

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**UNIVERSITE BLIDA-1-**

جامعة-البليدة-1-

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**

كلية التكنولوجيا

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

دائرة الهندسة المدنية



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

En vue de l'Obtention du diplôme

de Master 2 en Génie Civil

Option : MATERIAUX

**THÈME**

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+10+1 SOUS-SOL) A USAGE  
HABITATION ET COMMERCE EN FORME «C»  
CONTREVENTE PAR DES VOILES ET DES PORTIQUES EN  
BETON ARME**

**Réalisé par :**

- ❖ **DERBALA Ihab Farid,**
- ❖ **KAOUR Aymen.**

**Promotrice :**

- ❖ **M<sup>me</sup> K.MEGUENNI**
- Co promotrice :**
- ❖ **M<sup>me</sup> N.BENTLEMCEN**

**PROMOTION : 2021- 2022**



## REMERCIEMENTS

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

*Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice*

***K. MEGUENNI** et co-promotrice **N.BENTLEMCEN** qu'ont su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.*

*Nous ne manquerions pas de remercier vivement les enseignants du département de **GENIE CIVIL** qui nous ont suivies tout au long de notre cursus, et qui nous ont permis d'acquérir les connaissances nécessaires pour l'élaboration de ce modeste travail.*

*Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner ce manuscrit.*

*Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apportés aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.*

*DERBALA IHAB FARID*

*KAOUR AYMEN*

*Dédicace :*

*Je dédie ce travail à :*

*Je dédie ce travail à :. Mes parents, qui a fait tant de sacrifices pour que j'arrive où j'en suis aujourd'hui, qui a toujours été là pour me reconforter et m'accorder son soutien moral, que ce soit dans mes études Ouen dehors.*

*A mon frère Islem et mes sœurs Ikram et Nour.*

*A mes amis Islem, Aymen, Parisien, Ilyes, Ouail, Abd Elmoumen, Djihed, Bourhane, mon binôme, pour avoir été une source de motivation durant l'élaboration de ce travail.*

*Pour finir je souhaite aussi remercier tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin dans mon parcours éducatif et universitaire en particulier, spécialement Mm AOUALI, Mm ADJLEN*

*MERCI !*

*KAOUR Aymen*

## *Dédicace :*

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

\*A ma mère,

Tu m'as donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir.

Tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte.

\*A mon père,

L'épaule solide, l'œil attentif et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect.

Aucune dédicace ne pourrait exprimer mes sentiments, que Dieu te préserve et te procure santé et longue vie.

\*A mon frère et mes sœurs qui ont été toujours à mes côtés,

\*A mon ami et mon bras droit AROUN Yacine,

\* A tous mes collègues,

\*Sans oublier mon binôme KAOUR Aymen pour sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

*DERBALA Ihab Farid*

## RESUME :

Le présent travail est consacré à l'étude d'une structure (R+10+1 SOUS-SOL) à usage d'habitation, contreventée par des portiques et des voiles. Cette structure est implantée à Blida (zone de forte sismicité, zone III).

L'étude de ce projet porte dans un premier temps sur le pré dimensionnement des éléments structuraux et les éléments non structuraux de la structure, ensuite sa modélisation par un logiciel de calcul des structures afin d'effectuer une analyse sismique et dynamique. Les résultats obtenus seront utilisés dans le ferrailage des éléments structuraux et en dernier lieu, l'étude de l'infrastructure.

L'étude sera faite conformément aux règles parasismiques Algériennes (RPA99 modifiées 2003), aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) et en appliquant le BAEL91.

## ملخص :

تم تخصيص هذا العمل لدراسة هيكل (طابق تحتي + طابق أرضي + 10 طوابق) للاستخدام السكني، مدعوم بأروقة وأشرفة. يقع هذا الهيكل في البلدية (منطقة عالية الزلازل، المنطقة الثالثة).

تتعلق دراسة هذا المشروع في البداية بالأبعاد المسبقة للعناصر الهيكلية والعناصر غير الهيكلية للهيكل، ثم نمذجتها بواسطة برنامج الحساب الهيكلي من أجل إجراء تحليل زلزالي وديناميكي. سيتم استخدام النتائج التي تم الحصول عليها في تقوية العناصر الهيكلية وأخيراً دراسة البنية التحتية.

ستتم الدراسة وفقاً لقواعد الزلازل الجزائرية (RPA99 معدل 2003) وقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93) و تطبيق (BAEL91).

## ABSTRACT:

This work is devoted to the study of a structure (R + 10 + 1 BASEMENT) for residential use, braced by porticoes and sails. This structure is located in Blida (zone of high seismicity, zone III).

The study of this project initially concerns the pre-dimensioning of the structural elements and the non-structural elements of the structure, then its modeling by structural calculation software in order to carry out a seismic and dynamic analysis. The results obtained will be used in the reinforcement of the structural elements and finally, the study of the infrastructure.

The study will be made in accordance with the Algerian seismic rules (RPA99 modified 2003), the design and calculation rules for reinforced concrete structures (CBA93) and by applying the BAEL91.

**Remerciement**

**Dédicaces**

**Résumé**

**Liste des tableaux**

**Listes des figures**

**Plans**

**Introduction.....1**

**CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L’OUVRAGE**

1.1 Introduction :..... 2

1.2 Présentation de l’ouvrage :..... 2

    1.2.1 Caractéristiques géométriques : ..... 3

    1.2.2 Système constructif de l’ouvrage :..... 3

1.3 Classification de bâtiment selon (*RPA 99 versions 2003*) :..... 4

1.4 Règlements utilisés en BA :..... 4

1.5 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :..... 5

    1.5.1 Béton :..... 5

    1.5.2 ACIERS :..... 9

1.6 Hypothèses de calcul :..... 11

**Chapitre 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT**

2.1 Introduction :..... 12

2.2 Pré-dimensionnement des planchers :..... 12

    2.2.1 Plancher en corps creux..... 14

2.3 Evaluation des charges :..... 15

    2.3.1 Charges permanentes : ..... 15

    2.3.2 Charges d’exploitations :..... 17

2.4 Pré-dimensionnement des poutres :..... 17

2.5 Pré-dimensionnement des poteaux :..... 19

2.5.1	Procédure de pré-dimensionnement : .....	19
2.5.2	Evaluation de l'effort normal ultime : .....	21
2.6	Pré-dimensionnement des voiles : .....	32
2.7	Pré-dimensionnement Du sou sol : .....	34
2.8	Pré-dimensionnement des poteaux : .....	35
2.8.1	Evaluation de l'effort normal ultime : .....	36

### **Chapitre 3 : ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES**

3.1	Introduction: .....	41
3.2	Acrotère : .....	41
3.2.1	Définition : .....	41
3.2.2	Evaluation des charges : .....	41
3.2.3	Calcul des efforts : .....	42
3.2.4	Ferraillage de l'acrotère .....	43
3.2.5	Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 : .....	44
3.2.6	Armatures de répartition.....	44
3.2.7	Détermination de l'axe neutre : .....	44
3.2.8	Vérification des contraintes.....	46
3.2.9	Vérification de l'effort tranchant.....	46
3.3	Escaliers : .....	47
3.3.1	Introduction .....	47
3.3.2	Définition des éléments d'un escalier : .....	47
3.3.3	Détermination des sollicitations .....	51
3.4	Etude des planchers .....	59
3.4.1	Introduction .....	59
3.4.2	Plancher à corps creux : .....	59
3.5	Plancher en dalle pleine : .....	78

3.5.1	Evaluation des charges : .....	78
3.6	Etude des balcons : .....	84
3.6.1	Introduction .....	84
3.6.2	Calcul des charges sollicitant le balcon.....	84

## **Chapitre 4 : ETUDE DINAMIQUE EN ZONE SISMIQUE**

4.1	Introduction : .....	91
4.2	Etude dynamique : .....	91
4.2.1	Introduction : .....	91
4.2.2	Modélisation mathématique : .....	91
4.2.3	Caractéristiques dynamiques propres : .....	91
4.3	Modélisation de la structure : .....	93
4.3.1	Présentation du programme ETABS 18.0.2 : .....	93
4.3.2	Modélisation de rigidité : .....	94
4.3.3	L'analyse : .....	94
4.3.4	Modélisation de la masse : .....	94
4.3.5	Conception du contreventement vertical : .....	95
4.4	Etude sismique : .....	95
4.4.1	Stratégie du calcul sismique : .....	95
4.4.2	Choix de la méthode calcul : .....	97
4.4.3	Analyse spectrale : .....	97
4.5	Résultats de l'analyse sismique : .....	102
4.6	Conclusion : .....	136

## **Chapitre 5 : CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS**

5.1	Introduction .....	137
-----	--------------------	-----

5.2	Ferraillage des poteaux : .....	137
5.2.1	Poteaux centraux : .....	137
5.2.2	Poteaux de rive : .....	151
5.2.3	Poteaux d'angle : .....	164
5.2.4	Ferraillage des Poteaux du Sous-sol.....	176
5.3	Ferraillage des poutres : .....	177
5.3.1	Introduction : .....	177
5.3.2	Recommandations selon RPA99 version 2003 : .....	178
5.3.3	Calcul de ferraillage : .....	178
5.3.4	Choix des armatures : .....	182
5.3.5	Condition de non fragilité.....	183
5.3.6	Vérification vis à vis de l'ELS : .....	183
5.3.7	Calcul des armatures transversales : .....	185
5.3.8	Recouvrement des armatures longitudinales : .....	186
5.3.9	Arrêt des barres : .....	186
5.3.10	Vérification de la flèche : .....	187
5.3.11	Schéma de ferraillage des poutres : .....	195
5.4	Ferraillage des voiles:.....	198
5.4.1	Méthode des contraintes : .....	198
5.4.2	Introduction au ferraillage des voiles : .....	199
5.4.3	Justification s sous sollicitations normales.....	201
5.4.4	. Procédure De Ferraillage Des Trumeaux. ....	205
5.5	Présentation des résultats.....	212

## **Chapitre 6 : ETUDE DES FONDATIONS**

6.1	Introduction : .....	226
6.2	Choix de type de fondation : .....	226
6.3	Calcul des fondations : .....	226

6.3.1	Semelle isolée:.....	227
6.3.2	Semelles filantes.....	228
6.3.3	Radier générale.....	229
6.4	Etude du voile périphérique : .....	247
6.4.1	Introduction .....	247
6.4.2	Pré dimensionnement : .....	247
6.4.3	Évaluation des Charges :.....	247
<b>Conclusion générale.....</b>		<b>252</b>
<b>Références bibliographiques</b>		
<b>Annexe</b>		



## Liste des tableaux

---

### Chapitre 2:

<b>2.1:</b> Composition de la terrasse (inaccessible).....	15
<b>2.2:</b> Composition du plancher courant.....	15
<b>2.3:</b> Composition de la dalle pleine.....	16
<b>2.4:</b> Composition de la dalle pleine ( sous sol ).....	16
<b>2.5:</b> Composition de mur extérieur.....	16
<b>2.6:</b> Composition de mur intérieur.....	17
<b>2.7:</b> Charges d'exploitations.....	17
<b>2.8:</b> Pré-dimensionnement des poutres.....	18
<b>2.9:</b> Surface reprise par chaque poteau.....	21
<b>2.10:</b> Dégression des surcharges.....	22
<b>2.11:</b> La descente des charges permanentes (Poteau central).....	24
<b>2.12:</b> La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).....	24
<b>2.13:</b> choix final des poteaux centraux.....	25
<b>2.14:</b> Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	25
<b>2.15 :</b> La descente des charges permanentes (Poteau de rive).....	27
<b>2.16:</b> La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau de rive).....	28
<b>2.17:</b> choix final des poteaux de rives.....	28
<b>2.18 :</b> Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux de rives à l'ELS.....	29
<b>2.19 :</b> La descente des charges permanentes (Poteau d'angle).....	30
<b>2.20:</b> La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau d'angle).....	31
<b>2.21 :</b> choix final des poteaux d'angle.....	31
<b>2.22 :</b> Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux d'angle à l'ELS.....	32
<b>2.23 :</b> Pré-dimensionnement des poutres du sous sol .....	35
<b>2.24:</b> Surface reprise par chaque poteau.....	35
<b>2.25 :</b> Dégression des surcharges. ....	36
<b>2.26 :</b> La descente des charges permanentes (Poteau central). ....	37
<b>2.27:</b> La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central). ....	37
<b>2.28 :</b> choix final des poteaux centraux. ....	37

## Liste des tableaux

---

<b>2.29:</b> Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux centraux à l'ELS.....	37
<b>2.30:</b> La descente des charges permanentes (Poteau de rive). ....	38
<b>2.31:</b> La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau de rive) .....	38
<b>2.32:</b> choix final des poteaux de rive.....	38
<b>2.33:</b> Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux de rive à l'ELS.....	38
<b>2.34 :</b> La descente des charges permanentes (Poteau d'angle). ....	39
<b>2.35 :</b> La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau d'angle). ....	39
<b>2.36 :</b> choix final des poteaux d'angle.....	39
<b>2.37 :</b> Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux d'angle à l'ELS.....	39

### Chapitre 3:

<b>3.1 :</b> Les charges de la volée.....	50
<b>3.2 :</b> Les charges de la volée.....	50
<b>3.3.</b> Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U) .....	54
<b>3.4.</b> Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S) .....	54
<b>3.5 :</b> Ferrailage de l'escalier.....	55
<b>3.6 :</b> Vérification des contraintes.....	57
<b>3.7 :</b> Vérification de la flèche de l'escalier.....	58
<b>3.8.</b> Charges et surcharges sur les poutrelles.....	61
<b>3.9</b> Evaluation des charges de la poutrelle avant le coulage.....	64
<b>3.10.</b> Moment fléchissant à ELU de la poutrelle à 3 travées.....	66
<b>3.11.</b> Moment fléchissant à ELS de la poutrelle à 3 travées.....	67
<b>3.12.</b> Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 02 travée. ELU.....	68
<b>3.13.</b> Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 02 travée. ELS.....	69
<b>3.14.</b> Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	70
<b>3.15.</b> Vérification de la contrainte de béton.....	71
<b>3.16.</b> Calcul de la flèche.....	73
<b>3.17.</b> Ferrailage de la dalle pleine.....	75

## Liste des tableaux

---

3.18. Vérification des contraintes à l'ELS.....	79
3.19. Calcul de la flèche.....	81
3.20. Charge permanente sur le balcon.....	82
3.21. Charge concentrée sur le balcon.....	84
3.22. Les combinaisons des charges.....	85
3.23. Ferrailage de balcon.....	85
3.24. Vérification des contraintes à l'ELS.....	86
3.25. Calcul de la flèche.....	89

### Chapitre 4 :

4.1 : Valeurs de Pénalités.....	99
4.2 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau poteau centraux.....	103
4.3 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau poteau de rive.....	104
4.4 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau poteau d'angle.....	104
4.5 : Participation massique du modèle initial. ....	105
4.6 : Participation massique du 2 <sup>ème</sup> modèle.....	107
4.7 : Vérification des déplacements inter-étage selon (x-x). ....	111
4.8: Vérification des déplacements inter-étage selon (y-y) ....	112
4.9 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux centraux. ....	113
4.10 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux de rive. ....	113
4.11 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux d'angle. ....	114
4.12: participation massique du modèle final. ....	116
4.13 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x). ....	119
4.14 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y) ....	120
4.15 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux centraux.....	121
4.16 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de rive.....	122
4.17 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux d'angle.....	123
4.18 : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x). ....	124
4.19 : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y). ....	125
4.21 : Poids cumulée de chaque étage.....	125
4.22 : participation massique du modèle final. ....	126
4.23 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x). ....	129

## Liste des tableaux

---

4.24 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y). ....	130
4.25 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux centraux.....	131
4.26 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de rive. ....	132
4.27 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux d'angle.....	133
4.28 : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x). ....	134
4.29 : Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y) ....	135
4.30 : Poids cumulée de chaque étage. ....	135
4.31 : Poids cumulée de chaque étage.....	135

### Chapitre 5 :

5.1. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	137
5.2. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	138
5.3. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). ....	138
5.4. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	139
5.5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	140
5.6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). ....	140
5.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	141
5.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	142
5.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). ....	142
5.10. Choix des armatures des poteaux. ....	143
5.11. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\text{Max}}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	144
5.12. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	144
5.13. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). ....	145
5.14. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. ....	146
5.15. Espacement maximales selon RPA99 des poteaux. ....	148
5.16. Choix des armatures transversales pour les poteaux. ....	149
5.17. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	151
5.18. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). ....	151

## Liste des tableaux

---

5.19. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). .....	152
5.20. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	153
5.21. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	154
5.22. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). .....	154
5.23. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	155
5.24. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	156
5.25. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). .....	156
5.26. Choix des armatures des poteaux.....	157
5.27. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\text{Max}}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	158
5.28. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	158
5.29. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). .....	159
5.30. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. ....	169
5.31. Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.....	162
5.32. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	163
5.33. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	165
5.34. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	165
5.35. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). .....	166
5.36. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	166
5.37. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	167
5.38. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). .....	167
5.39. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	168
5.40. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	168
5.41. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). .....	169
5.42. Choix des armatures des poteaux.....	169
5.43. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\text{Max}}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	170
5.44. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ). .....	171
5.45. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ). .....	171
5.46. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. ....	173

## Liste des tableaux

---

<b>5.47.</b> Espacement maximales selon RPA99 des poteaux. ....	175
<b>5.48.</b> Choix des armatures transversales pour les poteaux. ....	175
<b>5.49:</b> Ferrailage des poutres porteuses 30x55. ....	179
<b>5.50:</b> Ferrailage des poutres porteuses 30x55.....	180
<b>5.1:</b> Ferrailage des poutres porteuses 30x55. ....	180
<b>5.52:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.....	180
<b>5.53:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x45. ....	181
<b>5.54:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.....	181
<b>5.55:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x40. ....	181
<b>5.56:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	181
<b>5.57:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	182
<b>5.58:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	182
<b>5.59:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x40. ....	182
<b>5.60:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.....	183
<b>5.61:</b> Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x55.....	183
<b>5.62:</b> Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.....	183
<b>5.63:</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.....	183
<b>5.64:</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40. ....	184
<b>5.65:</b> Vérification de la condition de non fragilité.....	184
<b>5.66:</b> Vérification des poutres (30X55) à l'ELS. ....	185
<b>5.67:</b> Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.....	185
<b>5.68:</b> Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.....	185
<b>5.69:</b> Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.....	185
<b>5.70:</b> Vérification de la contrainte de cisaillement.....	186
<b>5.71:</b> calcul des armatures transversales.....	187
<b>5.72:</b> Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	189
<b>5.73:</b> Ferrailage des poutres porteuses 30x55(pour les bouts de voile). ....	190

## Liste des tableaux

---

<b>5.74:</b> Ferrailage des poutres porteuses 30x55(pour les bouts de voile). .....	190
<b>5.75:</b> Ferrailage des poutres porteuses 30x55(pour les bouts de voile). .....	190
<b>5.76:</b> Ferrailage des poutres porteuses 30x45(pour les bouts de voile). .....	191
<b>5.77:</b> Ferrailage des poutres porteuses 30x45(pour les bouts de voile). .....	191
<b>5.78:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile). .....	191
<b>5.79:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile). .....	191
<b>5.80:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile). .....	192
<b>5.81:</b> Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile). .....	192
<b>5.82:</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x55(pour les bouts de voile).....	192
<b>5.83:</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile)...	193
<b>5.84:</b> Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile)..	193
<b>5.85:</b> Vérification de la condition de non fragilité 30x45(pour les bouts de voile). .....	193
<b>5.86:</b> Vérification des poutres à l'ELS 30x55(pour les bouts de voile). .....	193
<b>5.87:</b> Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile). .....	194
<b>5.88:</b> Vérification des poutres à l'ELS 30x40(pour les bouts de voile). .....	194
<b>5.89:</b> Vérification de la contrainte de cisaillement 30x45(pour les bouts de voile). .....	194
<b>5.90:</b> Calcul des armatures transversales 30x45(pour les bouts de voile). .....	195
<b>5.91:</b> Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x45(pour les bouts de voile). .....	195
<b>5.92 :</b> Valeurs de $(l_f/l)$ . .....	204
<b>5.93 :</b> Calcul de $\sigma_{u\ lim}$ . .....	205
<b>5.94 :</b> Aciers verticaux et horizontaux.....	210
<b>5.95 :</b> Acers transversaux. ....	211
<b>5.96 :</b> Calcul de $\sigma_{ba}$ et $\sigma_{bna}$ pour l'exemple.....	214
<b>5.97 :</b> Calcul des armatures verticales de l'exemple.....	215
<b>5.98 :</b> Caractéristiques des voiles.....	215

