V	C.V $9.035 \leq 15$	C.V $239 \leq 348$	C.V
appuis	1.19	4HA8 $A_{ad}=2,01$	$0.16 \leq 3.3$	$1.53 \leq 3.15$	C.V $6.36 \leq 15$	C.V $279.22 \leq 348$	$3.85 \leq 8.2$

➤ 2<sup>eme</sup> volée

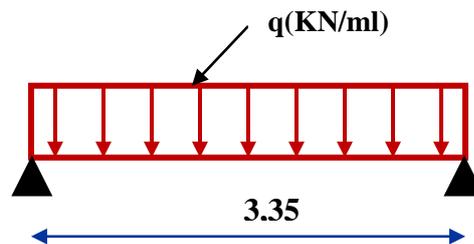


Figure III.10-schéma statique

❖ Calcul les sollicitations

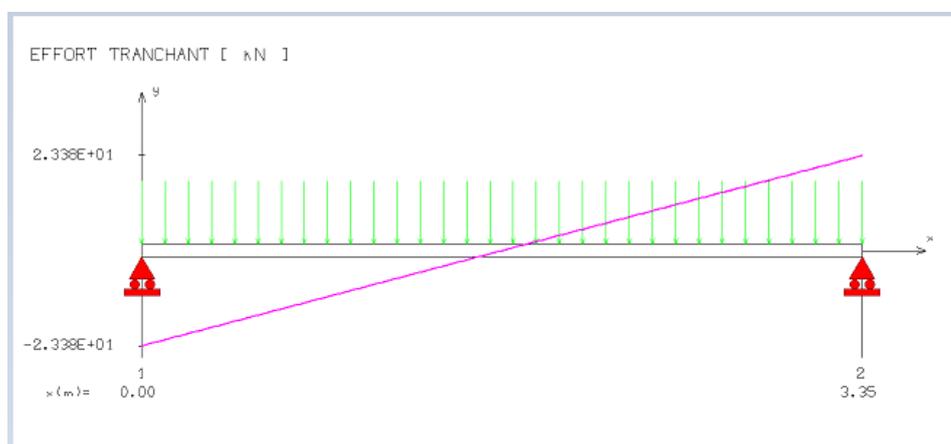
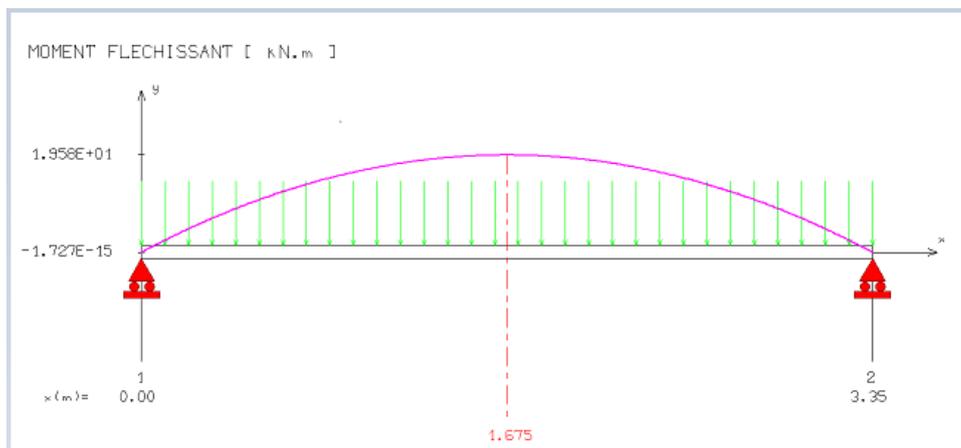
les sollicitations déterminé a l'aide de logiciel RDM6

Tableau III.9- les sollicitations de calcul

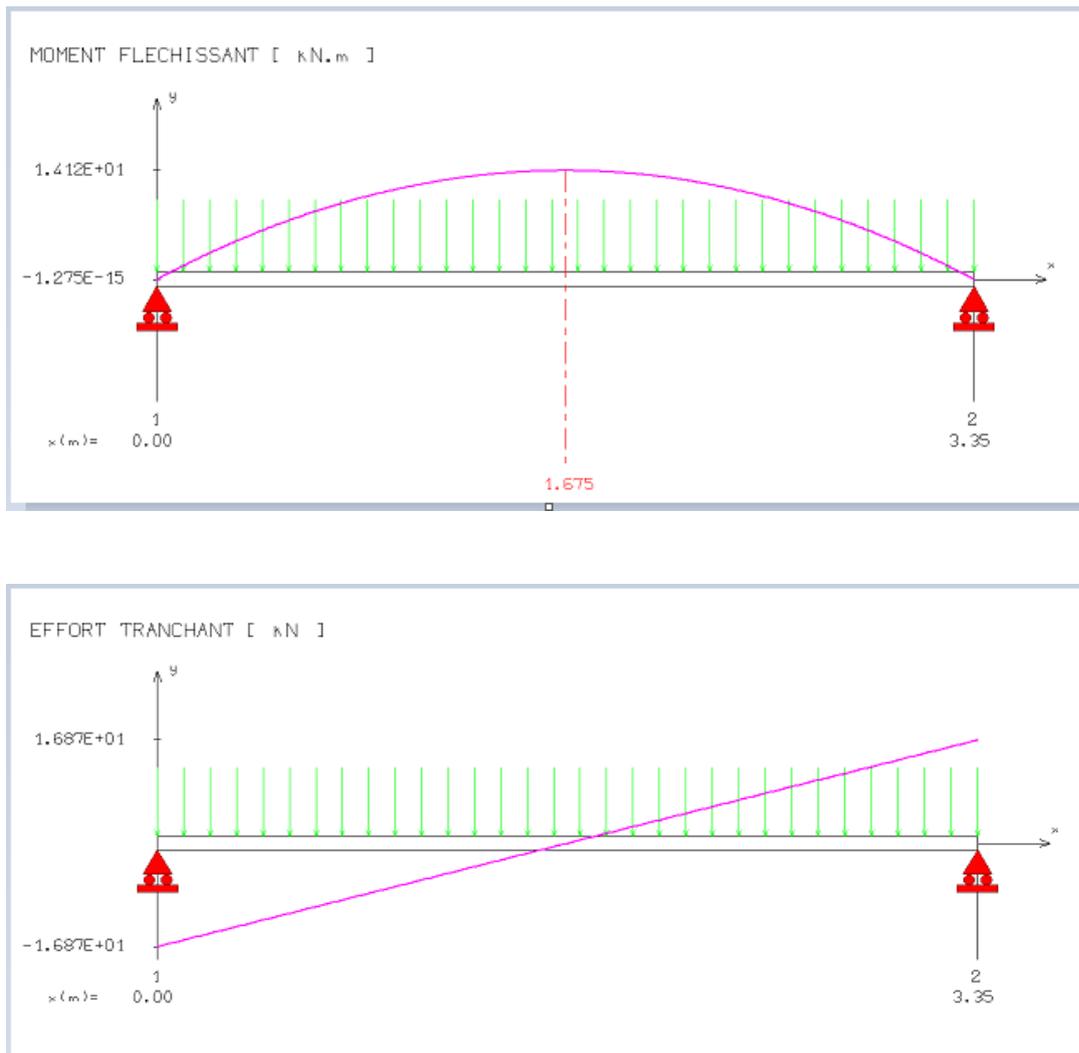
	ELU	ELS
Sollicitation	$Mt_{max} = 16,57 \text{ KN} \cdot \text{m}$	$Mt_{max} = 11,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	$Ma_{max} = 5.85 \text{ KN} \cdot \text{m}$	$Ma_{max} = 4,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	$T_{max} = 23.3 \text{ KN}$	$T_{max} = 16,87 \text{ KN}$

- Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

a- A'ELU



*b- A l'ELS*



*Figure III.11- Diagramme de moment et d'effort tranchant*

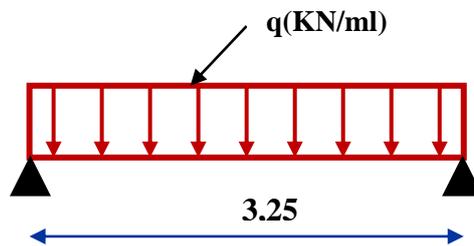
- *Tableau de ferrailage et de vérification*

*Tableau III.10-ferrailage et vérification*

	As	Choix de nombres des barres	Vérification a l'ELU		Vérification a l'ELS		
			$\tau_U \leq \overline{\tau_U}$ MPa	$\tau_{Se} \leq \overline{\tau_{Se}}$ MPa	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ MPa	$\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$ MPa	$f \leq \overline{f}_{adm}$ MPa
<i>Travée</i>	3.52	4HA12 $A_{ad}=4,52$	C.V	C.V	C.V $1.87 \leq 15$	C.V $82.42 \leq 348$	C.V $1.15 \leq 3.74$
<i>appuis</i>	1.32	4HA8 $A_{ad}=2,01$	$0.17 \leq 3.3$	$1.62 \leq 3.15$	C.V $0.70 \leq 15$	C.V $30.91 \leq 348$	

➤ *3<sup>er</sup> volée*

❖ *Schéma statique*



*Figure III.12-schéma statique*

❖ *Calcul les sollicitations:* les sollicitations déterminé a l'aide de logiciel RDM6

*Tableau IV.11 : les sollicitations de calcul*

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
<b>Sollicitation</b>	$Mt_{max} = 15.64 \text{ KN} \cdot \text{m}$	$Mt_{max} = 11,13 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	$Ma_{max} = 5.52 \text{ KN} \cdot \text{m}$	$Ma_{max} = 4.14 \text{ KN} \cdot \text{m}$
	$T_{max} = 22.68 \text{ KN}$	$T_{max} = 16.3 \text{ KN}$

- Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

a- A l'ELU

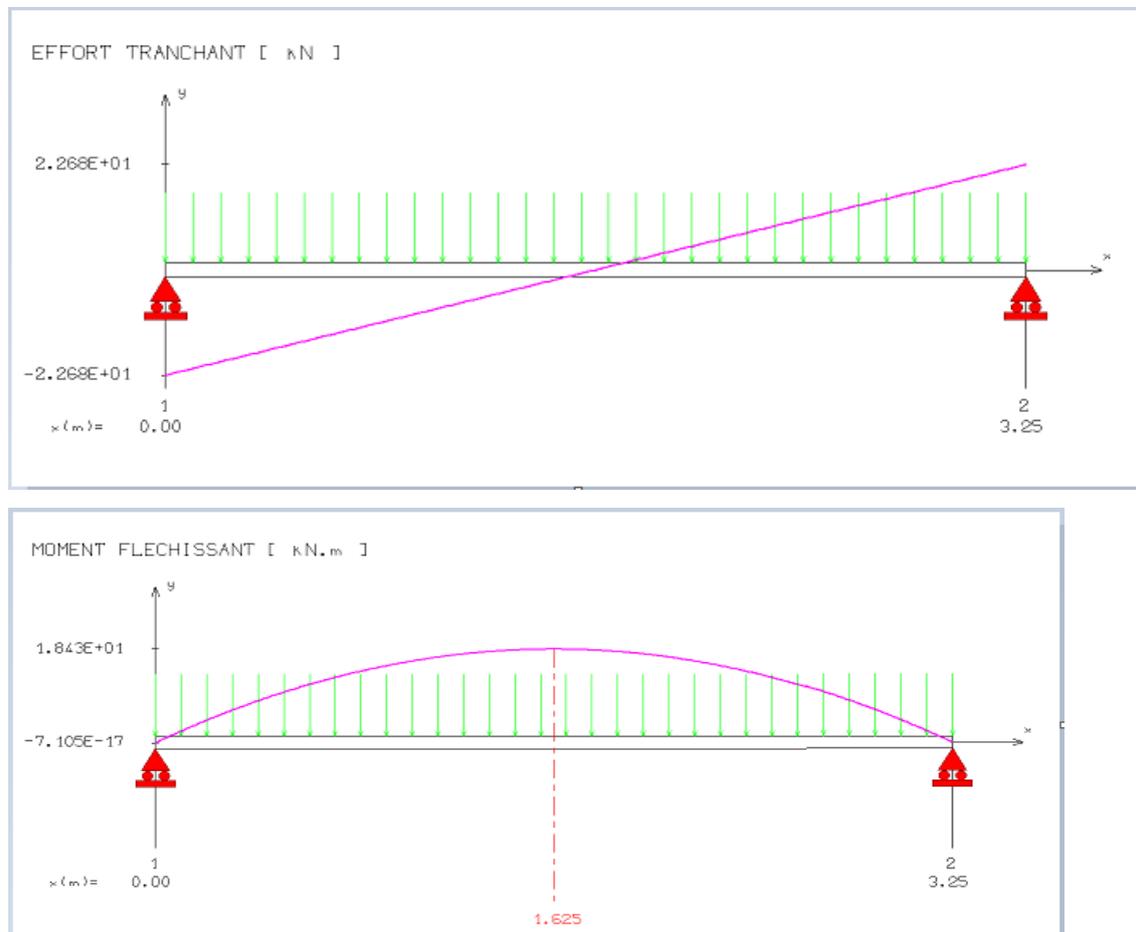
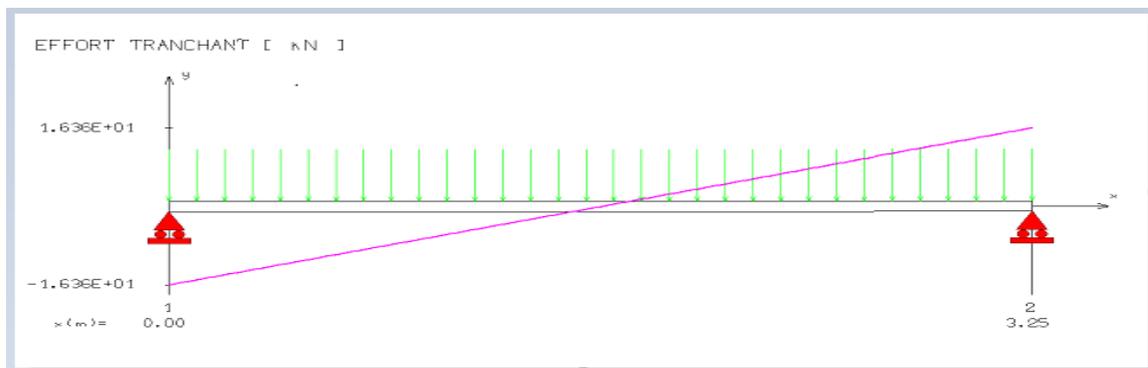
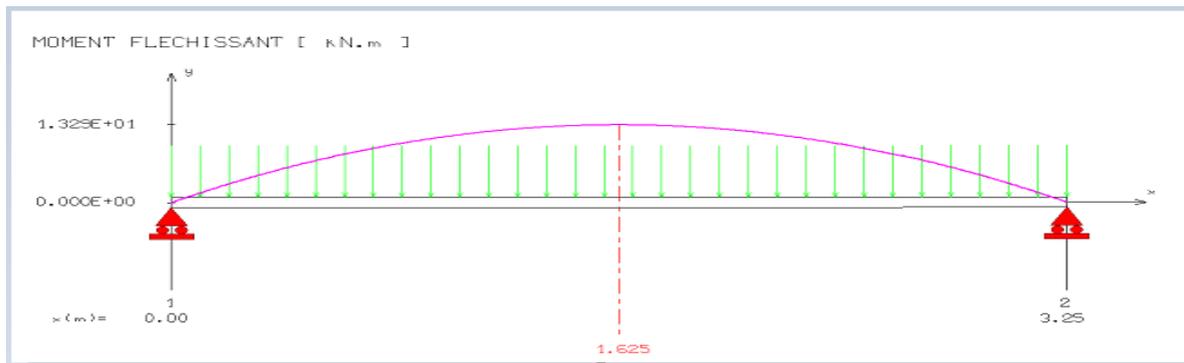


Figure III.12- Diagramme de moment et d'effort tranchant(ELU)

*b- A I'ELS*



*Figure III.13-Diagramme de moment et d'effort tranchant*

- *Tableau de ferrailage et de vérification*

*Tableau III.12-ferrailage et vérification*

	As	Choix de nombres des barres	Vérification a l'ELU		Vérification a l'ELS		
			$\tau_U \leq \overline{\tau_U}$ MPa	$\tau_{Se} \leq \overline{\tau_{Se}}$ MPa	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ MPa	$\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$ MPa	$f \leq \overline{f_{adm}}$ MPa
<i>Travée</i>	3.75	4HA12 $A_{ad}=4.52$	C.V	C.V	C.V $7.45 \leq 15$	C.V $237.36 \leq 348$	C.V $5.15 \leq 7.2$
<i>appuis</i>	1.40	4HA10 $A_{ad}=3.14$	$0.179 \leq 3.3$	$1.67 \leq 3.15$	C.V $2.01 \leq 15$	C.V $100.61 \leq 348$	

III.3.1.6.Schéma de ferrailage des différents types d'escalier

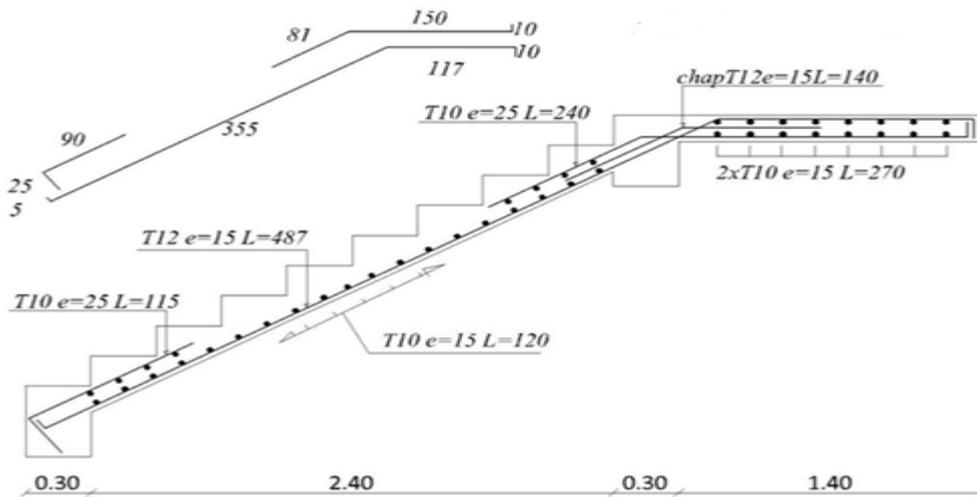


Figure III.14-Ferrailage de l'escalier Type 1

- Ferrailage de l'escalier balancé

- 1<sup>er</sup> volée

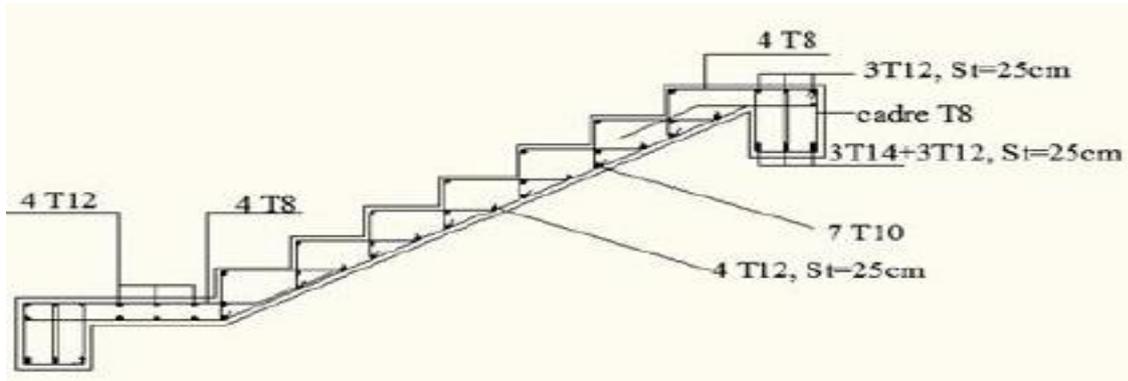


Figure III.15-Ferrailage de l'escalier Type 2 (volée)

- 2<sup>eme</sup> volée

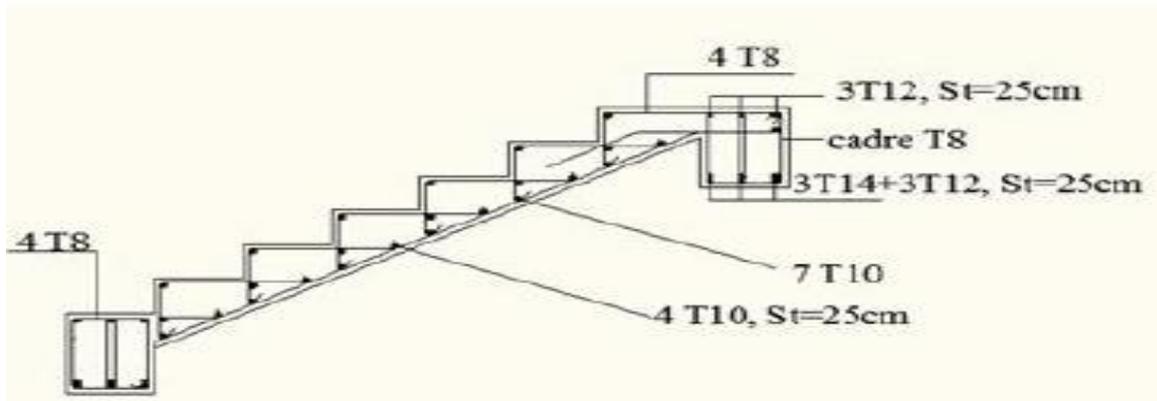


Figure III.16 -Ferrailage de l'escalier Type 2. ( volée 2)

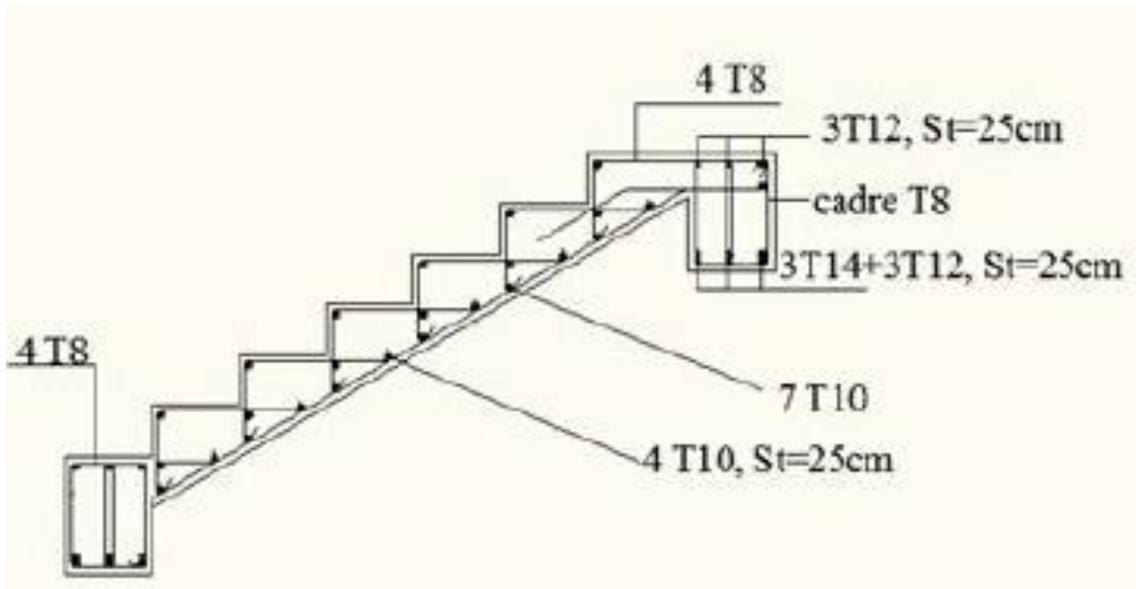


Figure III.17- Ferrailage de l'escalier Type 2. (volée 3)

#### IV.3.1.7. Etude de la poutre palière

##### ➤ Pour étage courant

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

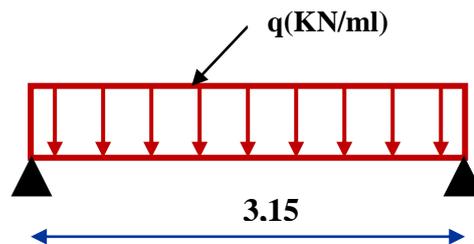


Figure III.18-schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

### 1) Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le BAEL 91[2], les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad 21 \leq b \leq 31,5 \quad h = 30 \text{ cm.} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad 10 \leq b \leq 21 \quad \Longrightarrow \quad b = 25 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

*On adopte:* (b x h) = (25x30).

#### • Verification

Le RPA99 [1] préconise

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK.} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK.} \\ \frac{h}{b} = 1.67 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{OK.} \end{array} \right.$$

*Nous prenons :* h = 30cm ; b = 25 cm.

### 2) Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à: a. Charge d'exploitation : Q = 2.5 KN/m.

b. Son poids propre le long de la poutre :  $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.25 = 1.875 \text{ KN/ml}$ .

c-Poids de la maçonnerie :  $G_{\max} = 2.2 (3.06 - 0.30) \frac{1}{2} = 3.04 \text{ KN/ml}$ .

d-Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier:

- ELU:  $R_b = 35.41 \text{ KN}$ .

- ELS:  $R_b = 25.59 \text{ KN}$ .

### 3) Combinaison de charge

➤ À l'ELU

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (1.875 + 3.04) + 35.41 = 42.04 \text{ KN/ml.}$$

➤ À l'ELS

$$q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 1.875 + 3.04 + 25.59 = 30.50 \text{ KN/ml.}$$

## 4) Calcul des sollicitations

## ➤ À l'ELU

## • Moment isostatique

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 32.05 \times \frac{(3.15)^2}{8} = 52.14 \text{ KN.m}$$

## • Effort tranchant:

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{43.04 \times 3.15}{2} = 66.21 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

**Sur appuis:**  $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 52.14 = 15.64 \text{ KN.m} \implies M_a = 15.64 \text{ KN.m}$

**Sur travée:**  $M_t = 0.85 M_0 = 56.27 \text{ KN.m} \implies M_t = 56.27 \text{ KN.m}$

## ➤ À l'ELS

## • Moment isostatique

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 30.50 \times \frac{(3.15)^2}{8} = 37.82 \text{ KN.m}$$

## • Effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{30.50 \times 3.15}{2} = 48.03 \text{ KN}$$

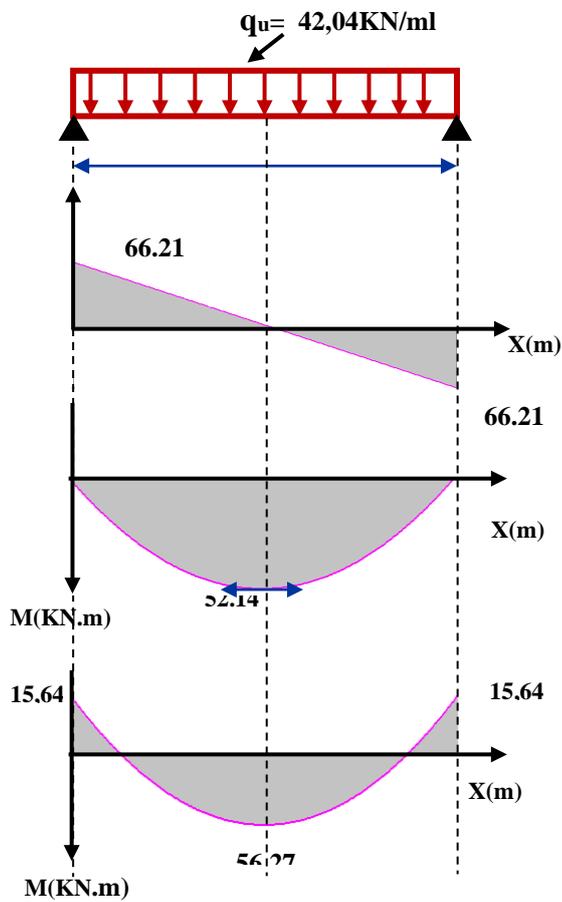
Pour tenir compte de semi encastrement:

**Sur appuis:**  $M_a = -0.3 M_0 = -11.34 \text{ KN.m}$

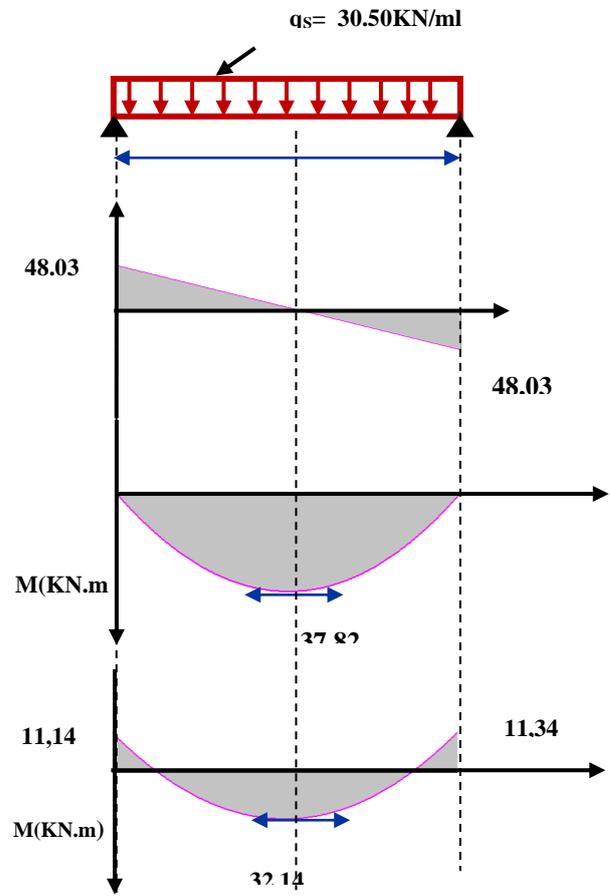
**Sur travée:**  $M_t = 0.85 M_0 = 32.14 \text{ KN.m}$

5) Diagramme III.19-des moments et des efforts tranchants

À l'ELU :



À l'ELS :

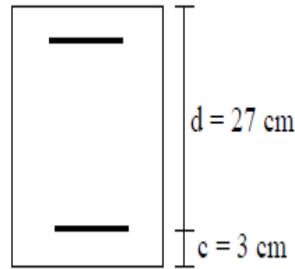


6) Calcul des armatures

✓ En appuis:  $M_a = 15,64 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,64 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,06 \quad \mu_b = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$\mu_{bu} < 391 \Rightarrow A' = 0$  (Pas d'armature comprimée)



$$A_{au} = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{15,64 \times 10^3}{0,969 * 27 * 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

Soit : 2T12 ; As=2,26cm<sup>2</sup>

- Ferrailage en travée
- Mt=56,64KN\*m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{56,27 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,218 \quad \mu_b = 0,218 \Rightarrow \beta = 0,876$$

$$\mu_{bu} < 391 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{56,27 \times 10^3}{0,876 * 27 * 348} = 6,83 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14+3T12 ; As=8,01cm<sup>2</sup>

7) Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2.$$

En appuis:  $A_a = 1.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{C.V}$

En travée :  $A_t = 6.83 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{C.V}$

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

$$T_u^{max} = 56.27 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.15} ; 5 \text{ Mpa}\right) = 4.35 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{56.27 * 10^{-3}}{0.25 * 0.25} = 0.83 \text{ Mpa} < 4.35 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{C.V}$$

**Donc** Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

c) *Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres*

(Art : A.6.1.3.BAEL.91 Version 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$  pour FeE400

$\sum u_i = n\pi\phi$  : Somme du périmètre utile des barres

n: nombre des barres

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 12\text{mm}$ )

$$\tau_s = \frac{56.27 \cdot 10^{-3}}{0.030} = 1.48 \text{Mpa} < 3.15 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{tj} = \psi_s f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_s = 3.15 \text{MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{MPa} \dots\dots\dots C.V$$

**Donc:** pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) *Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis*

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- *Influence sur le béton* : (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99)

$$T_u^{\max} < \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

**Avec**

$$a = 0,9d \text{ (longueur de l'appui)}$$

$$T_u^{\max} = 48.07 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_U = \frac{0.4 \cdot 0.9 \cdot 0.27 \cdot 0.25 \cdot 25}{1.5} = 0.405 \text{ KN}$$

$$T_U = 56.27 \text{ KN} \leq T_u = 405 \text{ KN} \implies C.V$$

- *Calcul des armatures transversales*

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(27, 40) = 27 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \implies A_t \geq \frac{b x S_t x 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot 25 \cdot 20}{400} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend des  $\phi 10$  pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

### 8) Vérification à L'ELS

a) *Etat limite de déformation (la flèche) : (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).*

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{At}{b*d} = \frac{2.94}{25*27} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies C.V \\ \bullet \frac{h}{l} = \frac{30}{315} = 0.095 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies C.V \\ \bullet \frac{h}{l} = \frac{30}{315} = 0.095 \geq 0.084 \implies CV \end{array} \right.$$

Tel que  $M_t$  : moment dans les travers

$M_u$  : moment d'une poutre isostatique

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

b) *Contrainte de compression dans le béton ELS*

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = K.Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec } I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A (d - y)^2 + \eta A' (y - d')^2$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau suivant III.13- écapitule les résultats trouvés

	$M_{ser}$ (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
<i>travée</i>	32,14	4,62	20605,1	9,77	15,5	15.	15	C. Vérifié
<i>appui</i>	11,14	4,62	20605,1x	9,77	54,06	5,28	15	C. Vérifié

## Schéma de ferrailage

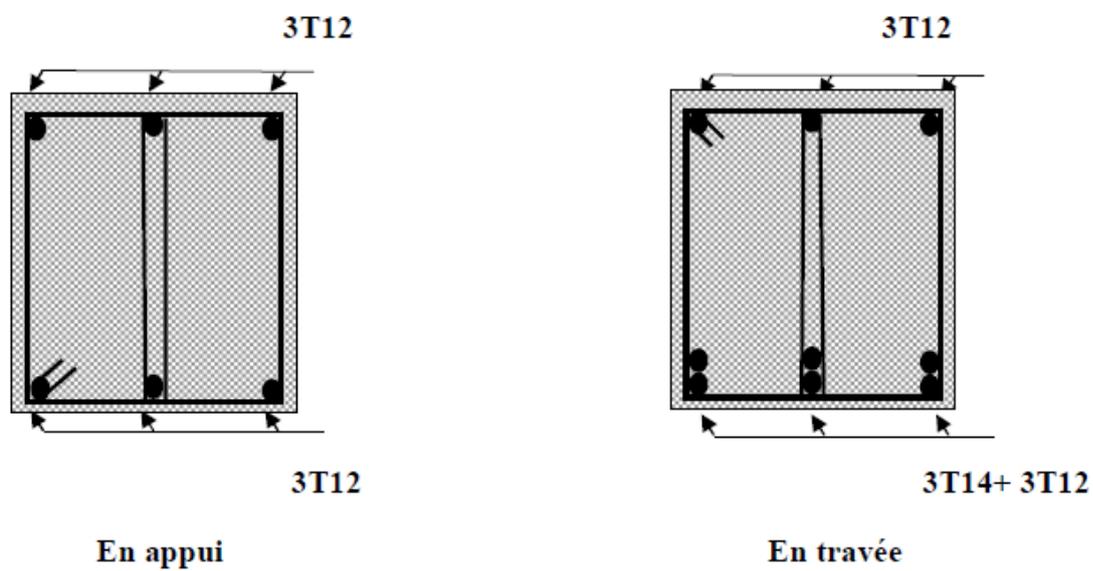


Figure III.20-Schéma de ferrailage de la poutre palière

### III.4. Calcul du plancher en corps creux

#### III.4.1. INTRODUCTION

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.

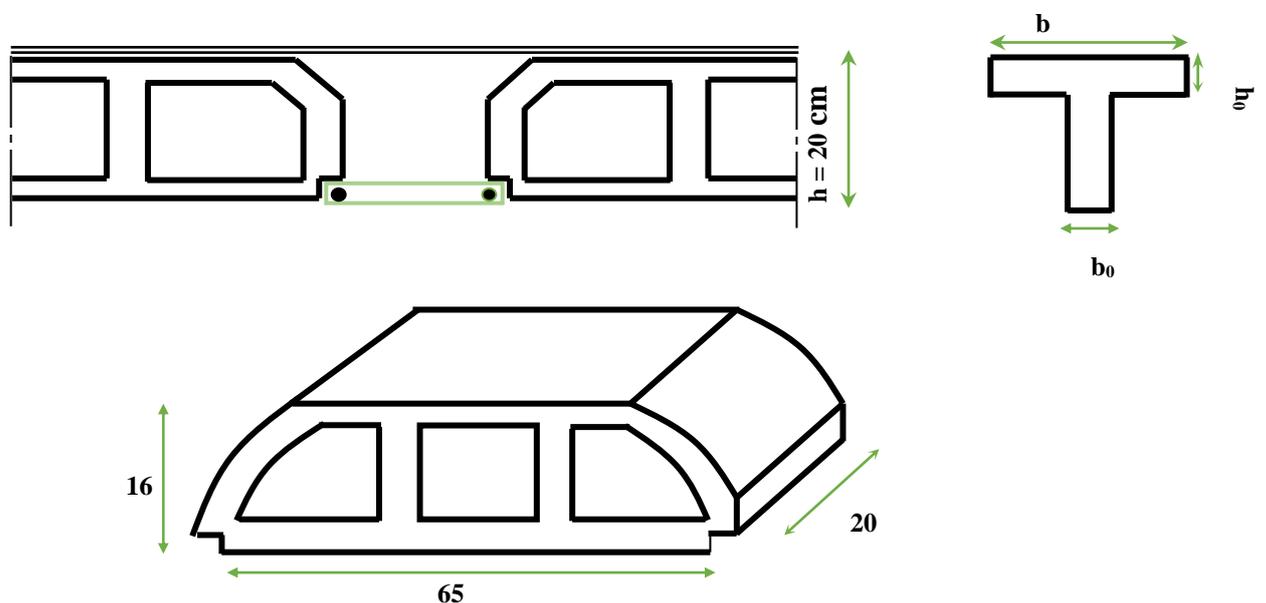


Figure III.21- plancher en corps creux

**III.4.2. 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.

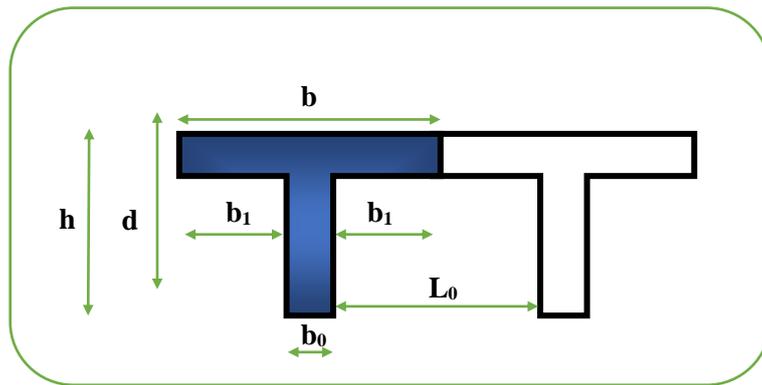


Figure III.22-les poutrelles en T

**L<sub>1</sub>** : La longueur de l'hourdis  $\implies L_1=65\text{cm}$

**L<sub>0</sub>** : la distance entre deux parement voisins de poutrelles  $\implies L_0=65-12=53\text{cm}$

**L** : la longueur de la plus grande travée  $\implies L =3.25\text{m}$

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure  $\implies b_0 =12\text{cm}$

**h<sub>0</sub>** : épaisseur de la dalle de compression  $\implies h_0 =4\text{cm}$

**b** : largeur de la dalle de compression  $\implies b = 2b_1 + b_0$  (CBA93, art .A.4.1.3)

**On a :**

$$h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{325}{22,5} = 14.44\text{cm} \text{ On prend } \implies h = 20\text{cm.}$$

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a : } 0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \implies 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$$

$$0.18 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm} \implies \text{donc on a : } b_0 = 12\text{cm}$$

Calcul de largeur de la table :

Largeur poutrelle :  $b=b_0+2b_1$  (CBA93, art .A.4.1.3)

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \implies b_1 \leq (26.5 ; 37) \implies b_1 = 26.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm.} \implies b = 65\text{cm}$$

### III.4.3. Calcul des poutrelles

#### a) . Type des poutrelles

Notre ouvrage comporte 3 types de poutrelles :

-Type 01 : pour le plancher RDC et 1<sup>er</sup> étage

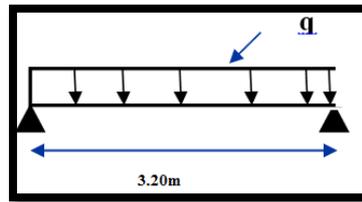


Figure III.21:-schéma statique

-Type02 : pour plancher 2<sup>em</sup> et 3<sup>em</sup> étage

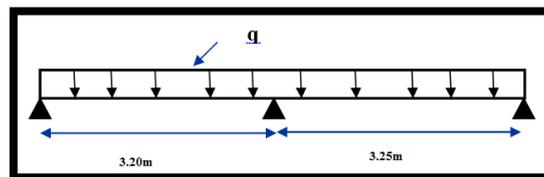


Figure III. 22- schéma statique

-Type03 : pour plancher 1<sup>er</sup>, 2<sup>em</sup>, 3<sup>em</sup> étage

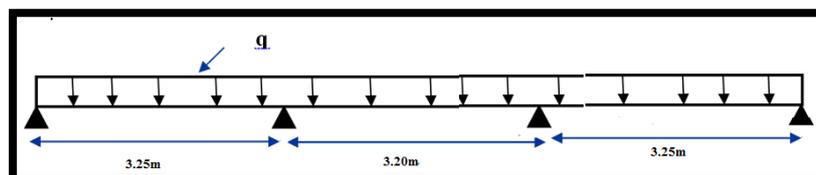


Figure III.23-schéma statique

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis. Dans notre construction, on a plusieurs types de poutrelles, donc on prend un seul type comme un exemple de calcul et on les résultats trouvés des autres types, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- La méthode de CAQUOT

### III.4.3.1. Méthode forfaitaire

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitations modérées.

#### ✓ Conditions d'applications

$$1- \begin{cases} Q \leq 2G \\ \text{ou} \\ Q \leq 5KN / m^2 \end{cases}$$

2- Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.

$$3- \text{ Les portées successives sont : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4- Fissuration peu préjudiciable.

#### Remarque

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est applicable donc on applique la méthode de Caquot.

#### ✓ Vérification du domaine d'application

1 <sup>er</sup> condition : $Q \leq 5 \text{ KN/m}$	<b>satisfaite.</b>
2 <sup>eme</sup> condition : I est constant	<b>satisfaite.</b>
3 <sup>eme</sup> condition : fissuration peu préjudiciable	<b>satisfaite.</b>
4 <sup>eme</sup> condition : $\begin{cases} 0,8 \leq \frac{3,25}{3,20} = 1,015 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,20}{3,25} = 0,98 \leq 1,25 \end{cases}$	<b>satisfaite.</b>
$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{3,20}{3,25} = 0,98 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{3,25}{3,20} = 1,015 \leq 1,25 \end{cases}$	<b>Satisfaite.</b>

Donc on adopte la **méthode forfaitaire** pour le calcul des poutrelles

### III.4.3.2.Exposé de la méthode

• Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Avec : L longueurs entre nus des appuis,

- $M_W$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche,
- $M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite,
- $M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs  $M_W$ ,  $M_e$ ,  $M_t$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} \frac{M_W + M_e}{2},$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{pour une travée intermédiaire,}$$

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

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées,
- $0,5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- $0,4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

**Tableau III.14-Valeur des coefficients forfaitaires**

	$G (KN / m^2)$	$Q (KN / m^2)$	$\alpha$
<b>Terrasse inaccessible</b>	6,67	1	0,13
<b>Etage courant</b>	5,5	1,5	0,4
<b>RDC</b>	5,5	3,5	0,38

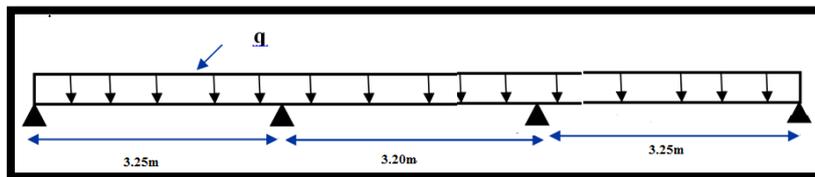
**III.4.3.3.VALEURS DES MOMENTS ET VALEURS DE L'EFFORT TRANCHANT**

Sur une travée le moment varie paraboliquement le maximum est trouvé a l'abscisse "a" de l'appui gauche (w) et "b" l'appui droit (e).

$$a = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} ; b = L - a ; \begin{cases} V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \\ V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b} \end{cases}$$

1) Calcul à l'état limite ultime et a l'état limite service

-Poutrelle a trois travées



Combinaison de charge .....le calcul se fait pour une bande de 65cm)

$q_u = (1.35G + 1.5Q) * 0.65$ .....ELU

$q_s = (G + Q) * 0.65$ .....ELS

Tableau III.15: Charge et surcharge et La combinaison de charge

	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_s$ (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	6.82	4.98
Étage courant	6.28	4.55
RDC	8.23	5.85

a) Calcule pour plancher terrasse

D'après l'utilisation de la méthode de forfaitaire, les résultats trouvés sont

Donnés dans les tableaux suivant

**Type 1: poutre de 3 travées.**

**Tableau III.16- Moment en travée a' ELU pour plancher terrasse**

travée	1-2		2-3		3-4	
L(m)	3,25		3,2		3,25	
$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8}$	9		8,72		9	
appuis	1	2		3		4
Coefficient forfaitaire	0	0,5		0,5		0
$M_a (KN)$	0	4,5		4,5		0
$M_t \succ 1,05M_0 \left( M + \frac{M_t}{2} \right)$	7,2		4,67		7,2	
$M_t \succ \frac{1,04M}{2}$	4,68		4,53		4,68	
$M_t \succ \frac{1,24M_0}{2}$	5,58		5,4		5,58	
$M_t \left( \frac{KN}{M} \right)$	7,2		5,4		7,2	
$a(m)$	1,43		1,6		1,82	
$B(m)$	1,82		1,6		1,43	
$V(m)$	-10,06		-12,37		-12,85	
$V_e(m)$	12,85		12,37		10,06	

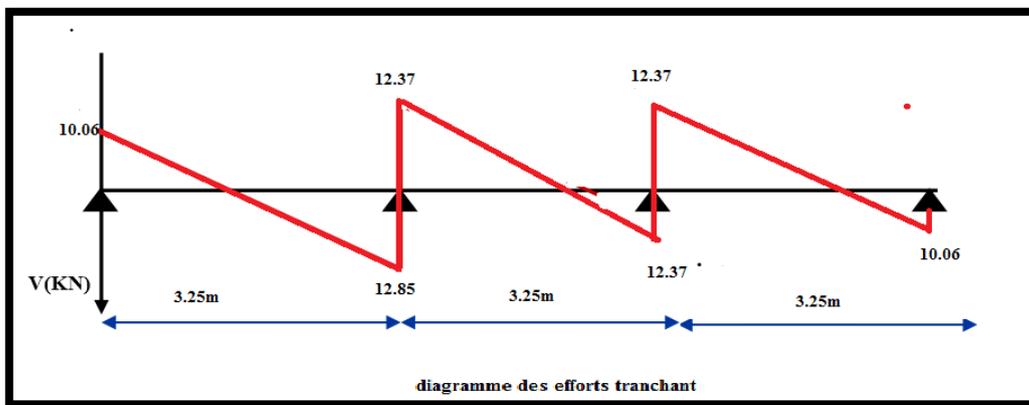
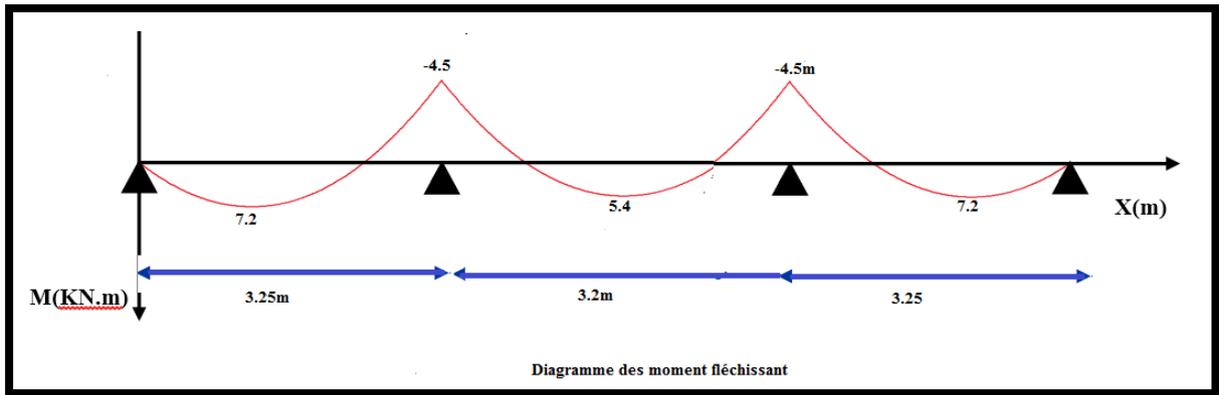


Figure III.24 -diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants a' ELU

Tableau III.17 -Moment en travée à ELS pour plancher terrasse:

travée	1-2	2-3		3-4
L(m)	3,25	3,2		3,25
$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8}$	6,57	6,37		6,57
appuis	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0	0,5	0,5	0
$M_a (KN)$	0	3,28	3,28	0
$M_t > 1,05M_0 \left( M + \frac{M_t}{2} \right)$	3,25	3,4		5,25
$M_t > \frac{1,04M}{2}$	3,41	3,31		3,25
$M_t > \frac{1,24M_0}{2}$	4,07	3,94		4,07
$M_t \left( \frac{KN}{M} \right)$	5,25	3,94		5,25
a(m)	1,43	1,6		1,82
B(m)	1,82	1,6		1,43
V(m)	-	-9,02		-9,37
$V_e (m)$	7,34	9,02		7,34
$V_e (m)$	9,37	9,02		7,34

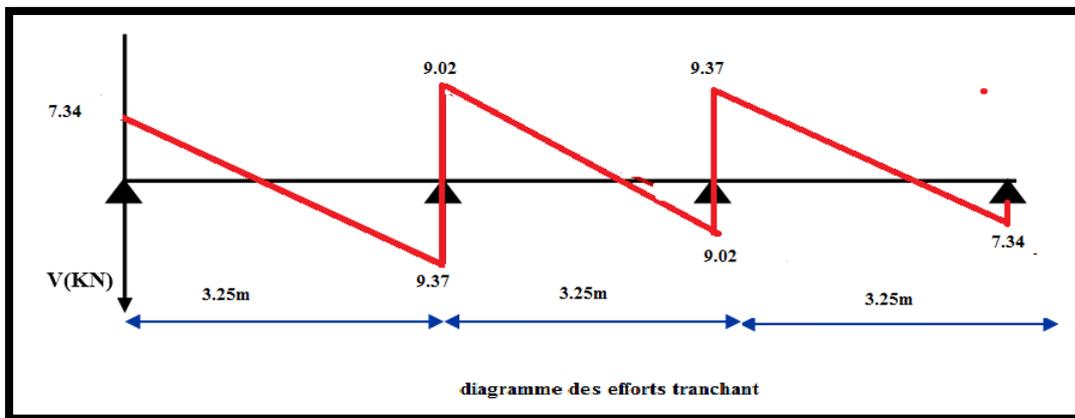
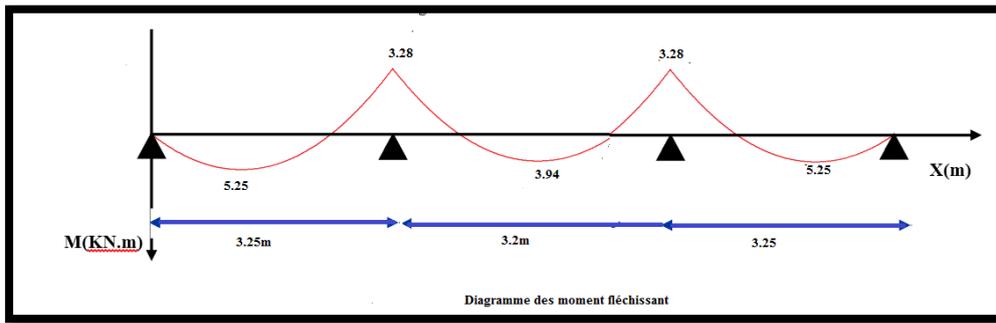


Figure III.25- diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants a' ELS

b) Calcule pour plancher étage courant

Type 1: poutre de 3 travées

- Tableau III.18-Moment en travées à ELU pour plancher étage courant:

travée	1-2	2-3		3-4
L(m)	3,25	3,2		3,25
$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8}$	8,29	8,03		8,29
appuis	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0	0,5	0,5	0
$M_a (KN)$	0	4,14	4,14	0
$M_t \succ 1,05M_0 \left( M + \frac{M_t}{2} \right)$	3,25	3,4		5,25
$M_t \succ \frac{1,04M}{2}$	6,8	4,45		6,8
$M_t \succ \frac{1,24M_0}{2}$	5,26	5,09		5,29
$M_t \left( \frac{KN}{M} \right)$	6,8	5,09		6,8
$a(m)$	1,43	1,6		1,82
$B(m)$	1,82	1,6		1,43
$V(m)$	9,51	-	-11,53	-
$V_e(m)$	12,02	11,53		9,51

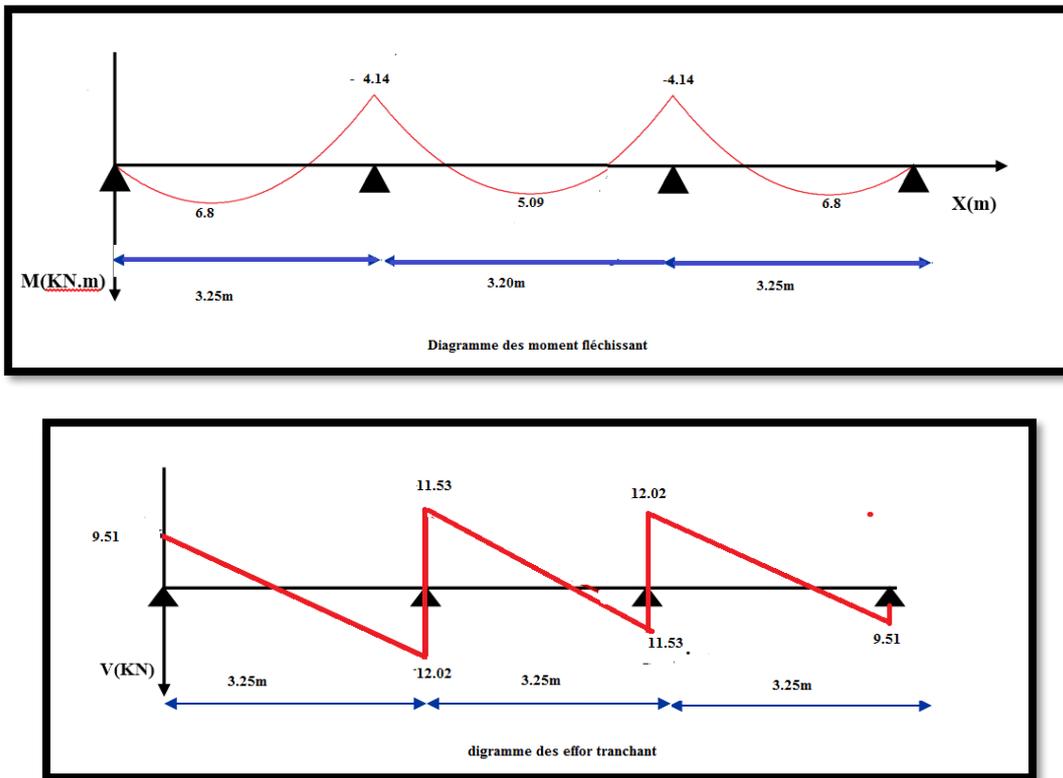


Figure III.26- diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants a' ELU

Tableau III.19 -Moment en travée a ELS étage courant :

travée	1-2	2-3		3-4
L(m)	3,25	3,2		3,25
$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8}$	6	5,82		6
appuis	1	2	3	4
Coefficient forfaitaire	0	3	3	0
$M_a (KN)$	0	4,92	3,22	4,92
$M_t \succ 1,05M_0 \left( M + \frac{M_t}{2} \right)$	4,92	3,22		4,92
$M_t \succ \frac{1,04M}{2}$	3,21	3,11		3,21
$M_t \succ \frac{1,24M_0}{2}$	3,81	3,69		3,81
$M_t \left( \frac{KN}{M} \right)$	4,92	3,69		4,92
$a(m)$	1,43	1,6		1,82
$B(m)$	1,82	1,6		1,43
$V(m)$	6,88	-	-8,36	-8,7
$V_e(m)$	8,7	8,36		6,88

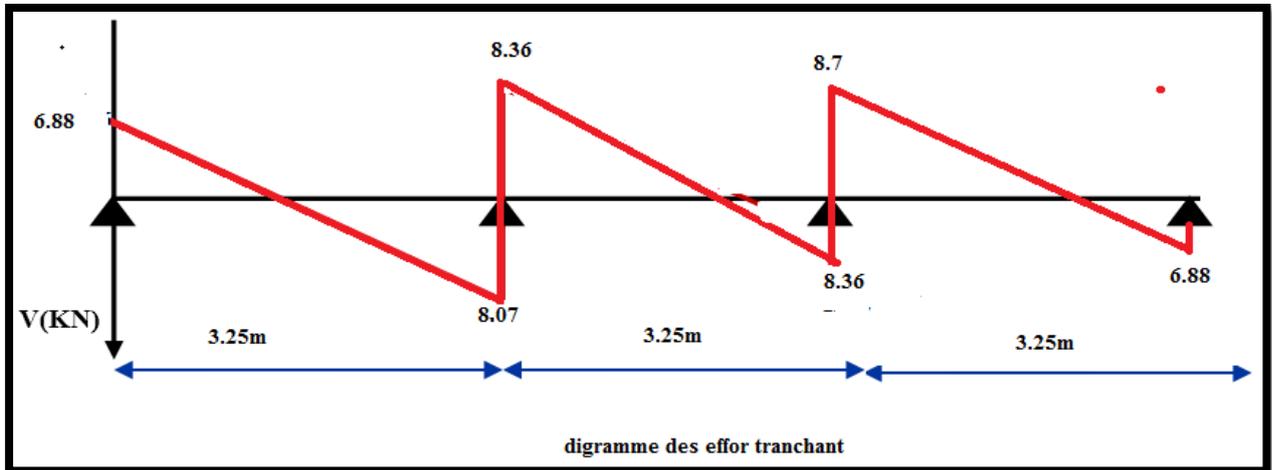
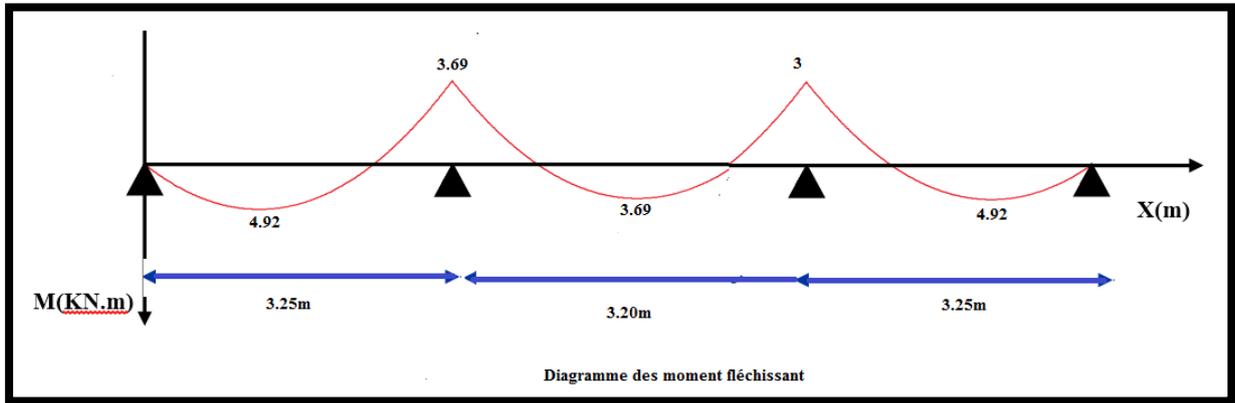


Figure III.27- Diagrammes des moments fléchissant des efforts tranchants a' ELS

Type 2: poutre de 2 travées

Tableau III.2- Moment en travée a ELU étage courant :

travée	1-2		2-3
L(m)	3,2		3,25
$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8}$	8,08		8,29
appuis	1	2	3
Coefficient forfaitaire	0	0,6	0
$M_a (KN)$	0	4,97	0
$M_t \succ 1,05M_0 \left( M + \frac{M_t}{2} \right)$	6,1		6,38
$M_t \succ \frac{1,04M}{2}$	4,29		4,43
$M_t \succ \frac{1,24M_0}{2}$	5,09		5,26
$M_t \left( \frac{KN}{M} \right)$	6,1		6,38
$a(m)$	1,36		1,86
$B(m)$	1,84		1,39
$V(m)$	-8,97		-12,2
$V_e(m)$	12,03		9,17

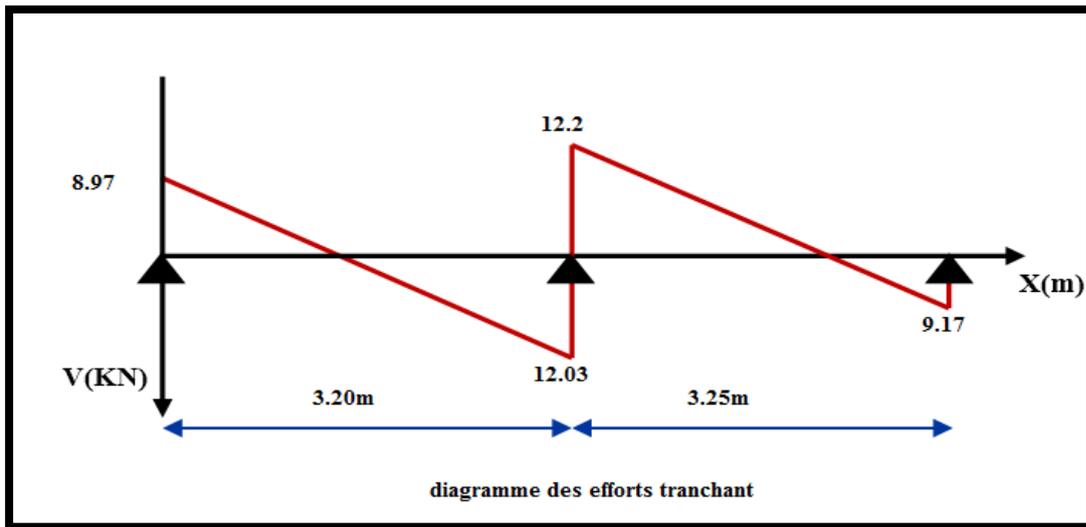
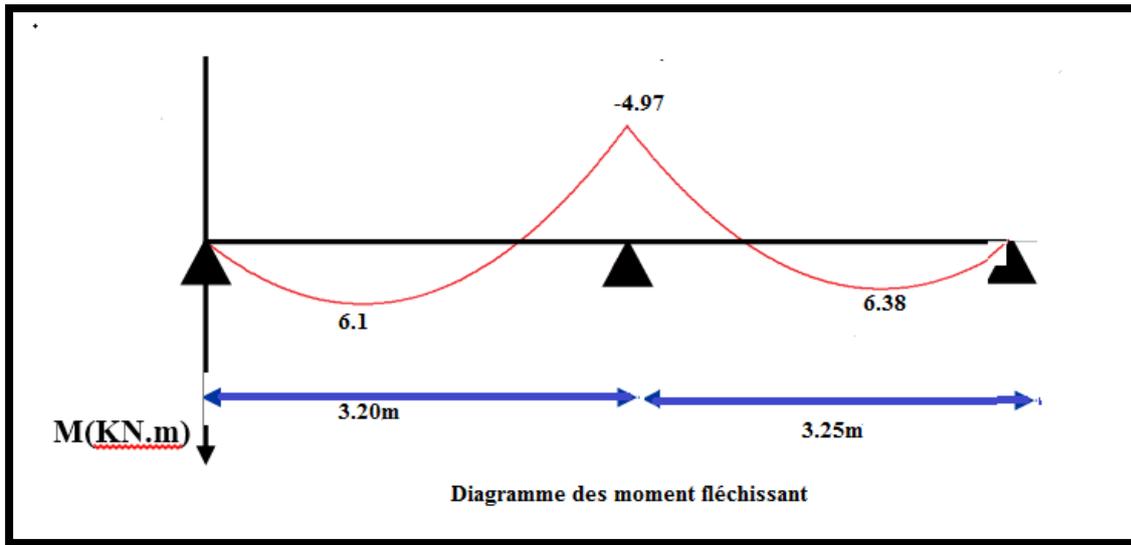