## Liste des tableaux

---

<b>5.99</b> : Calcul des armatures du voile (V1). .....	216
<b>5.100</b> : Calcul des armatures du voile (V2). .....	216
<b>5.101</b> : Calcul des armatures du voile (V3 V5). .....	217
<b>5.102</b> : Calcul des armatures du voile (V11). .....	217
<b>5.103</b> : Calcul des armatures du voile (V4 V7 V8). .....	218
<b>5.104</b> : Calcul des armatures du voile (V6). .....	218
<b>5.105</b> : Calcul des armatures du voile (V12 V9). .....	218
<b>5.106</b> : Calcul des armatures du voile (V10). .....	219
<b>5.107</b> : Calcul des armatures du voile (V14). .....	219
<b>5.108</b> : Calcul des armatures du voile (V15). .....	220
<b>5.109</b> : Calcul des armatures du voile (V16). .....	221
<b>5.110</b> : Calcul des aciers de coutures des voiles.....	222
<b>5.111</b> : Calcul des aciers horizontaux des voiles. ....	223
 <b>Chapitre 6 :</b>	
<b>6.1</b> : Sections des semelles filantes.....	229
<b>6.2</b> : Choix la hauteur de nervure. ....	233
<b>6.3</b> : caractéristiques géométriques du radier.....	233
<b>6.4</b> : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	236
<b>6.5</b> : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	236
<b>6.6</b> : Calcul des moments à l'ELU. ....	238
<b>6.7</b> : Calcul des moments à l'ELS. ....	238
<b>6.8</b> : Ferrailage des panneaux du radier.....	239
<b>6.9</b> : Vérification des contraintes (radier). ....	240
<b>6.10</b> : Ferrailage des nervures sens (y-y). ....	241
<b>6.11</b> : Ferrailage des nervures sens (x-x) .....	241
<b>6.12</b> : Vérification des contraintes (Nervure) .....	242
<b>6.13</b> : Ferrailage du débord.....	245

## Liste des tableaux

---

<b>6.14:</b> Vérification des contraintes du débord.....	246
<b>6.15 :</b> Ferrailage du Voile Périphérique.....	249
<b>6.16 :</b> Vérification des contraintes à l'ELS.....	250

# Liste des figures

---

## Chapitre 1 :

1.1. Façade de bâtiment.....	2
1.2. Plan de RDC.....	3
1.3. Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.....	8
1.4. Diagramme contrainte-déformation du béton a ELU.....	8
1.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU. ....	9

## Chapitre 2 :

2. 1: Détails d'un plancher à dalle pleine.....	12
2. 2 :Détails d'un plancher corp creux.....	14
2.3 : surface reprise par le poteau central.....	22
2.4 : Schéma de voile.....	33
2.5 : surface reprise par le poteau central.....	36

## Chapitre 3 :

3.1 : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.....	43
3.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.....	43
3.3 : Ferrailage de l'acrotère.....	45
3.4 : Distance de l'axe neutre.....	47
3.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	48
3.6 Eléments d'un escalier.....	52
3.7. Diagrammes des sollicitations ELU.....	53
3.8. Diagrammes des sollicitations ELS.....	59
3.9 : schéma de ferrailage de l'escalier.....	60
3.10. Corps Creux.....	60
3.11. Schéma de poutrelle.....	62
3.12. Schéma statique de la poutrelle à 3 travées.....	62
3.13 : Schéma statique de la poutrelle à 2 travées.....	65
3.13: Moment fléchissant, de la poutrelle à 3 travée.....	65

## Liste des figures

---

<b>3.14:</b> Effort tranchant de la poutrelle à 3 travée.....	67
<b>3.15 :</b> Moment fléchissant, de la poutrelle à 2 travée.....	68
<b>3.16 :</b> Effort tranchant de la poutrelle à 2 travée.....	77
<b>3.17 :</b> schéma de ferrailage des poutrelles.....	78
<b>3.18 :</b> schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	83
<b>3.19 :</b> schéma de ferrailage de balcon.....	90

### Chapitre 4 :

<b>4.1 :</b> Spectre de réponse.....	99
<b>4.2 :</b> Vue en 3D du modèle initial.....	102
<b>4.3 :</b> Vue en plan du modèle initial.....	103
<b>4.4 :</b> Vue en 3D du modèle 1.....	106
<b>4.5:</b> vue en plan du modèle 1.....	107
<b>4.6 :</b> Spectre de réponse.....	126

### Chapitre 5 :

<b>5.1.</b> ferrailage des poteaux centraux.....	150
<b>5.2.</b> Ferrailage des poteaux de rive.....	164
<b>5.3.</b> Ferrailage des poteaux d'angle.....	176
<b>5.5 :</b> Arrêt des barres.....	178
<b>5.8 :</b> élément de section rectangulaire.....	201
<b>5.9 :</b> ferrailage classique du voile en béton armé.....	202
<b>5.10 :</b> Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.....	207
<b>5.11 :</b> Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	209
<b>5.12 :</b> Disposition des voiles.....	213
<b>5.12 :</b> Contraintes $\delta_{22}$ .....	224

## Liste des figures

---

<b>5.13</b> : Contraintes $\delta_{12}$ .....	224
<b>5.14</b> : détail de ferrailage du voile, coupe horizontale.....	225
 <b>Chapitre 6 :</b>	
<b>6.1</b> : semelles isolée sous poteaux .....	227
<b>6.2</b> : Semelles filantes .....	228
<b>6.3</b> : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	230
<b>6.4</b> : Schéma statique du bâtiment.....	234
<b>6.5</b> : Contraintes sous le radier.....	235
<b>6.6</b> : Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité..	239
<b>6.7</b> : Ferrailage de la Dalle du Radier.....	240
<b>6.8</b> : Ferrailage des nervures du sens porteur.....	243
<b>6.9</b> : Ferrailage des nervures du sens non porteur.....	244
<b>6.10</b> : Schéma statique du débord.....	244
<b>6.11</b> : Diagramme des Moments.....	244
<b>6.12</b> : Ferrailage du Débord.....	246
<b>6.13</b> : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	248
<b>6.14</b> : Ferrailage du Voile Périphérique.....	251

# Introduction générale

---

## 1.INTRODUCTION GENERALE

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques, dont le phénomène de ruine structurelle partielle ou total des constructions ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue plus que nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût ;
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines ;
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, nous proposons de faire une étude pour un bâtiment de R + 10 + 1 sous-sol.

Notre mémoire se structure comme suit :

- ◆ Le 1<sup>er</sup> chapitre constitue une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- ◆ L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments résistants (Poteaux, poutres et voiles).
- ◆ Dans le troisième chapitre nous étudions les éléments secondaires (acrotère, escaliers, poutrelle, dalle pleine, balcon).
- ◆ Le quatrième chapitre qui est une étape importante pour notre étude ; c'est la modélisation des structures et la détermination des modes de vibrations.
- ◆ L'étude parasismique du bâtiment sera faite par l'analyse d'éléments finis de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 18.0.2
- ◆ Le calcul de ferraillement des éléments structuraux a été déterminé avec le logiciel SOCOTEC et EXPERT, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 18.0.2, sera l'objectif du cinquième chapitre.
- ◆ Le dernier chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

Et enfin, Nous terminons ce document par une conclusion générale.

### 1.1. Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+10+ISS**) à usage multiples, l'ouvrage est implanté à Boulevard Houari Mahfoud Blida, qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.



**Figure 1.1.** Façade de bâtiment.

### 1.2. Présentation De L'ouvrage :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué deux blocs, la fonction de chaque étage est défini comme suite :

- Un sous-sol (parking).
- RDC (usage commercial).
- 10 étages : du 01<sup>er</sup> au 10<sup>ème</sup> (usage habitation).
- 01 terrasse inaccessible.

Cette structure présente des irrégularités en plan

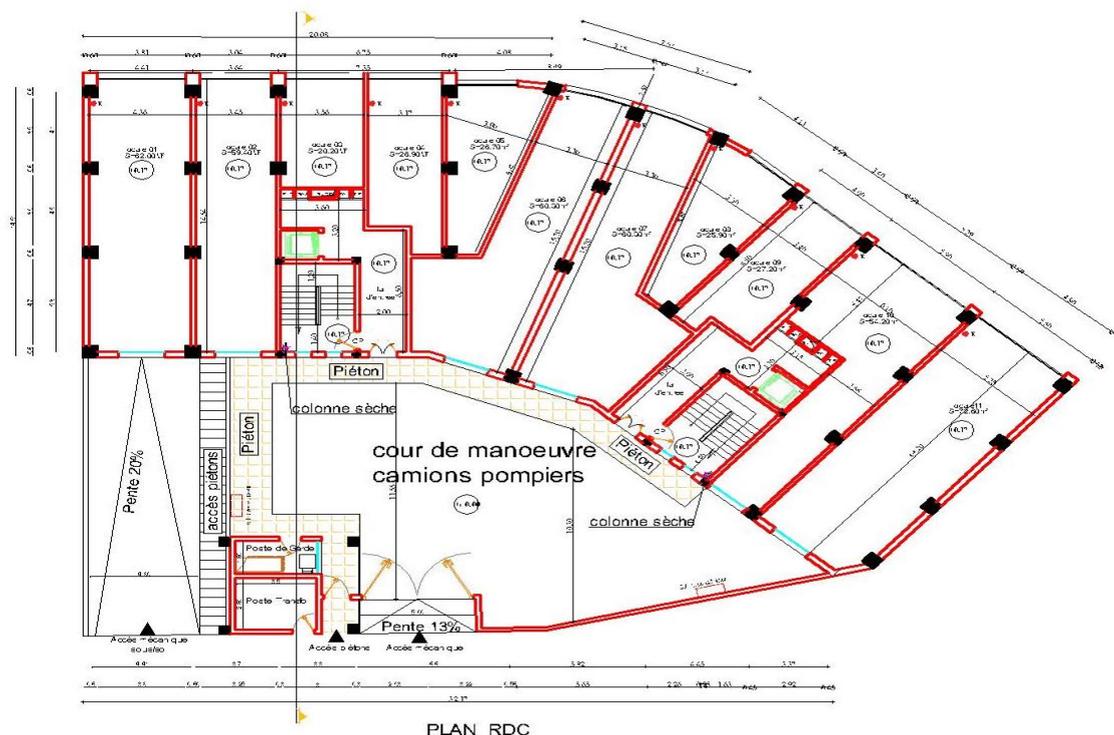


Figure 1.2. Plan de RDC.

1.2.1. Caractéristiques géométriques :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....33,17 m.
- Hauteur du sous-sol .....3,50 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée .....3,50 m.
- Hauteur des étages courant.....2,89 m.

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan .....42,49 m.
- Largeur totale en plan .....27,11 m.

1.2.2. système constructif de l'ouvrage :

Le bâtiment est assuré par une structure résistante constituée de portiques contreventés par des voiles suivant qui assure la rigidité et la stabilité de la structure.

Donc selon (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement de bâtiment est un système de contreventement par des voiles et des portiques.

**1.3. Classification de bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) :**

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ *groupe B2* ”, car il est à usage multiples dont la hauteur ne dépasse pas **48 m**.

**1.4. Règlements utilisés en BA :****a/ Plancher :**

Les planchers, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Dans notre projet (bâtiment), on a deux types de plancher :

- Plancher à dalle pleine.
- Plancher en corps creux.

**b/ Escalier :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment, on a un type d'escalier :

- Escaliers avec palier de repos qui sont constituées de deux volées.

**c/ Terrasse :**

Notre structure comporte un seul type de terrasse :

- Terrasse inaccessible.

**d/ Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (**15 cm** et **10 cm** d'épaisseur) séparée par une âme d'air de **5 cm** d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de **10 cm** d'épaisseur.

**e/ Acrotère :**

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

**f/ Infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

- La contrainte admissible du sol est de **2.5 bars (selon un rapport de sol)**.

- La catégorie de site  $S_3$  : site meuble.

- La profondeur d'ancrage de l'infrastructure.

**1.5. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA 99 version 2003** et **CBA93**).

**1.5.1. Béton :****a. Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

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

1. une résistance mécanique élevée.

2. un retrait minimum.

3. une bonne tenue dans le temps.

- **Granulats** : pour un béton ordinaire les dimensions des granulats sont comprises entre :  
 $0,2\text{mm} < C_g < 25\text{mm}$ .

- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton ordinaire est le ciment portland composé de classe 42,5 (CEMII/B).

- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

- **Sable** : sable 0/5, il a été utilisé pour la construction et le sable 0/2,5 qui a été utilisé pour la maçonnerie.

**b. Résistance du béton :**

Béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « **j** » jours.

**b.1. Résistance à la compression :**

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée  $f_{c28}$ . Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16x32) dont la hauteur est double du diamètre et de section  $200 \text{ cm}^2$ .

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

**b.2. Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction à « **j** » jours notée par «  $f_{ij}$  », elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Pour  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ , on trouve  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$

**c. Module de déformation longitudinale :**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte application, connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinale".

**c.1. Module d'élasticité instantané «  $E_{ij}$  » :**

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24 heures), on admet qu'à **j** jours, le module d'élasticité instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Donc :  $E_{ij} = 34179.558 \text{ MPa}$

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression à **j** jours. (MPa)

**c.2. Module d'élasticité différé «  $E_{vj}$  » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à **j** jours, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa})$$

Donc :  $E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$

**d. Coefficient de poisson :**

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

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

- **E.L.U :**

$\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré) .

- **E.L.S :**

$\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré).

**e. Poids volumique :**

On adopte la valeur :

$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$  pour le BA.

$\rho = 22 \text{ à } 23 \text{ kN/m}^3$  pour le béton.

**f. Les contraintes limites de calcul :****f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

**Avec :**

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.....  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bc} = 22.17 \text{ MPa}$

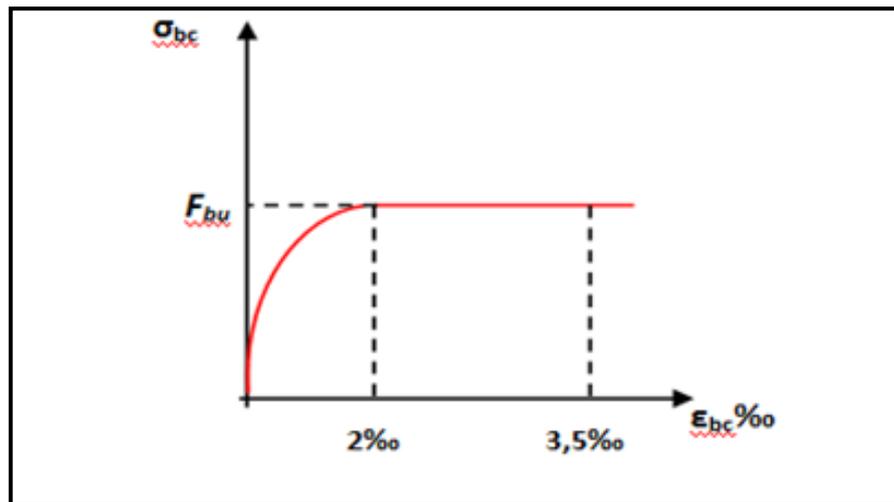
$\theta$  = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

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

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

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

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



**Figure 1.3.** Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU.

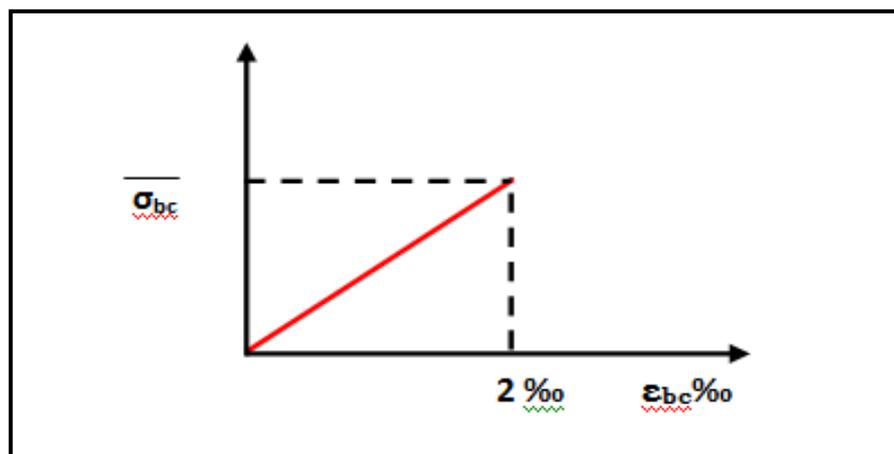
### f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

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

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton .
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \text{ on trouve : } \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$



**Figure 1.4.** Diagramme contrainte-déformation du béton à ELS.

### 1.5.2. ACIERS :

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

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses ( $\emptyset$ ) : **FeE240**
- Barres à haute adhérences (HA) : **FeE500**
- Treillis soudés (TS) : **TLE520  $\emptyset=6\text{ mm}$**  pour les dalles.

#### a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): ( $f_e = 235\text{ MPa}$ )
- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 500\text{ MPa}$ .
- Treillis soudés (TS) :  $f_e = 520\text{ MPa}$ .

#### b. Module d'élasticité des aciers :

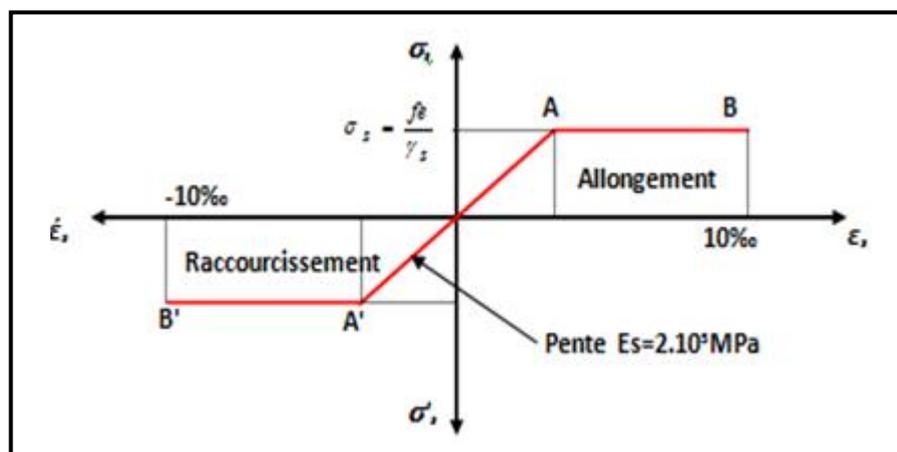
Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

#### c. Les contraintes limites de calcul :

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

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:



**Figure 1.5.** Diagramme contrainte-déformation de l'acier à ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

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

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

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier. :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE500 on a :  $\varepsilon_{es} = \frac{500}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 2,07 \text{‰}$

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

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

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \max(240 \text{MPa}; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \text{Min} \left( \frac{1}{2} f_e, \max(200 \text{MPa}; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right)$

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

### d. Le coefficient d'équivalence :

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

n : Coefficient d'équivalence.