Figure III.28-Diagrammes des moments fléchissant des efforts tranchants a' ELU

## Type 2: poutre de 2 travées

Tableau III.21- Moment en travée a ELS étage courant

travée	1-2		2-3
L(m)	3,2		3,25
$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8}$	5,82		6
appuis	1	2	3
Coefficient forfaitaire	0	0,6	0
$M_a (KN)$	0	3,6	0
$M_t \succ 1,05M_0 \left( M + \frac{M_t}{2} \right)$	4,72		3,42
$M_t \succ \frac{1,04M}{2}$	3,11		3,21
$M_t \succ \frac{1,24M_0}{2}$	3,69		3,81
$M_t \left( \frac{KN}{M} \right)$	4,72		3,81
$a(m)$	1,37		1,9
$B(m)$	1,83		1,35
$V(m)$	-6,89		-7,8
$V_e(m)$	9,09		5,64

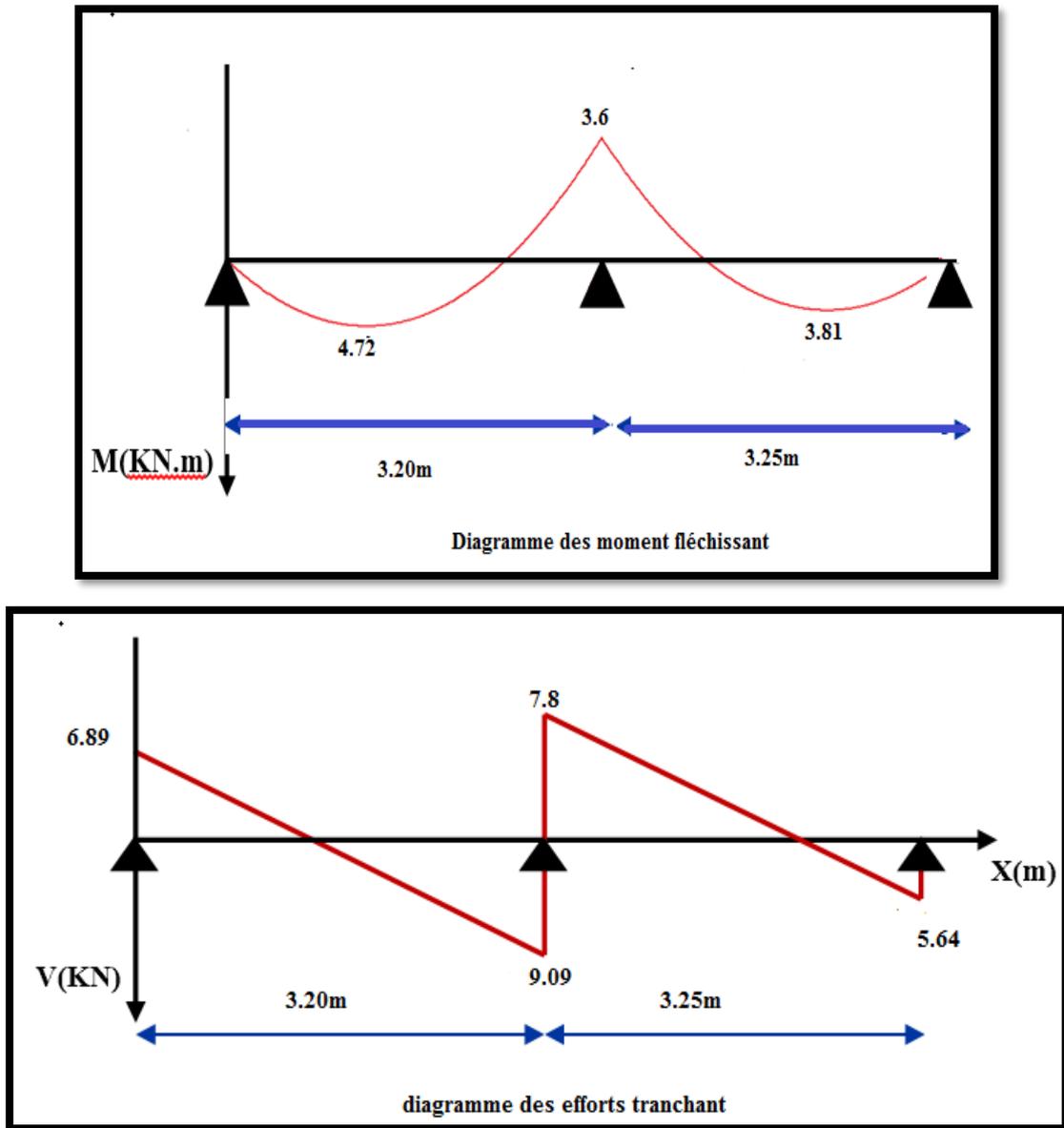


Figure III.29-Diagrammes des moments fléchissant des efforts tranchants a' ELS

**III.4.4. Ferrailage**

Pour le calcul du ferrailage, on considère la nervure la plus sollicitée des planchers terrasse et celle de l'étage courant et RDC. Il sera analogue au calcul d'une poutre de section té soumise à la flexion simple.

**Tableau III.22- les efforts maximaux**

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées

	L'ELU	L'ELS
$M_{a\max} (kN * m)$	6,51	4,63
$M_{t\max} (kN * m)$	9,48	6,73
$V_{W\max} (kN * m)$	16,79	11,93
$V_{e\max} (kN * m)$	16,48	11,70

**Calcul des armatures longitudinales**

**a) En travée**

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 65\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ d = 0.9h = 18\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \end{array} \right.$$

**Le moment équilibré par la table de compression à ELU**

$M_{t(\max)} = 9.48 \text{KN.m}$

$M_{tu} = b h_0 F_{bc} (d - h_0 / 2)$

$F_{bu} = 0.85 F_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{MPa}$

$M_{tu} = 14.2 * 0.65 * 0.04 * (0.18 - 0.04 / 2) * 10^3 = 59.07 \text{KN.m}$

$M_{tu\max} < M_{tu}$  donc 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\*h), b=65cm et h=20cm.

Calcul  $A_{st}$  :

$$\gamma = M_{tu} / M_{t_{ser}} = 9.48 / 6.73 = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4}(3440*1.41 + 49 * 25 - 3050) = 0.303$$

$$\mu_{bu} = M_{tu} / bd^2F_{bu} = 9.48*10^{-3} / 0.65*0.18^2*14.2 = 0.032$$

$$\mu_{bu} = 0.032 \quad \mu_{bu} < \mu_{lu} \quad A' = 0 \text{ (section du béton est simplement armé)}$$

$$\mu_{lu} = 0.303$$

$\mu_{bu} < 0.275$  donc on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18[1 - 0.6*0.032] = 0.18m$$

$$A_{st} = M_{tu} / Z_b F_{cd} = 9.48*10 / 0.18*348 = 1.51 \text{ cm}^2$$

**On prend 3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>**

Les résultats du calcul des sections d'armatures en travée résumés dans le tableau suivant:

**Tableau III.23-Résultants des armatures en travée**

$M_{t_{max}}$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$A'(\text{cm}^2)$	$Z(\text{cm})$	$A_{st}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{st}$ adopté (cm <sup>2</sup> )
9.48	0.032	0	18	1.51	3HA10	2.36

**b) En appuis**

$$M_{au} (\text{max}) = 6.51 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec  $d = 18\text{cm}$  et  $b = 65\text{cm}$

Calcul de  $A_{sa}$

$$\gamma = M_{au} / M_{a_{ser}} = 6.51 / 4.63 = 1.41$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 10^{-4}(3440*1.41 + 49 * 25 - 3050) = 0.303$$

$$\mu_{bu} = M_{au} / bd^2F_{bu} = 6.51*10^{-3} / 0.65*0.18^2*14.2 = 0.02$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \quad \mu_{bu} < \mu_{lu} \dots\dots\dots A' = 0 \text{ (section de béton est simplement armé)}$$

$$\mu_{lu} = 0.303$$

$\mu_{bu} < 0.275$  donc on utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18[1 - 0.6*0.02] = 0.18m$$

$$A_{sa} = M_{au} / Z_b F_{cd} = 6.51*10 / 0.18*348 = 1.04 \text{ cm}^2$$

**On prend 2HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>**

Les résultats du calcul des sections d'armatures en travée résumés dans le tableau suivant:

Tableau III. 24-Résultants des armatures en appuis

$M_{su}$ (KN.m)	$u_{bu}$	$A's(cm^2)$	Z(cm)	$A_{s2}(cm^2)$	Choix	$A_{sa}$ (cm <sup>2</sup> ) adopté
6.51	0.02	0	18	1.04	2HA12	2.26

**-Calcul des armatures transversales (Art A.7.1.22/BAEL99)**

$$\varnothing \geq \min (h / 35, \varnothing_l, b_0 / 10)$$

$$\varnothing \geq \min (20/35, 1, 12/ 10) \dots \dots \dots \varnothing \geq 0.57 \text{ cm}$$

Nous prendrons  $\varnothing = 6 \text{ mm}$

Les armatures transversales sont **2HA6=0.57 cm<sup>2</sup>**

**-Espacement des armatures transversales( S<sub>t</sub>) (Art A.5.1.22/BAEL99)**

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

$$S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

Nous prendrons  $S_t = 15 \text{ cm}$

**-Vérifications à L'ELU**

**a)Condition de non fragilité: (Art.A.4.2.1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23b_0 d f_{t28}/f_e = 0.23 * 12 * 18 * 2.1 / 400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = V_u / db_0 \leq \bar{\tau} = \min (0.2F_{CJ} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}) = \min (0.2 * 25 / 1.5, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$V_{u \text{ max}} = 16.79 \text{ KN.M}$$

$$\tau_u = V_u / db_0 = 16.79 * 10^3 / 120 * 180 = 0.77 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**c)Vérification de l'adhérence aux appuis Art.A.6.1.31/BAEL99**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \psi_s \times f_{t28}$$

Avec  $\psi_s = 1.5$  (acier Fe400, haute adhérence)

$\sum U_i = n * \pi * \varnothing$  : somme du périmètre utile des barre

**n**=nombre des barres

**∅**: Diamètre des barres (∅=12mm)

$$\tau_{se} = 16.79 * 10^3 / 0.9 * 180 * 2 * \pi * 12 = 1.39 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s = \Psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.39 \text{ Mpa} < \tau_s = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'est y a pas de risque d'entrainement des barres.

**d) Ancrage des barres:**

- **Ancrage rectilignes (Art A.5.1,22/BAEL99)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\emptyset$  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.

$$L_s = \emptyset * f_c / 4 * \tau_{se}$$

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = 1 * 400 / 4 * 2.835 = 35.273 \text{ cm}$$

**$L_s = 40 \text{ cm}$**

- **Ancrages courbe**

$L_a$  = la longueur d'encombrement.

$$L_a = 0.4 * L_s = 16 \text{ cm}$$

**e) Escapement**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq (A_t f_e) / (0.4 b_0) = 0.57 * 100 * 400 / 120 * 0.4 = 47.5 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 47.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**-Verifications à l'ELS**

**Moments max**  $\left\{ \begin{array}{l} \text{en appuis: } M_{ser}^a = 4,64 \text{ KN.m} \\ \text{En travée : } M_{ser}^t = 6,73 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

**❖ Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec 
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y_{ser}$$

Tableau III.25-vérification des contraintes de compression dans le béton

□

	$M_{ser}$ (KN/m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$Y$ (cm)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_i$ (Mpa)	observation
Travée	6,73	2,36	8323,04	3,92	3,16	15	79.65	Cv
Appuis	4,63	2,26	5422,24	7,65	6,53	15	85.38	cv

**Remarque :** Nous avons une fissuration peu nuisible, donc la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation :** (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

❖ **Vérification de l'état limite de déformation (la flèche) :**

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées.

Avec :

- $L$  : la portée entre nus d'appui.
- $M$  : moment maximum en travée.
- $M_0$  : moment isostatique.
- $A_s$  : section d'armature tendue correspondante.

On a

$$h/l=20/325=0,061 < 0,06 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée}$$

Alors le calcul de la flèche est indispensable.

• **Calcul de la flèche**

On doit vérifier que :

$$f_t \leq \bar{f}$$

$$f_t = f_v - f_i \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{325}{500} = 0,65\text{cm} = 0,0065\text{m}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i I_{fi}} \quad f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_v I_{fv}}$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$f_v$  : flèche différée

$f_i$  : flèche instantanée

$E_i$  : module de déformation instantanée du béton

$E_v$  : module de déformation différée du béton

$I_{fi}$  ,  $I_{fv}$  : module d'élasticité fictif

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

• Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA_s = b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 2,36$$

$$B_0 = 487,4 \text{ cm}^2$$

• Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_s d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times$$

$$S_{/xx} = 34612,2 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,10^3 + 12,9^3) + (65 - 12) 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,05 \text{ cm}^2$$

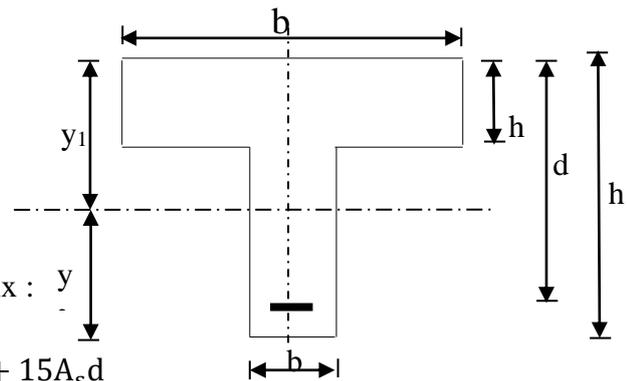


Fig III.30- Schéma statique de calcul

## - Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0109} = 1,510$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\}$$

$$1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 144,5 + 2,1} = 0,27$$

$$\mu = \max\{0,27; 0\} \Rightarrow \mu = 0,27$$

**D'ou la flèche**

$$f_i = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fV}} = \frac{6,73 \times 3,25^2}{10 \times 32164,2 \times 10^3 \times 15062,71 \times 10^{-8}} = 0,0014m$$

$$f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_V \times I_{fV}} = \frac{6,73 \times 3,25^2}{10 \times 10818,86 \times 10^3 \times 15062,71 \times 10^{-8}} = 0,0043m$$

$$f_t = f_v - f_i = 0,0029m < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- **Dalle de compression**

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4 cm

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.
- ✓ 20 cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique ( en Algérie on considère un maillage de **20 cm** )

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

**Si  $L_1 \leq 50$  cm**

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2 / \text{ml}$  doit être au moins égal  $A_{\text{nervure}} = 200 / f_e$

**Si  $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80$  cm**

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en  $\text{cm}^2 / \text{ml}$  doit être au moins égale à  $A_{\text{nervure}} = 4 * L_1 / f_e$  avec ( $L_1$  en cm )

**Avec un espacement  $S_t = 20$  cm**

**Avec  $L_1$ :** distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1 = 65$  cm)

$A_{\text{nervure}}$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles,  $F_e = 520$  Mpa

( $F_e$ : limite élastique des aciers utilisées) , Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**)

$$A_{\text{nervure}} = 4 * 65 / 520 = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{5}\varnothing 6} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement  $S_t = 20$  cm.

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//\text{nervure}} = A / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

$$A_{//\text{5}\varnothing 6} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$  armatures 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 20 cm suivant les deux sens.

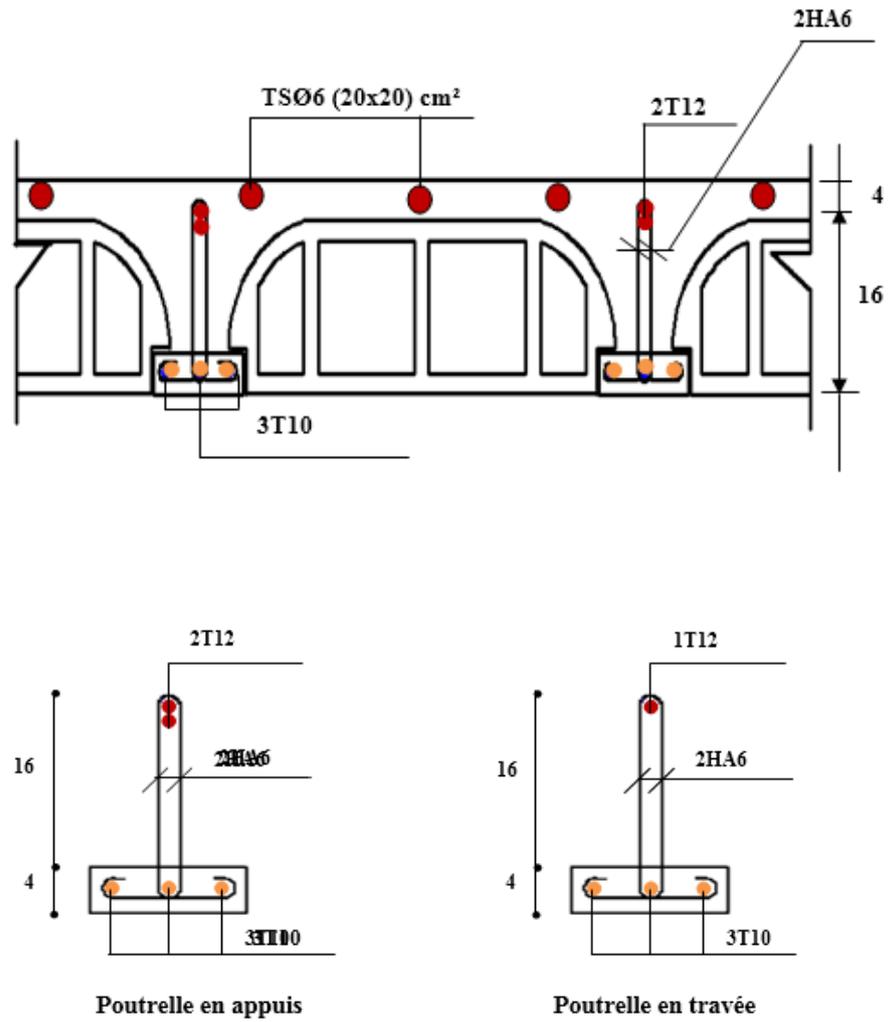


Figure III.31-Schéma de Ferrailage du plancher

### ***IV.1. Introduction***

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis de l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son

### ***IV.2. Objectifs de l'étude sismique***

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

Le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations par engendre par éventuel séisme.

### ***IV.3. Classifications de l'ouvrage***

Selon le règlement parasismique Algérien RPA99/2003

#### ***IV.3. 1- Zone sismique : Zone IIa «BOUIRA »***

#### ***IV.3. 2-Importance d'ouvrage***

- **Groupe 2** «ouvrages courant ou d'importance moyenne » : bâtiment d'habitation

Collective ou a usage de bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48 m

#### ***IV.3.3- Nature du site***

- **Catégorie S3** «Meuble S3»

#### ***IV.4- Méthodes de calcul de l'action sismique***

##### ***IV.4.1.-Introduction***

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par deux méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélogramme.

##### ***IV.4.2- Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)***

###### **a) Principe de la méthode**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les efforts réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

###### **b) Conditions d'application**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (IIa).

Dans le cas d'un bâtiment implanté en zone (IIa) et le groupe d'usage il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux ou 17m. (Art 4.1.2, RPA 99/2003).

#### **IV4. 3. La méthode d'analyse modale spectrale**

##### **a)Principe de la méthode**

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 calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. (Art 4.3.1, RPA 99/2003).

##### **b) Conditions d'application de la méthode**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la Méthode statique équivalente n'est pas appliquée. (Art 4.1.3, RPA 99/2003).

##### ***IV.4.4 Choix de la méthode de calcul***

Notre structure est implantée en Zone IIa et de □groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003.

#### ***IV.5. Modélisation de la structure a' l'aide du logiciel Étapes***

##### **IV.5. 1.Présentation du logiciel ETABS**

**ETABS** « Extended 3D Analysés of Building System » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code,.....etc.).

De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..... etc). Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (**AUTOCAD,SAP2000**).

##### **❖ Etapes de modélisation**

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

##### **➤ 1<sup>er</sup> étape**

Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).

##### **➤ 2<sup>ème</sup> étape**

➤ Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

##### **➤ 3<sup>ème</sup> étape**

Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

##### **➤ 4<sup>ème</sup> étape**

- Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **5<sup>ème</sup> étape**  
Définition et attribution des combinaisons de charges.
- **6<sup>ème</sup> étape**  
Exécution et analyse des résultats en choisissant le nombre de modes propre à prendre en considération.
- **7<sup>ème</sup> étape**  
Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des éléments et calcul de ferrailage

#### ***IV.6.Variante 1.Ossature auto stable***

##### **IV.6.1Introduction**

Pour rester fidèle à l'objectif de notre projet de fin d'études, nous avons opté pour un bâtiment au R+3, afin de pouvoir mener une comparaison des réponses dynamiques de la structure étudiée lorsqu'elle est constituée d'une ossature auto stable poteau poutre d'une part et lorsqu'elle est réalisée avec une ossature mixte portiques-voiles

Pour rappel, RPA99/2003 ne préconise que les bâtiments de hauteur  $\leq 17\text{m}$  et constitués de moins de 5 niveaux peuvent être constitués d'une ossature auto stable, constitués de portiques uniquement

#### **❖ Présentation de la vue en 3D**

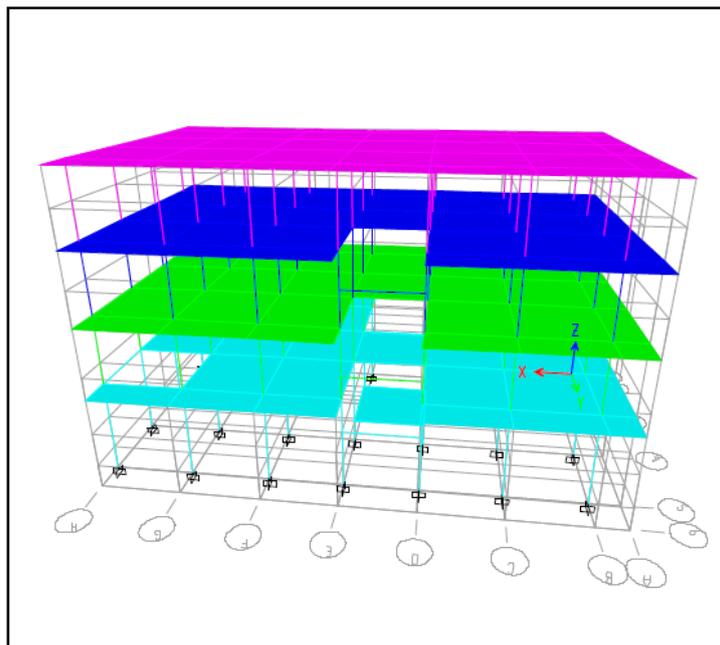


Figure IV.1- Modélisation de la structure auto stable (Vue en 3D)

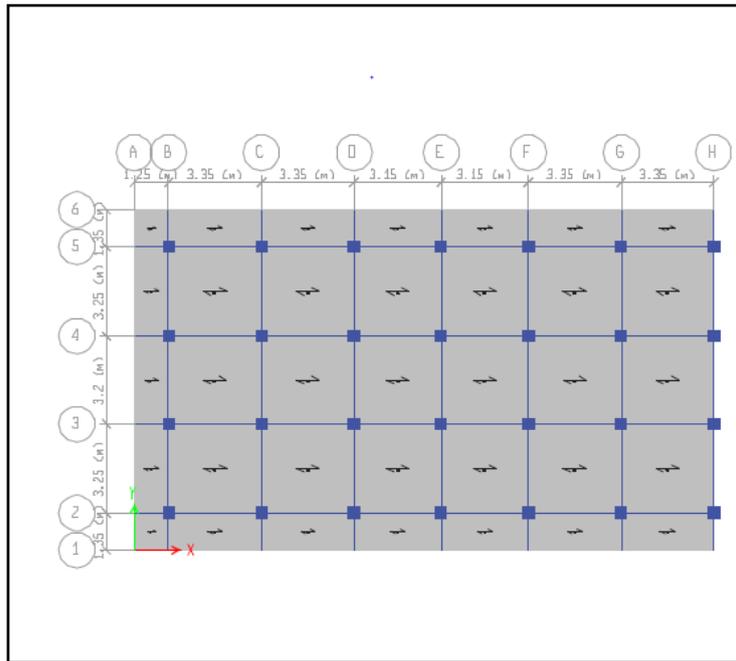


Figure IV.2- Modélisation de la structure auto stable (Vue en 2D)

IV.6.2.Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1 : } 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3 : } 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ \text{Cas4 : } 2.5\eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3.0 s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

**IV.6.2.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse****a) Coefficient d'accélération de zone (A)**

Notre ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation situé à media (**Zone IIa**) groupe d'usage  $\longrightarrow$  **A = 0.15**

**b) facteur de correction d'amortissement donné par la formule**

-  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  % est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Portique en béton armé avec remplissage dense, Donc  $\xi = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{9}} = 0.882 > 0.7$$

**C) coefficient de comportement R**

- **R** : coefficient de comportement de la structure

- Pour des portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide, **R = 3.5**

**d) période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble**

- **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003

Notre structure est construite dans un site meuble (**S3**) donc **T<sub>1</sub> = 0.15sec, T<sub>2</sub> = 0.50sec**

**e) facteur de qualité Q**

- **Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

- |   |                                |
|---|--------------------------------|
| ✓ Conditions minimales sur les files de contreventement | $\longrightarrow$ non observée |
| ✓ La redondance en plan.                                | $\longrightarrow$ non observée |
| ✓ La régularité en plan.                                | $\longrightarrow$ non observée |
| ✓ La régularité en élévation                            | $\longrightarrow$ observée     |
| ✓ Contrôle de la qualité des matériaux.                 | $\longrightarrow$ observée     |
| ✓ Contrôle de la qualité de l'exécution                 | $\longrightarrow$ observée     |

- Sa valeur est déterminée par la formule : **Q = 1 +  $\Sigma$  P<sub>q</sub>**

Avec **P<sub>q</sub>** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

À partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.15**

### 1- La période fondamentale de la structure $T$

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (RPA99/version2003) par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)  $\implies h_N = 13,26\text{m}$

$C_T$ : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\implies C_T = 0.075$$

$$\text{Donc : } T_{\text{RPA}} = 0.075 \times (13.26)^{3/4} = 0,521 \text{ s} \implies T_{\text{RPA}} = 0.521 \text{ s}$$

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.2.4 \text{ du RPA99/version2003})$$

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a) Sens longitudinale:  $d_x = 20 \text{ m} \implies T_x = 0.266 \text{ s}$

b) Sans transversale :  $d_y = 10 \text{ m} \implies T_y = 0.377 \text{ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc: } \begin{cases} T_X = 0.266 \text{ s} \\ T_Y = 0.37 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{On a: } T_2 = 0,5 \text{ s}$$

a) - sans longitudinale :  $D_x = 20 \text{ m} \longrightarrow T_X = 0.266 \text{ sec}$

b) - sens transversale :  $D_y = 10 \text{ m} \longrightarrow T_Y = 0.34 \text{ sec}$

D'après RPA99/version 2003, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

$$\text{Donc: } T_x = \min (T, T_x) = 0.266 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T, T_y) = 0.37 \text{ sec}$$

**f) facteur d'amplification dynamique**

Donné par la formule

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \cdot (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \end{cases}$$

**Sens x**

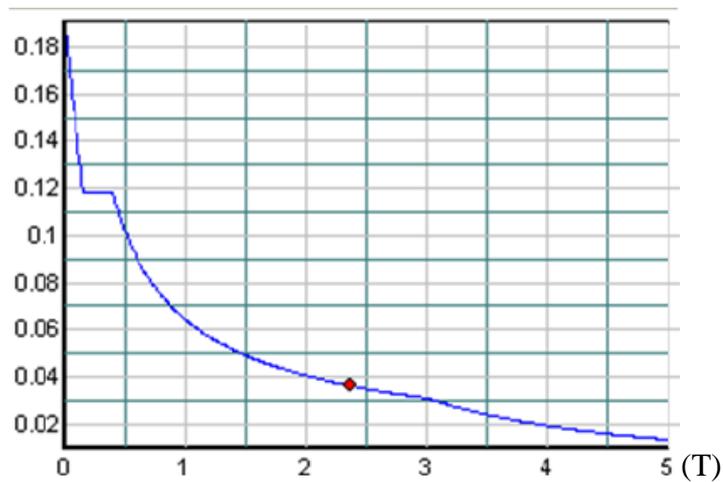
$$0,15 < T_X < 3s \quad \text{donc } D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 3,40$$

**Sens y**

$$0,15 T_Y < 3s \quad \text{donc } D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2,69$$

**1- Spectre de réponse de calcul :**Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le **Spectre RPA 2003****Exemple de spectre de réponse 'Structure auto stable'**

(Sa/g)

**Figure IV .3- Spectre de réponse de calcul « structure auto stable**

**g) Nombre de modes à considérer**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

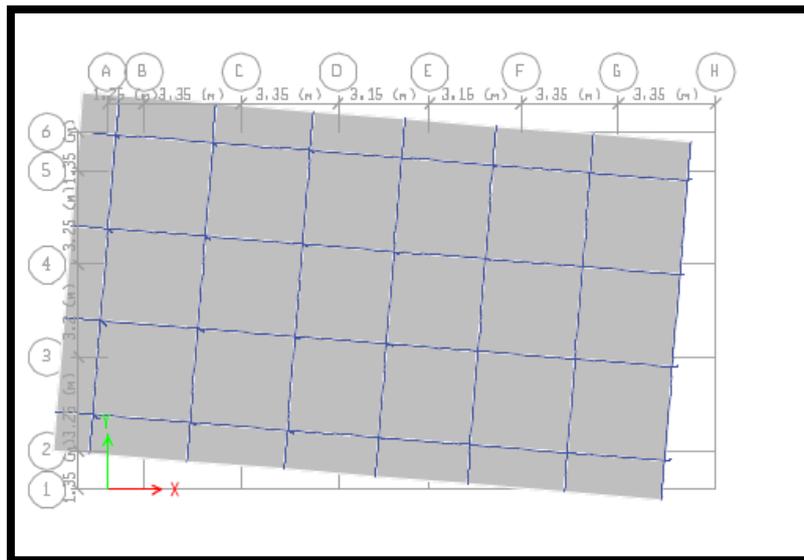
Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K

**❖ Modes de vibrations obtenus****1<sup>er</sup> mode**

Le **1<sup>er</sup>** mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe xx' de période **T<sub>1</sub>**.

$$T_1 = 0.744 \text{ sec}$$

$$T_1 = 0.744 \text{ sec}$$

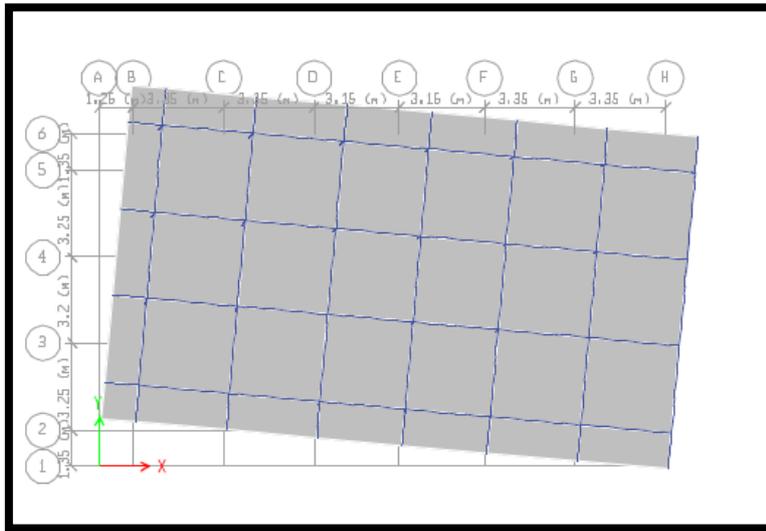


**Figure IV.4-** Premier mode de vibration (translation)

2<sup>ème</sup> mode

Le 2<sup>ème</sup> mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe  $YY'$  de période  $T_2$ .