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

$E_b$  : Module de déformation du béton

**1.4. Hypothèses de calcul :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3,5 ‰** en flexion simple ou composée et à **2‰** dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à **10‰**.
- La contrainte de calcul, notée " $\sigma_s$ " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  est égale à :

$$\diamond \text{ Rond lisse } \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\diamond \text{ Haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 434,78 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture :  $\varepsilon_s = 10\%$

### 2.1. Introduction :

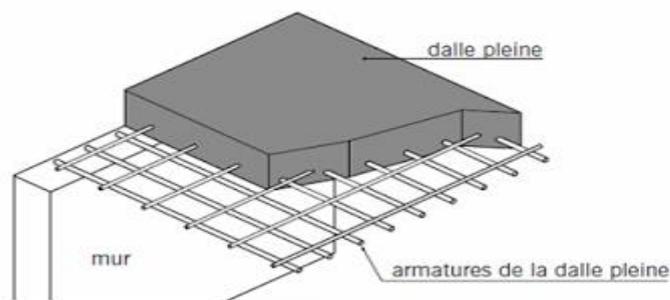
Le but du pré-dimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du **RPA99 V2003**, **CBA93** et **BAEL 91 modifié 99**.

### 2.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux dont leur épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan et peuvent reposer sur 2, 3 et 4 appuis.

#### a) Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.



**Figure 2. 1:** Détails d'un plancher à dalle pleine.

On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

Le coupe-feu est obtenu par la dalle de compression. Autrement, plus on augmente l'épaisseur de béton plus le plancher est résistant au feu.

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

$e = 11 \text{ cm}$       Pour deux heures de coupe – feu

$e = 17,5 \text{ cm}$       Pour quatre heures de coupe – feu

Alors, on prend :  **$e = 11 \text{ cm}$** .

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes [1] :

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

**Avec :**

$e$  = Epaisseur de la dalle pleine.

$L_x$  = La petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$L_x = 5,00\text{m}$

$e = L_x / L_y = 5,0 / 7,76 = 0,64$        $0,4 < e < 1$

Dalle portent dans les deux sens

La dalle repose sur quatre appuis

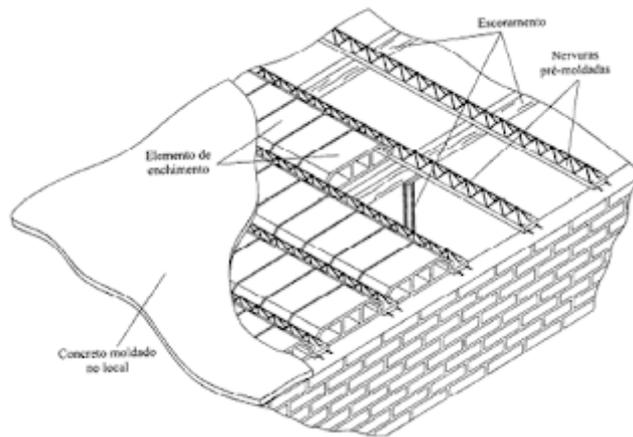
On aura donc :  $10,0 \leq e \leq 12,5$  (cm)  $\longleftrightarrow$  On prend:  **$e = 11$  cm.**

- **Isolation phonique :**

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. [3]

Soit :  **$e = 15$  cm.**

Donc pour la dalle pleine, et d'après les conditions précédentes on opte pour une épaisseur de **15cm.**



**Figure 2. 2** : Détails d'un plancher corp creux.

### 2.2.1 Plancher en corps creux

Les plancher a corps creux sont constitués d'une succession de poutrelles parallèles , d'hourdis et d'une dalle de compression .

L'épaisseur du plancher est déterminée par la longueur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement, on va utiliser les formules empiriques.

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8, 424}) [1]$$

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée entre nu des appuis dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$L = 5,00 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{5,00}{22.5} = 22,22 \text{ cm}$$

On prend :  $h=(20+5)$  cm

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

05 cm : hauteur de la dalle de compression.

**Disposition des poutrelles :**

- ✓ Critère de la petite portée.
- ✓ Critère de continuité.

### 2.3. Evaluation des charges :

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le DTR B.C.2.2. [4]

#### 2.3.1 Charges permanentes :

##### A) Plancher Terrasse inaccessible (20+5) :

Tableau 2.1 : Les charges permanentes sur la terrasse

Désignation de l'élément	Ep (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Chape en mortier bâtard	0.025	14	0.35
Protection mécanique en gravie	0.03	18	0.54
Forme de pente sable	0.125	19	2.64
Dalle à corps creux	0.20+0.05	/	3.3
Enduit au plâtre	0.02	10	0.2
$\Sigma$			$\Sigma G = 7.03$

##### B) Plancher de l'étage courant (Dalle en corps creux (20+5) :

Tableau 2.2 : Les charges permanentes sur le plancher en corps creux

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
dalle de sol	28	0.02	0.56
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle à corps creux	/	0.20+0.05	3.3
Cloisons légères	/	/	1
Enduit au plate	10	0.02	0.2
$\Sigma$	/	/	<b>5,84</b>

**C) RDC Dalle Pleine (15) :****Tableau 2.3 :** Les charges permanentes sur le plancher en dalle pleine

Désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
delle de sol	28	0.02	0.56
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	/	0.15	3.75
Cloisons légères	/	/	1
Enduit au plate	10	0.02	0.2
$\Sigma$	/	/	<b>6,29</b>

**D) Dalle pleine (sous-sols) :****Tableau 2.4:** Composition de la dalle pleine.

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )
1. Couche chape flatule en asphalte	0,02	20	0,5
2. Lit de sable	0,03	18	0,54
3. Dalle pleine	0,15	25	3,75
4. Plafond Enduit en ciment	0,02	18	0,36
$\Sigma \rho = G$			<b>5,05 KN/m<sup>2</sup></b>

**E) Mur extérieur (double cloisons)****Tableau 2.5:** Composition de mur extérieur.

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit intérieur au plâtre	0,02	10	0,20
2. Briques creuses	0,10	09	0,90
3. L'âme d'air	0,05	00	0,00
4. Briques creuses	0,15	09	1,35
5. Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
$\Sigma \rho = G$			<b>2,81 KN/m<sup>2</sup></b>

## F) Mur intérieur :

Tableau 2.6: Composition de mur intérieur.

Matière	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit au plâtre	0,01	10	0,10
2. Briques creuses	0,09	09	0,81
3. Enduit au plâtre	0,01	10	0,10
$\Sigma \rho = G$			<b>1,0 KN/m<sup>2</sup></b>

## 2.3.2 Charges d'exploitations :

Tableau 2.7: Charges d'exploitations.

1) Acrotère	Q= 1,0 KN/m <sup>2</sup>
2) Plancher terrasse inaccessible	Q= 1,0 KN/m <sup>2</sup>
3) Plancher étage courant	Q= 1,5 KN/m <sup>2</sup>
4) Plancher RDC	Q= 5,0 KN/m <sup>2</sup>
5) Escaliers	Q= 2,5 KN/m <sup>2</sup>
6) Parking (sous-sol)	Q= 2,5 KN/m <sup>2</sup>
7) Balcons	Q= 3,5 KN/m <sup>2</sup>

## 2.4 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

- Selon le **BAEL91 modifié 99** : [1]

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur **b** de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis.

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b$  : Largeur de la poutre.

• **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$ .
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$ .
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$
- On a :

$$1\text{-Poutre principale} \begin{cases} L = 7.05 \text{ m.} \\ L = 5.60 \text{ m.} \end{cases}$$

$$2\text{- Poutre secondaire} \begin{cases} L = 5,00 \text{ m.} \end{cases}$$

**Tableau 2.8:** Pré-dimensionnement des poutres.

<b>Selon le BAEL91 (pré –dimensionnement)</b>			
<b>Poutre principale</b>		<b>Poutre secondaire</b>	
$L/15 \leq h \leq L/10$	$L = 7.05 \text{ m}$ $47 \leq h \leq 70 \text{ (cm)}$ <b><math>h = 55 \text{ cm}</math></b>	$L = 5.6 \text{ m}$ $37.3 \leq h \leq 56 \text{ (cm)}$ <b><math>h = 45 \text{ cm}</math></b>	$L = 5.00 \text{ m}$ $33.3 \leq h \leq 50 \text{ (cm)}$ <b><math>h = 40 \text{ cm}</math></b>
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$16.5 \leq b \leq 38.5 \text{ (cm)}$ <b><math>b = 30 \text{ cm}</math></b>	$13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ (cm)}$ <b><math>b = 30 \text{ cm}</math></b>	$12 \leq b \leq 28 \text{ (cm)}$ <b><math>b = 30 \text{ cm}</math></b>
<b>Selon le RPA99/V2003 (vérification)</b>			
• $h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 55 \geq 30 \text{ (cm)}$	$h = 45 \geq 30 \text{ (cm)}$	$h = 40 \geq 30 \text{ (cm)}$
• $b \geq 20 \text{ cm}$	$b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$	$b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$	$b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$
• $h/b \geq 4$	$55/30 = 1.83 \leq 4$	$45/30 = 1.5 \leq 4$	$40/30 = 1.33 \leq 4$
<b>Condition de rigidité</b>			
$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$	$0.0780 > 0.0625$	$0.0804 > 0.0625$	$0.0800 > 0.0625$

## 2.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

### 2.5.1 Procédure de pré-dimensionnement :

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

#### ❖ D'après l'article B.8.4.1 du BAEL91 :

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad [1]$$

Avec :

- $N_u$  : Effort normal ultime (compression) =  $1,35G + 1,5Q$ .
- $\alpha$  : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).
- $\lambda$ : Elancement d'EULER :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- $L_f$ : Longueur de flambement :  $l_f = k l_0$
- $i$ : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $I$ : Moment d'inertie de la section :  $I = \frac{b \cdot a^3}{12}$
- $B$  : Surface de la section du béton :  $a \times b$
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,50$ )..... situation durable.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )..... situation durable.
- $f_e$  : Limite élastique de l'acier ( $f_e = 500$  MPa).
- $f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 30$  MPa).

- $A_s'$  : Section d'acier comprimée.
- $Br$  : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [ $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ] m<sup>2</sup>.
- $\left(a = \frac{l_f}{10}\right)$  avec  $l_f = \alpha l_0 = 0,7 \times 2,89 = 2,023m$

➤ D ou :  $a \geq 2,023$  m

➤  $Br = (a - 0,02)^2$

➤  $Br = (a-0,02)(b-0,02)$

➤  $b = \frac{Br}{a-0,02} + 0,02$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right\}$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$  :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,66 N_u$$

$$a \geq 20,23$$

$b \geq 17,67$  on prend un poteau carre de cote  $a = 20,23$  cm

$a > b \rightarrow$  Donc on prend carré de cote ,  $a = 25$ cm.

➤ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

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

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

Avec : (a ; b) : Dimensions de la section.

Donc :  $a=30\text{cm}$ .

$h_e$ : Hauteur d'étage.

❖ **Vérification à l'ELS :**

- $\sigma_{\text{ser}}$  : contrainte de compression à l'ELS.

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15B} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 18\text{MPa}$$

**Calcul des poteaux :**

Les poteaux les plus sollicités sont :

**Tableau 2.9:** Surface reprise par chaque poteau.

Type de poteau	Surface (m <sup>2</sup> )
Poteau central	28.9
Poteau de rive	12.00
Poteau d'angle	5.84

**2.5.2 Evaluation de l'effort normal ultime :**

**a. 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.

Donnée par **DTR.B.C.2.2**

Avec :

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

- $n$  : nombre d'étage.
- $Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$  (Terrasse inaccessible).
- $Q$  : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.
- $Q$  : plancher étages courants (usage habitation) :  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- $Q$  : plancher du rez de chaussée :  $Q = 5 \text{ KN/m}^2$  (RDC).
- $Q$  : plancher du sous sol :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  (sous-sol).

Tableau 2.10 : Dégression des surcharges.

Niveau des plancher	Surcharge	$\Sigma$ Surcharge	$\Sigma$ Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
10	Q <sub>0</sub>	$\Sigma_0 = Q_0$	01,00
9	Q <sub>1</sub>	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	02,50
8	Q <sub>2</sub>	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	03,85
7	Q <sub>3</sub>	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	05,05
6	Q <sub>4</sub>	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	06,10
5	Q <sub>5</sub>	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	07,00
4	Q <sub>6</sub>	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	07,75
3	Q <sub>7</sub>	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + \dots + Q_7)$	08,78
2	Q <sub>8</sub>	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,688 (Q_1 + \dots + Q_8)$	09,26
1	Q <sub>9</sub>	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,667 (Q_1 + \dots + Q_9)$	10,00
RDC	Q <sub>10</sub>	$\Sigma_{10} = Q_0 + 0,65 (Q_1 + \dots + Q_{10})$	10,75
Sous-sol	Q <sub>11</sub>	$\Sigma_{11} = Q_0 + 0,636 (Q_1 + \dots + Q_{11})$	13,72

b- Descente de charges :

1. Poteau central :

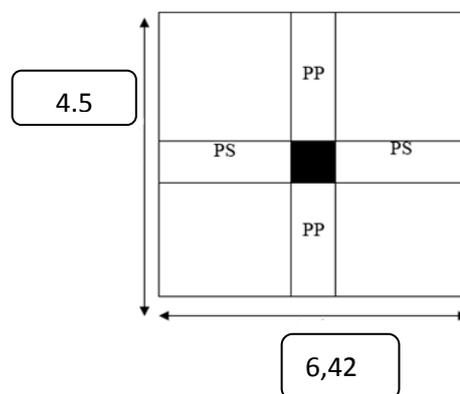


Figure 2.3 : surface reprise par le poteau central.

• Niveau 10<sup>ème</sup> étage : S=28,9 m<sup>2</sup>

Plancher..... 28,9 × 7,03 = 203,167 KN.

Poutre principale..... 0,30 × 0,45 × 25 × 5,9 = 19,91 KN.

Poutre secondaire..... ((0,30 × 0,40 × 5,3) - (0,3 × 0,3 × 0,40) × 25) » = 15 KN.

Poids du poteau ..... 25 × 2,44 × (0,3)<sup>2</sup> = 5,49 KN.

---


$$G_{10 \text{ étages}} = 243,567 \text{ KN.}$$

- **Niveau étage courant (du 9<sup>ème</sup> jusqu'au 1<sup>er</sup> étage) : S= 28,9 m<sup>2</sup>**

Plancher.....  $28,9 \times 5,84 = 168,776 \text{ KN}$ .

Poutre principale.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 5,9 = 19,91 \text{ KN}$ .

Poutre secondaire.....  $((0,30 \times 0,40 \times 5,3) - (0,3 \times 0,3 \times 0,40) \times 25) \gg = 15 \text{ KN}$

Poids du poteau .....  $25 \times 2,44 \times (0,3)^2 = 5,49 \text{ KN}$ .

---


$$G_{\text{Etages courants}} = 209,176 \text{ KN}$$

- **Niveau RDC : S=28,9 m<sup>2</sup>**

- Plancher.....  $28,9 \times 5,84 = 168,776 \text{ KN}$ .

Poutre principale.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 5,9 = 19,91 \text{ KN}$ .

- Poutre secondaire.....  $((0,30 \times 0,40 \times 5,3) - (0,3 \times 0,3 \times 0,40) \times 25) \gg = 15 \text{ KN}$ .

- Poids du poteau .....  $25 \times 3,05 \times (0,3)^2 = 6,86 \text{ KN}$ .

---


$$G_{\text{RDC}} = 210,546 \text{ KN}$$

- **Niveau plancher sous-sol : S = 28,9 m<sup>2</sup>**

- Plancher.....  $28,9 \times 6,29 = 181,781 \text{ KN}$ .

- Poutre principale.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 5,9 = 19,91 \text{ KN}$ .

- Poutre secondaire.....  $((0,30 \times 0,40 \times 5,3) - (0,3 \times 0,3 \times 0,40) \times 25) \gg = 15 \text{ KN}$

Poids du poteau .....  $25 \times 3,05 \times (0,3)^2 = 6,86 \text{ KN}$ .

---


$$G_{\text{sous-sol}} = 223,551 \text{ KN}$$

## - Charges permanentes (G) :

Tableau 2.11 : La descente des charges permanentes (Poteau central).

Etage	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
10	243,567	243,567
9	209,176	452.743
8	209,176	661.919
7	209,176	871.095
6	209,176	1080.271
5	209,176	1289.447
4	209,176	1498.623
3	209,176	1707.799
2	209,176	1916.975
1	209,176	2126.151
RDC	210,546	2336.697
Sous-sol	223,551	2560.248

## - Charges d'exploitation (Q)

Tableau 2.12 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).

Etage	Surface	Surcharge	Q ( kN )
10	28.9	01,00	28.9
9	28.9	02,50	72.25
8	28.9	03,85	111.265
7	28.9	05,05	145.945
6	28.9	06,10	176.29
5	28.9	07,00	202.3
4	28.9	07,75	223.975
3	28.9	08,78	253.742
2	28.9	09,26	267.614
1	28.9	10,00	289
RDC	28.9	10,75	310.675
Sous-sol	28.9	13,72	396.508

- Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 2.13** : choix final des poteaux centraux.

Niveau	CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX CENTRAUX				
	Nu(KN)	a(cm)	b(cm)	Choix BAEL	Choix RPA
10	372.165	19,543	17.672	30×30	30×30
9	719.578	22,367	21.792	30×30	30×30
8	1060.488	29,874	28.456	35×35	35×35
7	1393.995	32,365	32.332	35×35	35×35
6	1722.800	36,451	35.720	40×40	40×40
5	2044.20	39,878	38.731	40×40	40×40
4	2359.10	42,519	41.458	45×45	45×45
3	2686.141	45,274	44.105	45×45	45×45
2	2989.377	47,321	46.418	50×50	50×50
1	3303.80	49,784	48.695	50×50	50×50
RDC	3665.553	52,632	51.186	55×55	55×55
SOUS-SOL	4010.645	54,571	53.449	55×55	55×55

**Tableau 2.14** : Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux centraux à l'ELS.

Niveau	Poteaux centraux			$f_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Vérification
	Nu/B	Ns	$\sigma_{ser}$			
10	4.13516	272.467	2.63253	17	18	Vérifiée
9	7.99531	524.993	5.07239	17	18	Vérifiée
8	11.77777	773.184	7.47037	17	18	Vérifiée
7	11.37955	1017.04	5.48844	17	18	Vérifiée
6	10.7675	1256.561	6.82913	17	18	Vérifiée
5	12.77625	1491.747	8.10732	17	18	Vérifiée
4	11.64987	1722.598	5.67110	17	18	Vérifiée
3	13.26489	1960.742	8.41971	17	18	Vérifiée
2	11.95750	2184.589	7.59857	17	18	Vérifiée
1	13.2152	2415.151	8.40052	17	18	Vérifiée
RDC	12.11753	2647.372	7.61012	17	18	Vérifiée
SOUS-SOL	13.25833	2959.792	8.50820	17	18	Vérifiée

## 2. Poteau de rive

### • Niveau 10<sup>ème</sup> étage : S=12 m<sup>2</sup>

Plancher.....	$12 \times 7,03 = 84,36$ KN.
Poutre principale.....	$0,30 \times 0,55 \times 25 \times 3,375 = 13,921$ KN
Poutre principale.....	$0,30 \times 0,45 \times 25 \times 1,93 = 6,513$ KN.
Poids du poteau .....	$25 \times 2,89 \times (0,3)^2 = 5,502$ KN.