$T_2 = 0.712$  sec avec une rotation de **31.69%**

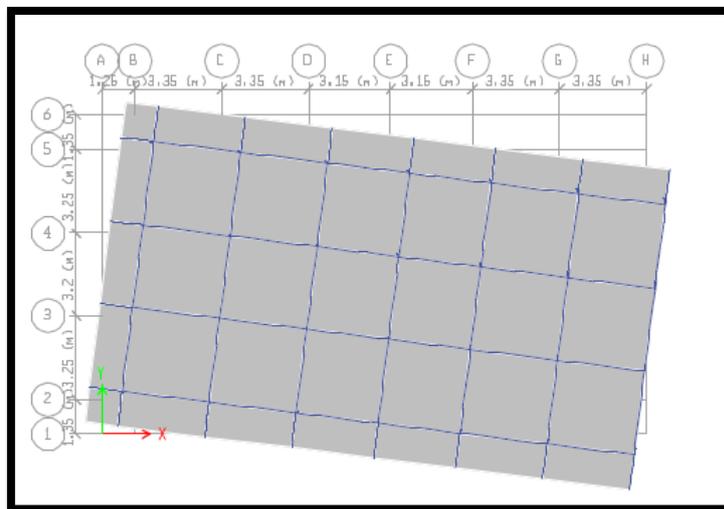


*Figure IV.5- deuxième mode de vibration (translation)*

3<sup>ème</sup> mode

Le 3<sup>ème</sup> mode de notre structure est une **translation** de période  $T_3$ .

$T_3 = 0.674$  sec avec une rotation de **56.73 %**



*Figure IV.6-Troisième mode de vibration (rotation)*

❖ **Mode de vibrations et taux de participation des masses**

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 2016** on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau IV.1

**Tableau IV.1- Caractéristique dynamique de la structure auto stable**

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0.744	0.8512	0.0017	0.8512	0.0017	0.0087
2	0.712	0.0075	0.5559	0.8587	0.5575	0.3169
3	0.674	0.0023	0.3149	0.861	0.8724	0.5673
4	0.223	0.091	0.0001	0.952	0.8725	0.0001
5	0.217	0.0002	0.0486	0.9522	0.9211	0.0355
6	0.204	0.00002333	0.036	0.9523	0.9572	0.0467
7	0.114	0.0046	0.0083	0.9569	0.9655	0.0077
8	0.114	0.0201	0.0022	0.977	0.9677	0.0014
9	0.106	0.00002336	0.01	0.977	0.9777	0.0097
10	0.075	0.0004	0.0017	0.9775	0.9794	0.0017
11	0.072	0.0043	0.0006	0.9818	0.9799	0
12	0.069	0.0003	0.0019	0.9821	0.9818	0.0018

**IV.6.2.2. Vérification des recommandations du RPA99 /2003 pour la variante1**

**a Vérification de la période propre**

D'après les résultats obtenus, on a

**T<sub>dyn</sub>** : La période de calcul automatique (**T<sub>dyn</sub> = 0.744sec**)

**T<sub>e</sub>** : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**T<sub>e</sub>=0.521s**)

La période fondamentale **T<sub>dye</sub> = 0.525s**, par contre **1.3T<sub>e</sub>= 0.677sec**

**Donc** : La condition de (**Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003**) n'est pas vérifiée.

**T<sub>dyn</sub> ≤ 1.3 T<sub>e</sub>**       $\implies 0.744\text{sec} \leq 0.677 \text{ sec}$  ..... Condition non vérifiée

**b) Poids total de la structure (W) :**

**W** : est égal à la somme des poids **W<sub>i</sub>** calculés à chaque niveau **(i)**

$$W = \sum W_i$$

**Avec** : **W<sub>i</sub> = W<sub>Gi</sub> + βW<sub>Qi</sub>**

**W<sub>Gi</sub>** : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : charges d'exploitation.

**β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau **(4.5)** du (**RPA99 version 2003**).

Dans notre cas, (**le bâtiment à usage d'habitation**)       $\implies \beta = 0,20$ .

Donc à chaque niveau : **W<sub>i</sub> = W<sub>Gi</sub> + 0,2W<sub>Qi</sub>**       $\implies W_t = 17091.7972 \text{ KN}$

**C) effort sismique a' la base par la Méthode statique équivalente**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \text{ (RPA99V2003 Art 4.2.3)}$$

- La force sismique totale sera

$$V_x = \frac{0,15 \times 3,4 \times 1,15}{3,5} \times 17091,79 = 2864,09 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,69 \times 1,15}{3,5} \times 17091,79 = 2266,006 \text{ KN}$$

**Tableau IV.2- Résumé des résultats**

A	DX	DY	Q	R	W	VSX	VSY
0.15	3.4	2.69	1.15	3.5	17091.7972	2864.09688	2266.00606

**d) Calcul de l'effort tranchant modal à la base :(D'après le RPA99/V 2003)**

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

$V_i$  : l'effort tranchant modal à la base.

$\alpha_i$  : coefficient de participation du mode  $i$

$W$  : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant

- **Sens XX**

**Tableau IV.3 -Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)**

Mode	Période	Sa/g	$\alpha_i$ %	Wt(KN)	$V_i$ (KN)
1	0.744	0.091	85,12	17091.7972	1323,91694
2	0.712	0.093	0.075	17091.7972	1,19215286
3	0.674	0.097	0.23	17091.7972	3,81317996
4	0.223	0.118	9,1	17091.7972	183,531718
5	0.217	0.118	0,02	17091.7972	0,403366414

• Sens YY'

Tableau IV.4 - Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période	Sa/g	αi %	Wi(KN)	Vi(KN)
1	0.744	0.091	0.17	17091.79721	2,64410
2	0.712	0.093	55,59	17091.79721	883,623
3	0.674	0.097	31,49	17091.79721	522,0740
4	0.223	0.118	0.01	17091.79721	0,2016
5	0.217	0.118	4,86	17091.79721	98,01

e) Combinaisons des réponses modales

1- Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **Ti**, **Tj** d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérés comme indépendant si le rapport

$$r = T_i/T_j \text{ avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7 \% r \leq 0.588$$

Dans le cas ou toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \text{ ----- (1)}$$

Avec

**E** : effet de l'action sismique considéré.

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon la mode « **i** ».

**K** : nombre de modes retenues.

2-Dans le cas ou deux réponses modales ne sont pas indépendant, **E<sub>1</sub>** et **E<sub>2</sub>** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \text{ ----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant

Tableau IV.5 - Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\frac{E_i}{E_j}})$
1	0.744	0.95698925	0.58
2	0.712	0.94662921	0.58
3	0.674	0.33086053	0.58
4	0.223	0.97309417	0.58
5	0.217	0.94009217	/

**Remarque**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$\mathbf{E} = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_x = 1532.10 \text{ KN} \\ E_y = 1525.097 \text{ KN} \end{cases}$$

**f) Verification de l'effet de l'excentricité accidentelle**

• **L'excentricité théorique**: l'excentricité théorique de la structure pour chaque niveau est présentée par la formule suivante :

$$\begin{cases} e_x = |CM_x - CR_x| \\ e_y = |CM_y - CR_y| \end{cases}$$

Avec:

**CM** : centre de masse.

**CR** : centre de torsion.

• **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment

$$\mathbf{e}_a = \max \text{ Avec } \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_X \\ e_{ay} = 5\% L_Y \end{cases} \quad \begin{cases} L_x = 20 \text{ m} \\ L_y = 10 \text{ m} \end{cases}$$

$$e_{ax} = 5\% L_X = 1 \text{ m}$$

$$e_{ay} = 5\% L_Y = 0,5 \text{ m}$$

- Les coordonnées du centre de masse et centre de torsion avec l'excentricité

**Tableau IV.6 Caractéristique massique de la structure auto stable**

Story	Mass X	Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey
	ton	ton	m	m	m	m	m	m
Story1	419.1672	419.1672	10.3708	6.1052	10.9563	6.2121	0.5855	0.1069
Story2	436.0846	436.0846	10.4734	5.9896	10.8887	6.2617	0.4153	0.2721
Story3	440.2971	440.2971	10.5025	6.0204	10.8625	6.2541	0.36	0.2337
Story4	446.7342	446.7342	10.4465	6.2085	10.8499	6.2221	0.4034	0.0136

### V.2.3 .Vérification des exigences de RPA 2003

#### a) Résolution des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet 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  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = 0.8V/V_t$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau IV.7 -Vérification de la résultante des efforts tranchants a la base**

	Vdyna(KN)	Vstati(KN)	0.8Vstati	0.8Vsta<Vdyn	vd/vs	0.8vs/vd
Sens X-X	1532.109	2864.10	2291.28	NV	0.53	1.50
Sens Y-Y	1525.09	2266.01	1812.80	NV	0.67	1.18865431

#### Commentaire

Dans notre cas le sens (x-x) on doit calcule le rapport  $0.8V/V_t=1.16 \rightarrow$  majoré (force, moment, déplacement...) et sens (y-y) on doit calcule le rapport  $0.8V/V_t=1.18 \rightarrow$  majoré (force, moment, déplacement...)

#### **b) Vérification au renversement : (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.

- Le moment de renversement,  $M_r$ , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité,  $M_s$ , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_s > M_r$ ).

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i$$

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

**M<sub>s</sub>** : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

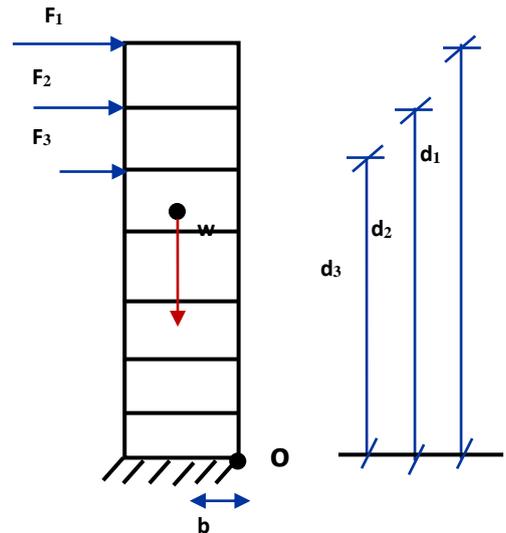
**M<sub>r</sub>** : moment de renversement.

**F<sub>i</sub>** : efforts sismique appliqués à chaque étage.

**d<sub>i</sub>** : la hauteur de niveau **i** mesuré a partir de la base

**b<sub>i</sub>** : Bras de levier de niveau **i**.

**W<sub>i</sub>** : poids de niveau **i**.



**C) 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 : *(RPA99V2003 Art4.2.5)*

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée **F<sub>t</sub>** au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : **F<sub>t</sub> = 0,07 TV** où **T** est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de **F<sub>t</sub>** ne dépassera en aucun cas **0,25 V** et sera prise égale à **0** quand **T** est plus petit ou égale à **0,7** secondes.

**Avec :**

**F<sub>t</sub>** : 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 partie restante de **V** soit **(V - F<sub>t</sub>)** doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau de plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : niveau de plancher quelconque

$W_i, W_j$  : Poids revenant au planchers  $i, j$

Dans notre cas  $T = 0.6648s < 0.7s$  donc :  $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinale : ( $V_x = 1532.10$ ).**

*Tableau IV.8 - Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'*

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	$\sum wi*hi$	Fi (KN)
4	4382.4625	13.26	58111.4528	1532.109	149490.393	595.5772692
3	4319.31455	10.2	44057.0084	1532.109	149490.393	451.5349644
2	4277.98993	7.14	30544.8481	1532.109	149490.393	313.0504631
1	4112.03023	4.08	16777.0833	1532.109	149490.393	171.9463033
			149490.393			1532.109

➤ **Sens transversal: ( $V_y = 1525.09$  KN).**

*Tableau IV.9- Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'*

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	$\sum wi*hi$	Fi (KN)
4	4382.4625	13.26	58111.4528	1525.0909	149490.393	592.8491207
3	4319.31455	10.2	44057.0084	1525.0909	149490.393	449.4666276
2	4277.98993	7.14	30544.8481	1525.0909	149490.393	311.6164793
1	4112.03023	4.08	16777.0833	1525.0909	149490.393	171.1586724
	17091.7972		149490.393			1525.0909

Ainsi, on a les résultats suivants

## ➤ Sens XX'

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
4	595.577269	13.26	7897.35459
3	451.534964	10.2	4605.65664
2	313.050463	7.14	2235.18031
1	171.946303	4.08	701.540917
			15439.7325

## ➤ Sens YY'

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
4	592.849121	13.26	7861.179341
3	449.466628	10.2	4584.559601
2	311.616479	7.14	2224.941662
1	171.158672	4.08	698.3273835
			15369.00799

## • Calcul du centre de gravite de la structure

Niveau	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	Mi.Xi	Mi.Yi	XG(m)	YG(m)
Niveau 1	10.3708	6.1052	419.1672	4347.099198	2559.09959	<b>10.4491726</b>	6.08132275
Niveau 2	10.4734	5.9896	436.0846	4567.28845	2611.97232		
Niveau 3	10.5025	6.0204	440.2971	4624.220293	2650.76466		
Niveau 4	10.4465	6.2085	446.7342	4666.80882	2773.54928		
			1742.2831	18205.41676	10595.3859		

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 9.56 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 3.9 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau IV.10 - vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M <sub>s</sub> / M <sub>r</sub>
Sens longitudinal I	17091.797	9.56	163397.581	15439.732	<b>10.5829283</b>
Sens transversal	17091.797	3.9	66658.0091	15369.008	<b>4.33717057</b>

- *Commentaire*

- Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

**d) Vérification des déplacements latéraux inter – étage**

L'une des vérifications préconisées par le (*RPA99version 2003*), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (*5.10 du RPA99version2003*), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\delta_x^k \leq \bar{\Delta}$  et  $\delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

**Avec:**  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$  : le déplacement relatif admissible.

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \text{ et } \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  : Correspond au déplacement relatif du niveau  $k$  par rapport au niveau  $k-1$  dans le sens  $x$  (de la même manière on obtient  $\Delta_{ey}^k$ ).

$$\left. \begin{array}{l} \delta_x^k = R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)} \end{array}$$

$\delta_{ex}^k$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $k$  dans le sens  $x$  ( $y$  compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient  $\delta_{ey}^k$ ).

**R** : Est le coefficient de comportement.

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.11- vérification des déplacements inter-étage

NIV	$\delta_k$ (cm)		R	$R^* \delta_k$ (cm)		$\Delta_k$ (cm)		$h_k$ (cm)	1% $h_k$ (cm)
	$\delta_x$	$\delta_y$		$R^* \delta_x$	$R^* \delta_y$	$\Delta_x$	$\Delta_y$		
1	0,82	0,60	3,5	2,87	2,1	0	0	408	4,08
2	1,59	1,1	3,5	5,56	3,85	2,69	1,75	306	3,06
3	2,19	1,5057	3,5	7,66	5,26	2,1	1,41	306	3,06
4	2,56	1,74	3,5	8,96	6,09	1,3	0,83	306	3,06

- **Commentaire**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

**e) Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  : (RPA 99/V 2003. Art5-9)**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

**Avec**

**P<sub>K</sub>** : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

**V<sub>K</sub>** : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

**$\Delta_K$**  : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

**h<sub>K</sub>** : hauteur d'étage K.

- 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 l'effet 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 les tableaux suivants : dans les deux sens

Tableau IV.12-vérification de l'effetP-Δ

Niv	h <sub>k</sub> (m)	p <sub>k</sub> (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)	Δ <sub>xm</sub>	Δ <sub>y</sub> (m)	θ <sub>x</sub>	θ <sub>y</sub>	<0.1
4	3.06	524.0784	761.8977	660.0858	0.00611	0.00496	0.01286063	0.012050331	cv
3	3.06	1053.7453	1255.6208	1090.6534	0.00903	0.00712	0.02318923	0.021049913	
2	3.06	1587.6247	1591.1388	1385.4853	0.009075	0.00704	0.02770817	0.024685391	
1	4.08	2081.1501	1788.0906	1559.1032	0.0081	0.0154	0.03846441	0.083870537	
		20416.08248							

- **Commentaire**

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieurs à **0,1**.

Donc: l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

**Conclusion**

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

**IV .7.Variante 2. ETUDE DE LA STRUCTURE MIXTE POTEAUX -VOILES****IV.7.1.Introduction**

L'étude de la variante 1 (ossature auto stable constituée uniquement de portiques ) présente un comportement dynamique irrégulier qui ne satisfait aucune recommandation du RPA99/2003.

Une telle structure ne satisfait pas les critères de sécurité et constitue un danger pour les usages.

Même si le RPA autorise l'adoption d'un système de contreventement auto stable compte tenu de la hauteur qui ne dépasse pas 17 m et son implantation en zone IIa , les critères de sécurité ne sont pas satisfaits d'où la nécessité d'adopter un système de contreventement adéquat qui satisfait les critères de sécurité

C'est dans ce but que nous avons testé 12 variantes mixtes portique / voile Dont voici le schéma.

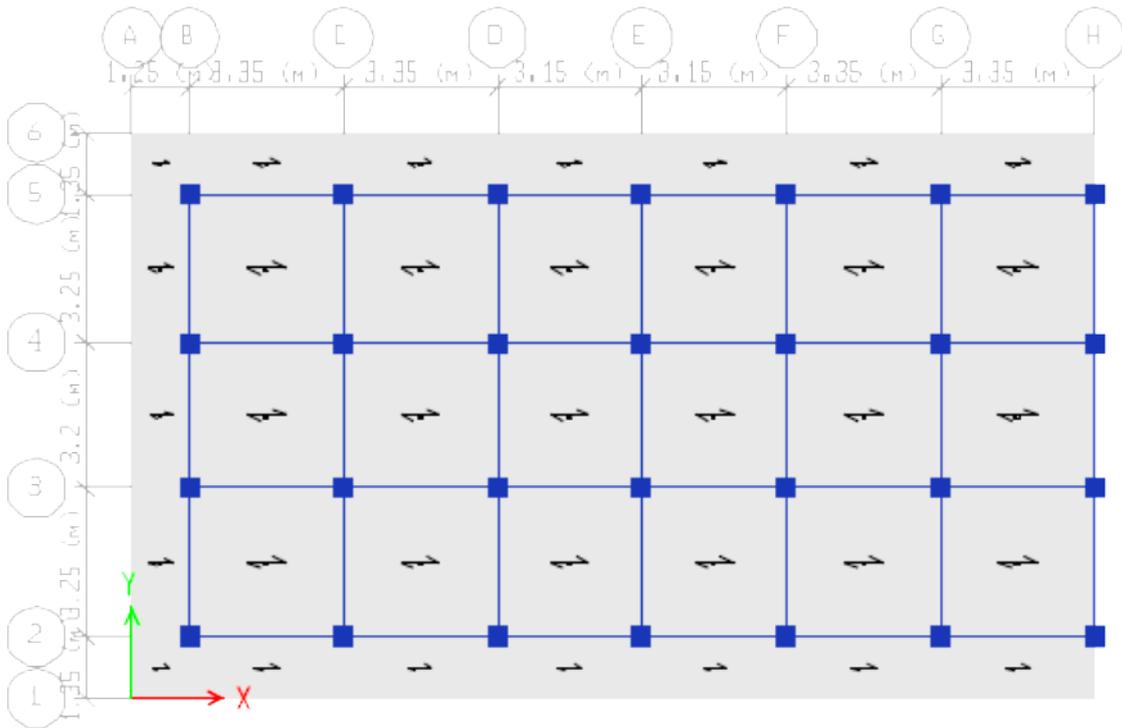
Seule la 12<sup>ième</sup> variante satisfait les critères de sécurité et de stabilité exigés par le règlement RPA 99/2003

On peut penser à première vue que cette variante retenue présente une densité importante de voiles mais elle reste dans des limites acceptables tant que la période fondamentale reste supérieure à 0,4 S

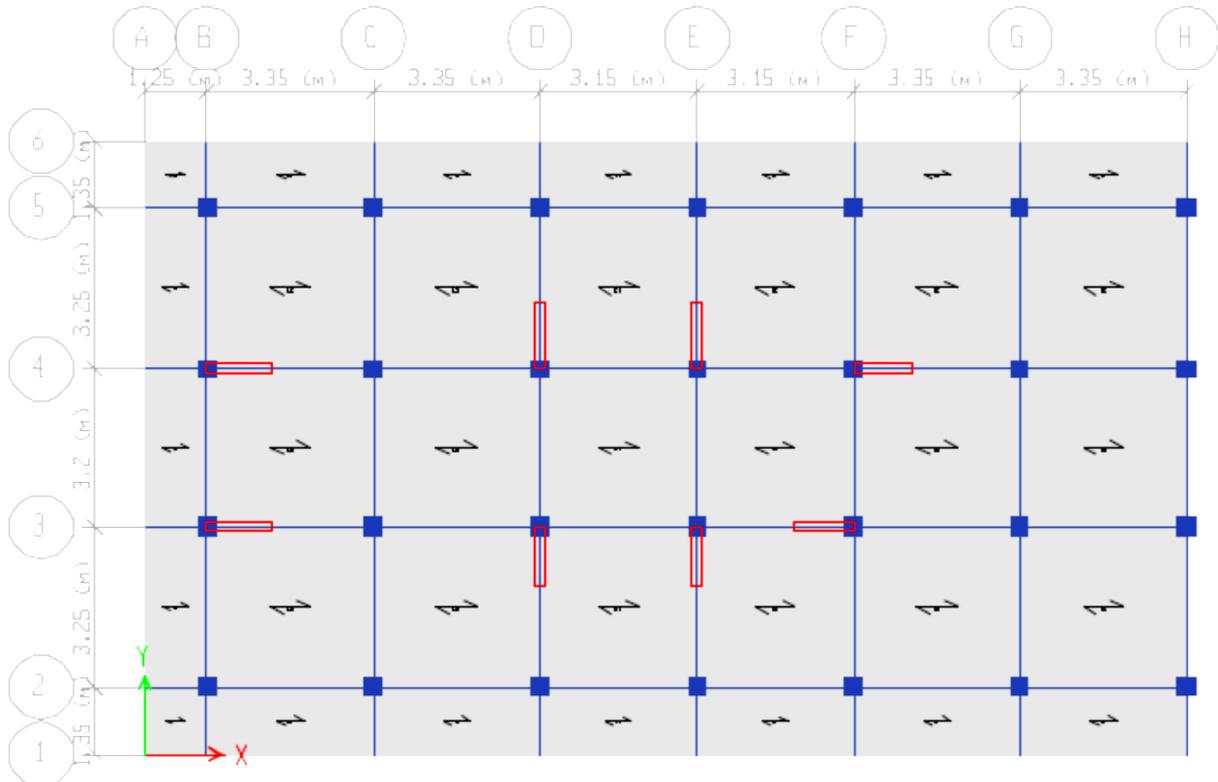
Pour rappel l'EC8 considère qu'une structure est excessivement rigide lorsque la période fondamentale est inférieure à 0,3S

**-Les 12 variantes mixtes/portiques étudiées :**

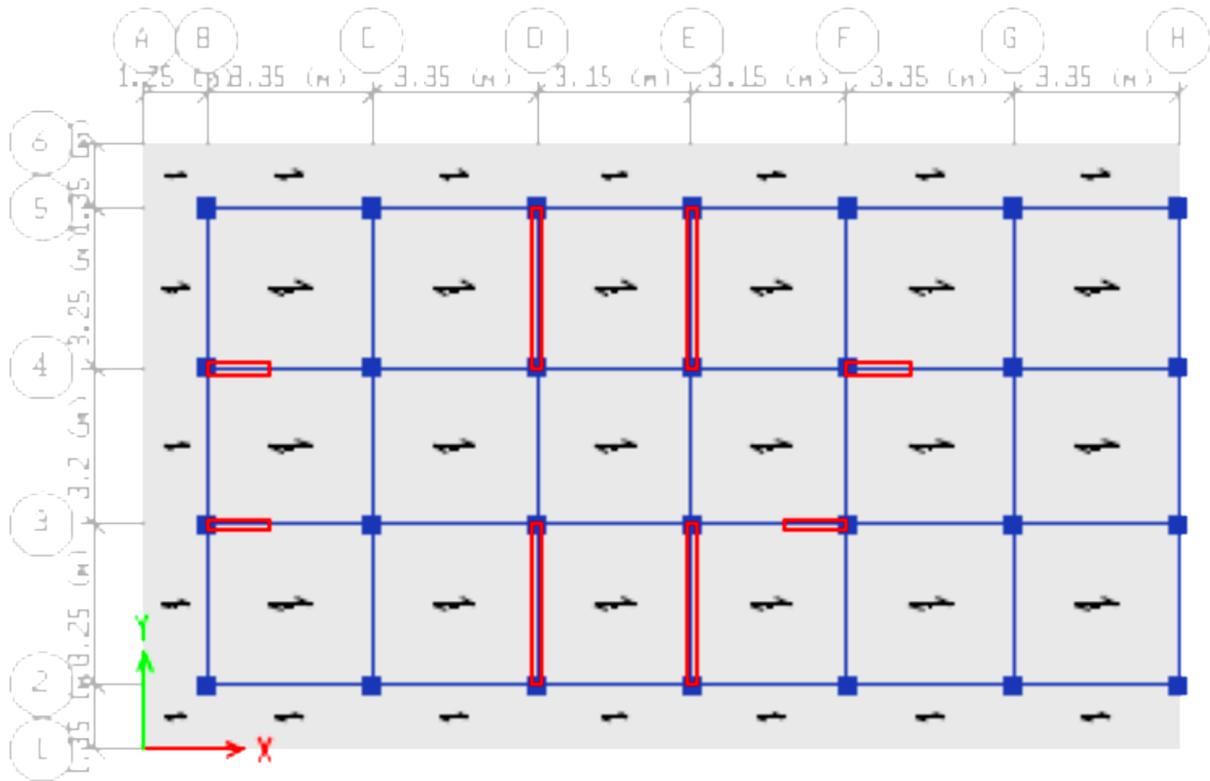
!



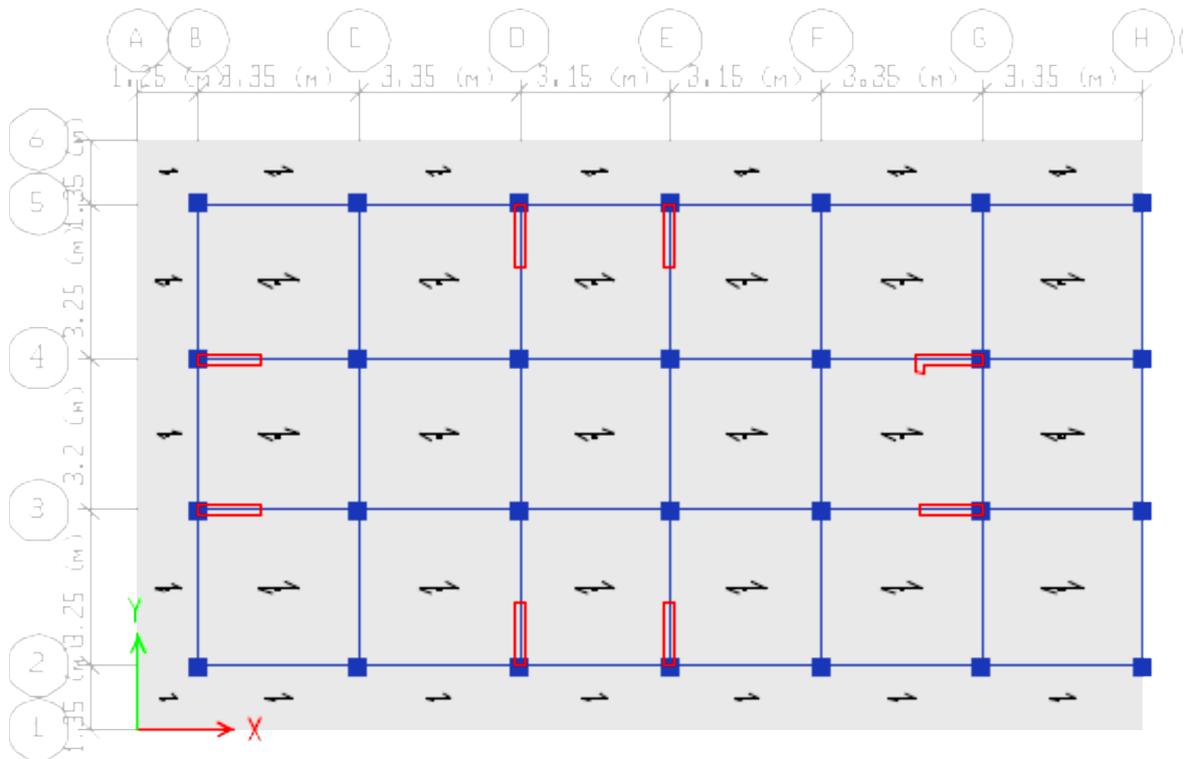
Variante 1: Ossature autostable (Pot 40x40 :  $T=0.81s$ /Pot 45\*45 :  $T=0.81s$ ) : Effets de torsion importants !



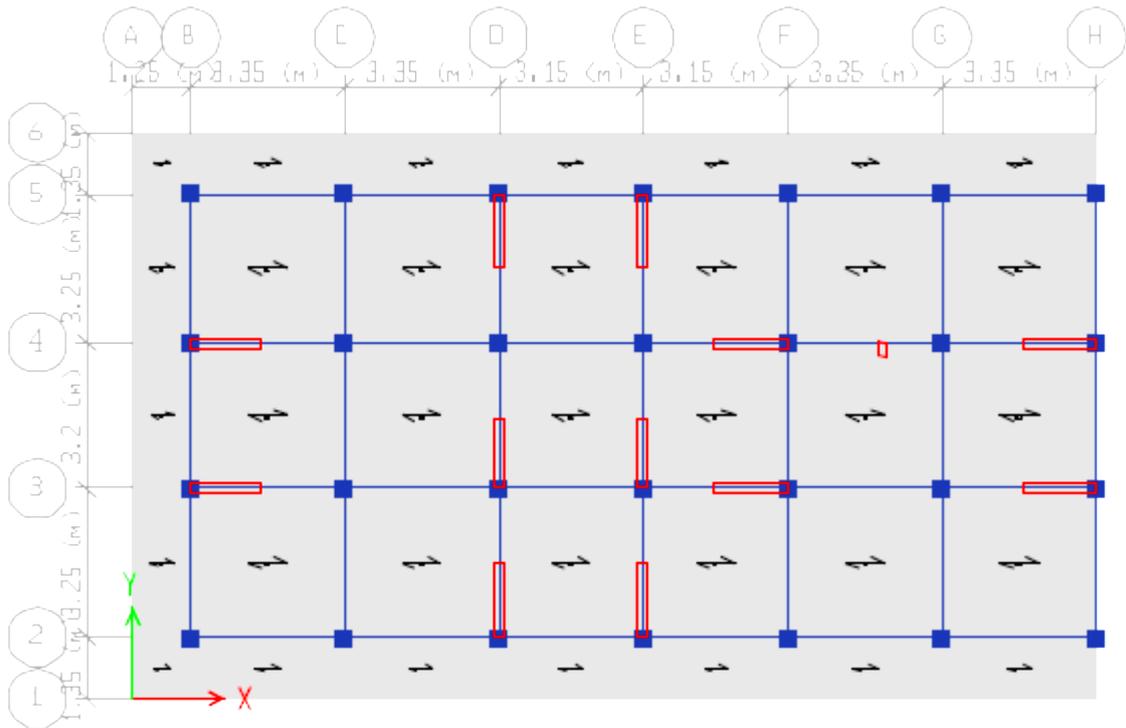
Variante BET :  $T= 0.689s$  / 1<sup>er</sup> mode : Torsion.