---


$$G_{10 \text{ étages}} = 111,296 \text{ KN.}$$

- Niveau étage courant (du 9<sup>ème</sup> jusqu'au 1<sup>er</sup> étage) : S= 12 m<sup>2</sup>
- Plancher.....  $12 \times 5,84 = 70,08$  KN.
- Poutre principale.....  $0,30 \times 0,55 \times 25 \times 3,375 = 13,921$  KN
- Poutre principale.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 1,93 = 6,513$  KN.
- Poids du poteau .....

$$25 \times 2,89 \times (0,3)^2 = 5,502 \text{ KN.}$$

---


$$G_{\text{Etages courants}} = 96,016 \text{ KN}$$

- Niveau RDC : S=12 m<sup>2</sup>

- Plancher.....  $12 \times 5,84 = 70,08$  KN.
- Poutre principale.....  $0,30 \times 0,55 \times 25 \times 3,375 = 13,921$  KN
- Poutre principale.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 1,93 = 6,513$  KN.
- Poids du poteau .....

$$25 \times 3,5 \times (0,3)^2 = 7,875 \text{ KN.}$$

---


$$G_{\text{Etages courants}} = 98,389 \text{ KN}$$

- Niveau plancher sous-sol :  $S = 12 \text{ m}^2$
- Plancher.....  $12 \times 6,29 = 75,481 \text{KN}$ .
- Poutre principale.....  $0,30 \times 0,55 \times 25 \times 3,375 = 13,921 \text{ KN}$
- Poutre principale.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 1,93 = 6,513 \text{ KN}$ .
- Poids du poteau .....  $25 \times 3,5 \times (0,3)^2 = 7,875 \text{KN}$ .

---


$$G_{\text{sous-sol}} = 103,789 \text{ KN}$$

- Charges permanentes (G) :

**Tableau 2.15** : La descente des charges permanentes (Poteau de rive).

Etage	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
<b>10</b>	108,0391	200,7986
<b>9</b>	92,7595	293,5581
<b>8</b>	92,7595	386,3176
<b>7</b>	92,7595	479,0771
<b>6</b>	92,7595	571,8366
<b>5</b>	92,7595	664,5961
<b>4</b>	92,7595	757,3556
<b>3</b>	92,7595	850,1151
<b>2</b>	92,7595	942,8746
<b>1</b>	92,7595	1040,9671
<b>RDC</b>	98,0925	1141,4956
<b>Sous-sol</b>	100,5285	200,7986

## - Charges d'exploitation (Q)

**Tableau 2.16:** La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau de rive).

Etage	Surface	Surcharge	Q ( kN )
<b>10</b>	12	01,00	12
<b>9</b>	12	02,50	30
<b>8</b>	12	03,85	46.2
<b>7</b>	12	05,05	6.06
<b>6</b>	12	06,10	73.2
<b>5</b>	12	07,00	84
<b>4</b>	12	07,75	93
<b>3</b>	12	08,78	105.36
<b>2</b>	12	09,26	111.12
<b>1</b>	12	10,00	120
<b>RDC</b>	12	10,75	129
<b>Sous-sol</b>	12	13,72	164.64

- Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 2.17:** choix final des poteaux de rives.

Niveau	CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX DE RIVES				
	Nu(KN)	a(cm)	b(cm)	Choix BAEL	Choix RPA
10	163,852	14,759	12,399	30×30	30×30
9	316,078	18,684	16,443	30×30	30×30
8	465,603	21,351	19,529	30×30	30×30
7	530,618	22,264	20,713	30×30	30×30
6	756,554	25,486	24,345	30×30	30×30
5	897,979	28,617	26,344	30×30	30×30
4	1036,704	29,729	28,157	30×30	30×30
3	1180,470	30,691	29,912	35×35	35×35
2	1314,335	32,487	31,452	35×35	35×35
1	1452,880	33,612	32,966	35×35	35×35
RDC	1598,805	34,987	34,484	35×35	35×35
SOUS-SOL	1787,979	37,657	36,352	40×40	40×40

**Tableau 2.18 :** Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux de rives à l'ELS.

Niveau	Poteaux DE Rives			$f_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Vérification
	Nu/B	Ns	$\sigma_{ser}$			
10	1,8205865	120,0391	1,15979807	17	18	Vérifiée
9	3,511979	230,7986	2,22993816	17	18	Vérifiée
8	5,1733715	339,7581	3,28268696	17	18	Vérifiée
7	5,895764	392,3776	3,79108792	17	18	Vérifiée
6	8,4061565	552,2771	5,33601063	17	18	Vérifiée
5	9,977549	655,8366	6,33658551	17	18	Vérifiée
4	11,5189415	757,5961	7,31976908	17	18	Vérifiée
3	9,63649029	862,7156	6,12397941	17	18	Vérifiée
2	10,7292684	961,2351	6,82331925	17	18	Vérifiée
1	11,8602507	1062,8746	7,54480639	17	18	Vérifiée
RDC	13,0514742	1169,9671	8,3050016	17	18	Vérifiée
SOUS-SOL	11,1748691	1306,1356	7,09856304	17	18	Vérifiée

### 3. Poteau d'angle

• Niveau 10<sup>ème</sup> étage :  $S=5,84m^2$

Plancher.....  $5,84 \times 7,03 = 38,524$  KN.

Poutre principale1 .....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 1,905 = 3,2145$  KN

Poutre seconder .....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,35 = 3,525$ KN.

Poids du poteau .....  $25 \times 2,89 \times (0,3)^2 = 5,502$  KN.

---


$$G_{10 \text{ étages}} = 50,7625 \text{ KN.}$$

• Niveau étage courant (du 9<sup>ème</sup> jusqu'au 1<sup>er</sup> étage) :  $S= 5,84m^2$

• Plancher.....  $5,84 \times 5,84 = 34,105$ KN.

Poutre principale1 .....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 1,905 = 3,2145$  KN

• Poutre seconder .....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,35 = 3,525$ KN.

• Poids du poteau .....  $25 \times 2,89 \times (0,3)^2 = 5,502$  KN.

---


$$G_{\text{Etages courants}} = 46,3465 \text{ KN.}$$

- Niveau RDC :  $S=5,84 \text{ m}^2$
- Plancher.....  $5,84 \times 5,84 = 34,105 \text{ KN}$ .
- Poutre principale1.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 1,905 = 3,2145 \text{ KN}$
- Poutre seconder .....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,35 = 3,525 \text{ KN}$ .
- Poids du poteau .....  $25 \times 3,5 \times (0,3)^2 = 7,875 \text{ KN}$ .

---


$$G_{\text{Etages courants}} = 48,7195 \text{ KN}$$

- Niveau plancher sous-sol :  $S = 5,84 \text{ m}^2$
- Plancher.....  $5,84 \times 6,29 = 36,7336 \text{ KN}$ .
- Poutre principale1.....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 1,905 = 3,2145 \text{ KN}$
- Poutre seconder .....  $0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,35 = 3,525 \text{ KN}$ .
- Poids du poteau .....  $25 \times 3,5 \times (0,3)^2 = 7,875 \text{ KN}$ .

---


$$G_{\text{sous-sol}} = 51,3481 \text{ KN}$$

- Charges permanentes (G) :

**Tableau 2.19** : La descente des charges permanentes (Poteau d'angle).

Etage	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
10	50,7625	57.505
9	46,3465	110.591
8	46,3465	163.677
7	46,3465	216.76
6	46,3465	269.846
5	46,3465	322.932
4	46,3465	376.018
3	46,3465	429.104
2	46,3465	482.19
1	46,3465	535.276
RDC	48,7195	590.735
Sous-sol	51,3481	648.822

## - Charges d'exploitation (Q)

**Tableau 2.20:** La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau d'angle).

Etage	Surface	Surcharge	Q ( kN )
10	5.84	01,00	5.84
9	5.84	02,50	14.6
8	5.84	03,85	22.484
7	5.84	05,05	29.492
6	5.84	06,10	35.624
5	5.84	07,00	40.88
4	5.84	07,75	45.26
3	5.84	08,78	51.275
2	5.84	09,26	54.078
1	5.84	10,00	58.4
RDC	5.84	10,75	62.78
Sous-sol	5.84	13,72	80.124

- Les résultats et le choix final des poteaux d'angle  
 ➤ sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 2.21 :** choix final des poteaux d'angle

Niveau	CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX DE RIVES				
	Nu(KN)	a(cm)	b(cm)	Choix BAEL	Choix RPA
10	77,289	10,103	9,142	30×30	30×30
9	152,997	13,351	12,048	30×30	30×30
8	227,390	15,684	14,250	30×30	30×30
7	300,470	17,846	16,082	30×30	30×30
6	372,236	18,759	17,674	30×30	30×30
5	442,688	20,546	19,093	30×30	30×30
4	511,826	21,279	20,379	30×30	30×30
3	583,416	22,915	21,622	30×30	30×30
2	650,188	23,357	22,715	30×30	30×30
1	719,239	24,459	23,787	30×30	30×30
RDC	791,580	25,617	24,857	30×30	30×30
SOUS-SOL	886,916	27,428	26,194	30×30	30×30

**Tableau 2.22** : Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux d'angle à l'ELS.

Niveau	Poteaux DE Rives			$f_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Vérification
	Nu/B	Ns	$\sigma_{ser}$			
10	0,85877083	56,6025	0,54688406	17	18	Vérifiée
9	1,69996833	111,709	1,07931401	17	18	Vérifiée
8	2,52656583	165,9395	1,60328019	17	18	Vérifiée
7	3,33856333	219,294	2,11878261	17	18	Vérifiée
6	4,13596083	271,7725	2,62582126	17	18	Vérifiée
5	4,91875833	323,375	3,12439614	17	18	Vérifiée
4	5,68695583	374,1015	3,61450725	17	18	Vérifiée
3	6,48240333	426,463	4,12041546	17	18	Vérifiée
2	7,2243175	475,6125	4,59528986	17	18	Vérifiée
1	7,99154833	526,281	5,08484058	17	18	Vérifiée
RDC	8,79534083	579,3805	5,59787923	17	18	Vérifiée
SOUS-SOL	9,854629	648,0726	6,26157101	17	18	Vérifiée

## 2.6 Pré-dimensionnement des voiles :

### Introduction :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99 versions 2003**.

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

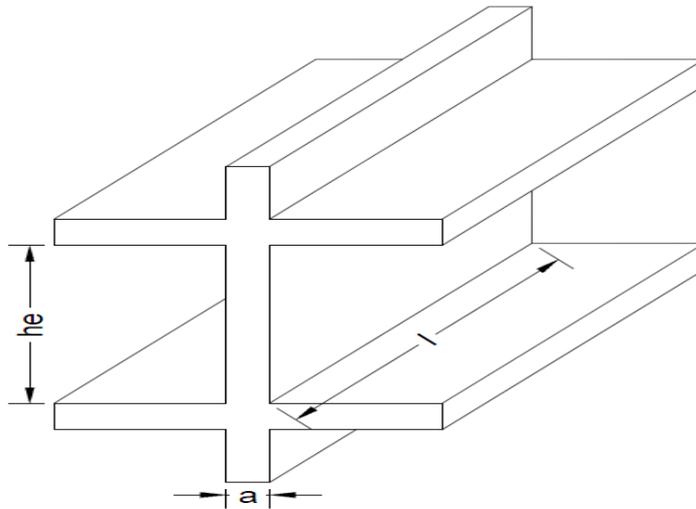
D'après le **RPA 99 article 7.7.1** les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition :  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

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



**Figure 2.4 :** Schéma de voile.

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 22 \right\}$$

**Avec:**

$h_e$  = Hauteur d'étage.

$a_{\min}$  = Epaisseur du voile.

- **Pour le RDC:**

$$h_e = 3.50 - 0.2 = 3.30 \text{ m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{22} = 15 \text{ cm.}$$

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

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $e = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de la longueur :**

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $L_{\min} = 80 \text{ cm.}$

- **Pour les étages courants :**

$$h_e = 2.89 - 0.2 = 2.69 \text{ m} \longrightarrow a > \frac{h_e}{22} = 12.22 \text{ cm.}$$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 12.22 \text{ cm} \right\}$$

$$a_{\min} \geq 15 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $e = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de la longueur :**

$$L_{\min} \geq 4a \longrightarrow L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

Donc : on prend  $L_{\min} = 80 \text{ cm.}$

### 2.7 Pré-dimensionnement Du sous-sol :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99.**
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003.**

- **Selon le BAEL91 modifié 99 : [1]**

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur **b** de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- **Selon le RPA99 version 2003 : [2]**

- La hauteur **h** de la poutre doit être :  $h \geq 30\text{cm}$ .
- La largeur **b** de la poutre doit être :  $b \geq 20\text{cm}$ .
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$
- On a :

1-Poutre principale  $\left\{ L = 7.76 \text{ m.} \right.$

2- Poutre secondaire  $\left\{ L = 4,50 \text{ m.} \right.$

Tableau 2.23 : Pré-dimensionnement des poutres.

<b>Selon le BAEL91 (pré –dimensionnement)</b>		
<b>Poutre principale</b>		<b>Poutre secondaire</b>
$L/15 \leq h \leq L/10$	$L = 7.76 \text{ m}$ $51,73 \leq h \leq 77.6 \text{ (cm)}$ <b><math>h = 60 \text{ cm}</math></b>	$L = 4.50 \text{ m}$ $30 \leq h \leq 45 \text{ (cm)}$ <b><math>h = 40 \text{ cm}</math></b>
$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$18 \leq b \leq 42 \text{ (cm)}$ <b><math>b = 30 \text{ cm}</math></b>	$12 \leq b \leq 28 \text{ (cm)}$ <b><math>b = 30 \text{ cm}</math></b>
<b>Selon le RPA99/V2003 (vérification)</b>		
<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>h \geq 30 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>b \geq 20 \text{ cm}</math></li> <li>• <math>h/b \geq 4</math></li> </ul>	$h = 60 \geq 30 \text{ (cm)}$ $b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$ $60/30 = 2 \leq 4$	$h = 40 \geq 30 \text{ (cm)}$ $b = 30 \geq 20 \text{ (cm)}$ $40/30 = 1.33 \leq 4$
<b>Condition de rigidité</b>		
$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$	$0.0783 > 0.0625$	$0.0800 > 0.0625$

### 2.8 Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont :

Tableau 2.24: Surface reprise par chaque poteau.

<b>Type de poteau</b>	<b>Surface (m<sup>2</sup>)</b>
<b>Poteau central</b>	35.86
<b>Poteau de rive</b>	17.86
<b>Poteau d'angle</b>	6,837

2.8.1 Evaluation de l'effort normal ultime :

b. Loi de dégression :

Tableau 2.25 : Dégression des surcharges.

Niveau des plancher	Surcharge	$\Sigma$ Surcharge	$\Sigma$ Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
SOUS-SOL	Q <sub>0</sub>	$\Sigma_1 = Q_0$	5

b- Descente de charges :

1 .Poteau central :

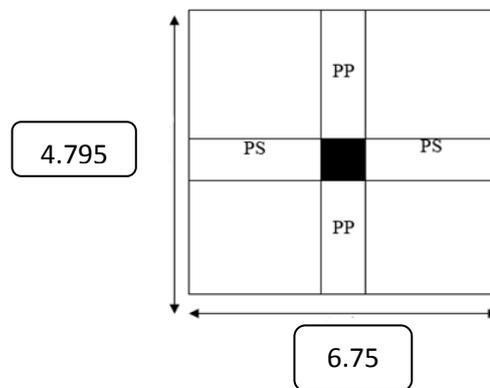


Figure 2.5 : surface reprise par le poteau central.

- Niveau plancher sous-sol :  $S = 35,86 \text{ m}^2$
- Plancher.....  $35,86 \times 6,29 = 225,559\text{KN}$ .  
Poutre principale.....  $0,30 \times 0,60 \times 25 \times 7,96 = 35,82 \text{ KN}$ .
- Poutre secondaire.....  $((0,3 \times 0,40 \times 4,8) - (0,30 \times 0,30 \times 0,4))25 = 13,5 \text{ KN}$ .
- Poids du poteau .....  $25 \times 2,9 \times (0,3)^2 = 6,525\text{KN}$ .

---


$$G_{\text{sous-sol}} = 281,404 \text{ KN}$$

- Charges permanentes (G) :

**Tableau 2.26 :** La descente des charges permanentes (Poteau central).

Etage	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
Sous-sol	281,404	281,404

## - Charges d'exploitation (Q)

**Tableau 2.27:** La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau central).

Etage	Surface	Surcharge	Q ( kN )
Sous-sol	35,86	5	179,3

- Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant

**Tableau 2.28 :** choix final des poteaux centraux.

CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX CENTRAUX					
Niveau	Nu(KN)	a(cm)	b(cm)	Choix BAEL	Choix RPA
SOUS-SOL	648,845	24,753	22,693	30×30	30×30

**Tableau 2.29:** Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux centraux à l'ELS.

Niveau	Poteaux centraux			$f_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Vérification
	Nu/B	Ns	$\sigma_{ser}$			
SOUS-SOL	7,2093	460,704	4,451	17	18	Vérifiée

**2.Poteau de rive**

- Niveau plancher sous-sol :  $S = 17,86 \text{ m}^2$
- Plancher.....  $17,86 \times 6,29 = 112,339 \text{ KN}$ .
- Poutre principale.....  $0,30 \times 0,60 \times 25 \times 7,38 = 33,21 \text{ KN}$ .
- Poutre principale.....  $0,30 \times 0,40 \times 25 \times 2,39 = 7,17 \text{ KN}$ .
- Poids du poteau .....  $25 \times 2,9 \times (0,3)^2 = 6,525 \text{ KN}$ .

$$G_{\text{sous-sol}} = 159,244 \text{ KN}$$

## - Charges permanentes (G) :

**Tableau 2.30:** La descente des charges permanentes (Poteau de rive).

Etage	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
Sous-sol	159,244	159,244

## - Charges d'exploitation (Q)

**Tableau 2.31:** La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau de rive).

Etage	Surface	Surcharge	Q ( kN )
Sous-sol	17,86	5	89,3

- Les résultats et le choix final des poteaux de rive sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 2.32:** choix final des poteaux de rive.

Niveau	CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX de rive				
	Nu(KN)	a(cm)	b(cm)	Choix BAEL	Choix RPA
SOUS-SOL	348,929	18,437	17,175	30×30	30×30

**Tableau 2.33:** Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux de rive à l'ELS.

Niveau	Poteaux de rive			$f_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Vérification
	Nu/B	Ns	$\sigma_{ser}$			
SOUS-SOL	3,876	248,544	2,401	17	18	Vérifiée

**3.Poteau d'angle**

- Niveau plancher sous-sol :  $S = 6,837\text{m}^2$
- Plancher.....  $6,837 \times 6,29 = 43,004\text{KN}$ .  
Poutre principale.....  $0,30 \times 0,60 \times 25 \times 2,87 = 12,91 \text{ KN}$ .
- Poutre secondaire.....  $((0,3 \times 0,40 \times 2,39) - (0,30 \times 0,30 \times 0,4))25 = 5,97\text{KN}$ .
- Poids du poteau .....  $25 \times 2,9 \times (0,3)^2 = 6,525\text{KN}$ .

---


$$G_{\text{sous-sol}} = 68,409 \text{ KN}$$

- Charges permanentes (G) :

Tableau 2.34 : La descente des charges permanentes (Poteau d'angle).

Etage	Charge permanent de chaque Niv	G cumulé
Sous-sol	68,409	68,409

- Charges d'exploitation (Q)

Tableau 2.35 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau d'angle).

Etage	Surface	Surcharge	Q ( kN )
Sous-sol	6,837	5	34,185

➤ Les résultats et le choix final des poteaux d'angle sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 2.36 : choix final des poteaux d'angle.

Niveau	CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX d'angle				
	Nu(KN)	a(cm)	b(cm)	Choix BAEL	Choix RPA
SOUS-SOL	143,62965	13,671	11,736	30×30	30×30

Tableau 2.37 : Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux d'angle à l'ELS.

Niveau	Poteaux d'angle				Vérification
	Nu/B	Ns	$\sigma_{ser}$	$f_{bc}$	
SOUS-SOL	1,595885	102,594	0,99124638	17	Vérifiée



### 3.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature.

Nous considérons dans ce chapitre l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment, l'acrotère, les escaliers et les planchers.

- L'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.
- Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement "BAEL 91 modifié 99" en respectant le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003".

### 3.2 Acrotère :

#### 3.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément non structurel de sécurité, entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse, qui est la section dangereuse. D'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante.

#### 3.2.2 Evaluation des charges :

##### a. Charges permanentes :

Le poids total de l'acrotère :

$$G = 2,061 \text{ kN/m}$$

##### b. Charge d'exploitation :

La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante est :

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

##### c. L'action des forces horizontales $Q_h ; (F_p)$ :

D'après RPA 99 version 2003, les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p=4AC_pW_p \dots(6-3) \quad [2]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA**.

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 ..... [A=0.25].

$C_p$  : Facteur de la force horizontale..... [ $C_p=0.8$ ].

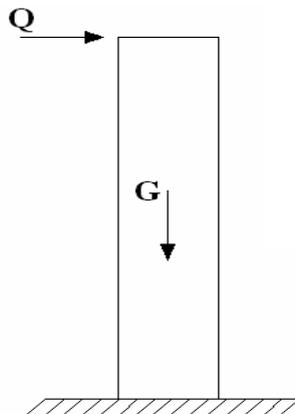
$W_p$  : Poids de l'acrotère..... [ $W_p=2,23$  kN].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,061 = \mathbf{1,649 \text{ KN}}$$

$$Q_h = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,649 \text{ kN} \\ 1,5 Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,649 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G=2,061 kN/ml** et **Q<sub>h</sub>=1,649KN/ml**



**Figure 3.1** : Charges et surcharges agissent sur l'acrotère.

### 3.2.3 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U :**

$$N_u = 1,35G = 2,782 \text{ kN}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q_h \cdot h = 1,484 \text{ kNm}$$

$$T_u = 1,5 \cdot Q_h = 2,474 \text{ kN}$$

**E.L.S:**

$$N_{ser}=G = 2,061 \text{ kN}$$

$$M_{ser}=Q_h \cdot h = 0,99 \text{ kNm}$$

$$T_{ser}=Q_h = 1,5 \text{ Kn}$$

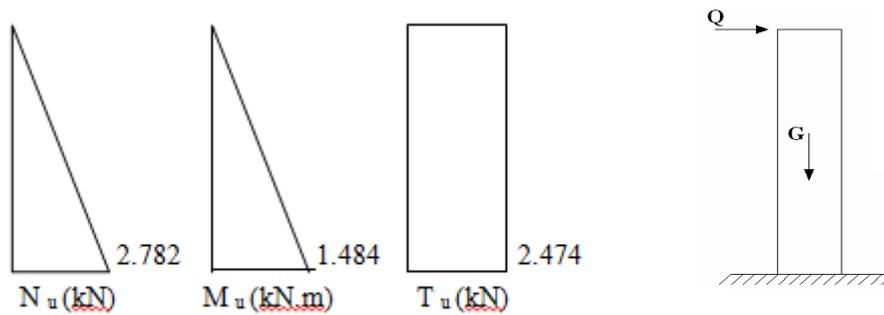


Figure 3.2 : Diagramme des efforts à l'ELU.

**3.2.4 Ferrailage de l'acrotère**

$$h=10 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; f_{c28}=30 \text{ MPa} ; \sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa} ; c=c'=2 \text{ cm} ; f_e=500 \text{ MPa}$$

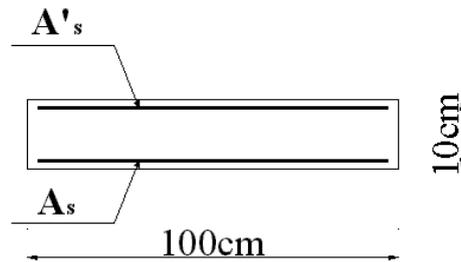


Figure 3.3 : Ferrailage de l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,484}{2,782} = 53,35 \text{ cm}$$

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

On à :

$$e_0 = 53,35 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{SPC}$$

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

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

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

$$- M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,567 \text{KN.m}$$

$$- \mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0144$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$- \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0181$$

$$- Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,942 \text{cm}$$

$$- \mu = 0,0144 < \mu_R = 434,78 \text{ donc } A'_s = 0$$

$$- A_{s1} = A'_s = 0$$

$$- A_{s2} = A_{sf} = \frac{N_u}{\sigma_s} = 38,98 \text{mm}^2 \quad \text{donc } \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = 0 \\ A_{s2} = 0,39 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

**3.2.5 Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99 :**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,4 \text{MPa}; \quad f_e=500 \text{MPa}; \quad b=100 \text{cm}; \quad d=8 \text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max}(1; 1,104) \text{cm}^2 \text{ donc } A_s^{\min} = 1,104 \text{cm}^2$$

Donc : nous adopterons finalement pour **5T6** = 1,41 cm<sup>2</sup>

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

**3.2.6 Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq 0,353 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit **4T6** = 1,13 cm<sup>2</sup> avec un espacement :  $S_t = \frac{60}{3} 20 \text{cm}$

**3.2.7 Détermination de l'axe neutre :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48.03cm$$

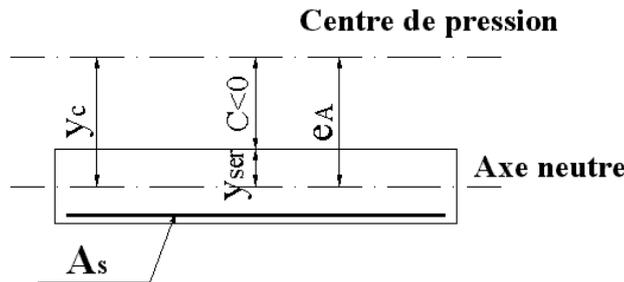


Figure 3.4 : Distance de l'axe neutre.

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

$C$  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 46,03$$

$$\text{Avec : } e = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 51,03cm$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \left\{ \begin{array}{l} \text{et} \\ p = -3c^2 + 90(c - c_1) \frac{A'_s}{b} + 90(c + d) \frac{A_s}{b} = -6226,309cm^2 \\ q = 2c^3 - 90(c + c_1)^2 \frac{A'_s}{b} - 90(c + d)^2 \frac{A_s}{b} = 188397,6623cm^2 \end{array} \right.$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2,66 \times 10^8 < 0$$

$$y_c = -2 \sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \cos \left[ \frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right] = 47,81cm$$

La solution qui convient est :  $y_c = 47,81cm$  ;  $Y_{ser} = Y_c - C = 1,78cm$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} y_{ser} = 1,78cm \\ y_c = 47,81c \end{array} \right.$$

### 3.2.8 Vérification des contraintes

#### a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,06 \times 10^3 \times 478,1}{1174,55 \times 10^4} \right) \times 17,8 = 1,49 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

#### b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{acier comprimé}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}) \right) = 250 \text{ M} \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 78,23 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = -2,77 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

### 3.2.9 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \} = 3 \text{ Mpa}$$

Vérifiée

$$\tau_u = \frac{2,474 \cdot 10^3}{1000 \cdot 80} = 0,031 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 3 \text{ Mpa}$$

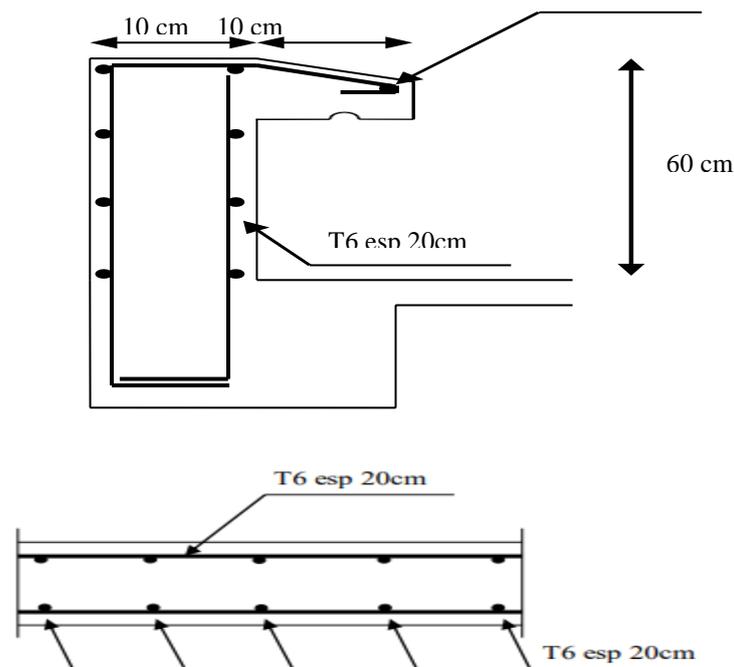


Figure 3.5 : Ferrailage de l'acrotère.

### 3.3 Escaliers :

#### 3.3.1 Introduction

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

#### 3.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

Un escalier est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contremarche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).

- L’emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

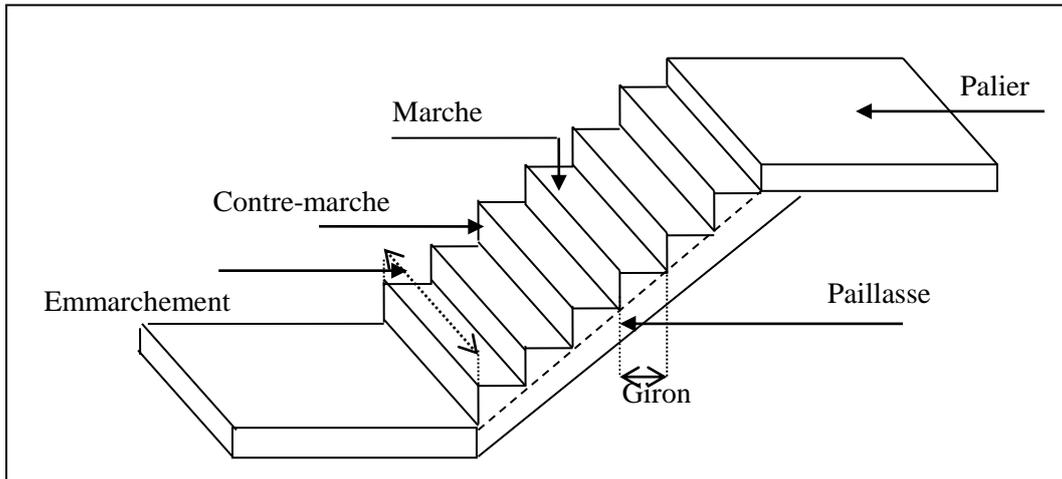


Figure 3.6 Eléments d’un escalier.

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

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

$$\begin{cases} 2h+g=64 & \dots\dots\dots (1) \\ n \times h = H & \dots\dots\dots (2) \\ (n-1) g=L & \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

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

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

D’après (4) on aura :  $64n^2-482n+238=0$

**Solution :**

$n_1=0,51\dots\dots\dots$ refusée.

$n_2=9$

Alors nous adopterons :

- le nombre de contre-marches .....  $n=9$
- le nombre des marches .....  $n-1=8$

$$h = \frac{H}{n} = 16,05\text{cm} \Rightarrow h = 16,05\text{cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

**a. Vérification de l'équation de « BLONDEL »:**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 62,1\text{cm} \\ h = 16,05\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

Alors l'équation de BLONDEL est vérifiée.

**b. Détermination de l'épaisseur de la paille**

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20}$$

$$13,33 \leq ep \leq 20$$

On prend donc l'épaisseur  $e=20\text{cm}$

**N.B.:**

Le palier aura la même épaisseur que la paille. Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

**c. Angle d'inclinaison de la paille :**

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{144,5}{240}$$

$$\alpha = 30,05^\circ$$

**d. Evaluation des charges :**• **Palier :**• **Tableau 3.1 :** Les charges de la volée

Désignations de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en marbre	28	0.02	0.56
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre du palier (BA)	25	0.2	3.75
Enduit de plâtre + ciment	15	0.02	0.36
$\Sigma$	/	/	<b>5.07</b>

✓ **Charges permanentes :**

$$G = 5,07 \text{ KN/m}^2$$

✓ **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

$$-q_{\text{upal}} = 1,35 G + 1,5 Q = 10,59 \text{ KN/ml.}$$

$$-q_{\text{serpal}} = G + Q = 7,57 \text{ KN/ml.}$$

• **Paillasse (volée) :****Tableau 3.2 :** Les charges de la volée

Désignations de l'élément	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	22	0.02	0.44
Mortier de ciment horizontal	20	0.02	0.4
Enduit en plâtre ep/cos a	10	0.02	0.24
Revêtement en carrelage vertical ep x 20 x h/g	18	0.02	0.26
Poids propre des marches $h/2 \times 22$	25	0.16/2	1.93
Poids propre de la paillasse ep x 25/ cosa	25	0.2/(cos $\alpha$ )	4.46
Garde- corps	/	/	1
$\Sigma$			<b>8.73</b>

**Charges permanentes :**

$$G = 8,525 \text{ KN/m}^2.$$

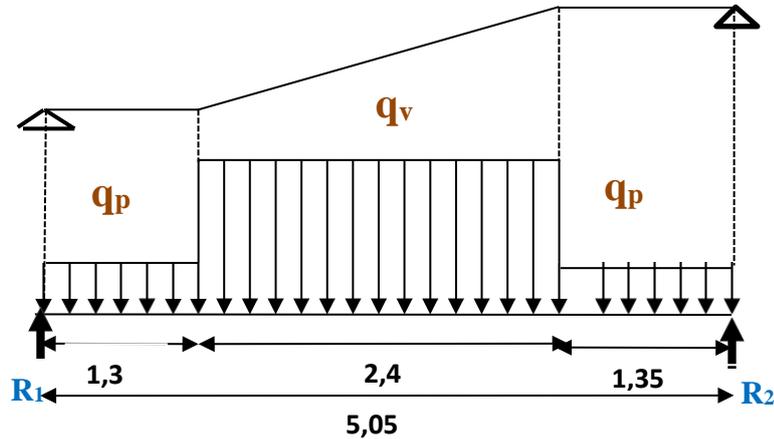
✓ Charge d'exploitation :

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2.$$

$$-q_{\text{upal}} = 1,35 G + 1,5 Q = 15,54 \text{ KN/ml.}$$

$$-q_{\text{serpal}} = G + Q = 11,23 \text{ KN/ml.}$$

### 3.2.3. Détermination des sollicitations



a. E.L.U :

#### Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_p \times 1,3) + (q_v \times 2,4) + (q_p \times 1,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 64,83 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 32,21 \text{ KN}$$

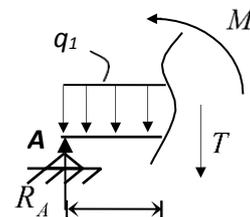
$$\Rightarrow R_B = 32,62 \text{ KN}$$

#### Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1,3$

$$T(x) = R_A - q_p x$$

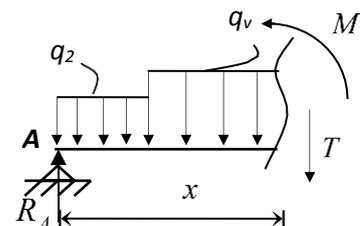
$$M(x) = R_A x - q_p \frac{x^2}{2}$$



- $1,3 \leq x \leq 3,7$

$$T(x) = R_A - 1,3q_p - q_v (x-1,3)$$

$$M(x) = R_A x - 1,3q_p \left(x - \frac{1,3}{2}\right) - \frac{(x-1,3)^2}{2} q_v$$



- $0 \leq x \leq 1,35$

$$T(x) = -R_B + q_p x$$

$$M(x) = -R_B x + q_p \frac{x^2}{2}$$

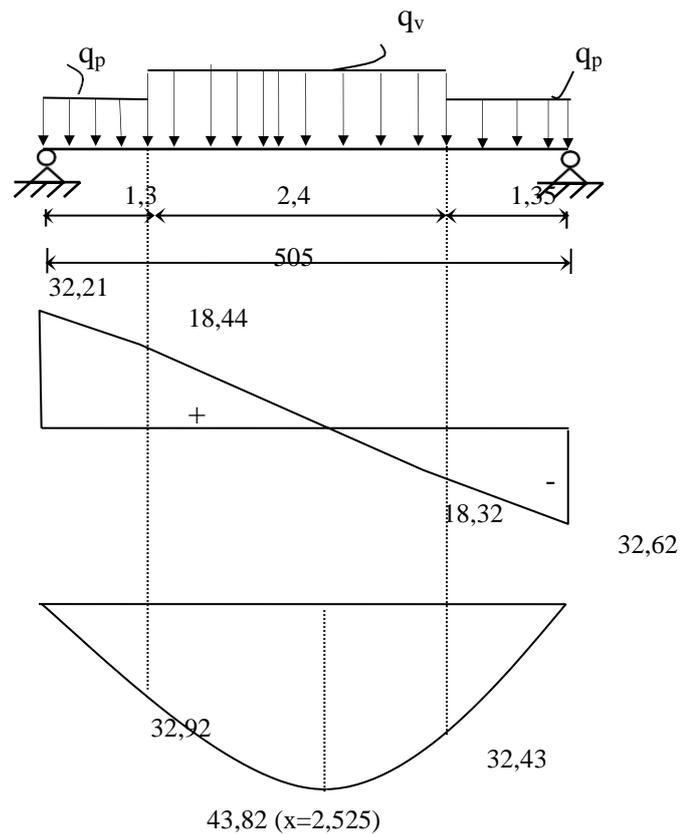
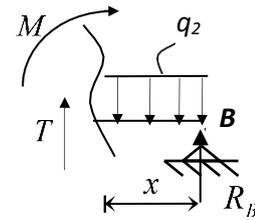


Figure 3.7. Diagrammes des sollicitations ELU

b. E.L.S :

**Réactions des appuis**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_p \times 1,3) + (q_v \times 2,4) + (q_p \times 1,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 47,01 \text{KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 23,55 \text{KN}$$

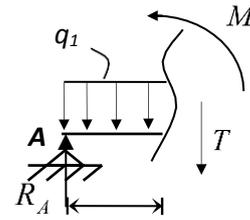
$$\Rightarrow R_B = 23,46 \text{KN}$$

**Effort tranchant et moment fléchissant**

- $0 \leq x \leq 1,3$

$$T(x) = R_A - q_p x$$

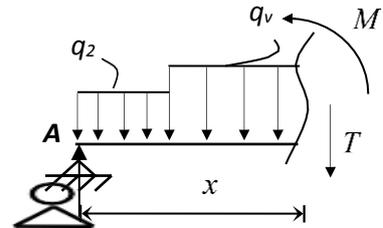
$$M(x) = R_A x - q_p \frac{x^2}{2}$$



- $1,3 \leq x \leq 3,7$

$$T(x) = R_A - 1,3q_p - q_v (x-1,3)$$

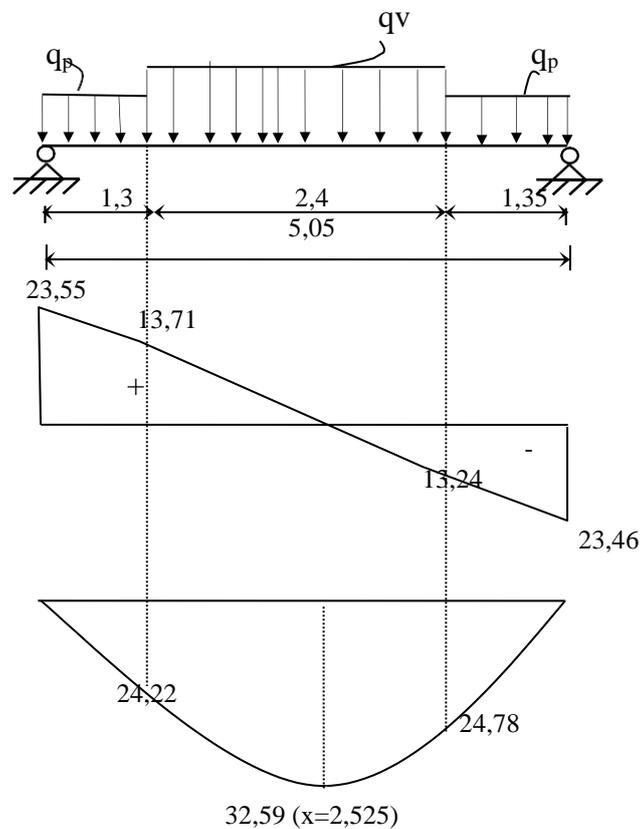
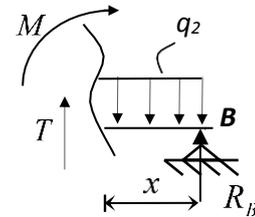
$$M(x) = R_A x - 1,3q_p (x - \frac{1,3}{2}) - \frac{(x-1,3)^2}{2} q_v$$