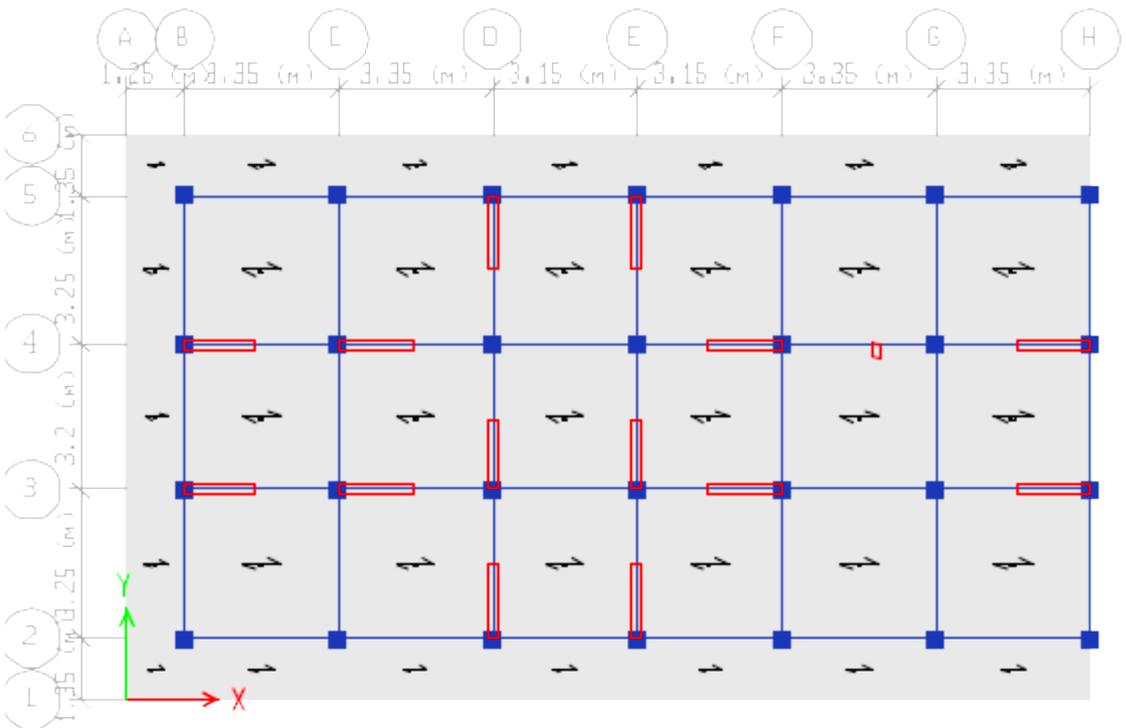
Variante 2 :  $T=1.031$  S + Effets de Torsion importants



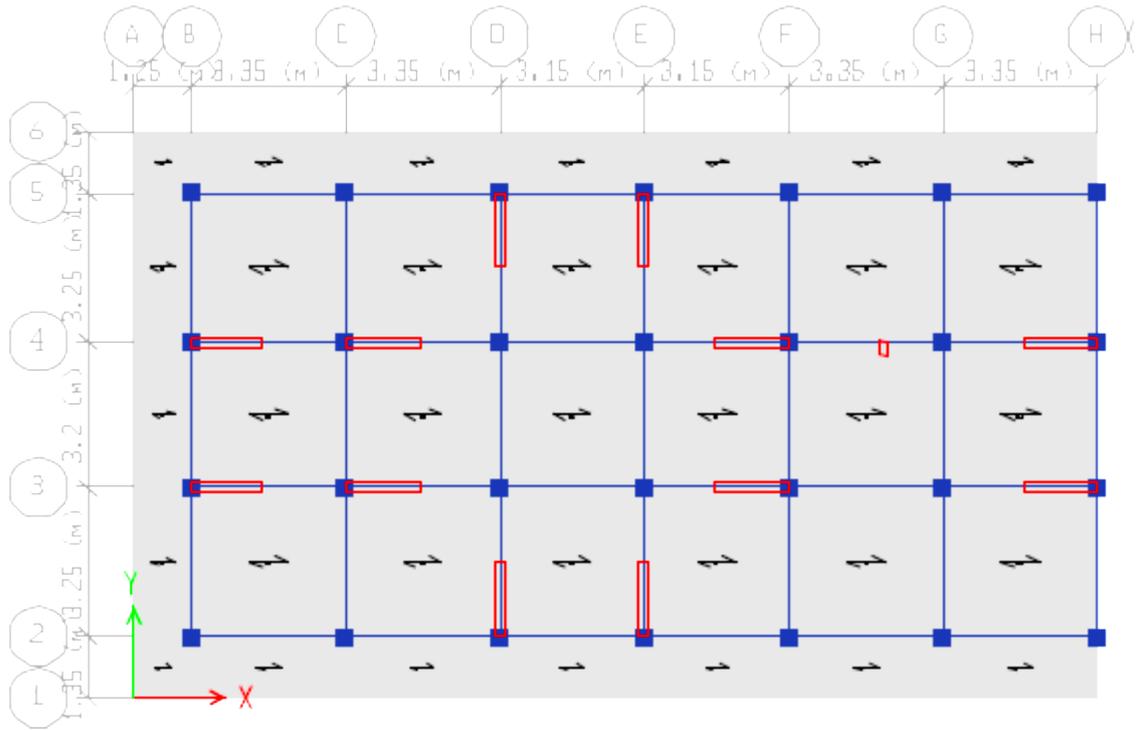
Variante 3 :  $T = 1.12$ s/effets de torsion



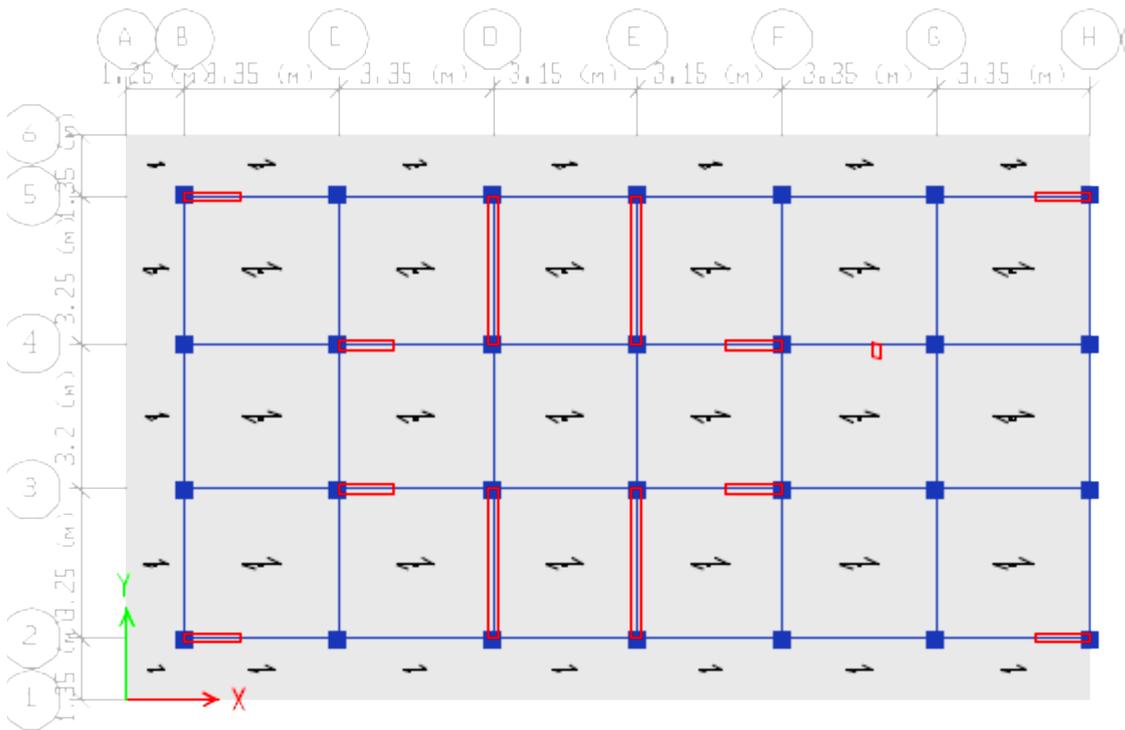
Variante N°4 :  $T=1.08s$ /Effets de torsion importants



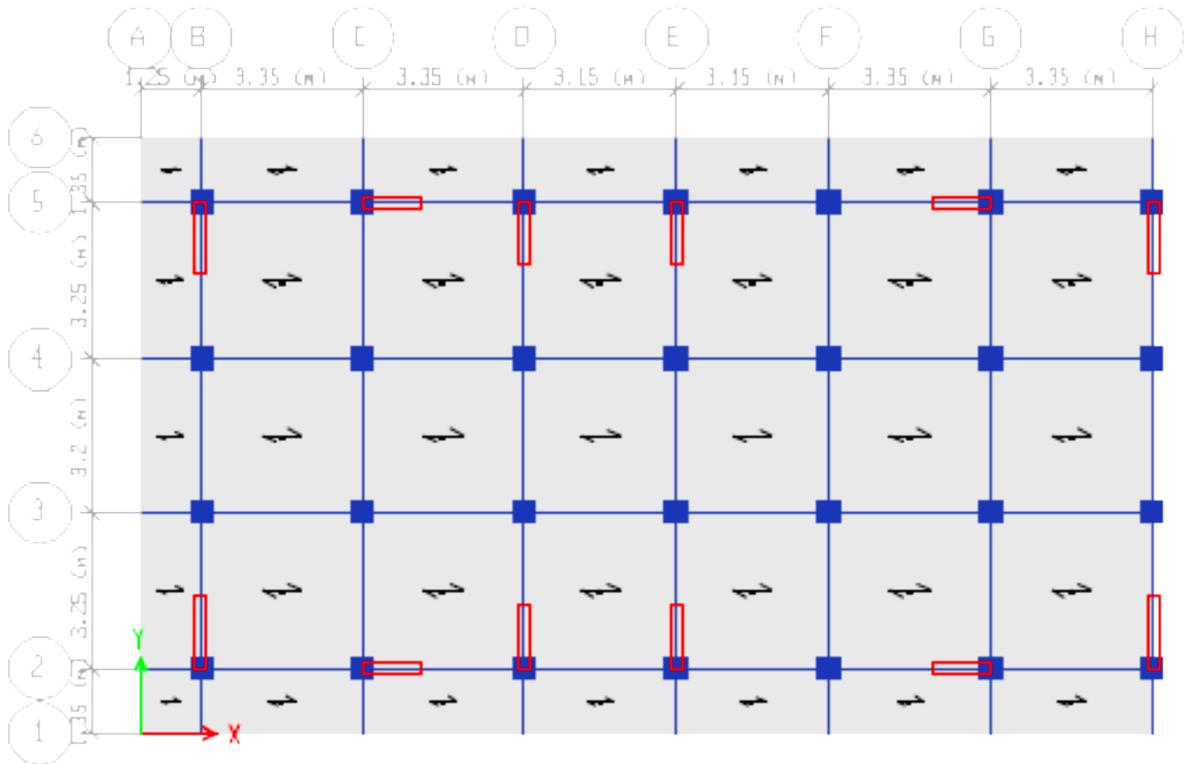
Variante N°5:  $T=1.068s$ /Effets de torsion importants



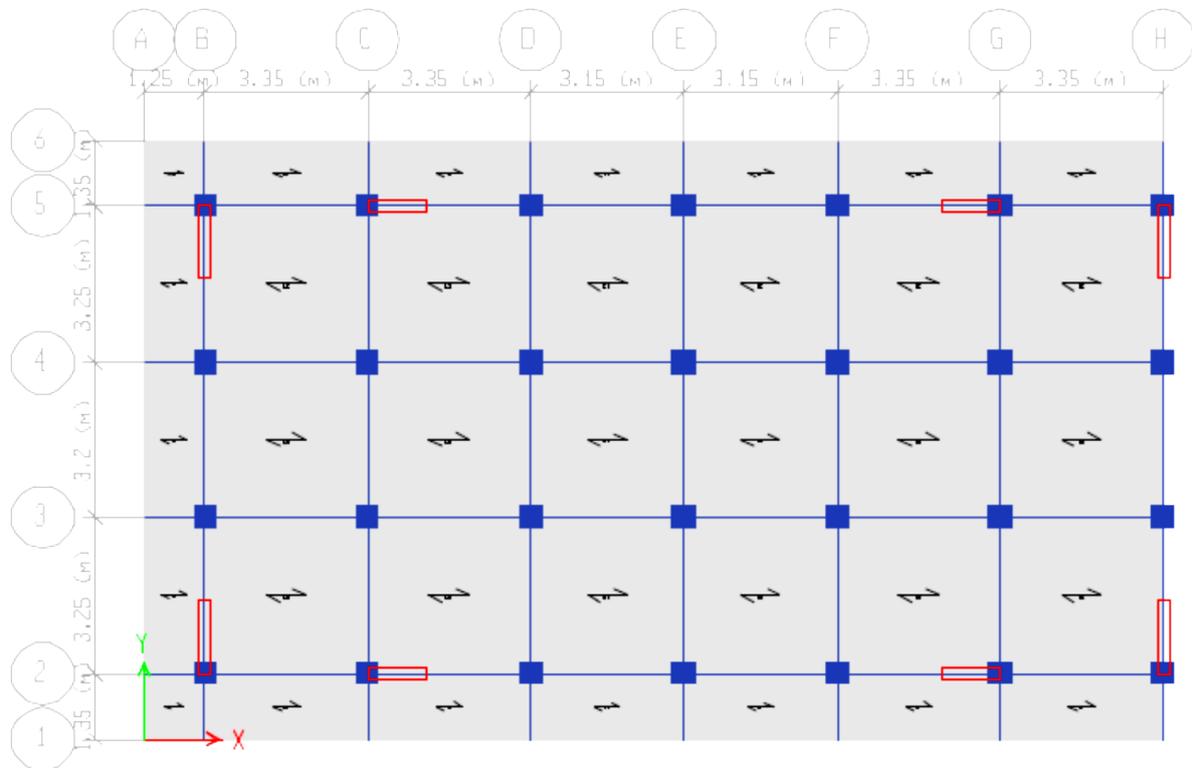
Variante 6 :  $T=1.08s$  + Torsion



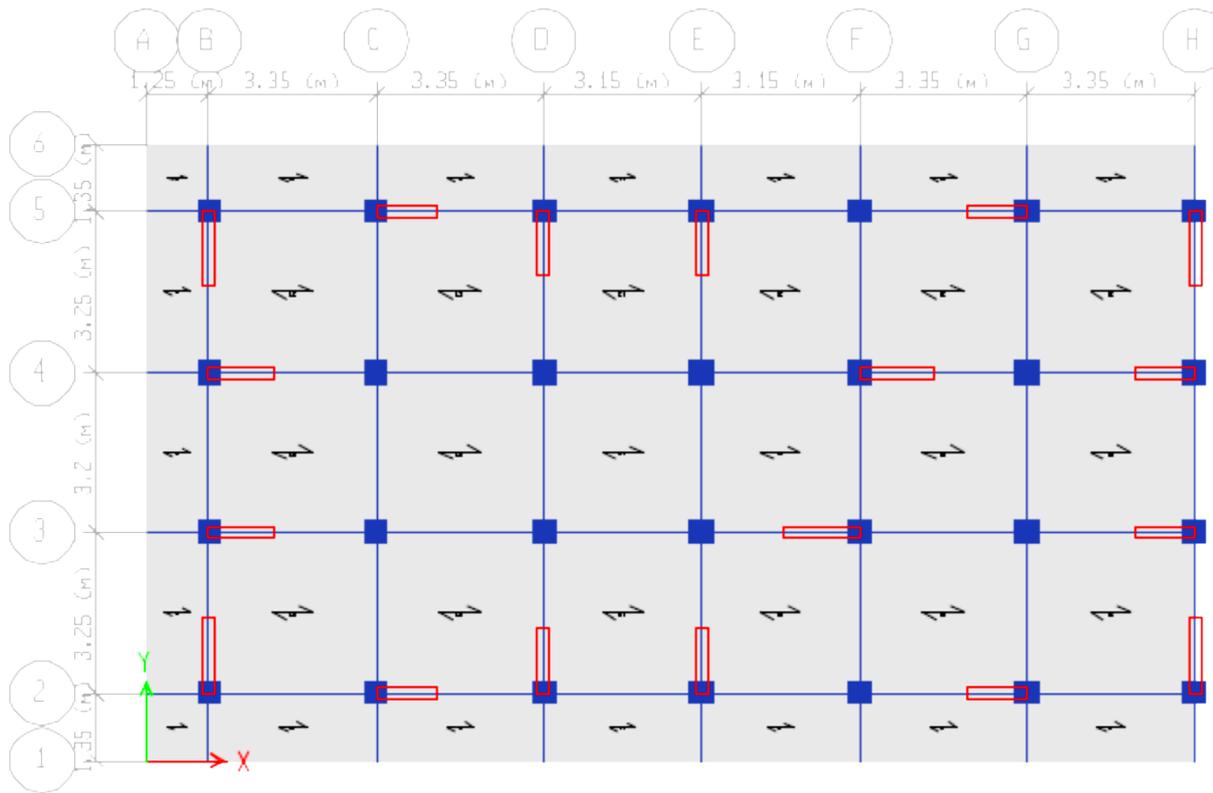
Variante 7 :  $T=0.96s$  + Effets de torsion



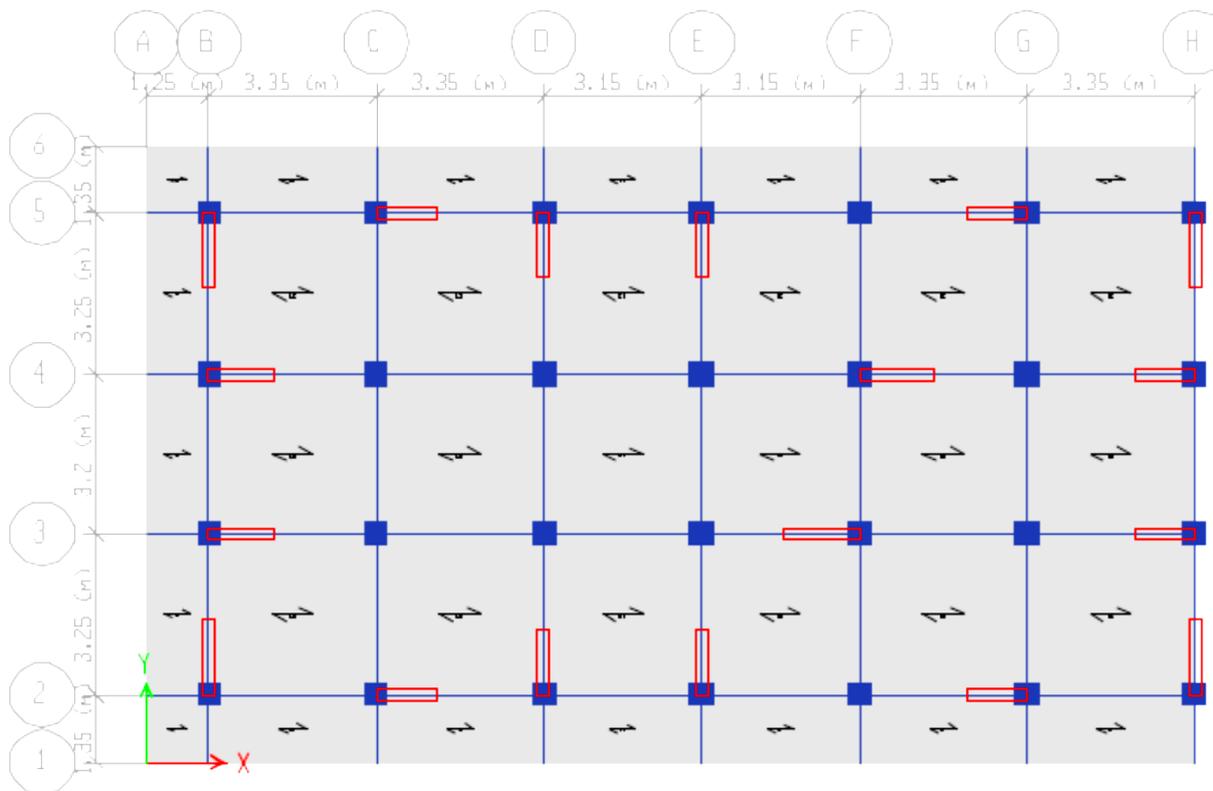
Variante 8 :  $T = 0.556s$  (Aucun effet de torsion)



Variante 9 :  $T = 0.553s$  (aucun effet de torsion)



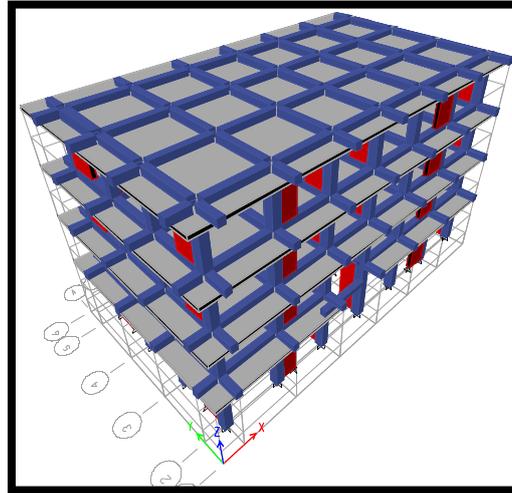
Variante 10 (Poteaux 40 x 40) :  $T = 0.45$  s, Pas d'effets de torsion.



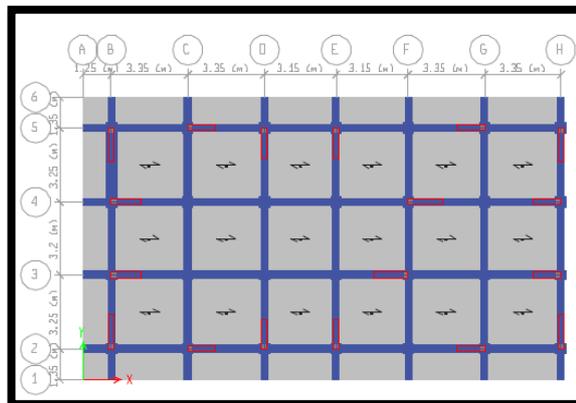
Variante 11 (Poteaux 45 x 45) :  $T = 0.43$  s pas d'effets de torsion : C'est la variante retenue !

❖ **Présentation de la vue en 3D**

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 2016** nous a donné la vue en 3D suivante



**Figure IV.7** - Variante ossature mixte portique voiles (vue en plan) et en 3D



**Figure IV.8**- Schéma d'emplacement des voiles (Vue en 2D)

### IV.7.2. Spectre de réponse de calcul

#### IV.7.2.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse

##### a) Coefficient d'accélération de zone (A)

A: Coefficient d'accélération de la zone

Dans notre cas, la structure est supposée être localisé en zone sismique IIa et de groupe d'usage 2 : **A= 0.15**

**b) facteur de correction d'amortissement donné par la formule**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

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

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense, Donc

$$\xi = 8,5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{10,5}} = 0.82 \geq 0.7$$

**C) coefficient de comportement R**

**R** : coefficient de comportement de la structure

Pour des portiques mixtes avec remplissage en maçonnerie rigide, **R = 5**

**d) période caractéristique associée à la catégorie de site pour un sol meuble**

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau IV.7 du RPA99/ version 2003

Notre structure est construite dans un site meuble (**S3**) donc **T<sub>1</sub> = 0.15sec, T<sub>2</sub> = 0.50sec**

**e) la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (**RPA99/version2003**) par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec

**h<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 13.26m$$

**C<sub>T</sub>** : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé

$$\implies C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T_{RPA} = 0.05 \times (13.26)^{3/4} = 0,34 \text{ s} \implies T_{RPA} = 0.34 \text{ s}$$

Dans notre cas (contreventement assuré partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \text{ (4.2.4 du RPA99/version2003)}$$

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a) Sens longitudinale:  $d_x = 20 \text{ m} \implies T_x = 0.266 \text{ s}$

b) Sans transversale :  $d_y = 10 \text{ m} \implies T_y = 0.377 \text{ s}$

### f) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \implies 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \implies T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \implies T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

#### Sens x

$$0.15 < T_x < 3 \text{ s} \text{ donc } D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \implies D_x = 3.12$$

#### Sens y

$$0.15 < T_y < 3 \text{ s} \text{ donc } D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \implies D_y = 2.65$$

### g) facteur de qualité Q

-**Q** : est le facteur de qualité il est fonction de :

- ✓ Conditions minimales sur les files de contreventement → **non observée**
- ✓ La redondance en plan. → **non observée**
- ✓ La régularité en plan. → **non observée**
- ✓ La régularité en élévation → **observée**
- ✓ Contrôle de la qualité des matériaux. → **observée**
- ✓ Contrôle de la qualité de l'exécution. → **observée**

- Sa valeur est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$

Avec  $P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

À partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve :  $Q = 1.15$

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

### Exemple de spectre de réponse 'Structure mixte'

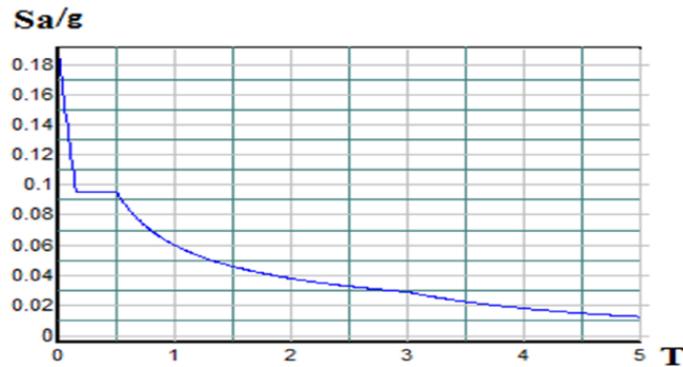


Figure IV.9 -Spectre de réponse de calcul « structure mixte »

#### H) Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ s} \quad (\text{art 4-14 RPA/2003})$$

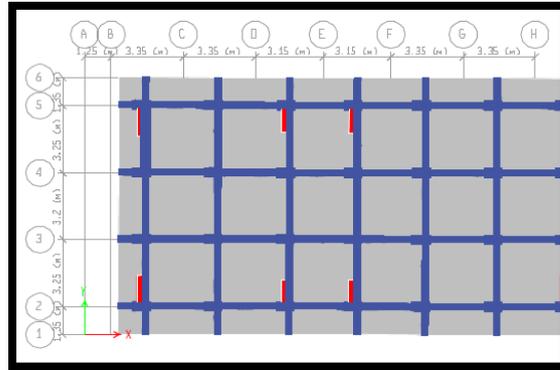
Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode

## ❖ Modes de vibrations obtenus

1<sup>er</sup> mode

Le 1<sup>er</sup> mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T<sub>1</sub>**.

$$T_1 = 0.434 \text{ sec}$$

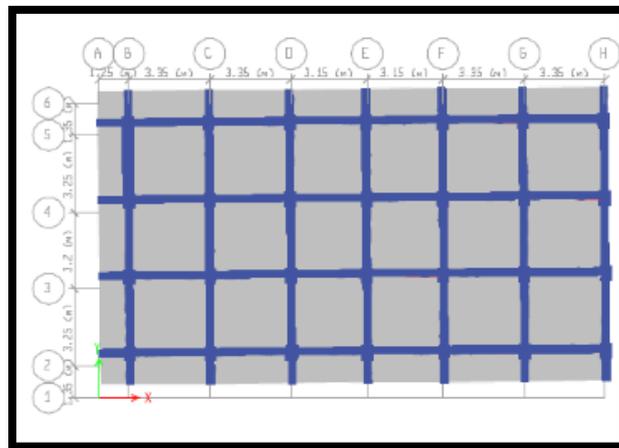


*Figure IV.10- Premier mode de vibration (translation)*

2<sup>ème</sup> mode

Le 2<sup>ème</sup> mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **YY'** de période **T<sub>2</sub>**.

$$T_2 = 0.41 \text{ sec}$$



*Figure IV.11- deuxième mode de vibration (translation)*

)

3<sup>ème</sup> mode

Le 3<sup>ém</sup> mode de notre structure est une **torsion** de période  $T_3=0.382s$

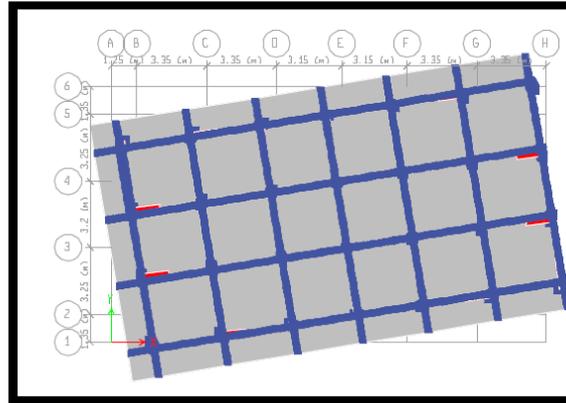


Figure IV.12- Troisième mode de vibration (rotation)

❖ **Mode de vibrations et taux de participation des masses**

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 2016** on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau

**Tableau IV.13- Caractéristique dynamique de la structure mixte**

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
1	0.431	0.7768	0.7921	0.7768	1.20E-06	0.0002
2	0.41	7.66E-07	5.193E-07	0.7768	0.7741	0.0085
3	0.382	0.0003	0.0003	0.777	0.7825	0.7864
4	0.105	0.1448	0.1472	0.9219	0.7827	1.56E-05
5	0.102	0.0002	0.0002	0.922	0.9236	0.001
6	0.095	2.87E-06	1.165E-06	0.922	0.9249	0.1438
7	0.042	0.0009	0.0004	0.9229	0.9699	0.0004
8	0.041	0.0485	0.0459	0.9714	0.9708	7.69E-06
9	0.039	4.76E-05	0.0001	0.9714	0.9713	0.0451
10	0.026	0.0174	1.151E-06	0.9888	0.9713	0.0001
11	0.026	0.0002	0.0109	0.989	0.9713	0.0005
12	0.026	0	0.0003	0.989	0.9876	0.0003

### IV.7.2.2. Vérification des recommandations du RPA99 /2003 pour la variante 2

#### a) Vérification de la période propre

$T_{dyn}$  : La période de calcul automatique ( $T_{dyn} = 0.431\text{sec}$ )

$T_e$  : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ( $T_e = 0.34\text{s}$ )

La période fondamentale  $T_{dye} = 0.34\text{s}$ , par contre  $1.3T_e = 0.45\text{sec}$

**Donc** : La condition de (Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003) est vérifiée.

$$T_{dyn} < 1.3 T_e \implies 0.431 \text{ sec} < 0.45 \text{ sec}$$

Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> mode sont des translations suivant les axes (YY') et (XX') successivement.

Le 3<sup>ème</sup> mode c'est un mode de torsion.

#### b) Poids total de la structure (W)

**W** : est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (**i**)

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec}$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation)  $\implies \beta = 0,20$ .

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

$$\implies W_t = 20416,08 \text{KN}$$

#### c) effort sismique a' la base par la Méthode statique équivalente

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

$$V_x = \frac{0,15 \times 3,12 \times 1,15}{3,5} \times 20416,08 = 2197,586 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,65 \times 1,15}{3,5} \times 20416,08 = 1866,54 \text{ KN}$$

**Tableau IV.14 -Résumé des résultats**

A	DX	DY	Q	R	W	VSX	VSY
0.15	3.12	2.65	1.15	5	20416.08	2197.58685	1866.54011

Donc on a:

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \Rightarrow \begin{cases} V_{X \text{ stat}} = 2197.58 \text{KN.} \\ V_{Y \text{ stat}} = 1866.54 \text{KN.} \end{cases}$$

**d) Calcul de l'effort tranchant modal à la base :(D'après le RPA99/V 2003)**

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

$V_i$  : l'effort tranchant modal à la base.