- $0 \leq x \leq 1,35$

$$T(x) = -R_B + q_p x$$

$$M(x) = -R_B x + q_p \frac{x^2}{2}$$



**Figure 3.8.** Diagrammes des sollicitations ELS.

**Tableau 3.3.** Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	Moment sur appuis (M <sub>a</sub> =0.3M <sub>0</sub> )	Moment en travée (M <sub>t</sub> =0.8M <sub>0</sub> )
0	32,21	32,21	0	32,62	43,82	21,91	37,25
1,3	–	18,443	32,924				
2,525	–	0	43,82				
3,7	–	-18,85	32,43				
5,05	32,62	-32,62	0				

**Tableau 3.4.** Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	Moment sur appuis (M <sub>a</sub> =0.3M <sub>0</sub> )	Moment en travée (M <sub>t</sub> =0.8M <sub>0</sub> )
0	23,55	23,55	0	23,55	32,59	16,3	27,7
1,3	–	13,71	24,22				
2,525	–	0	32,59				
3,7	–	-13,24	24,78				
5,05	23,46	-23,46	0				

**Conclusion :****E.L.U :**

$$M_t^{max} = 37,25KN.m$$

$$M_a^{max} = 21,91KN.m$$

$$T^{max} = 32,62KN$$

**E.L.S :**

$$M_t^{max} = 27,7KN.m$$

$$M_a^{max} = 16,3KN.m$$

$$T^{max} = 23,55KN$$

**c. Calcul des armatures :**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=20cm.

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe).

$$f_{c28} = 30MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=18cm$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=500MPa$$

**Tableau 3.5 :** Ferrailage de l'escalier.

	$M_U$ [kNm]	$\mu$	$\alpha$	Z [cm]	$A_{s'}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s^{choisit}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s^{adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Travée</b>	37,25	0,056	0,117	19,2	0	4,46	5 T12	5,65
<b>appui</b>	21,91	0,033	0,042	19,5	0	2,59	5 T10	3,93

- **Espacement :**

- **En travée :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$ .

On prend : esp=20cm

- **Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$ .

On prend : esp=20cm.

- **Armature de répartition :**

- **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,41cm^2/ml \leq A_r \leq 2,825cm^2/ml$$

Le choix est de 4T8=2,01cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm.

- **Sur appui :**

Le choix est de 4T8=2,01cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=25cm

**d. Vérification :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,49cm^2$$

**En travée :**  $A_s = 5,65cm^2 > A_s^{min} = 1,49cm^2$  ..... vérifiée

**Sur appui :**  $A_s = 3,93cm^2 > A_s^{min} = 1,49cm^2 \dots\dots\dots$  vérifiée

▪ **Effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 4MPa \dots\dots\dots \text{(fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,164 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

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

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

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

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

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 32,62 \cdot 10^3 - \frac{43,82 \cdot 10^6}{0,9 \times 198} = -213,28 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,164 \text{ MPA} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification à l'E.L. S :**

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

▪ **Vérification des contraintes du béton :**

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

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

**Moment d'inertie :**

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

Avec :

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$$

La vérification à faire est :

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

**Tableau 3.6 : Vérification des contraintes**

	$M_{ser}$ (KNm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
<b>Travée</b>	27,7	5,65	5,01	2273,28	6,1	Vérifiée
<b>Appui</b>	16,3	3,93	4,28	16812,73	4,15	Vérifiée

**Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{22}{505} = 0,044 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 19,8} = 0,0028 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{h}{L} = 0,044 < \frac{27,7}{10 \times 16,3} = 0,169 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \end{array} \right.$$

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

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

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

- **Moment d’inertie de la section homogène  $I_0$  :**

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

$$\begin{cases} I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d’inertie fictive.}$$

Avec :

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

$E_v=34179,55\text{Mpa}$

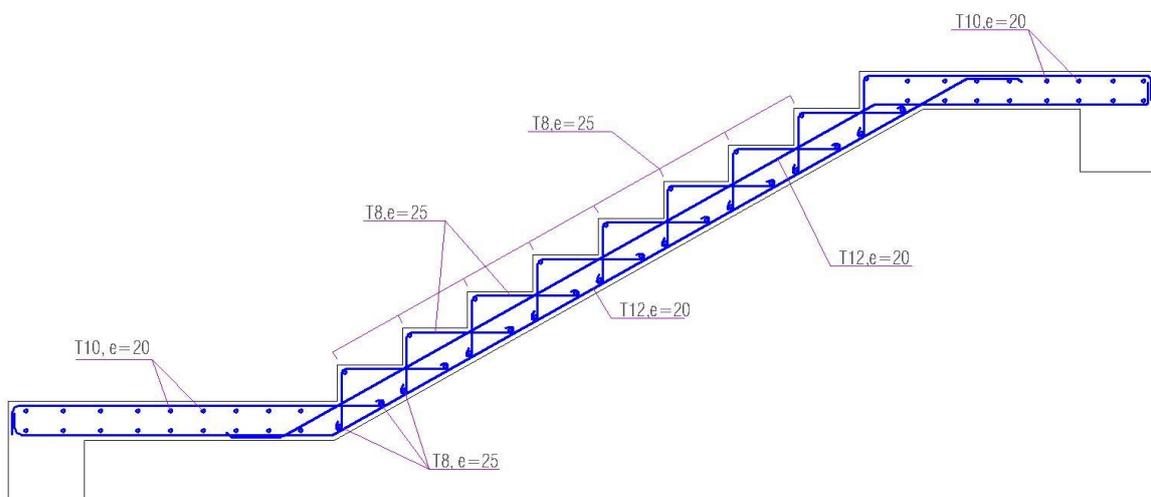
Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 3.7 :** Vérification de la flèche de l’escalier

$M_{ser}$ <b>KNm</b>	$A_s$ <b>cm<sup>2</sup></b>	$\delta$	$\sigma_s$ <b>(Mpa)</b>	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	$I_{fi}$ <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	$I_{fv}$ <b>(cm<sup>4</sup>)</b>
27,7	5,65	0,0029	247,61	8,41	3,36	0,2	95296,37	39534,05	57386,2

Les résultats de calcul de la flèche des différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

$f_i$ (cm)	$f_v$ (cm)	$\Delta f$ (cm)	$\bar{f}$ (cm) <sup>2</sup>	Observation
0,522	1,07	0,54	1,01	Vérifiée



3.9. Figure : schéma de ferrailage de l'escalier

### 3.4 Etude des planchers

#### 3.4.1 Introduction

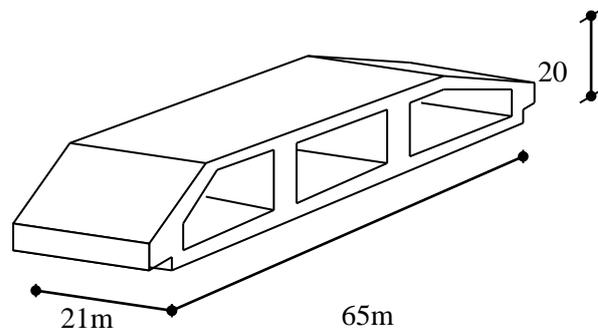
Les planchers sont des éléments plans horizontaux, qui ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

#### 3.4.2 Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm** .

### 3.4.2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de



**Figure 3.10.** Corps Creux.

Dimension  $(20 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

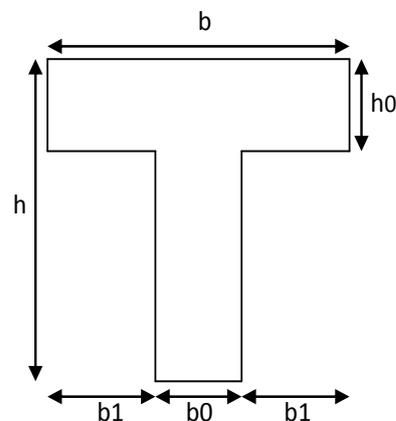
$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

**Avec :**

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

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



**Figure 3.11.** Schéma de poutrelle

**Tel que :**

$L_x$  : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$L_y$  : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (10; 15) \text{ cm.}$$

Soit :  $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 \text{ cm.}$$

$$L_y = 632 - 40 = 592 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{65}{2}, \frac{592}{10}\right) = 26,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

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

#### 3.4.2.1.1. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

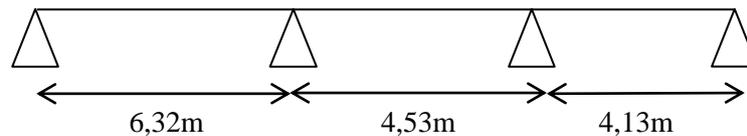
- A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$  et  $p_u = 0,65 \times q_u$
- A l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0,65 \times q_s$

**Tableau 3.7.** Charges et surcharges sur les poutrelles

			ELU		ELS	
	G	Q	$q_u$	$P_u$	$q_s$	$P_s$
Désignation	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/ml)	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	7,03	1,00	10,99	7,14	8,03	5,21
Etages d'habitation	5,84	1,50	10,13	6,59	7,34	4,77

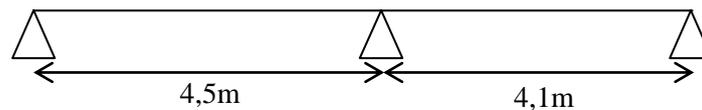
### 3.4.2.1.2. Les Différents types de poutrelles :

**Type 1** : Poutrelle à 3 travées.



**Figure 3.12.** Schéma statique de la poutrelle à 3 travées.

**Type 2** : Poutrelles à 2 travées.



**Figure 3.13** : Schéma statique de la poutrelle à 2 travées.

### 3.4.2.1.3. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul manuel en béton armé pour calculer les moments : La méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM**, ou bien en utilisant le logiciel **SAP2000** qui se base sur les théories des **Eléments finis**.

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire [1]**

#### Condition d'application

1- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :  $Q \leq \text{MAX} \{ 2G, 5 \text{ KN/m}^2 \}$

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

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

$$\rightarrow 0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

4- La fissuration est peu préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot

- **Méthode de CAQUOT : [1]**

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode**

❖ **Moment sur appuis.**

$M_a = 0.15M_0$  Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$  Appuis intermédiaire.

❖ **Moment en travée**

$$(M_i) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec :

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

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

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

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

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " $l'_w$ " à gauche et " $l'_e$ " à droite, avec :

$l'_w = l$  ..... pour une travée de rive.

$l'_e = 0,8l$  ..... pour une travée intermédiaire.

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

❖ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases} \text{ Avec :}$$

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

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

**3.4.2.1.4. Calcul des poutrelles :**

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression
- 1<sup>ère</sup> étape de calcul : avant coulage

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ❖ Son propre poids.
- ❖ Le corps creux.
- ❖ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille  $Q=1\text{KN/m}^2$ .

#### Evaluation des charges et surcharges :

##### ➤ Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15\text{kN/ml}$   
 Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 16 = 2,145\text{kN/ml}$

$$\mathbf{G=2,295\text{kN/ml}}$$

##### ➤ Charges d'exploitation :

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

#### -Combinaison des charges :

**Tableau 3.8** Evaluation des charges de la poutrelle avant le coulage

Sollicitations	E.L.U: $1.35G + 1.5Q$	E.L.S : $G + Q$
	$q_u = 4,073\text{ kN/ml}$	$q_s = 2,945\text{ kN/ml}$

$$\mathbf{E.L.U : } q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{4,073\text{kN/ml}}$$

$$\mathbf{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = \mathbf{2,945\text{kN/ml}}$$

#### -Calcul des moments :

$$M_u = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,073 \times 6,32^2}{8} = 20,33$$

$$M_{ser} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,945 \times 5^2}{8} = 14,70$$

#### 3.4.2.1.5. Ferrailage des poutrelles :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U.

$$M_u = 20,33\text{kNm} ; b = 12\text{cm} ; d = 4,5\text{cm} ; \sigma_{bc} = 17\text{Mpa}$$

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

$$\mu = \frac{20,73 \times 10^6}{120 \times 17 \times 45^2} = 4,92 > \mu_R = 0,371 \rightarrow A_S \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaitements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

- 2ème étape : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme un élément en « Té »

#### ❖ Plancher de service (plus sollicité) :

##### ➤ Calcul des efforts internes :

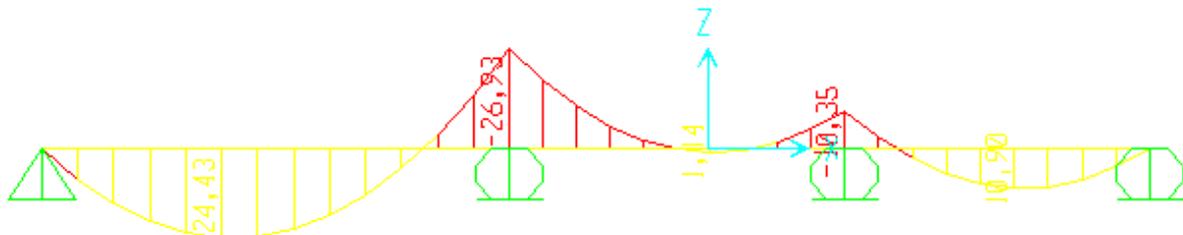
N.B : Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

**Méthode : élément finis (SAP 2000)**

**Poutrelle à (3) travées :**

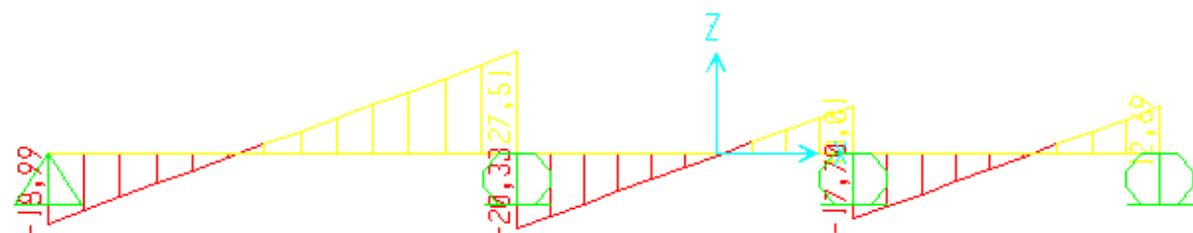
L= (6,32 ; 4,53 ; 4,13) m

#### • Diagrammes des Moments :



**Figure. 3.13:** Moment fléchissant, de la poutrelle à 3 travées

#### • Diagrammes des efforts tranchant :



**Figure. 3.14:** Effort tranchant de la poutrelle à 3 travée

## Calcul à ELU :

Tableau 3.9. Moment fléchissant à ELU de la poutrelle à 3 travées

	AB	BC	CD	
Portée $l$ [m]	6,32	4,53	4,13	
Portée fictive $l_0$ [m]	6,32	3,62	4,13	
Charge permanente $g$ [ $kN/m^2$ ]	7,03	7,03	7,03	
Charge exploitation $q$ [ $kN/m^2$ ]	1	1	1	
Chargée C : $1,35g + 1,5q$ [ $kN/ml$ ]	7,14	7,14	7,14	
Décharge D : $1,35g$ [ $kN/ml$ ]	5,94	5,94	5,94	
Ma cas 1 : CCC [ $kNm$ ]	0	-25,34	-12,79	0
Ma cas 2 : DCD [ $kNm$ ]	0	-21,76	-11,5	0
Ma cas 3 : CDC [ $kNm$ ]	0	-24,67	-11,92	0
Mo : Chargée [ $kNm$ ]	35,65	18,31	15,22	
Mo : Déchargée [ $kNm$ ]	29,66	15,23	12,66	
Mt cas1 : CCC [ $kNm$ ]	24,10	-0,22	9,49	
Mt cas2 : DCD [ $kNm$ ]	19,78	2,04	7,56	
Mt cas3 : CDC [ $kNm$ ]	24,38	-2,39	9,84	
Ma ; max [ $kNm$ ]	0	25,34	12,79	0
Mt ; max [ $kNm$ ]	35,65	18,31	15,22	

Calcul à ELS :

Tableau 3.10. Moment fléchissant à ELS de la poutrelle à 3 travées

	AB	BC	CD
Portée $l$ [m]	6,32	4,53	4,13
Portée fictive $l_0$ [m]	6,32	3,62	4,13
Charge permanente $g$ [ $kN/m^2$ ]	7,03	7,03	7,03
Charge exploitation $q$ [ $kN/m^2$ ]	1	1	1
Chargée C : $g + q$ [ $kN/ml$ ]	5,21	5,21	5,21
Décharge D : $g$ [ $kN/ml$ ]	4,57	4,57	4,57
Ma cas 1 : CCC [ $kNm$ ]	0	-18,49	-9,33
Ma cas 2 : DCD [ $kNm$ ]	0	-16,58	-8,64
Ma cas 3 : CDC [ $kNm$ ]	0	-18,13	-8,87
Mo : Chargée [ $kNm$ ]	26,01	13,36	11,11
Mo : Déchargée [ $kNm$ ]	22,82	11,72	9,74
Mt cas1 : CCC [ $kNm$ ]	17,58	-0,16	6,93
Mt cas2 : DCD [ $kNm$ ]	15,28	1,04	5,90
Mt cas3 : CDC [ $kNm$ ]	17,73	-1,32	7,12
Ma ; max [ $kNm$ ]	0	-18,49	-9,33
Mt ; max [ $kNm$ ]	26,01	13,36	11,11

Poutrelle à (02) travées :

Calcul à ELU :

L= (4,5 ; 4,1) m

- Diagrammes des Moments :

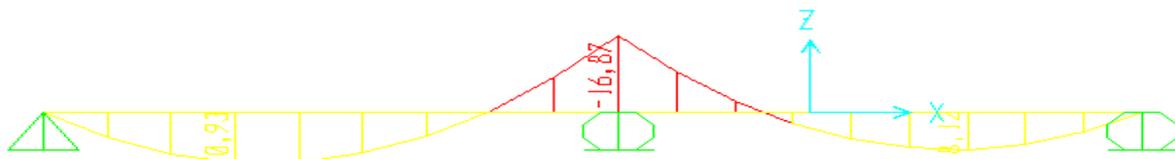


Figure. 3.15. Moment fléchissant, de la poutrelle à 2 travée

- Diagrammes des efforts tranchant :

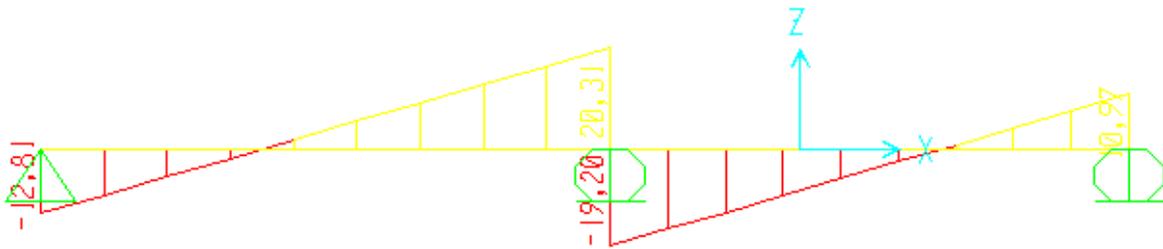


Figure. 3.16. Effort tranchant de la poutrelle à 2 travée

Tableau 3.11. Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 02 travée. ELU

	AB		BC	
Portée $l$ [m]	4,5		4,1	
Portée fictive $l_0$ [m]	4,5		4,1	
Charge permanente $g$ [ $kN/m^2$ ]	7,03		7,01	
Charge exploitation $q$ [ $kN/m^2$ ]	1		1	
Chargée C : $1.35g + 1.5 q$ [ $kN/m$ ]	7,14		7,14	
Déchargée D : $1.35g$ [ $kN/m$ ]	5,94		5,94	
Ma cas 1 : CC [ $kN.m$ ]	0	-15,63	0	0
Ma cas 2 : DC [ $kNm$ ]	0	-14,14	0	0
Ma cas 3 : CD [ $kNm$ ]	0	-14,50	0	0
Mo : Chargée [ $kNm$ ]	18,07		15	
Mo : Déchargée [ $kNm$ ]	15,04		12,48	
Mt cas1 : CC [ $kNm$ ]	11,10		8,2	
Mt cas2 : DC [ $kNm$ ]	8,8		8,76	
Mt cas3 : CD [ $kNm$ ]	11,55		6,28	
Ma ; max [ $kNm$ ]	0	15,63	0	0
Mt ; max [ $kNm$ ]	11,55		8,76	

Calcul à ELS :

Tableau 3.12. Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 02 travée. ELS

	AB	BC	
Portée $l$ [m]	4,5	4,1	
Portée fictive $l_0$ [m]	4,5	4,1	
Charge permanente $g$ [kN/m <sup>2</sup> ]	7,03	7,01	
Charge exploitation $q$ [kN/m <sup>2</sup> ]	1	1	
Chargée C : $g + q$ [kN/m]	5,21	5,21	
Déchargée D : $g$ [kN/m]	4,57	4,57	
Ma cas 1 : CC [kN.m]	0	-11,41	0
Ma cas 2 : DC [kNm]	0	-10,61	0
Ma cas 3 : CD [kNm]	0	-10,80	0
Mo : Chargée [kNm]	13,19	10,95	
Mo : Déchargée [kNm]	11,57	9,60	
Mt cas1 : CC [kNm]	8,10	5,99	
Mt cas2 : DC [kNm]	6,87	6,29	
Mt cas3 : CD [kNm]	8,34	4,96	
Ma ; max [kNm]	0	-11,41	0
Mt ; max [kNm]	8,34	6,29	

➤ Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée dans les 2 types sont :

**E.L.U :**

$$M_{tu}^{\max} = 24,38 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 25,34 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 26,57 \text{ kN}$$

**E.L.S :**

$$M_{tser}^{\max} = 17,73 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 18,49 \text{ kNm}$$

**a. Ferrailage en travée :**

$h=25\text{cm}$  ;  $h_0=5\text{cm}$  ;  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $d=0,9h=22,5\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=17\text{MPa}$  ;  $f_e=500\text{MPa}$  ;  
 $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 92,11 \text{ KNm}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau. 3.13.** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
24,38	0,044	Oui	0	0,056	22	Oui	10‰	434,78	2,55

**Condition de non fragilité :**

$$A_s = \text{Max} \{ 1,25\text{cm}^2; 2,55\text{cm}^2 \} = 2,55 \text{ cm}^2, \quad A_s^{\min} = 1,61\text{cm}^2$$

On adopte : **3T12**  $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

**b. Ferrailage sur appuis :**

On a :  $M_{au}^{\max} = 25,34\text{kNm} < M_{tab} = 92,11\text{kNm}$

$\Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple.

**Tableau. 3.14.** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{tu}(kNm)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	$\alpha$	$Z(cm)$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(mPa)$	$A_s(cm^2)$
25,34	0,087	Oui	0	0,058	22	Oui	10‰	434,78	2,65

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,61 \text{ cm}^2 < A_s = 2,65 \text{ cm}^2$$

Choix : **1T12 + 1T14** ( $A_s = 2,67 \text{ cm}^2$ )

**➤ Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 26,57 \text{ kN}$ .

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

**Tel que :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{26,57 \times 10^3}{12 \times 10 \times 22,5 \times 10} = 0,984 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**❖ Au voisinage des appuis****1. Appuis de rives :****- Vérification de la compression du béton :**

$T_u = 26,57 \text{ kN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{T_u}{0,9 b_0 d} = \frac{26,57 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} = 1,093 < 8 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

**- Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2,67 \geq \frac{T_u \times \gamma_b}{f_e} = \frac{26,57 \times 10^3 \times 1,15}{500} = 0,61 \text{ cm}^2$$

**2. Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$- \frac{T_u}{0,9b_0d} = \frac{26,57 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 225} 1,093 < 8 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes :**○ **Vérification des contraintes des armatures :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

○ **Vérification des contraintes du béton :**

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

• **Détermination de l'axe neutre :**

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

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

**Avec :**

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; c = c' = 2,1 \text{ cm}$$

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

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

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance « y » et le moment d'inertie « I » se calculent par les formules qui suivent :

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

**Tableau 3.15.** Vérification de la contrainte de béton

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(mPa)$	Vérification
<b>Travée</b>	17,73	3,39	5,20	18265,40	5,05	<b>Vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	18,49	2,67	5,80	14938,87	5,8	<b>Vérifiée</b>

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

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

**Avec :**

$h = 25cm; b_0 = 12cm; d = 22,5cm; L = 6,32m; M_{tser} = 17,73kNm;$

$A_s = 3,39cm^2; f_e = 500MPa$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{632} = 0,0395 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{3,39}{12 \times 22,5} = 0,0125 > \frac{4,2}{500} = 0,0084 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{632} = 0,039 < 0,095 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

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

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

Donc :

$$f = 0,5 + \frac{632}{1000} = 1,135$$

- **Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>" :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left( \frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>" :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} (y_1-h_0)^3 + 15A_s (d-y_1)^2$$

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

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

**Tableau 3.16.** Calcul de la flèche

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
17,73	3,39	9,02	0,012	232,45	3,74	1,50	0,7	89720,42	27221,07	43761,01

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179,56 \text{ Mpa} \quad ; \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496,76 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i \times I_{fi}} = 0,7612 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v \times I_{fv}} = 1,4076 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,6465 \text{ cm} < 1,13 \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

➤ **Calcul des armatures transversales et l'espace**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE240* ( $f_e=235 \text{ MPa}$ )

- **BAEL 91 modifié 99**

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

- **RPA 99 version 2003**

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

Avec :

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

$\phi_t$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_t \leq \text{Min}(0,60\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm})$ .

Nous adopterons :  $\phi_t = 6\text{mm}$ .

Donc :

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,059\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 20,25\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,0492\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA 99 version 2003" .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 6,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 12,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 0,56 \text{ cm}^2$$

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

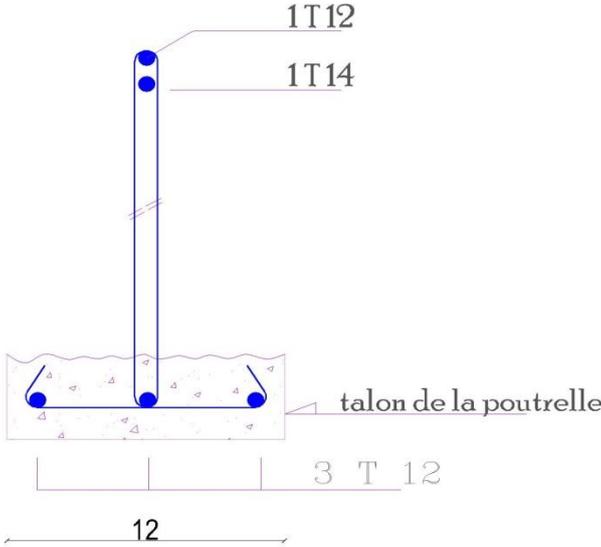
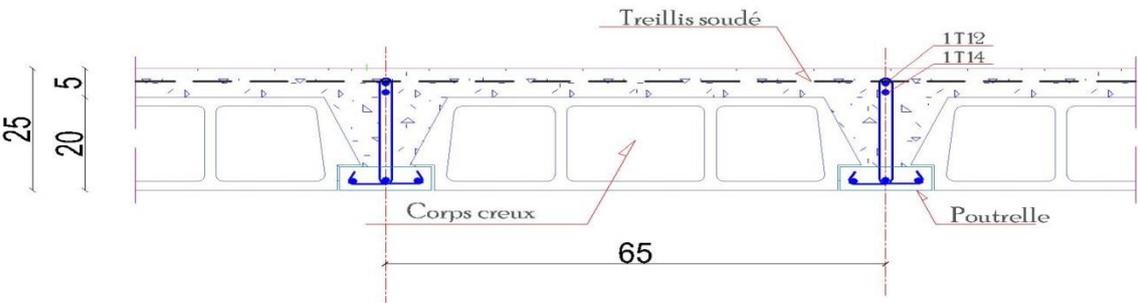
• **Choix des espacements :**

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

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} S_t = 5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Le ferrailage final adopté pour tous les types des poutrelles est représenté dans le schéma

suivant :



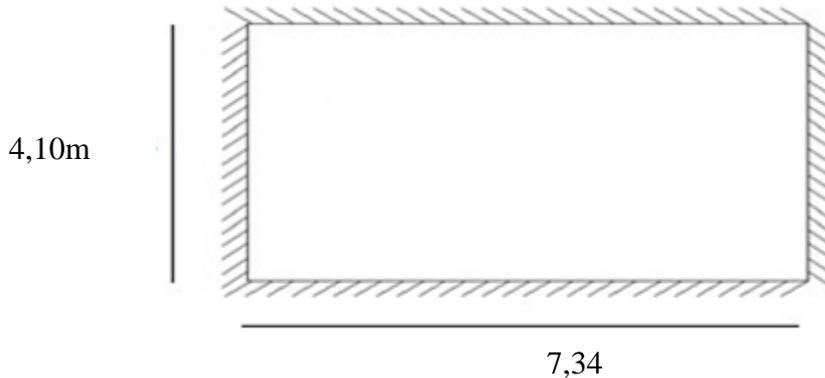
3.17. Figure schéma de ferrailage des poutrelles

3.5. Plancher en dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

- type "I" : sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

### 3.5.1. Evaluation des charges :



**Figure. 3.18.** Schéma de la dalle pleine RDC

$$G=6,29\text{kN/m}^2, Q=5\text{kN/m}^2$$

$$\text{ELU} : q_u=1,35G+1,5Q=15,99\text{kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}}=G+Q=11,29\text{kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,1}{7,34} = 0,56 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### 3.5.1.2 Calcul des moments :

$$\text{Dans le sens de la petite portée} : M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée} : M_y = \mu_y M_x$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonctions  $\nu$

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 0,56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,088 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 23,65 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,9125 \text{ kN.m}$$

▪ **Moments en travées :**

$$M_{Tx} = 0,85 M_x = 20,1 \text{ kNm}$$

$$M_{Ty} = 0,75 M_y = 4,43 \text{ kNm}$$

▪ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 11,83 \text{ kNm}$$

**3.5.1.3. Ferrailage de la dalle :**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=0,9h=13,5\text{cm}$  ;  $f_c=500\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$  ;

$\sigma_s=435\text{MPa}$  Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.17.** Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	$M_u$ (kNm)	U	$A_s'$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm)	Choix	$A_s^{adp}$ (cm)	Esp (cm)
Travée	x-x	20,1	0,065	0	0,084	13	3,54	5T10	3,93	20
	y-y	4,43	0,014	0	0,018	13,4	0,76	4T8	2,01	25
Appuis	x-x	11,83	0,038	0	0,049	13,2	2,06	5T8	2,51	20
	y-y									

**Espacement :**

**Travée :**

-Sens x-x :  $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

-Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

**Appuis :**

-Sens x-x :  $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

-Sens y-y :  $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

**Condition de non fragilité :**

On a:  $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h = e = 15\text{cm}; b = 100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,46\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,56 \end{cases}$$

**Travée :**

Sens x-x :  $A = 3,93\text{cm}^2 > A^{\min} = 1,46\text{cm}^2$       *Vérifiée*

Sens y-y :  $A = 2,01\text{cm}^2 > A^{\min} = 1,20\text{cm}^2$       *Vérifiée*

**Appuis :**

Sens x-x :  $A = 2,51\text{cm}^2 > A^{\min} = 1,46\text{cm}^2$       *Vérifiée*

Sens y-y :  $A = 2,51\text{cm}^2 > A^{\min} = 1,20\text{cm}^2$       *Vérifiée*

**3.5.1.4 Calcule des armatures des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée

:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,5\text{MPa}$$

$$T_u = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15,99 \times 4,1 \times 7,34}{(2 \times 4,1) + 7,34} = 30,97\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{15,99 \times 4,1}{3} = 21,86\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 30,97\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{30,97 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,23\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**3.5.1.5. Vérification à L'ELS :****a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,56 \begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 17,51 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7,45 \text{ kN.m}$$

**▪ Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 14,88 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 5,59 \text{ kNm}$$

**▪ Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 5,26 \text{ kNm}$$

**a. Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau 3.18.** Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	14,88	3,93	3,44	7322,87	7	18	OK
	y-y	5,59	2,01	2,57	4167,68	3,44	18	
Appuis	x-x	5,26	2,51	2,83	5041,91	2,96	18	OK
	y-y							

**b. Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{Lx} = 0,039 \geq \frac{1}{25} \text{ à } \frac{1}{35} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} = 2,91 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{fe} = \frac{2}{500} = 4 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{Lx} = 0,036 < \frac{M_t}{20Mx} = 0,042 \dots\dots\dots \text{non.vérifiée}$

Puisque pas toutes les conditions sont vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

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

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

Donc :

$\bar{f} = 0,5 + \frac{734}{1000} = 1,23$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 3.19.** Calcul de la flèche

Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>x-x</b>	14,88	3,93	0,0029	280,46	8,24	3,30	0,26	30247,20	23838,45	26113,67
<b>y-y</b>	5,59	2,01	0,0015	206,01	16,1	6,40	0,16	29210,4	20768,04	27441,07

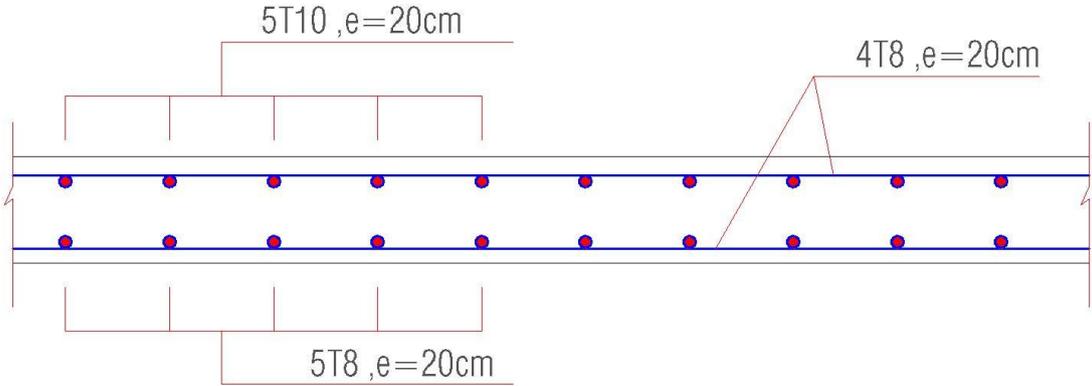
- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 0,3070 \text{ cm}$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ev \times I_{fv}} = 0,8331 \text{ cm}$

$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,6362 \text{ cm} < \bar{f} = 1,23 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$



3.19. Figure schéma de ferrailage de la dalle pleine

### 3.6. Etude des balcons :

#### 3.6.1. Introduction

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés et se reposent sur trois appuis.

#### pré dimensionnement :

On a :  $L_y=3,7\text{m}$  ;  $L_x=1,6\text{m}$

#### 3.6.2. Calcul des charges sollicitant le balcon

##### a. Charges permanentes et surcharges d'exploitation :

- Charge permanente :

**Tableau 3.20.** Charge permanente sur le balcon

désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
dalle de sol	28	2	0,56
Mortier de pose	20	2	0,4
Lit de sable	18	3	0,54
Dalle à épaisseur	25	15	3,75
Enduit en ciment	18	2	0,36
$\Sigma$	/	/	<b>5,61</b>

Pour une bande de 1m :

$$G \times 1\text{m} = 5,61 \times 1 = \mathbf{5,61 \text{ KN/m}}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m, pour une bande de 1m}$$

- Charge concentrée :

**Tableau 3.21.** Charge concentrée sur le balcon.

désignation de l'élément	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Ep (cm)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit au ciment	18	2	0,36
Maçonnerie	9	10	0,9
Enduit au ciment	18	2	0,36
$\Sigma$	/	/	<b>1,62</b>

Pour une bande de 1m,  $F = 1,62$  kN/m

- Moment due à la main courante :

$$M_{mc} = 1 \times 1 = 1 \text{ kNm}$$

### III.6.2.1. Combinaisons des charges :

**Tableau 3.22.** Les combinaisons des charges.

	ELU	ELS
q (kN/m)	12,82	9,11
F(kN)	2,19	1,62
$M_{mc}$ (kNm)	1,5	1

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,6}{3,4} = 0,43 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### Calcul des moments :

Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonctions  $\nu$

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l' ELU} \\ 0,2 & \text{à l' ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 0,43 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1062 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 3,49 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,87 \text{ kN.m}$$

▪ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 2,971 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,74 \text{ kNm}$$

▪ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 1,75 \text{ kNm}$$

### 3.6.2.2. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=0,9h=13,5\text{cm}$  ;  $f_c=500\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$  ;

$\sigma_s=435\text{MPa}$  Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.23.** Ferrailage de balcon.