$\alpha_i$  : coefficient de participation du mode  $i$

$W$  : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant

• **Sens XX**

*Tableau IV.15- Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal*

Mode	Période	$S_a/g$	$\alpha_i$ %	$W_t(\text{KN})$	$V_i(\text{KN})$
1	0.431	0.083	77 ,68	20416.08248	1316,31467
2	0.41	0.083	7.66E-04	20416.08248	0,130
3	0.382	0.083	0.03	20416.08248	0,508360454
4	0.105	0.116	14 ,48	20416.08248	342,924854
5	0.102	0.121	0.02	20416.0825	0,494069196

• **Sens YY**

*Tableau IV.16 -Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)*

Mode	Période	$S_a/g$	$\alpha_i$ %	$W_t(\text{KN})$	$V_i(\text{KN})$
1	0.431	0.083	79 ,21	20416.0825	1342,24
2	0.41	0.083	5.193E-05	20416.0825	0,08799
3	0.382	0.083	0.03	20416.0825	50,8360
4	0.105	0.116	14 ,72	20416.0825	348,60
5	0.102	0.121	0.02	20416.0825	0,4940

**e) Combinaisons des réponses modales**

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T<sub>i</sub>**, **T<sub>j</sub>** d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérés comme indépendant si le rapport

**r = T<sub>i</sub>/T<sub>j</sub>** avec **T<sub>i</sub> ≤ T<sub>j</sub>** vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}); \text{ avec } \xi_i = \xi_j = 7\% \Rightarrow r \leq 0.588$$

1) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \text{ ----- (1)}$$

Avec **E** : effet de l'action sismique considéré.

**E<sub>i</sub>** : valeur modale de E selon la mode « **i** ».

**K** : nombre de modes retenues.

2) 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 :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \text{ ----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant

**Tableau IV.17- Combinaisons des réponses modales**

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$
1	0.431	0.951276102	0.54
2	0.41	0.931707317	0.54
3	0.382	0.27486911	0.54
4	0.105	0.971428571	0.54
5	0.102	0.931372549	/

• **Remarque**

Les modes ne sont pas indépendant 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_x = 1788,09 \text{ KN} \\ E_y = 1559,10 \text{ KN} \end{cases}$$

**f) Vérification de l'effet de de l'excentricité accidentelle**

• **L'excentricité théorique:** l'excentricité théorique de la structure pour chaque niveau est présentée par la formule suivante :

Avec

$$\begin{cases} e_x = |CM_x - CR_x| \\ e_y = |CM_y - CR_y| \end{cases}$$

**CM** : centre de masse.

**CR** : centre de torsion.

• **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment

$$e_a = \max \text{ Avec } \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_X \\ e_{ay} = 5\% L_Y \end{cases} \quad \begin{cases} L_x = 20 \text{ m} \\ L_y = 10 \text{ m} \end{cases}$$

$e_{ax} = 5\% L_X = 1 \text{ m}$   
 $e_{ay} = 5\% L_Y = 0,5 \text{ m}$

**Tableau IV. 18** Les coordonnées du centre de masse et centre de torsion avec l'excentricité

Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey
	m	m	m	m	m	m
Story1	10.4326	6.0969	10.4091	6.1676	0,023	0.0707
Story2	10.5807	6.0268	10.415	6.1493	0,1657	0.1225
Story3	10.6038	6.0519	10.4174	6.1271	0,1864	0.0752
Story4	10.5066	6.2077	10.428	6.1049	0,078	0,1028

IV.7.2.3. Vérification des exigences de RPA 2003

a) Résolution des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet 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  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $r = 0.8V/V_t$

Tableau IV.19 -Vérification de la résultante des efforts tranchants a la base

	Vdyna(KN)	Vstati(KN)	0.8Vstatique	0.8Vsta<Vdyn
Sens X-X	1788.09	2197.58	1758.06	cv
Sens Y-Y	1559.103	1866.54	1493.23	cv

Conclusion

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.

$$V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C. V$$

b) Vérification au renversement : (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.

- Le moment de renversement,  $M_r$ , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité,  $M_s$ , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ( $M_s > M_r$ ).

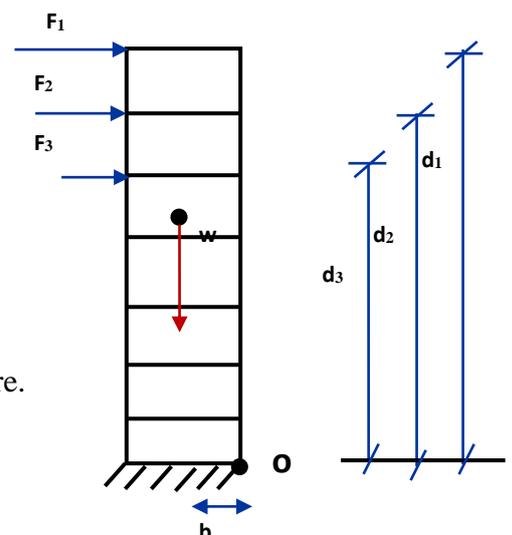
$$M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

Avec :

$$M_{stabilisateur} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i$$

Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

$M_s$  : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.



$M_r$  : moment de renversement.

$F_i$  : efforts sismique appliqués à chaque étage.

$d_i$  : la hauteur de niveau  $i$  mesuré a partir de la base

$b_i$  : Bras de levier de niveau  $i$ .

$W_i$  : poids de niveau  $i$ .

### c) 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 : *(RPA99V2003 Art4.2.5)*

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :  $F_t = 0,07 TV$  où  $T$  est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas  $0,25 V$  et sera prise égale à  $0$  quand  $T$  est plus petit ou égale à  $0,7$  secondes.

*Avec*

$F_t$  : 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 partie restante de  $V$  soit  $(V - F_t)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

*Avec*

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau de plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : niveau de plancher quelconque

$W_i, W_j$  : Poids revenant au planchers  $i, j$

Dans notre cas  $T = 0,6648s < 0,7s$  donc :  $F_t = 0$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinale : ( $V_x = 1788,09$ )**

**Tableau IV.20- Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'**

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	wi*hi	w*hi*v <sub>x</sub>	Fi (KN)
4	4841.48417	13.26	64198.08015	1788.09	175694.924	114791945	653.359484
3	5237.35691	10.2	53421.04052	1788.09	175694.924	95521628.3	543.678929
2	5196.03229	7.14	37099.67054	1788.09	175694.924	66337549.9	377.572375
1	5141.2091	4.08	20976.13314	1788.09	175694.924	37507213.9	213.479211
	20416.0825		175694.9244				1788.09
V= Ft+∑Fi=1788.09							

➤ Sens transversal: (V<sub>Y</sub>=1559.1031 KN)

**Tableau IV.21 - Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'**

Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	∑wi*hi	Fi (KN)
4	4841.48417	13.26	64198.08015	1559.1031	175694.924	569.688772
3	5237.35691	10.2	53421.04052	1559.1031	175694.924	474.054161
2	5196.03229	7.14	37099.67054	1559.1031	175694.924	329.219592
1	5141.2091	4.08	20976.13314	1559.1031	175694.924	186.140575
	20416.0825		175694.9244			1559.1031
V= Ft+∑Fi=1559.10						

Ainsi, on a les résultats suivants

➤ Sens XX'

**Tableau IV.22 - Efforts sismiques dans le sens XX'**

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
4	653.359484	13.26	8663.546759
3	543.678929	10.2	5545.525078
2	377.572375	7.14	2695.866759
1	213.479211	4.08	870.9951829
			17775.93378

## ➤ Sens YY'

Tableau IV.22 - Efforts sismiques dans le sens YY'

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
4	569.688772	13.26	7554.073122
3	474.054161	10.2	4835.352438
2	329.219592	7.14	2350.627888
1	186.140575	4.08	759.4535452
			15499.50699

## • Calcul du centre de gravite de la structure

Tableau IV.23 - Calcul du centre de gravite de la structure

Niveau	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	Mi.Xi	Mi.Yi	XG(m)	YG(m)
Niveau 1	10.4326	6.0969	524.0784	5467.500316	3195.253597	<b>10.531759</b>	6.09379037
Niveau 2	10.5807	6.0268	529.6669	5604.246569	3192.196473		
Niveau 3	10.6038	6.0519	533.8794	5661.150382	3230.984741		
Niveau 4	10.5066	6.2077	493.5254	5185.273968	3063.657626		
			2081.1501	21918.17123	12682.09244		

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 9.47 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 3.9 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV.24- vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr
Sens longitudinal	20416.082	9.47	193340.301	17775.9338	<b>10.87652</b>
Sens transversal	20416.082	3.9	79622.7217	15499.507	<b>5.1371132</b>

- **Commentaire**

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

**d) Vérification des déplacements latéraux inter – étage**

L'une des vérifications préconisées par le (*RPA99version 2003*), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (*5.10 du RPA99version2003*),

l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\delta_x^k \leq \bar{\Delta}$       **et**       $\delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec  $\bar{\Delta} = 0.01h_e$  : le déplacement relatif admissible.

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \text{ et } \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  : Correspond au déplacement relatif du niveau  $k$  par rapport au niveau  $k-1$  dans le sens  $x$  (de la même manière on obtient  $\Delta_{ey}^k$ ).

$$\left. \begin{array}{l} \delta_x^k = R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)} \end{array}$$

$\delta_{ex}^k$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $k$  dans le sens  $x$  ( $y$  compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient  $\delta_{ey}^k$ ).

$R$  : Est le coefficient de comportement.

Les résultats des déplacements inter-étage sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.25-vérification des déplacements inter-étage

NIV	$\delta_k$ (cm)		R	$R^* \delta_k$ (cm)		$\Delta_k$ (cm)		$h_k$ (cm)	1% $h_k$ (cm)
	$\delta_x$	$\delta_y$		$R^* \delta_x$	$R^* \delta_y$	$\Delta_x$	$\Delta_y$		
1	0,12	0,099	5	0,6	0,94	0	0	408	4,08
2	0,3	0,24	5	1,5	1,2	0,9	0,26	306	3,06
3	0,48	0,38	5	2,4	1,9	0,9	0,7	306	3,06
4	0,64	0,50	5	3,2	2,5	0,6	0,6	306	3,06

**Commentaire**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

**e) Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  : (RPA 99/V 2003. Art5-9)**

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou (effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

**Avec**

**P<sub>K</sub>**: le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau **(K)**

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

**V<sub>K</sub>**: l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

**$\Delta_K$** : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

**h<sub>K</sub>**: hauteur d'étage K.

- 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 l'effet 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 les tableaux suivants

**Tableau IV.26 -vérification de l'effet P-Δ**

Niv	$h_k$ (m)	$p_k$ (KN)	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$\Delta_{xm}$	$\Delta_y$ (m)	$\theta_x$	$\theta_y$	<0.1
4	3.06	524.0784	761.8977	660.0858	0.00611	0.00496	0.01286063	0.012050331	cv
3	3.06	1053.7453	1255.6208	1090.6534	0.00903	0.00712	0.02318923	0.021049913	
2	3.06	1587.6247	1591.1388	1385.4853	0.009075	0.00704	0.02770817	0.024685391	
1	4.08	2081.1501	1788.0906	1559.1032	0.0081	0.0154	0.03846441	0.083870537	
		20416.08248							

- **Commentaire**

On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieurs à **0,1**.

Donc: l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

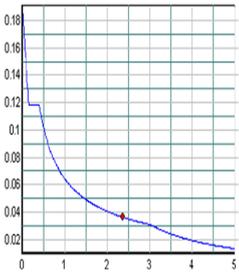
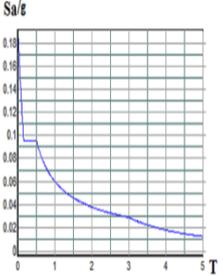
**Conclusion**

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

## IV.8. Etude comparative entre les deux variantes

## IV.8.1. Etude comparative de comportement dynamique pour les deux variantes

Tableau IV.27- comparatif des modes de vibration pour les deux variantes (Auto stable et mixte)

	Variante 1 auto stable	Variante 2 Mixte portique /voile
Spectre de réponse de calcul		
Période fondamentale	<b>0,67S</b>	<b>0,45S</b>
Période empirique	<b>0,52S</b>	<b>0,34S</b>
Nombre de modes considéré	<b>5</b>	<b>5</b>
Effiat sismique a' la base MSE	<b><math>V_X=2864,09\text{KN}</math></b>	<b><math>V_X=2197,58\text{KN}</math></b>
	<b><math>V_Y=2266,006</math></b>	<b><math>V_Y=1866,54\text{KN}</math></b>
Effiat sismique a' dynamique a' la base	<b><math>E_X=1788,09</math></b>	<b><math>E_X=1532,10\text{KN}</math></b>
	<b><math>E_Y=1559,10</math></b>	<b><math>E_Y=1525,09\text{KN}</math></b>
Déplacement max	<b><math>\Delta k_X(\text{cm})=2,69\text{cm}</math></b>	<b><math>\Delta k_X(\text{cm})=0,9\text{cm}</math></b>
	<b><math>\Delta k_Y(\text{cm})=1,75\text{cm}</math></b>	<b><math>\Delta k_Y(\text{cm})=0,7\text{cm}</math></b>
Moment stabilise	<b><math>M_S(\text{XX})=163397,58\text{KNm}</math></b>	<b><math>M_S(\text{XX})=193340,30\text{KNm}</math></b>
	<b><math>M_S(\text{YY})=66658,009\text{KNm}</math></b>	<b><math>M_S(\text{YY})=79622,717\text{KNm}</math></b>
Moment de renversement	<b><math>M_R(\text{XX})=15369,73\text{KNm}</math></b>	<b><math>M_R(\text{XX})=17775,93\text{KNm}</math></b>
	<b><math>M_R(\text{YY})=15369,008\text{KNm}</math></b>	<b><math>M_R(\text{YY})=15499,50\text{KNm}</math></b>
$M_S/M_R$	<b><math>M_S/M_R(\text{XX})=10,58</math></b>	<b><math>M_S/M_R(\text{XX})=10,87</math></b>
	<b><math>M_S/M_R(\text{YY})=4,33</math></b>	<b><math>M_S/M_R(\text{YY})=5,13</math></b>

### VI.8.2. Influence du saut de rigidité sur le comportement dynamique des structures de bâtiments

Beaucoup de constructeurs et d'entrepreneurs malhonnêtes, par souci d'économiser les matériaux de construction (béton et acier) ont recours à la réduction des dimensions des voiles ou à leur suppression totale dans certains étages. Les photos des figures ci-dessous que l'on peut rencontrer partout dans notre pays présentent quelques exemples réels de ces discontinuités des systèmes de contreventement.

Pourtant, le saut de rigidité ou la discontinuité des éléments de contreventement, est très défavorable au comportement sismique des structures de bâtiment [ ]. En effet, une réduction brusque de la rigidité des éléments entraîne un changement brusque des caractéristiques dynamiques qui aura pour conséquence une concentration des efforts au droit du saut de rigidité.

L'interruption des voiles au niveau du RDC conduit au phénomène bien connu de l'étage souple. Son interruption à d'autres étages mène à des dégâts similaires.

Pour mieux illustrer ce phénomène, nous avons étudié 4 cas de discontinuités dont nous avons comparés le comportement dynamique par rapport à la variante de référence. La période, les déplacements et les efforts à la base sont sérieusement affectés par les interruptions des systèmes de contreventement au niveau de certains étages.

Les images représentent le saut de rigidité



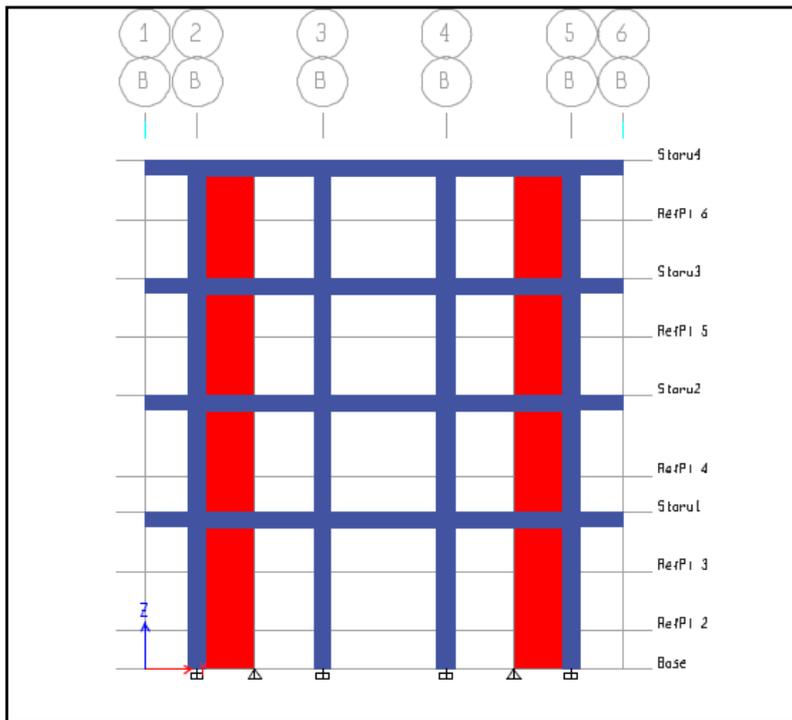


Figure IV.13 - Variante de référence

Table IV.28- rapports de masse modaux participants partie 1 de 2

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.43	0.7941	1.891E-06	0	0.7941	1.891E-06	0
Modal	2	0.408	0	0.7913	0	0.7941	0.7913	0
Modal	3	0.378	0.0003	0.0094	0	0.7943	0.8007	0
Modal	4	0.105	0.1463	0.0002	0	0.9407	0.8009	0
Modal	5	0.102	0.0002	0.1421	0	0.9409	0.943	0

Table IV.29 – Réaction de base

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z M
EX Max	1532.7547	6.0818	0	31.8001	15234.5795	9470.5654	0	0	0
EY Max	6.0818	1537.0594	0	15241.1471	30.6581	16679.4906	0	0	0
G	0	0	13582.5273	83023.3548	-143148.4681	0	0	0	0
Q	0	0	1344.34	8147.9493	-14002.9593	0	0	0	0
ELU	0	0	20352.9218	124303.4529	-214254.8709	0	0	0	0
ELS	0	0	14926.8673	91171.3041	-157151.4274	0	0	0	0

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story4	EX Max	X	5.586	5.546	1.007
Story3	EX Max	X	4.201	4.175	1.006
Story2	EX Max	X	2.626	2.613	1.005
Story1	EX Max	X	1.063	1.059	1.004
Story4	EY Max	Y	5.285	4.975	1.062
Story3	EY Max	Y	4.019	3.778	1.064
Story2	EY Max	Y	2.548	2.394	1.064
Story1	EY Max	Y	1.054	0.99	1.065

Table IV.30- histoire déplacement Moy/max

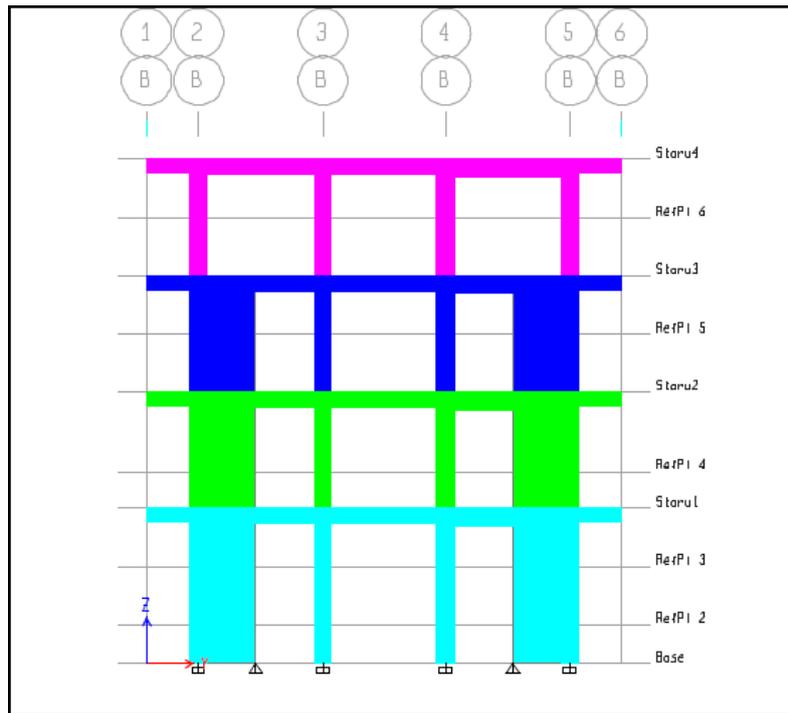


Figure IV.14-Variante SR

Table IV.31 - - Réaction de base

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z M
EX Max	1256.3295	21.1798	0	215.9083	12709.81	7599.9724	0	0	0
EY Max	21.1798	1256.7424	0	12697.4691	218.6111	12959.4366	0	0	0
G	0	0	12664.7983	77333.4355	-132979.2669	0	0	0	0
Q	0	0	1344.34	8147.9493	-14002.9593	0	0	0	0
ELU	0	0	19113.9878	116622.0619	-200526.4493	0	0	0	0
ELS	0	0	14009.1383	85481.3848	-146982.2262	0	0	0	0

Table IV.32- histoire déplacement Moy/max

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story4	EX Max	X	6.766	6.766	1
Story3	EX Max	X	4.687	4.677	1.002
Story2	EX Max	X	2.249	2.247	1.001
Story1	EX Max	X	0.905	0.903	1.002
Story4	EY Max	Y	6.496	6.03	1.077
Story3	EY Max	Y	4.505	4.244	1.062
Story2	EY Max	Y	2.11	2.064	1.022
Story1	EY Max	Y	0.863	0.845	1.022

Table IV.33 rapports de masse modaux participants partie 1 de 2

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.47	0.6987	0.0005	0	0.6987	0.0005	0
Modal	2	0.446	0.0005	0.6854	0	0.6992	0.6859	0
Modal	3	0.419	0	0.0218	0	0.6992	0.7076	0
Modal	4	0.162	0.1956	6.515E-06	0	0.8948	0.7076	0
Modal	5	0.153	4.527E-05	0.1798	0	0.8948	0.8875	0
Modal	6	0.148	0.0003	0.0142	0	0.8951	0.9017	0
Modal	7	0.085	0.0053	0.0164	0	0.9004	0.9181	0

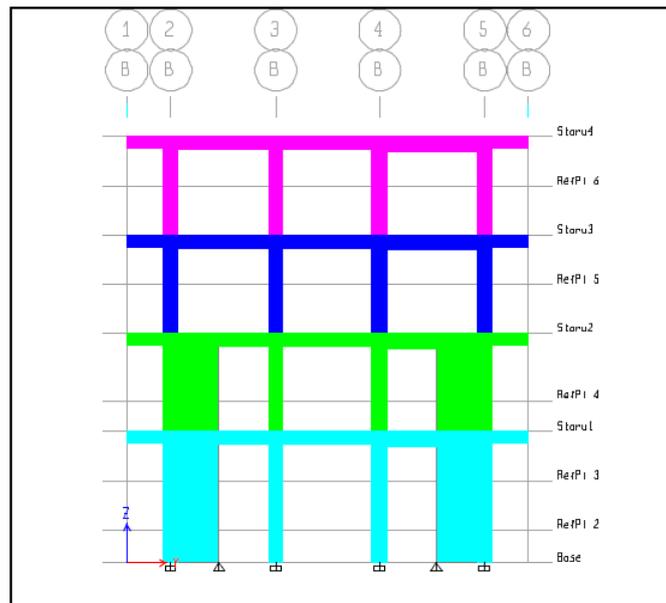


Figure IV.15-Variante SR1

Table IV.34. Réaction de base

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z M
EX Max	1256.3295	21.1798	0	215.9083	12709.81	7599.9724	0	0	0
EY Max	21.1798	1256.7424	0	12697.4691	218.6111	12959.4366	0	0	0
G	0	0	12664.7983	77333.4355	-132979.2669	0	0	0	0
Q	0	0	1344.34	8147.9493	-14002.9593	0	0	0	0
ELU	0	0	19113.9878	116622.0619	-200526.4493	0	0	0	0
ELS	0	0	14009.1383	85481.3848	-146982.2262	0	0	0	0

Table IV.35- histoire déplacement Moy/max

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story4	EX Max	X	6.766	6.766	1
Story3	EX Max	X	4.687	4.677	1.002
Story2	EX Max	X	2.249	2.247	1.001
Story1	EX Max	X	0.905	0.903	1.002
Story4	EY Max	Y	6.496	6.03	1.077
Story3	EY Max	Y	4.505	4.244	1.062
Story2	EY Max	Y	2.11	2.064	1.022
Story1	EY Max	Y	0.863	0.845	1.022

Table IV.36 - rapports de masse modaux participants partie 1 de 2

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.47	0.6987	0.0005	0	0.6987	0.0005	0
Modal	2	0.446	0.0005	0.6854	0	0.6992	0.6859	0
Modal	3	0.419	0	0.0218	0	0.6992	0.7076	0
Modal	4	0.162	0.1956	6.515E-06	0	0.8948	0.7076	0
Modal	5	0.153	4.527E-05	0.1798	0	0.8948	0.8875	0
Modal	6	0.148	0.0003	0.0142	0	0.8951	0.9017	0
Modal	7	0.085	0.0053	0.0164	0	0.9004	0.9181	0

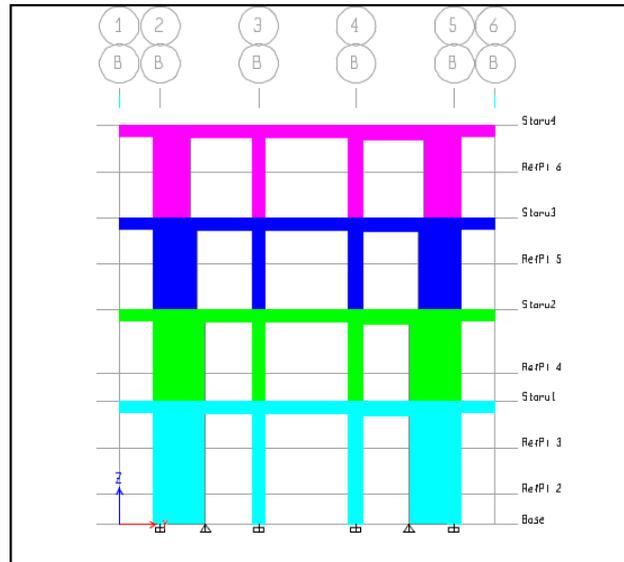


Figure IV.16-Variante SR2

Table IV.37. . Réaction de base

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z M
EX Max	1470.4074	21.1965	0	210.6254	14657.3943	9002.4072	0	0	0
EY Max	21.1965	1473.8495	0	14664.8396	210.6728	15903.3736	0	0	0
G	0	0	13330.1518	81458.627	-140412.8712	0	0	0	0
Q	0	0	1344.34	8147.9493	-14002.9593	0	0	0	0
ELU	0	0	20012.2149	122191.0704	-210561.8151	0	0	0	0
ELS	0	0	14674.4918	89606.5763	-154415.8305	0	0	0	0

Table IV.38- histoire déplacement Moy/max

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story4	EX Max	X	5.833	5.802	1.005
Story3	EX Max	X	4.326	4.309	1.004
Story2	EX Max	X	2.642	2.634	1.003
Story1	EX Max	X	1.058	1.056	1.002
Story4	EY Max	Y	5.552	5.306	1.046
Story3	EY Max	Y	4.153	3.956	1.05
Story2	EY Max	Y	2.562	2.435	1.052
Story1	EY Max	Y	1.046	0.993	1.053

Table IV.39- rapports de masse modaux participants partie 1 de 2

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.439	0.7809	0.0005	0	0.7809	0.0005	0
Modal	2	0.419	0.0004	0.7794	0	0.7813	0.7799	0
Modal	3	0.39	0.0002	0.0054	0	0.7815	0.7853	0
Modal	4	0.116	0.144	0.0005	0	0.9254	0.7858	0
Modal	5	0.113	0.0005	0.1429	0	0.926	0.9286	0

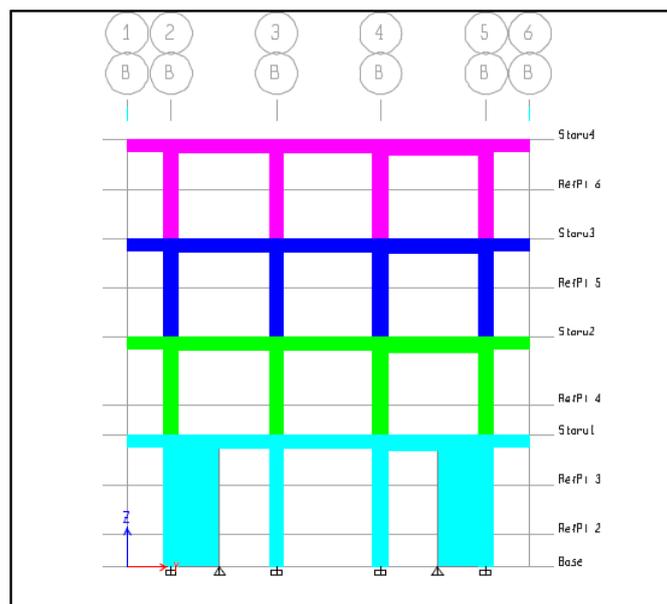


Figure IV.17-Variante SR3

Table IV.40- Réaction de base

Load Case/Combo	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z M
EX Max	1116.1743	15.0573	0	114.0434	11425.6329	6634.2272	0	0	0
EY Max	15.0573	1129.8754	0	11584.9166	121.1868	11661.7919	0	0	0
G	0	0	12205.9339	74488.4758	-127894.6663	0	0	0	0
Q	0	0	1344.34	8147.9493	-14002.9593	0	0	0	0
ELU	0	0	18494.5207	112781.3663	-193662.2385	0	0	0	0
ELS	0	0	13550.2739	82636.4251	-141897.6256	0	0	0	0

Table IV.41 - histoire déplacement Moy/max

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
Story4	EX Max	X	8.36	8.252	1.013
Story3	EX Max	X	6.332	6.235	1.016
Story2	EX Max	X	3.369	3.312	1.017
Story1	EX Max	X	0.701	0.692	1.013
Story4	EY Max	X	1.357	0.843	1.611
Story4	EY Max	Y	8.434	7.666	1.1
Story3	EY Max	X	1.031	0.644	1.6
Story3	EY Max	Y	6.462	5.885	1.098
Story2	EY Max	X	0.547	0.342	1.6
Story2	EY Max	Y	3.48	3.197	1.088
Story1	EY Max	Y	0.727	0.698	1.041

Table IV.42 - rapports de masse modaux participants partie 1 de 2

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0.555	0.703	2.126E-06	0	0.703	2.126E-06	0
Modal	2	0.526	0.0002	0.5933	0	0.7032	0.5933	0
Modal	3	0.497	0.0007	0.1214	0	0.7039	0.7146	0
Modal	4	0.166	0.1381	0.0001	0	0.842	0.7148	0
Modal	5	0.159	0.0006	0.0917	0	0.8426	0.8065	0
Modal	6	0.151	0.0004	0.0414	0	0.843	0.8479	0
Modal	7	0.09	0.0624	0.0153	0	0.9054	0.8632	0
Modal	8	0.089	0.0284	0.0496	0	0.9338	0.9129	0

- Observations

L'étude dynamique des différentes variantes montre que les caractéristiques dynamiques de la structure de référence (la période, les déplacements...) et les efforts à la base sont sérieusement affectés par les interruptions des systèmes de contreventement au niveau de certains étages. De plus l'examen des efforts au droit des sauts de rigidité, montre une forte concentration des efforts à ces endroits.



## V.1. POTEAUX

### V.1.1. Introduction

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

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant :

➤ **Combinaisons fondamentales**

- **Situation durable selon BAEL99**

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelles**

- **Selon le RPA 99**

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1.  $M_{\max}$  → N Correspondant
2.  $N_{\max}$  → M Correspondant
3.  $N_{\min}$  → M Correspondant armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations

### V.1.2. Recommandations du RPA 99

**a) Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)**

1. Elles doivent être de Haute Adhérence droites et sans crochets.
2. Leur pourcentage minimal :  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone IIa.
3. Leur pourcentage maximal :
  - $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton → en zone courante.
  - $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton → en zone de recouvrement.
4.  $\varphi_{\min} \geq 12mm$  (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
5. La longueur minimale de recouvrement est de  $\varphi_l = 40\varphi_l$  en zone IIa ;  $L_r = 40\varphi_l$
6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa

7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

Le diamètre minimum est de **12 mm**

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

- Le diamètre minimum est de **12 mm**

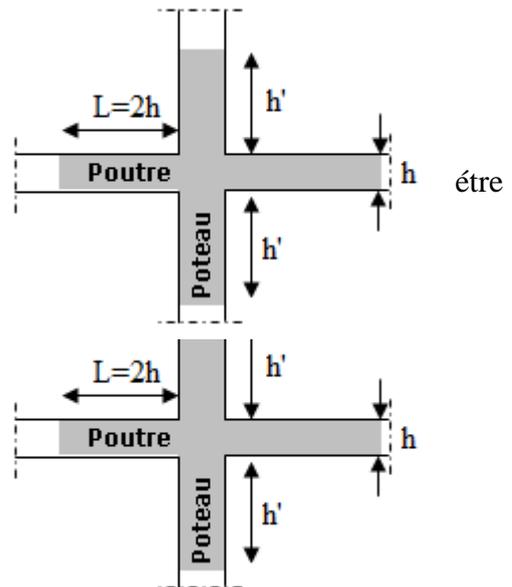


Figure V.1 -Zone nodale des poteaux

**b) Armatures transversales (Art 7.4.2.1)**

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale

- $\rho_a = 2.5$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .
- $\rho_a = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$t$  : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$  en zone IIa  
 Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi$  en zone IIa

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en % est donnée

comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad 0.8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

"a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et " $L_f$ " longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite minimum de  $10 \phi_t$

### V.1.3. Sections des poteaux à considérer

Les conditions de stabilité et de résistance recommandées par le RPA 99/2003, notamment la condition aura la période fondamentale sont satisfaits pour des poteaux (45\*45).

Nous avons adopté pour l'étude du ferrailage des poteaux 45\*45 pour tous les étages:

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par logiciel ETABS sont résumés dans les tableaux.

**Tableau V.1**-Récapitulatif des efforts internes

Niveau	combinaison	$N_{min}$	$N_{max}$	$M_{max}$
		ALU	08GEY	G+Q+EX
RDC+3	N (kN)	-693,988	338,73	-445,72
ETAGE	M (KNm)	19,83	7,73	36,72

### V.1.4. Exemple de calcul

Etape de calcul en flexion composé du poteau le plus sollicité **C32** est de section 45\*45

#### 1.Calcul sous la combinaison a à08GEY

La combinaison la plus défavorable est la combinaison 08GEY

$$S=45 \times 45 (\text{cm}^2).$$

$$L= 4.08 \text{ m.}$$

$$d = 0.9h_{cm} = 0.36\text{m}$$

$$N_{max}= 388.73\text{KN.} \quad M_{corr} = 7.73\text{KN.m.}$$

#### 1-Calcul de l'excentricité

$e_1$ : Excentricité structurale.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0198\text{m}$$

- *Vérification du flambement*

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \begin{cases} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{cases} \Rightarrow \frac{285}{45} \leq \max \begin{cases} 15 \\ 0,88 \end{cases} \Rightarrow 6,33 \leq 15$$

Le calcul sera mené en flexion composée en considérant une excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + \phi_2$$

Tel que :

2 e : Excentricité liée a la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$$

*Avec*

$\phi = 2$  : rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantanée

$$\alpha = 10 \times \left( 1 - \frac{M_u}{1,5 M_s} \right) = 0,74$$

**D'ou:**  $e_2 = 0,0173 \text{ m} = 1,73 \text{ cm}$

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1,632 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}.$$

❖ *L'excentricité totale*

$$D'où : e_T = e_1 + e_a + \phi_2 = 0,0173 + 0,02 + 0,0198 = 0,0563 \text{ m}$$

**. 2. Calcul de la section d'armature**

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont

$$M_{u, \text{corr}} = N_u \times e = 338,73 \times 0,0563 = 19,07 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{max}} = 338,73 \text{ KN.} \\ M \text{ corrigé} = 19,07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Si

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C$$

$$e = \frac{19,07}{338,73} < \frac{0,45}{2} - 0,03 \Rightarrow e \rightarrow 5,62cm < 19,5 \Rightarrow \text{Centre}$$

de pression est a l'extérieur du segment formé par les armatures.

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :  $N_u(d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - C \right)$   $\longrightarrow$  Moment fictif /centre de gravité des armatures

tendues.

$$M_f = 19,07 + 338,73 \left( \frac{0,45}{2} - 0,03 \right) \Rightarrow M_f = 85,12KNm$$

$$\Rightarrow 338,73 * 10^3 * (405 - 30) - 85,12 * 10^6 \leq \left( 0,337 - 0,81 * \frac{30}{450} \right) * 450 * 450^2 * 14,2$$

$$\Rightarrow 7,23 * 10^7 \leq 3,66 * 10^8 \dots\dots\dots CV$$

La condition est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait en flexion simple avec un moment fictif /centre de gravité des armatures tendues :

$$M_f = 85,12KNm$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{85,12 * 10^6}{450 * 435^2 * 14,2} = 0,07$$

$\left\{ \begin{array}{l} \mu_b < \mu_l \text{ la section est simplement armée } \mu_l = 0,392 \\ \mu_b > \mu_l \text{ la section est doublement armée, donc il faut calculer A1 et A2.} \end{array} \right.$

$0,07 < 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée, il faut calculer A1.

$$A_L = \frac{M_f}{B * d * \sigma^-} \Rightarrow A_l = \frac{85,12 * 10^6}{0,785 * 435 * 348} = 7,16cm^2$$

La section réelle est donnée par

$$A_s = A_l - \frac{N}{\sigma} \Rightarrow A_s = 716,29 - \frac{338,73 * 10^3}{348} = -25,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$$A_s = 0; A'_s = 0$$

Donc il faut vérifier la condition du BAEL99 :

$$A_s + A'_s \geq \max \{ 4 \text{ cm}^2 * \mu(m); 0,2\% B \}$$

$$\mu = (a+b) * 2 \Rightarrow \mu = 1,8 \text{ m}$$

$$A_s \geq \begin{cases} A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4,05 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Condition de non fragilité
- $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28} (e-0,45d)}{f_e (e-0,185d)} = 14,87 \text{ cm}^2$
- **Selon le RPA**
- $A_{\min} \text{ RPA} = 8\% B = 0,008 * 45 * 45 = 16,2$  (en zone IIa)

### Conclusion

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptés}} = \max (A_{\text{Cd}}, A_{\text{CNF}}, A_{\min}) = 16,2 \text{ cm}^2 \text{ max}$$

La section d'armature pour le poteau de section (45\*45) est de :  $A_s = 16,2 \text{ cm}^2$

### 3. Vérifications

#### 3.1. Vérification des contraintes a l'ELS

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement. Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité C32

$$M_{ser} = 7,73 \text{KNm} \quad N_{ser} = 338,73 \text{KN}$$

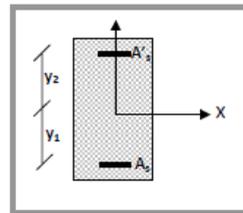
$$\text{Section partiellement comprimé : } e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{2} \Rightarrow \frac{7,73}{338,73} = 0,022 < \frac{0,45}{6} = 0,075$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{x-x}} y_1$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[ A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - c)^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$



$c$  : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$c = \frac{h}{2} - e \Rightarrow c = \frac{0,45}{2} - 0,03 = 0,19 \text{m}$$

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + P * y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$p = -3 * (0,19)^2 + \frac{90 * 16,2 * 10^{-2}}{0,45} * (0,42 - 0,195) = 7,34 \text{m}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c')^2 - \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2(0,195)^3 - \frac{90 * 16,2 * 10^{-2}}{0,45} * (0,42 - 0,195)^2 \Rightarrow q = -1,60 \text{m}$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 * P^3}{27} \Rightarrow \Delta = (-1,60)^2 + \frac{4 * (7,34)^3}{27} = 60,18$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow \text{La solution de cette équation est : } Y_2 = \mu - \frac{p}{3 * \mu}$$

$$t = 0,5 * (\sqrt{\Delta} - q) \Rightarrow t = 0,5 * (60,18 + 1,60) = 4,67m$$

$$\mu = \sqrt[3]{t} \Rightarrow \mu = \sqrt[3]{4,67} \Rightarrow \mu = 1,67m$$

$$\Rightarrow Y_2 = 1,67 - \frac{7,34}{3 * 1,67} = 0,21m$$

$$y_1 = y_2 + C \Rightarrow y_1 = 0,21 + 0,195 = 0,405m$$

Le moment d'inertie :

$$I_{x-x} = \frac{b * y_1^3}{3} + 15 [A_2 (d - y_1)^2 + A_2' (y_1 - c')^2]$$

$$I_{XX} = 45 * \frac{40,5^3}{3} + 15 [16,2 * (42 + 40,5)^2] = 1,64 * 10^6 cm^4$$

La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{XX}} * Y_1 \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12,81 * 10^6}{1,64 * 10^{10}} * 405 = 0,31MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- \Rightarrow 0,31MPa \leq 15MPa \text{ La condition est vérifiée}$$

### 3.2. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 * 0,45 * 0,42 * \frac{2,1}{400} = 2,28cm^2$$

$$A_s = 16,2cm^2 \geq A_{\min} = 2,28cm^2 \text{ La condition est vérifiée}$$

### 3.3. Vérification des sollicitations normales

Selon le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)**, Outre les vérifications prescrites par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{cj}} \leq 0.3$$

La condition est vérifiée.

Avec :  $N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exercent sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{cj}$ : est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{1,206}{0,2025 * 25} = 0,235 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

### 3.4. Vérification

#### 3.4.1. Vérification des contraintes a l'ELS

Vérification d'une section entièrement comprimé à l'ELS consiste a vérifier la condition de Compression sur le béton

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser}}{I} * V_1 \\ \sigma_{\min} = \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser}}{I} * V_2 \end{cases}$$

$N_{ser}$ : L'effort normal du poteau a l'ELS

$$N_{ser} = 462,958 \text{ KN}$$

$M_{ser}$ : Le moment fléchissant du poteau a l'ELS.

$$M_{ser} = 12.81 \text{ KNm}$$

$$B_0 = bh + 15 * (A_s + A_s') \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$B_0 = bh + 15 * (A_s + A_s') \Rightarrow B_0 = 45 * 45 + 15 * 16,2 = 2268 \text{ cm}^2$$

$V_1, V_2$ : bras de levier qui est calculés par les méthodes de la RDM.

$$V_1 = \frac{1}{B_0} * \left[ \frac{b * h^2}{2} + 15 * (A_s * d + A_s' * d) \right] ; V_2 = h - V_1 ; d = 0.9 * h$$

$$V_1 = \frac{1}{2268} * \left[ \frac{45 * 45^2}{2} + 15 * (16,2 * 40,2) \right] = 24,39cm$$

$$V_2 = 45 - 24,39 = 20,61cm$$

*I* : moment d'inertie de la section homogène/ l'axe x-x passant par C.

$$I_{x-x} = \frac{b}{3} * (V_1^3 + V_2^3) + 15 * A_s * (d - V_1)^2 + 15 * A_s' * (V_2 - d')^2$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3} * (24,39^3 - 20,61^3) + 15 * 16,2 * (40,2 - 24,39)^2 = 1,16 * 10^6 cm^4$$

$$\sigma_{max} = \frac{462,958 * 10^3}{2268 * 10^2} + \frac{12,81 * 10^6}{1,16 * 10^{10}} * 24,39 * 10^2 = 4,73MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{462,958 * 10^3}{2268 * 10^2} - \frac{12,81 * 10^6}{1,16 * 10^{10}} * 20,61 * 10^2 = 2,03MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{4,74 + 2,04}{2} = 3,38MPa \geq 15MPa \dots\dots\dots CV$$

V.1.5. Ferrailage des poteaux

V.1.5.1. Armatures longitudinales

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.2-Ferrailage longitudinal

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC	N <sub>max</sub> =338.73	M <sub>cor</sub> = 7.7312	45*45	4.73	2,17	16.2	4T16+8T14
	N <sub>min</sub> = -693.98	M <sub>cor</sub> = -19.83		0			
	N <sub>cor</sub> =-445.72	M <sub>max</sub> = -36.728		0			
(1,2,3) étage	N <sub>max</sub> =65.94	M <sub>cor</sub> = 2.6534	45x45	0.99	2,17	16.2	4T16+8T12
	N <sub>min</sub> = -463.85	M <sub>cor</sub> = 9.945		0			
	N <sub>cor</sub> = -340.208	M <sub>max</sub> =-73.1833		0.18			

V.1.5.2. Choix des armatures longitudinales des poteaux

Tous les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.3- Récapitulatif des choix des Armatures longitudinales des poteaux

Niveau	Section	A <sub>S(=1)</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> ZR (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> ZC (cm <sup>2</sup> )	choix des armateurs	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	(45x45)	4.73	2.17	16.2	121.5	81	4T16+8T14	20.36
(1.2.3 etage)	(45*45)	0.99	2.17	16.2	121.5	81	4T16+8T12	17.09

V.1.5.3. Armatures transversales

➤ Zone courante

Tableau V. 4- Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	τ <sub>u</sub> ≤ 3.33 (MPa)	Choix	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	% cal	% min
RDC(45*45)	19.014	15	0.39	6.34	2.5	0.104	4HA8	2.01	0.335	0.3
1.2.3 etage(45*45)	14.63	15	0.45	4.76	3.75	0.08	4HA8	2.01	0.335	0.36

Tableau V.5-Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	τ <sub>u</sub> ≤ 3.33 (MPa)	Choix	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )	% cal	% min
RDC(45*45)	19.014	10	0.26	6.34	2.5	0.104	4HA8	2.01	0.5	0.3
1.2.3 etage(45*45)	14.63	10	0.3	4.76	3.75	0.08	4HA8	2.01	0.5	0.36

V.1.6. Vérifications des poteaux

V.1.6.1. Contraintes tangentielles (Art7.4.3.2.RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$Avec : \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots si \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots si \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g \text{ (L'élancement géométrique du poteau)} = \left[ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Tous les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.6-Vérification des sollicitations tangentes

Poteaux	$L_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	V(KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
RDC(45*45)	2.85	6.34	0.075	19.014	0.104	1.875	Vérifier
45*45(1.2.3) étage	2.14	4.76	0.04	14.63	0.08	1	Vérifier

VI.1.6.2. Vérifications des sollicitations normales

Tableau V.7-Vérification des sollicitations normales

Niveau	section	$N_d$	$B_C$	$F_{c2}$	$\nu$	Observation
RDC	45*45	1,206	0,2025	25	0,23	CV
1,2, 3 étage	45*45	0,881	0,2025	25	0,17	CV

V.1.6.3. Vérifications des contraintes a l'ELS

Tableau V.8-Vérification des contraintes dans le béton des poteaux à l'ELS.

Niveau	section	$\frac{KN.m}{M_{ser}}$	$A_s(m^2)$	C(m)	$Y_2(m)$	$Y_1(m)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$
RDC	45*45	12,81	0,28	0,195	0,21	0,405	$1,64 \cdot 10^6$	0,31	
1,2, 3étage	45*45	4,45	0,162	0,195	0,22	0,42	11532,83	0,164	

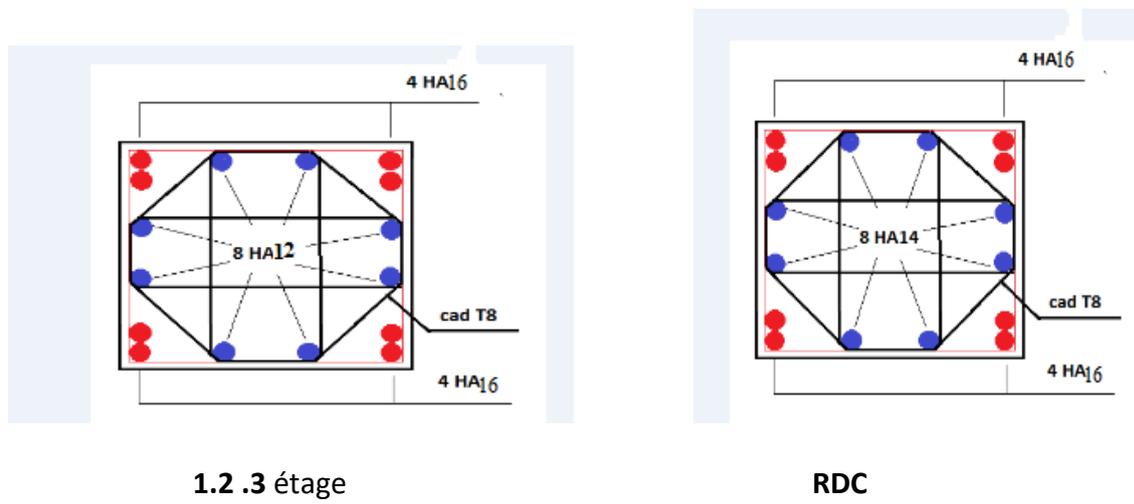


Figure V.2- Schéma de ferrailage du poteau

**V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES**

**V.2.1. Introduction**

Les poutres sont calculées en flexion simple, en considérant les combinaisons d’actions suivantes :

➤ **Combinaisons fondamentales**

- **Situation durable selon BAEL99**

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelles**

- **Selon le RPA 99**

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

Avec : G=charge permanente.

Q=charge d’exploitation.

E=charge sismique.

Les poutres sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a :

- ✓ Poutres principales (30\*40).
- ✓ Poutres secondaires (30\*35).

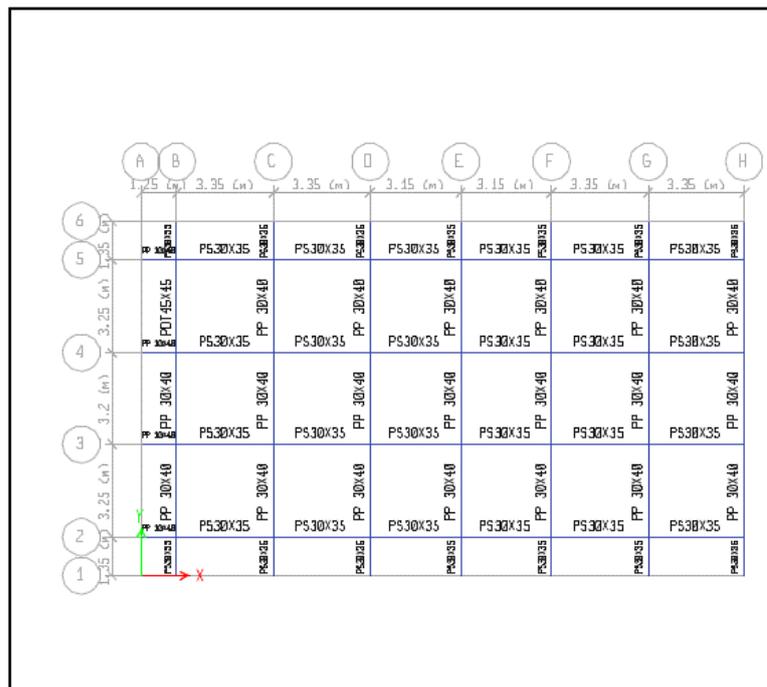


Figure V.3- Disposition des poutres

**V.2.2. Recommandation du R.P.A99/2003****a) Armatures longitudinales (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 :  
40  $\phi$  en zone IIa.

✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

**b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$  la zone nodale.

- $S_t \leq \frac{h}{2}$  En zone courante.

✓ La valeur du diamètre  $\phi$  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.

**V.2.3. Condition de non fragilité du BAEL91/99 (Art A.4.2.1)**

$$A_{l_{\min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

**V.2.4. Vérification au cisaillement du BAEL91/99 (Art A.5.1.1)**

On doit vérifier la condition ci-après

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec

$V_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$ : Largeur de la section de la poutre.

$d$ : Hauteur utile.

La contrainte tangente conventionnelle :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa \right\} \implies \overline{\tau_u} = 3,33Mpa \quad (\text{Fissuration peut préjudiciable})$$

### V.2.5. Vérification à l'ELS

La fissuration étant considérée peu nuisible, seule la contrainte du béton est vérifiée.

#### 1. Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé :  $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec } : I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[ \sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

#### 2. Vérification de la flèche : Selon BAEL 99 et le CBA 93

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Avec

$h$ : hauteur de la section

$l$  : la portée entre nus d'appuis.

$M_t$ : moment maximum en travée

$M_0$ : moment isostatique.

$A_s$  : section d'armature tendue correspondante

$f_e$ : limite d'élasticité de l'acier

**V.2.6. Armatures longitudinales**

**V.2.6.1. Ferrailage des poutres**

*Exemple de calcul*

Pour la poutre principale (30\*40) plus défavorable :

Les moments de ferrailage sont donnés par logiciel de calcul des structures **ETABS**.

$$Ma = 90,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mt = 36,08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Tableau V.9-** Hypothèses de calcul.

Situations	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$f_{bu}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{su}$ (MPa)
Durable	1,5	1,15	14,2	25	348
Accidentelle	1,15	1,00	18,48	25	400

✓ **En appuis:**  $Ma = 90,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{90,09 \times 10^3}{0,3 \times (37)^2 \times 18,48} = 0,118 \quad \mu_b = 0,118 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$\mu_{bu} < 391 \Rightarrow A' = 0$  (Pas d'armature comprimée)

$$A_{au} = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{90,09 \times 10^3}{0,953 * 37 * 348} = 7,34 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage en travée**

- $Mt = 36,08 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{36,08 \times 10^3}{0,3 \times (37)^2 \times 18,48} = 0,061 \quad \mu_b = 0,061 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$\mu_{bu} < 391 \Rightarrow A' = 0$  (Pas d'armature comprimée)

$$A_t = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{36,08 \times 10^3}{0,975 * 37 * 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

❖ **La section minimale de RPA 99/2003**

$$A_{s \min} (RPA) = 0,005 * 30 * 40 = 7,5 \text{ cm}^2 < A_s \text{ calculée}$$

✓ Condition de non fragilité (BAEL91)

$$A_{min} = \frac{0,23 \text{ bd } f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poutres est résume dans le tableau suivant

Tableau V.10- Ferrailage des poutres principales

POUTRE		M (KN.m)			As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix des barre	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Combinaison
RDC	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	90.09	6.44	6	3T14+ 2T12	6.88	G+Q-Ey
			inf	77.98	5.53		3T14 + 2T12	6,88	0.8G+EY
		En travée		36.08	2.9		3T14+3T12	8,01	1.35G+1.5Q
(1,2,3)etage)	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	71.73	5.07	6	3T14+2T12	6,88	G+Q-EY
			inf	49.82	3.47		3T14 + 2T12	6.88	0.8G+EY
		En travée		34.46	2.76		3T14+3T12	8,01	1.35G+1.5Q

Tableau V.11- Ferrailage des poutres secondaires

POUTRE		M (KN.m)			As (cm <sup>2</sup> )	min (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix des barre	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Combinaison
RDC	PS (30x35)	Sur appuis	Sup	-40.22	3.25	5,25	5T12	5.65	G+Q-Ex
			inf	34.1	2.74	5,25	5T12	5.65	G+Q+Ex
		En travée		36.08	2.9	5,25	5T12	5.65	1.35G+1.5Q
(1,2,3)etage)	PS (30x35)	Sur appuis	Sup	-34.12	2.74	5,25	5T12	5.65	G+Q-Ex
			inf	28.05	2.24	5,25	5T12	5.65	G+Q+Ex
		En travée		34.46	3.23	5,25	5T12	5.65	1.35G+1.5Q

V.2.6.2. Vérification à l'ELU

❖ Vérification de la section maximale du RPA 99/2003

➤ Pour les poutres principales (30x40)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s \text{ RPAmin}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ pour la longueur de la poutre} \\ A_{s \text{ RPAmax}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante}) \\ A_{s \text{ RPAmax}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone recouvrement}) \end{array} \right.$$

➤ Pour les poutres secondaires (30x35)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s \text{ RPA}_{\min} = 0.005 \cdot 30 \cdot 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ pour la longueur de la poutre} \\ A_s \text{ RPA}_{\max} = 0.04 \cdot 30 \cdot 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone courante}) \\ A_s \text{ RPA}_{\max} = 0.06 \cdot 30 \cdot 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{Zone recouvrement}) \end{array} \right.$$

❖ **La longueur minimale de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement en zone IIa est:  $L=40\phi$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau V.12-longueur minimale de recouvrement**

Diamètre $\phi$ (mm)	Longueur L (cm)=40 $\phi$
$\phi$ 12	48
$\phi$ 14	56
$\phi$ 16	64

❖ **Vérification du cisaillement**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau V.13-vérification de la contrainte**

les poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	Observation
Poutres principale	30x40	64.099	0.5933	3.33	C.V
Poutres secondaire	30x35	19.5	0.207	3.33	C.V

VI.2.6.3. Vérification à L'ELS

1. Vérification des contraintes

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

Tous les résultats sont résumés dans le tableau

Tableau V.14- Vérification des contraintes des poutres principales

Les Poutres		Zone de vérification	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obser
Poutres principales	PP	Sur appuis	6,88	12,66	76509,83	31,09	5,14	15	C.V
	30*40	En travée	8,01	12,66	76509,83	26,35	4,36	15	C.V

Tableau V.15- Vérification des contraintes des poutres secondaires

Les Poutres		Zone de vérification	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Obser
Poutres secondair	Ps	Sur appuis	5,65	10,02	57675,6	31,43	5,46	15	C.V
		En travée	5,65	10,02	57675,6	26,35	4,57	15	C.V

2. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

Poutre principale (30,40)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} = \dots \dots \dots$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant

**Tableau V.16-** Vérification de la flèche pour les poutres principales

poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P.P	$0.1 > 0.0625$	$0.00637 \leq 0.010$	$0.1 > 0.04$	C.V

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

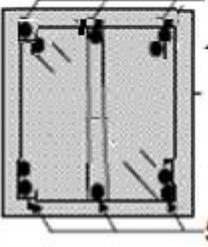
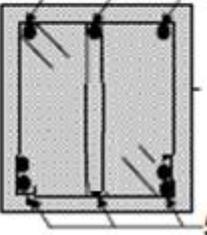
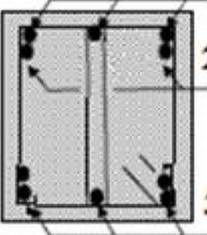
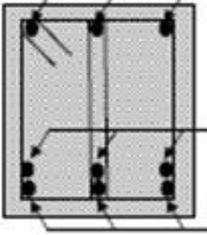
❖ *Poutre secondaire (30x35)*

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{340} = 0.102 > 0.0625 \dots\dots\dots C.V$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \dots\dots\dots C.V$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \implies \dots\dots\dots C.V$

**Tableau V.17-** Vérification de la flèche pour la poutre secondaire

poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P.S	$0.107 > 0.0625$	$0.0060 \leq 0.0105$	$0.107 > 0.089$	C.V

V 2.6.4. Schéma de ferrailage

poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	Schéma de ferrailage	
		Appui	Travée
Secondaire	30*35	<p>5HA12</p>  <p>5HA12</p>	<p>3HA12</p>  <p>5HA12</p>
Principale	30*40	<p>3HA14</p>  <p>2HA12</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA14</p>  <p>3HA12</p> <p>3HA14</p>

### V.3. VOILES

Le **RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **Iia** (zone de moyenne sismicité).

#### V.3.1. Définition

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile fonctionne comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de

voiles qui ont un comportement différent : - Voiles élancés  $\left(\frac{h}{l} > 1,5\right)$

- Voiles courts  $\left(\frac{h}{l} < 1,5\right)$

Un voile est sollicité en flexion composée avec effort tranchant, on peut citer les Principaux modes de ruptures dans un voile élancé causés par ces sollicitations :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

#### V.3.2. Recommandation du RPA99

##### V.3.2.1. Armatures verticales (Art 7.7.4.1)

Les Armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

1. L'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{\min} = 0,2\% * l_t * e$

avec :  $l_t$ : longueur de la zone tendue.

$e$ : épaisseur du voile.

2. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$  ( $e$  : épaisseur du voile).
3. A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
4. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

### V3.2.2. Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_l$

### V.3.2.3. Armatures transversales (Art 7.7.4.3)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 * \frac{V}{f_e} ; \text{ Avec : } V = 1,4 * V_u$$

### V.3.2.4. Armature de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

### 3.2.5. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile

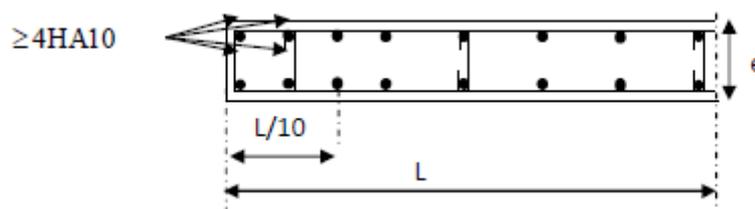


Figure V.4- Disposition des armatures verticales dans le voile.

**V.3.2.6. Règles communes (armatures verticales et horizontales) (Art 7.7.4.3)**

- Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L$  ..... dans la section globale du voile ;

$A_{min} = 0,10\% \cdot e \cdot L$  ..... dans la zone courante

$10\phi_l \leq (1/10) \cdot e$  (exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement :  $St \leq \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm})$  ;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

-  $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

-  $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes

➤ **Combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

Selon le BAEL 91  $\Rightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$

Selon le RPA version 2003  $\Rightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$

### V.3.3. Ferrailage

#### ➤ Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,M) en utilisant les formules suivantes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

Avec

**N** : effort normal appliqué

**M** : Moment fléchissant appliqué

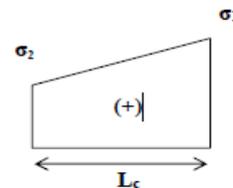
**Ω** : Section transversale du voile.

**V, V'** : bras de levier, sachant que  $V = V' = \frac{L}{2}$

**I** : l'inertie de voile.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

#### a) Section entièrement comprimée



**Figure V.5**-.Diagramme section entièrement comprimée

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} * L_c * e$$

Avec : *e* : épaisseur du voile

*L<sub>c</sub>* : la longueur de la zone comprimée ;  $L_c = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} * L$

b) Section partiellement comprimée :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} * L_c * e$$

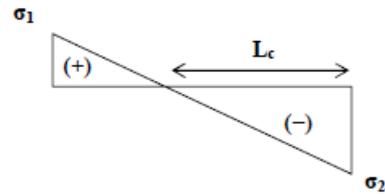


Figure V.6- Diagramme d'une section partiellement comprimée.

c) Section entièrement tendue :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} * L_t * e$$

Avec :  $L_t$ : longueur tendue ;  $L_t = L - L_c$

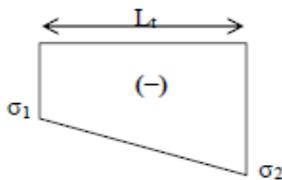


Figure V.7- Diagramme d'une section entièrement tendue.

### V.3.3.1. Armatures verticales

a) Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_{u1} + B * f_{c28}}{\sigma_{su}}$$

Avec : B : section du voile.

$N_{u1}$  = l'effort normal.

$$\sigma_{su} = 348 \text{ MPa.}$$

b) Section partiellement comprimée :  $A_v = \frac{N_{u1}}{\sigma_{su}}$

c) Section entièrement tendue :  $A_v = \frac{N_{u1}}{\sigma_{su}}$

### V.3.3.2. Armatures minimales

#### a) Compression du béton

$$A_{\min} \geq \max \left( 0.23B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, 0.005B \right); \text{ Avec : } B : \text{ section du béton comprimée.}$$

#### b) Traction simple

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{N_{lu}}{2\sigma_s} \cdot \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right); \text{ Avec : } B : \text{ section du béton tendue}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale e du béton tendu.

### V.3.4. Vérification à L'ELS

#### V.3.4.1. Vérification des contraintes du béton

Pour cet état, on considère  $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

*Avec*

**N**: effort normal appliqué ( $N_{ser}$ )

**B**: section de béton

**A**: section d'armature adoptée

### V.3.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

✓ D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Ou :  $\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$  avec :  $V = 1.4V_u$  calcul

**b<sub>0</sub>**: épaisseur de voile

**d**: hauteur utile = 0.9.h

**h**: hauteur totale de la section brute

✓ D'après le BAEL 91

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \text{ Avec } \tau : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$$

### V.3.5. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile 4 :  $L = 1,5 \text{ m}$  ,  $e = 25\text{cm}$

A partir du logiciel Etabs on a :  $M = 752,57 \text{ KN.m}$ ;  $N = 738,45 \text{ KN}$

- Moment d'inertie du voile

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad I = 0.25 \times \frac{1.5^3}{12} = 0.077 \text{ m}^2 \quad \text{m}^4$$

- La section du béton du voile

$$\Omega = e*.L = 0,25*1,5=0,375 \quad \text{m}^2$$

- Bras de levier :

$$v = h/2 = 1.5/2 = 0,75\text{m}$$

➤ **Ca** Armatures verticales

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = 9883,6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

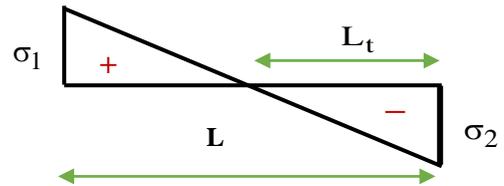
$\text{cm}^2$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = -5869,97 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ **Section partiellement comprimée**

Calcul de  $L_t$

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 0,55 \text{ m}$$



➤ Calcul de la sollicitation équivalente

$$F = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times e = 403,56 \text{ KN}$$

Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F}{\sigma_{s2}} \Rightarrow A_v = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{403,56 \times 10}{348} = 11,59 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 11,59 \text{ cm}^2$$

➤ Armature minimales selon BAEL 91

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{N_{lu}}{2\sigma_s}; \frac{B \cdot f_{t28}}{F_e} \right) \Rightarrow$$

$$A_{\min} = \left( \frac{403,56}{696} = 5,79, \frac{0,375 \cdot 2,1}{400} = 19,68 \right)$$

$$A_{\min} = 19,68 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales selon RPA99/2003**

$$A_{\min} = 0,2\% \text{ b } L_t = (0,2 \times 0,25 \times 0,55) / 100 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = \max(A_{\text{Cd}}; A_{\text{RPA}}; A_{\text{BAEL}}) \Rightarrow A_{\text{adop}} = 19,68 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur tout la surface de la bande du voile est  $A = 19,68\text{cm}^2$

$$\Rightarrow A = \frac{19,68}{2} = 9,84\text{cm}^2 / \text{nape}$$

Soit : 9HA12=10,18cm<sup>2</sup>/nap/ml...       $S_t=20\text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

Longueur de la zone d'about :  $\frac{l}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}^2$  Avec :  $S_t = 10\text{cm}$

Longueur de la zone courante :  $l = 120\text{cm}^2$  Avec :  $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Calcul des armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 :  $A_H = A_V/4 = 11,59/4 = 2,89\text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :  $A_{\min} = 0,15\% \text{ b.h} = 0,15\% \times 25 \times 150 = 5,62\text{cm}^2$ .

Soit : 3HA12 =3,39 cm<sup>2</sup>/ nappe/ml.

➤ **Calcul des armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle par Mètre carré soit **4HA8**.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

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 obtenus des analyses on a  $V_{\text{max}} = 220,90\text{KN}$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = 1,4 \frac{220,90 \times 10}{0,25 \times 0,9 \times 150} = 0,91\text{Map} = 0,91\text{MPa}$$

$\tau < \tau_{\text{adm}}$  ..... Condition vérifiée.

Selon le BAEL:  $\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{220,90 \times 10}{0,25 \times 0,9 \times 150} = 0,65\text{ MPa}$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3,26\text{MPa} \text{ .....Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification à L'ELS

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = \frac{265,30 \times 10}{37,5 + 15 \times 19,68} = 7,97MPa = 7,97MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

V.3.6. Conclusion de ferrailage

a. Sollicitation

Tableau V.18-.Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles

Niveaux	voiles	L (m)	M.N	N (KN)	M (KNm)	$\sigma_1$ (KNm)	$\sigma_2$ KN / m <sup>2</sup>	section	L <sub>t</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)	A <sub>s</sub> cal(cm <sup>2</sup> )
RDC	Voile 1	1.5	N <sub>max</sub>	755,6	-706,95	-5525,8	9555,7	P.C	0,54	0,95	9,49
			N <sub>min</sub>	-38,28	141,58	-1612,2	1408,1	P.C	0,8	0,69	4,03
			M <sub>max</sub>	752,57	738,45	9883,6	-5869,9	P.C	0,55	0,95	11,59
(1.2.3) Etage	Voile 2	1.2	N <sub>max</sub>	660,38	-445,16	-5218	9620,6	P.C	0,42	0,78	6,88
			N <sub>min</sub>	-69,85	122,9	-2281,1	181,55	P.C	0,66	0,53	4,76
			M <sub>max</sub>	660,38	-445,16	-521 8	9620,6	P.C	0,42	0,77	6,88

b.ferrailage

Tableau V.19-vérification de ferrailage

<b>VOILES</b>		<i>Voile1</i>	<i>Voiles 2</i>
<b>Caractéristiques</b>	$L (m)$	1,5	1,2
	$e (m)$	0,25	0,25
	$B (m^2)$	0,375	0,3
<b>géométriques</b>	$\sigma_{\max} (KN / m^2)$	9883,6	9620,6
	$\sigma_{\min} (KN / m^2)$	-5869,9	-5218
	Nature de la section	PC	PC
	$V_u (KN)$	220,90	164,06
	$L_t (m)$	0,55m	0,42
	$L_c (m)$	0,95m	0,78
<b>Ferrailage</b>	N(KN)	752,57	660,38
	$A_v (cm^2)$	11,59	6,88
	$A_{\min} \text{ BAEL } (cm^2)$	19,68	15,75
	$A_{\min} \text{ RPA } (cm^2)$	2,8	2,1
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	20,36	18,10
	Choix des barres /nappe/ml	9HA12	8HA12
	St Zone d'about (cm)	10	10
	St Zone courante(cm)	20	20
	$A_H \text{ BAEL /nappe } (cm^2)$	2,89	3,44
	$A_H \text{ RPA /nappe } (cm^2)$	5,62	4,5
	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	6,78	4,52
	Choix des barres /nappe/ml	3HA 12	2HA12

C. Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités

-Les voiles de dimension (L=1.2 m)

Tableau V.20.Vérification des contraintes de cisaillement

Les étage	Vu(KN)	Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL			Ns (KN)	$\sigma_b$ (Mpa)	$\sigma_{adm}$ (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
		$\tau$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau < \tau_{adm}$	$\tau_b$ (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$				
RDC	144.17	0.243	5	C.V	0.174	3.26	C.V	412.102	1.37	15	C.V
1.2.3 étage	86.09	0.337	5	C.V	0.143	3.26	C.V	206.26	0.67	15	C.V

-Les voiles de dimension (L=1.5m)

Tableau V.21-Vérification des contraintes de cisaillement

les étage	Vu(KN)	Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL			Ns (KN)	$\sigma_b$ (Mpa)	$\sigma_{adm}$ (Mpa)	$\sigma_b < \sigma_{adm}$
		$\tau$ (Mpa)	$\tau_{adm}$ (Mpa)	$\tau < \tau_{adm}$	$\tau_b$ (Mpa)	$\tau_{u adm}$ (Mpa)	$\tau_b < \tau_{u adm}$				
RDC	220.9	0.373	5	C.V	0.266	3.26	C.V	464.18	1.18	15	C.V
1.2.3 étage	131.74	0.3084	5	C.V	0.22	3.26	C.V	233.44	0.61	15	C.V

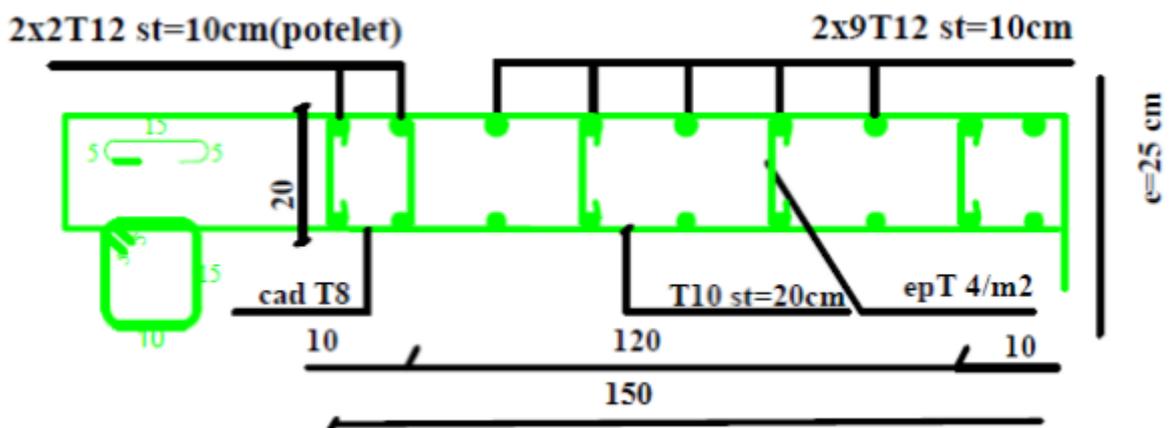


Figure V.8-schéma de ferrailage de voile



## VI. Etude de l'infrastructure

### VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure.

Nous pouvons classer les fondations selon leur mode d'exécution et leur profondeur en

#### 1-Fondations superficielles

Utilisées pour des sols de grande capacité portante, elles sont réalisées près de la structure (semelle isolé, semelle filante et radier)

**2-Fondations profondes** : Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

#### VI.1.1. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation, repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

#### VI.1.2. Facteurs de choix du type de fondation :

Caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la supère structure.
- La distance entre axes des poteaux.

#### VI.1.3. Choix de type de fondation

- En ce qui concerne notre ouvrage, on peut choisi entre :
- Semelle isolée
- Semelle continues (semelles filantes sous murs)
- Radier général

**VI.2.Calcul de la semelle isolée sous poteau le plus sollicité**

- Les sollicitations

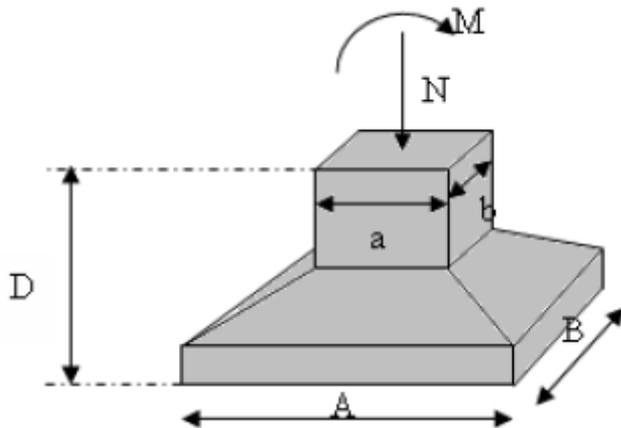
**Exemple de calcul**

**ELS:**  $N_s \max = 462,9581 \text{ KN}$  ;  $M_{S\max} = 2.0787 \text{ KN.m}$

**ELU:**  $N_u \max = 698,7062 \text{ KN}$ ;  $M_{u\max} = 19.9927 \text{ KN.m}$

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPA}$

**Section de poteaux :** 45x45 cm



**Figure.VI.1 Représentation des semelles isolées sous poteaux carrée**

**VI.2.1.Pré dimensionnement selon le CBA93**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2,0787}{462,9581} = 0,004 \text{ m}$$

On considère une semelle rectangulaire [AxB] située sous un poteau carré :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \quad \longrightarrow \quad \text{Semelle carrée } A = B$$

- ELS

**- Choix de la largeur B**

$$B \geq \sqrt{\frac{a N}{b \sigma_{sol}}} \quad \longrightarrow \quad \frac{a}{b} = 1 \text{ (poteau carré } a=b)$$

$$B \geq \sqrt{\frac{462,9581}{200}} \quad \longrightarrow \quad B = 1.52 \text{ m} = A$$

On prend  $A=B=2\text{m}$

Il s'agit de la semelle la plus sollicité .La trame min > 2 m  $\longrightarrow$  pas de chevauchements.

**VI.2.2. Vérification des conditions d'application de la méthode des bielles**

D'après le CBA 93, on a

$$e_0 = 0,004 \leq \frac{2}{6} = 0,33 \dots \dots \dots CV$$

**VII.2.3. Vérification des conditions de rigidité**

$$d = \max \left( \frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right) = 40 \text{ cm}$$

On prend  $d = 40 \text{ cm} \longrightarrow h = d + 5 = 45 \text{ cm}$

$$\frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$A.B = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

**VI.2.3. Vérification de la contrainte du sol**

PP :  $0,45 \times 2 \times 2 \times 25 = 45 \text{ KN}$  (PP : poids de la semelle isolée)

- ELS :  $N_s = 462,9581 + 45 = 507,99 \text{ KN}$

-ELU :  $N_u = 698,7062 + 1,35 \times 45 = 759,46 \text{ KN}$

$$\sigma_M = \left( 1 + \frac{6e_0}{B} \right) \frac{N_s}{A.B} = 117,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left( 1 - \frac{6e_0}{B} \right) \frac{N_s}{A.B} = 114,35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = \frac{114,35 + 3 \cdot (117,14)}{4} = 116,44 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots CV$$

**VI.2.4. Vérification de la stabilité au renversement selon le RPA 99**

D'après le RPA99 version 2003, on a

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2,0787}{462,9581} = 0,004 \leq \frac{2}{4} = 0,5 \dots \dots \dots CV$$

Tableau VI.1. sous combinaisons accidentelles

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	$e_0$ (m)	$\frac{B}{4}$	Vérification
G + Q ±E	462,9581	2,0787	0,004	0,625	CV
0,8G + Q	628,1023	19,8378	0,032	0,625	CV

### VI.2.5. Vérification au poinçonnement

Selon le CBA 93 révisé 99 (Art A.5.2, 42), la condition de non poinçonnement est vérifiée si

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0,045 x p_c x h x \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

$h = 0,45$  m ;  $P_c$  : Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) x 2] = 3,4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = 0,045 x p_c x h x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 x 3,4 x 0,45 x \frac{25}{1,5} = 1147,5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} x \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) = 462,9581 X \left(1 - \frac{0,72}{4}\right) = 379,62 \text{ KN}$$

$N_{u0} = 462,9581$  KN ;  $N_{u0}$  : Effort maximal tiré sur la semelle.

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,72 \text{ m}^2$$

$$S_t = A x B = 4 \text{ m}^2$$

$$N_u = 379,62 \leq \bar{N}_u 1147,5 \dots \dots \dots \text{CV}$$

### VI.2.6. Calcul du ferrailage

Les conditions d'application de la méthode des bielles étant vérifié, en utilisant un effort normal fictif  $N_u'$

- L'ELU

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{19,9927}{698,7062} = 0,029 \text{ m}$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{3(0,029)}{2}\right) 698,7062 = 729,09 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_x = A_y = \frac{N_u'(A-a)}{8.d.348} = \frac{729,09(1,55)}{8.450.348} = 9,02 \text{ cm}^2$$

- I'ELS

Le ferrailage à l'ELS est calculé en majorant le ferrailage à l'ELU de 10% donc on adopte pour la nappe inférieure parallèle à B et A : 10HA12 de section 11,31 cm<sup>2</sup>.

- **Espacement**

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

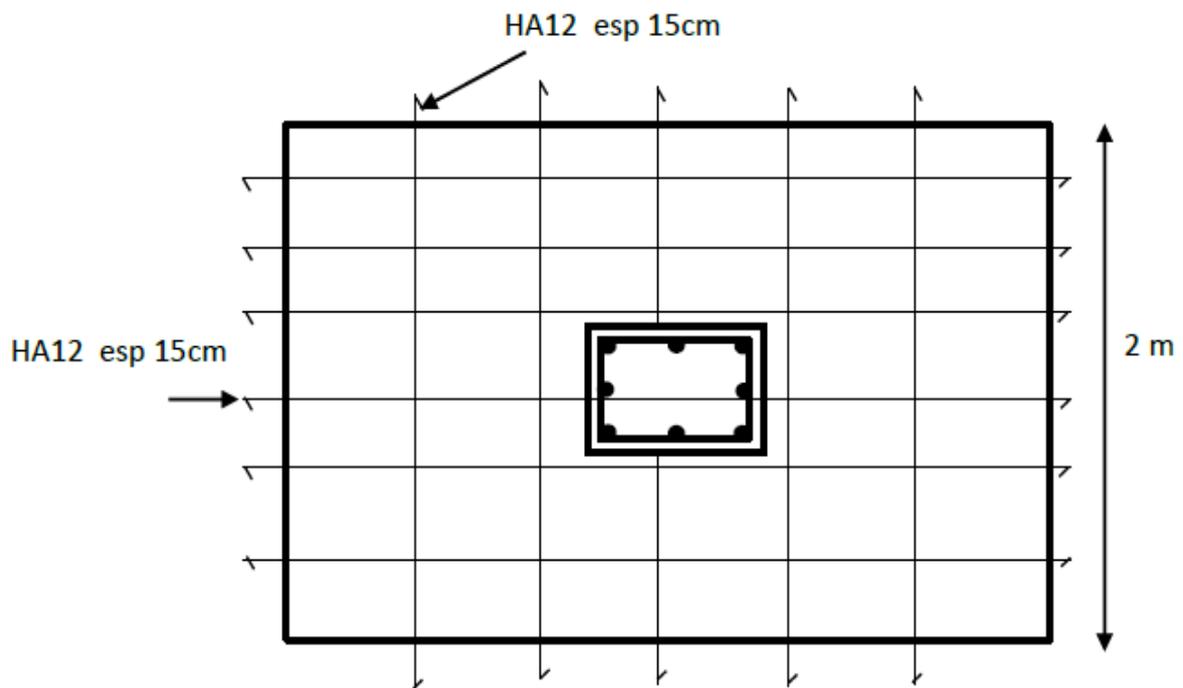
### VI.2.7. Dispositions constructives

Les armatures disposées suivant le grand coté constitueront le lit inférieur du quadrillage, elles doivent être munies de retours ou crochets pour équilibrer l'effort provenant des bielles. Ces retours ou crochets doivent avoir un rayon de courbure suffisant pour satisfaire la condition de non écrasement du béton, ces retours se feront avec un angle au centre de 120° au minimum.

- **Longueur de scellement droit**  $L_s = 40 \varphi$

$$L_s = 480 \text{ mm} \leq \frac{B}{4} = \frac{2000}{4} = 500 \text{ mm} \longrightarrow \text{prévoir crochets d'ancrage}$$

### VI.2.8. Schéma de ferrailage d'une semelle isolé



*Figure.VI.2. Schéma de ferrailage d'une semelle isolé*

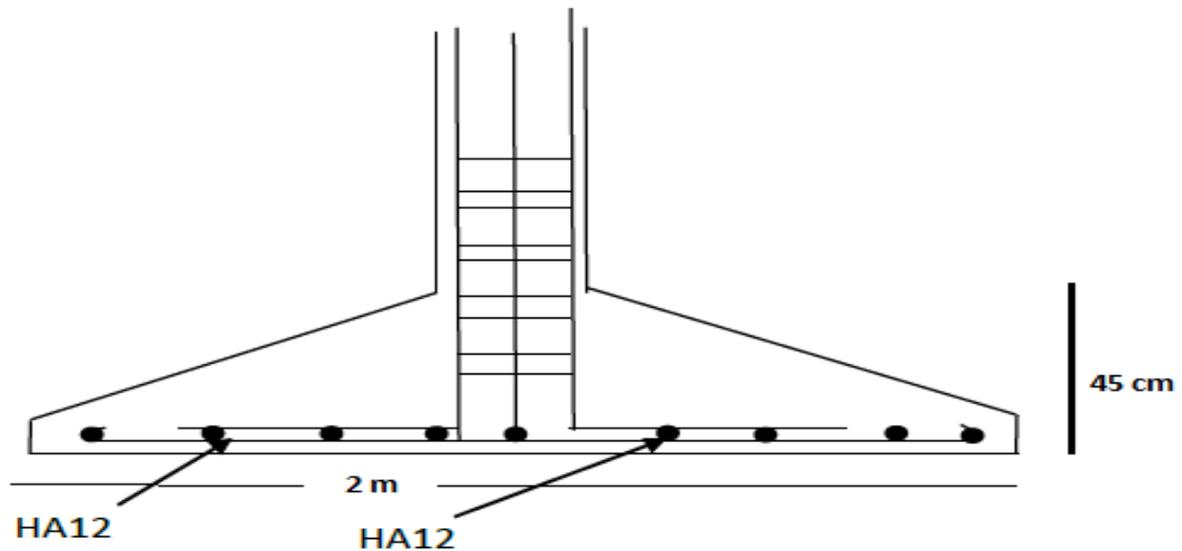


Figure.VI.3. Schéma de ferrailage d'une semelle isolé

### VI.3.Calcul du Semelle filante sous voile le plus sollicité

a) Pour voile selon X-X : considérons la semelle sous-voile le plus sollicité

-Les sollicitations

ELU :  $N_u \max = 630,7444 \text{ KN}$  ;  $M_u \max = 42,1591 \text{ KN.m}$

ELS :  $N_s \max = 462,3626 \text{ KN}$  ;  $M_s \max = 30,7495 \text{ KN.m}$

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$

#### VI.3.1.Dimensionnement

On considère une semelle rectangulaire [A x B] située sous un poteau carré

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \text{ Semelle carrée } A = B$$

- Largeur estimée  $B \geq 2e + \frac{P_u}{\sigma_{sol} * l}$  (à l'ELU)

Avec :

$$P_u = P_1 + 1.35P_2$$

$e$ : Excentricité ( $e = \frac{M_u}{P_1}$ )

$P_1$  : lan charge à l'ELU appliquée en tête de la semelle.

$P_2$  : poids propre de la semelle inconnue lors du dimensionnement mais qu'on peut déterminer par approximations successives, il ne présente que quelque pour cent de la charge appliquée (5% de la charge).

-calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{P_1} = \frac{42,1591}{630,7444} = 0,067 \text{ m}$$

$$P_1 = 630,7444 \text{ KN}$$

-calcul de  $p_2$

$$P_2 = 0.05p_1 = 0.05 \cdot 630,7444 = 31,54 \text{ KN}$$

$$P_u = P_1 + 1.35P_2$$

$$P_u = 630,7444 + 1.35 \cdot 31,54 = 673,32 \text{ KN}$$

$$B \geq 2 \cdot 0.067 + \frac{673,32}{200 \cdot 1.5}$$

$$B \geq 2,4 \text{ m} \longrightarrow \mathbf{B = 2,5m}$$

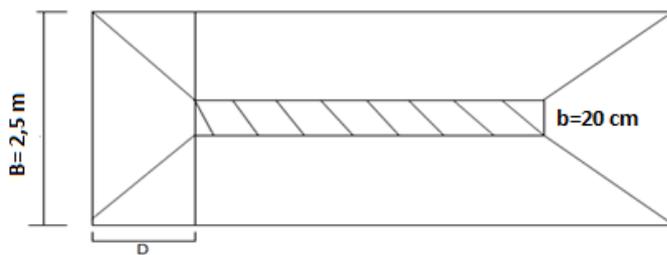
-la hauteur utile des armatures de la semelle perpendiculaires au mur satisfaire à la condition :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$57,5 \leq d \leq 230$$

On prend  $d = 60 \text{ cm}$

-Débord



*Figure.VI.4. Schéma de Débord*

$$\frac{d}{2} \leq D \leq 2d \longrightarrow \mathbf{30 \leq D \leq 120}$$

On prend :  $D = 50 \text{ cm}$

$d$  : hauteur utile de la semelle.

Le ferrailage du débord est commun avec celui de la semelle continue.

**-Vérification de la contrainte du sol**

**\*a P'ELS**

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{SOL}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{30,7495}{462,3626} = 0,066\text{m}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{3(0,066)}{2,5}\right) \frac{462,3626}{6,25} = 79,84 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N}{A.B} = \left(1 - \frac{3(0,066)}{2,5}\right) \frac{462,3626}{6,25} = 68,12 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{SOL} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_m = \frac{3(68,12) + 79,84}{4} = 71,05 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**-sous combinaisons accidentelles**

*Tableau VI.2 .sous combinaisons accidentelles*

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	e <sub>0</sub> (m)	$\frac{B}{4}$	Vérification
G + Q ±E	462,3626	30,7495	0,066	0,625	CV
0,8G + Q	587,9811	0,1621	0,0002	0,625	CV

### VI.3.2. Calcul de ferrailage

#### a)perpendiculairement au voile

-L'ELU

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{42,1591}{630,7444} = 0,067\text{m} \leq \frac{B}{24}$$

$$A_s = \frac{N_u'(B-b)}{8.d.\sigma_{st}}$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{3(0,067)}{2,5}\right) 630,74 = 681,45 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{681,45(2,3)}{8.60.348} = 9,38\text{cm}^2$$

Tableau VI.3. Calcul de la section d'armature.

	N (kN)	N'(kN)	d (cm)	D (cm)	Acal(cm <sup>2</sup> )	Aado(cm <sup>2</sup> )
ELU	630,7444	681,45	60	50	9,38	8HA14

#### -Armature de répartition

$$A_r = \frac{A(\text{cm}^2).B(\text{m})}{4} = \frac{12,32*2,5}{4} = 7,7 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}12$$

Les armatures du débord sont prolongement des armatures de la semelle.

Espacement 20 cm

#### b)Pour voile selon y-y :considérons le voile le plus sollicité

##### Les sollicitations

ELU :N<sub>u</sub> max= 622,8366 KN ; M<sub>u</sub> max = 17,5181 KN.m

ELS :N<sub>s</sub> max = 457,1478 KN ; M<sub>s</sub> max = 12,829 KN.m

σ<sub>sol</sub>= 2 bars = 200 KN/m<sup>2</sup>

**.Dimensionnement****-AL'ELS**

$$B \geq 2e + \frac{P_u}{\sigma_{sol} \cdot l} \quad ; \quad P_u = p_1 + 1.35 P_2$$

**-calcul l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_s}{P_1} = \frac{12,829}{622,8366} = 0,021 \text{ m}$$

$$P_2 = 0.05 p_1 = 0.05 \cdot 622,8366 = 31,14 \text{ KN}$$

$$P_u = 622,8366 + 1.35 \cdot 31,14 = 664,87 \text{ KN}$$

$$B \geq 2 \cdot 0,021 + \frac{664,87}{200 \cdot 1.5}$$

$$B \geq 2.27 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{B = 2,5 \text{ m}}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B - b$$

On prend : **d= 60cm**

**- Débord**

$$\frac{d}{2} \leq D \leq 2d \quad \longrightarrow \quad \mathbf{30 \leq D \leq 120}$$

On prend : **D= 50 cm**

d : hauteur utile de la semelle .

**-vérification des contraintes****-A L'ELS**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N}{A \cdot B} \leq \sigma_{SOL}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{12,829}{457,1478} = 0,028 \text{ m}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{3(0,028)}{2,5}\right) \frac{457,1478}{6,25} = 75,60 \text{KN/m}^2 \leq \sigma_{SOL} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N}{A.B} = \left(1 - \frac{3(0,028)}{2,5}\right) \frac{457,1478}{6,25} = 70,68 \text{KN/m}^2 \leq \sigma_{SOL} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_m = \frac{3(70,68) + 75,60}{4} = 71,91 \text{KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \dots \text{CV}$$

-sous combinaison accidentelles

Tableau VI.4.Sous combinaison accidentelles

Combinaison	N (KN)	M (KN.m)	e <sub>0</sub> (m)	$\frac{B}{4}$	Vérification
G + Q ±E	457,1478	12,829	0,028	0,625	CV
0,8G + Q	479,115	0,42	0,0008	0,625	CV

### VI.3.3. Calcul de ferrailage

a) Sens perpendiculaire au voile

-L'ELU

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{17,5181}{622,8366} = 0,028 \text{ m} \leq \frac{B}{24} = 0,08 \text{m}$$

$$A_s = \frac{Nu'(B-b)}{8.d.348}$$

$$Nu' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u$$

$$Nu' = \left(1 + \frac{0,084}{2,5}\right) 622,83 = 643,76 \text{ KN}$$

$$A_s = 8,86 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.5. Calcul de la section d'armature.

	N (kN)	N'(kN)	d (cm)	D (cm)	Acal(cm <sup>2</sup> )	Aado(cm <sup>2</sup> )
ELU	622,8366	643,76	60	50	8,86	8HA14

## -Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A(\text{cm}^2) \cdot B(\text{m})}{4} = \frac{12,32 \cdot 2,5}{4} = 7,7 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}12$$

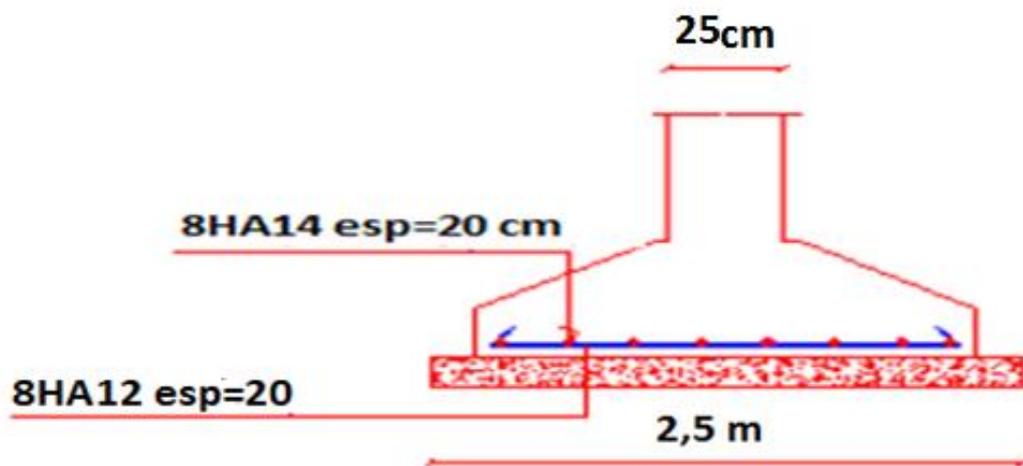


Figure VI.5. Schéma ferrailage de semelle filante.

## Conclusion générale

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés au comportement des structures de bâtiment en béton armé en fonction du système de contreventement et à l'influence du saut de rigidité sur la stabilité et la réponse des structures au séisme à travers un exemple simple d'un bâtiment en R+3.

Dans un premier temps nous avons modélisé la structure en considérant un système auto stable poteaux-poutres. Dans un second temps, nous avons modélisé la structure du bâtiment en adoptant un système mixte portiques/voiles. Nous avons testé 11 variantes pour aboutir à une structure stable satisfaisant les recommandations du RPA99/2003, notamment l'article 4.2.4 du RPA99/2003 relatif à la période.

L'étude comparative entre les deux types de structure (structure auto stable (poteau-poutre), structure mixte), est axée sur la réponse au séisme à travers les principaux paramètres dynamiques qui sont la période fondamentale, les déplacements, ....

Il se résulte de cette étude que bien que notre bâtiment soit de faible hauteur (moins de 17m en zone de moyenne sismicité), l'ossature en portiques est inappropriée du point de vue comportement dynamique. Aucune recommandation du règlement parasismique RPA99/2003 n'est satisfaite et les effets de torsion sont importants pour tous les modes !

L'ossature mixte portiques/voiles s'est avérée nécessaire pour stabiliser la structure et satisfaire les exigences réglementaires en matière de construction parasismique.

Ceci est évident, puisque la période diminue avec l'augmentation de la rigidité de la structure, ce qui justifie le fait que la condition sur la période (Article 4.2.4 de l'RPA99/2003), n'est pas vérifiée dans la structure poteau- poutre, par contre elle est vérifiée pour les structures à contreventement mixte.

Une construction rigide se déplace moins qu'une construction moins rigide, cela justifie le fait que l'effet  $P-\Delta$  (Article 5.9 de l'RPA99/2003), est important dans la structure poteau-poutre où les déplacements inter-étages sont importants par rapport aux structures mixtes.

En changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre, on crée des discontinuités et on provoque de brusques variations de rigidité et de résistance du bâtiment.

Il peut en résulter des hétérogénéités dans le comportement dynamique, d'où des sollicitations supplémentaires et des problèmes de transmission des efforts à l'échelle locale.



# Références bibliographiques

## ➤ Règlements

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

### • *Livres*

- Pratique de BAEL91 .....Jean Perchat –Roux
- Thèses traités.

## ➤ Cours

- Béton armé (3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> année)
- Dynamique des structures (4<sup>eme</sup> année)
- Cours de bâtiment (4<sup>eme</sup> année)
- Résistance des matériaux (2<sup>em</sup><sup>e</sup> et 3<sup>eme</sup> année)

## ➤ Logiciels

- ETABS.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2010.....Dessin
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitement du texte.