	Sens	$M_u$ (kNm)	U	$A_s'$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm)	Choix	$A_s^{adp}$ (cm)	Esp (cm)
Travée	x-x	2,97	0,010	0	0,012	13,4	0,51	4T8	2,01	25
	y-y	0,74	0,002	0	0,003	13,5	0,13	4T8	2,01	25
Appuis	x-x	1,75	0,007	0	0,105	13,5	0,30	4T8	2,01	25
	y-y									

**Espacement :**

**Travée :**

-Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

-Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

**Appuis :**

-Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h = 45\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

-Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h = 60\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \text{Vérifier}$

**Condition de non fragilité :**

On a :  $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$

$h = e = 15\text{cm}$  ;  $b = 100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,54\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\text{‰} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,43 \end{cases}$$

**Travée :**

Sens x-x :  $A = 2,01\text{cm}^2 > A^{\min} = 1,46\text{cm}^2$       *Vérifiée*

Sens y-y :  $A = 2,01\text{cm}^2 > A^{\min} = 1,20\text{cm}^2$       *Vérifiée*

**Appuis :**

Sens x-x :  $A = 2,01\text{cm}^2 > A^{\min} = 1,46\text{cm}^2$       *Vérifiée*

Sens y-y :  $A = 2,01\text{cm}^2 > A^{\min} = 1,20\text{cm}^2$       *Vérifiée*

**3.6.2.3. Calcule des armatures des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée

:

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,5\text{MPa}$$

$$T_u = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{12,82 \times 1,6 \times 3,7}{(2 \times 1,6) + 3,7} = 10,99\text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{12,82 \times 1,6}{3} = 6,83\text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 10,99\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{10,99 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,08\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**3.6.2.3.1. Vérification à l'ELS :****a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,43 \begin{cases} \mu_x = 0,1087 \\ \mu_y = 0,3077 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 2,53 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,78 \text{ kN.m}$$

**▪ Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 2,15 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,66 \text{ kNm}$$

**▪ Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x = 0,76 \text{ kNm}$$

**b. Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau 3.24.** Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	2,15	2,01	2,57	4167,68	1,32	18	OK
	y-y	0,66	2,01	2,57	4167,68	0,41	18	
Appuis	x-x	0,76	2,01	2,57	4167,68	0,47	18	OK
	y-y							

**c. Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

- $\frac{h}{L_x} = 0,094 \geq \frac{1}{25} \text{ à } \frac{1}{35} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} = 1,49 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{500} = 4 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L_x} = 0,036 < \frac{M_t}{20M_x} = 0,042 \dots\dots\dots \text{non.vérifiée}$

Puisque pas toutes les conditions sont vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

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

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

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

Donc :

$\bar{f} = \frac{370}{500} = 0,74$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 3.25.** Calcul de la flèche

Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>x-x</b>	2,15	2,01	0,0015	79,23	16,1	6,45	0,46	29210,4	4978,12	14739,24
<b>y-y</b>	0,66	2,01	0,0015	24,32	16,1	6,45	0,65	29210,4	3388,01	9146,69

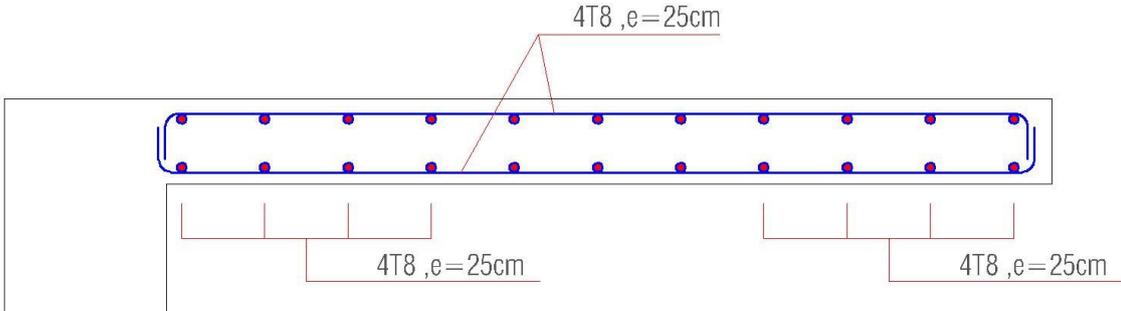
- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 0,01607 \text{ cm}$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ev \times I_{fv}} = 0,0146 \text{ cm}$

$\Delta f_t = f_v - f_i = 0,0015 \text{ cm} < \bar{f} = 1,23 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$



3.20. Figure schéma de ferrailage de balcon

**4.1. Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage. Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique.

De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structurel lors du séisme.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

**4.2 Etude dynamique :****4.2.1. Introduction :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure, Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

**4.2.2. Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de (D.D.L) fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

**4.2.3. Caractéristiques dynamiques propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : [M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$  : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre.

Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues «  $A_i$  ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en  $(\omega^2)$ .

Les (n) solutions  $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$  sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ )

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale (modale Shape).

### 4.3. Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelque année et qui est à notre porté : il s'agit du ETABS (version 18.0.2)

#### 4.3.1. Présentation du programme ETABS 18.0.2 :

ETABS 18.0.2 est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau.....) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet

aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

#### 4.3.2 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### 4.3.3. L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS 18 offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique

#### 4.3.4. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le RPA99 version 2003 avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (Mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5\text{t/m}^3$ .

- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

#### **4.3.5. Conception du contreventement vertical :**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Eloigner les éléments verticaux parallèles afin de disposer d'un grand bras de levier du couple résistant à torsion.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.
- Superposer les éléments verticaux, afin de créer des consoles verticales de section constante ou élargies vers le bas.

#### **4.4. Etude sismique :**

##### **4.4.1. Stratégie du calcul sismique :**

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage considéré. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations, le calcul dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

##### **1- La méthode statique équivalente :**

Le calcul statique équivalent implique la substitution au calcul dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- Le mode fondamental est seul pris en compte.
- La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structure à portique et à une parabole pour les structures en voiles.

**a. Conditions d'applications :**

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

-Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

-Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

**Zone III :** {

- groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

✓ la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17m.

**2- La méthode d'analyse modale spectrale :**

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

**a-Principe :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- 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 (3) 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots \dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_K$  la période du mode K.

### 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme (temporelle) :

À partir des accélérogrammes, elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps.

#### 4.4.2. Choix de la méthode calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans le cas de notre structure étudié la hauteur supérieurement à 10 m en zone III, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique.

#### 4.4.3. Analyse spectrale :

##### 4.4.3.1. Méthode dynamique modale spectrale :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.

Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

##### 4.4.3.2. Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur.

$$g = 9.8067 \text{ N}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de cette bâtiment se fera dans la wilaya de BLIDA (zone III).

Donc :

$$A = 0,25$$

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

**$\xi$**  : Pourcentage d'amortissement critique.

$$\text{avec } \xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$$

$\xi=7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense).

**R** : Coefficient de comportement de la structure qui reflète la ductilité de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

$$R=5.$$

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

$$T_1=0,15 \text{ s et } T_2=0,5 \text{ s (site meuble S=3)}$$

**Q** : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$  [2]

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée par le tableau **4.4(RPA 99/version 2003)**.

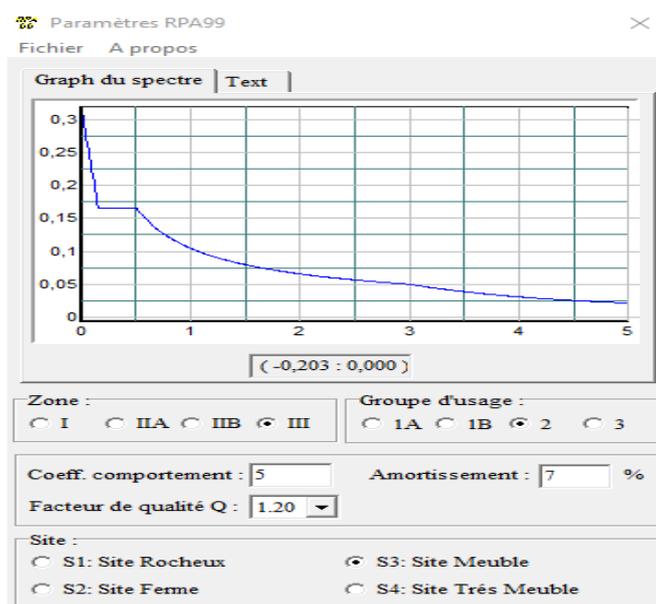
**Tableau 4.1** : Valeurs de Pénalités.

Critère q	Observée (o/n)	Pq// xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	non	0.50	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0.00	oui	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.00	oui	0.00

$$Q//xx=1+(0.05+0.05+0+0.50+0.05+0.00) = 1.20.$$

$$Q//yy=1+(0.05+0.05+0+0.05+0.05+0.00) = 1.20.$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

**Figure 4.1** : Spectre de réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données. La réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dont le rapport est de :  $r = \frac{0,8V}{V_t}$

Où :

$V_t$  : tiré par logiciel de calcul (modale spectrale).

$V$  : obtenu par la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Cette force  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec

$A = 0,25$  Coefficient d'accélération de zone

$W$  : Poids total de la structure.

$Q = 1,20$

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \cdot \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \cdot \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \cdot \end{cases}$$

$$\eta = 0,8819 \quad T_1 = 0,15 \text{ s} \quad T_2 = 0,5 \text{ s} \quad T = ?$$

➤ **Estimation de 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 calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0,05$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 32,4 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T = 0,05 \times 32,4^{0,75} = 0,679 \text{ s} \quad \longrightarrow \quad 1,3T = 0,883 \text{ s}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$\begin{cases} \Rightarrow D_x = 42.49 \text{ m}, \\ \Rightarrow D_y = 27.11 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05(32.4)^{3/4} = 0,679 \text{ s}, \text{ dans les deux directions.}$$

$$\Rightarrow 1.3 \times T = 1.3 \times 0,679 = 0.882 \text{ s}$$

$$\checkmark \text{ Suivant la direction (x - x)} \quad T_x = 0,09 \frac{32.4}{\sqrt{42.49}} = 0,447 \text{ sec.}$$

$$\checkmark \text{ Suivant la direction (y - y)} \quad T_y = 0,09 \frac{32.4}{\sqrt{27.11}} = 0,560 \text{ sec.}$$

$$\text{Sens (x-x)} : T_x = \min(0,447; 0,679) = 0,447 \text{ sec.}$$

$$\text{Sens (y-y)} : T_y = \min(0,560; 0,679) = 0,560 \text{ sec.}$$

Calcul de D

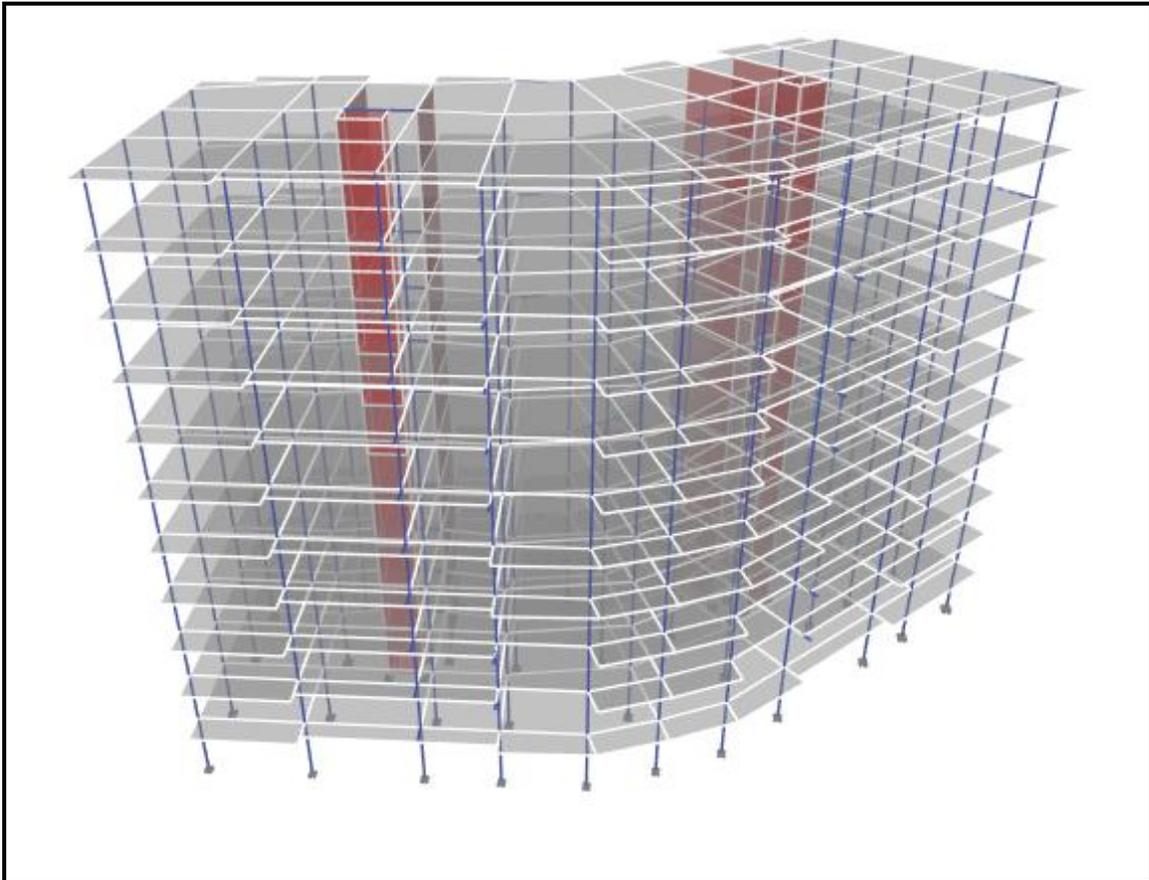
$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta = 2,5 \times 0,8819 = 2.2047 \\ D_y = 2,5\eta \left( \frac{T_x}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left( \frac{0,5}{0,560} \right)^{2/3} = 2.044 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,2047 \times 1,2}{5} \cdot W = 0,1322 \times W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,044 \times 1,2}{5} \cdot W = 0,1533 \times W \end{cases}$$

**4.5 Résultats de l'analyse sismique :****1-Modèle initial :**

- **Disposition des voiles :**



**Figure 4.2 :** Vue en 3D du modèle initial.

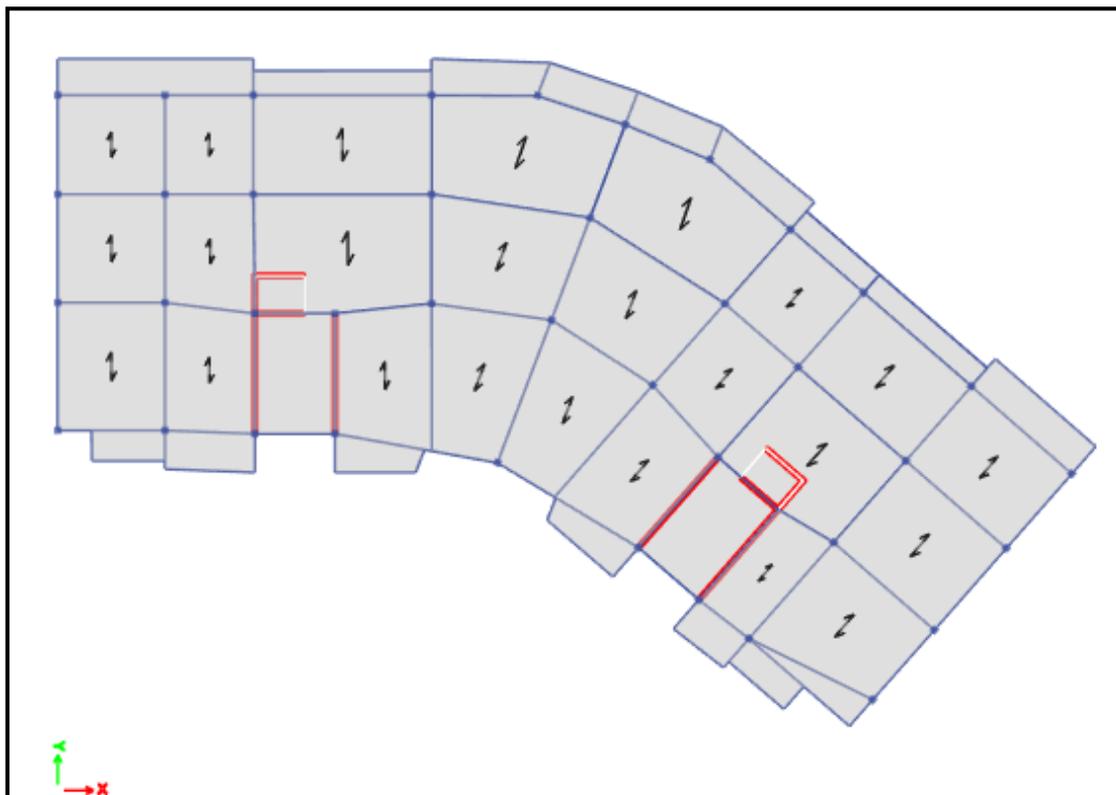


Figure 4.3 : Vue en plan du modèle initial.

Tableau 4.2 : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.

#### POTEAUX CENTREAUX

Niveau	Les sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres secondaire (cm <sup>2</sup> )
09 <sup>ème</sup> ; 10 <sup>ème</sup>	<b>30×30</b>	<b>30×55</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>
07 <sup>ème</sup> ; 08 <sup>ème</sup>	<b>35×35</b>	<b>30×55</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>
05 <sup>ème</sup> ; 06 <sup>ème</sup>	<b>40×40</b>	<b>30×55</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>
03 <sup>ème</sup> ; 04 <sup>ème</sup>	<b>45×45</b>	<b>30×55</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>
01 <sup>er</sup> ; 02 <sup>ème</sup>	<b>50×50</b>	<b>30×55</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>
RDC	<b>55×55</b>	<b>30×55</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>

. **Tableau 4.3** : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.**POTEAUX DE RIVE**

Niveau	Les sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres secondaire (cm <sup>2</sup> )
04 <sup>ème</sup> ; 05 <sup>ème</sup> ; 06 <sup>ème</sup> ; 07 <sup>ème</sup> ; 08 <sup>ème</sup> ; 09 <sup>ème</sup> ; 10 <sup>ème</sup>	<b>30×30</b>	<b>30×55</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>
RDC ; 01 <sup>er</sup> ; 02 <sup>ème</sup> ; 03 <sup>ème</sup>	<b>35×35</b>	<b>30×55</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>

. **Tableau 4.4** : Dimensions des éléments verticaux de chaque niveau.**POTEAUX D'ANGLE**

Niveau	Les sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres principales (cm <sup>2</sup> )	Les sections des Poutres secondaire (cm <sup>2</sup> )
RDC ; 01 <sup>er</sup> ; 02 <sup>ème</sup> 03 <sup>ème</sup> ; 04 <sup>ème</sup> ; 05 <sup>ème</sup> 06 <sup>ème</sup> ; 07 <sup>ème</sup> ; 08 <sup>ème</sup> ; 09 <sup>ème</sup> ; 10 <sup>ème</sup>	<b>30×30</b>	<b>30×55</b>	<b>30×45</b>	<b>30×40</b>

Dalle corps creux	Dalle pleine (balcon)	Voile
e = 20+5	e = 15 cm	e = 20cm

**a-Caractéristiques dynamiques propres :****Tableau 4.5 : Participation massique du modèle initial.**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1,161	0,5084	0,066	0	0,5084	0,066	0	0,0239	0,187	0,1631	0,0239	0,187	0,1631
Modal	2	0,863	0,0749	0,1384	0	0,5833	0,2044	0	0,0652	0,0277	0,4667	0,0891	0,2148	0,6298
Modal	3	0,85	0,1458	0,4749	0	0,729	0,6793	0	0,2445	0,0701	0,0517	0,3336	0,2849	0,6815
Modal	4	0,357	0,1026	0,0138	0	0,8317	0,6932	0	0,0438	0,3148	0,0263	0,3774	0,5997	0,7077
Modal	5	0,192	0,0197	0,004	0	0,8514	0,6972	0	0,007	0,0365	0,1769	0,3844	0,6362	0,8846
Modal	6	0,181	0,0028	0,11	0	0,8542	0,8072	0	0,1877	0,0098	0,0033	0,5721	0,646	0,8879
Modal	7	0,18	0,0652	0,0752	0	0,9194	0,8824	0	0,1148	0,1235	0,0013	0,687	0,7695	0,8893
Modal	8	0,112	0,0206	0,003	0	0,94	0,8854	0	0,0089	0,0618	0,0039	0,6958	0,8313	0,8932
Modal	9	0,085	0,007	0,001	0	0,947	0,8864	0	0,0024	0,0161	0,0584	0,6982	0,8474	0,9516
Modal	10	0,078	0,0087	0,0604	0	0,9557	0,9468	0	0,1429	0,0206	0	0,8411	0,868	0,9516
Modal	11	0,076	0,0124	0,0019	0	0,9681	0,9487	0	0,0054	0,0349	0,0016	0,8464	0,9029	0,9531
Modal	12	0,057	0,0065	0,0009	0	0,9745	0,9496	0	0,0028	0,0201	0,0029	0,8492	0,9231	0,9561

**Remarque :**

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage d'ascenseur.

**Constatation :**

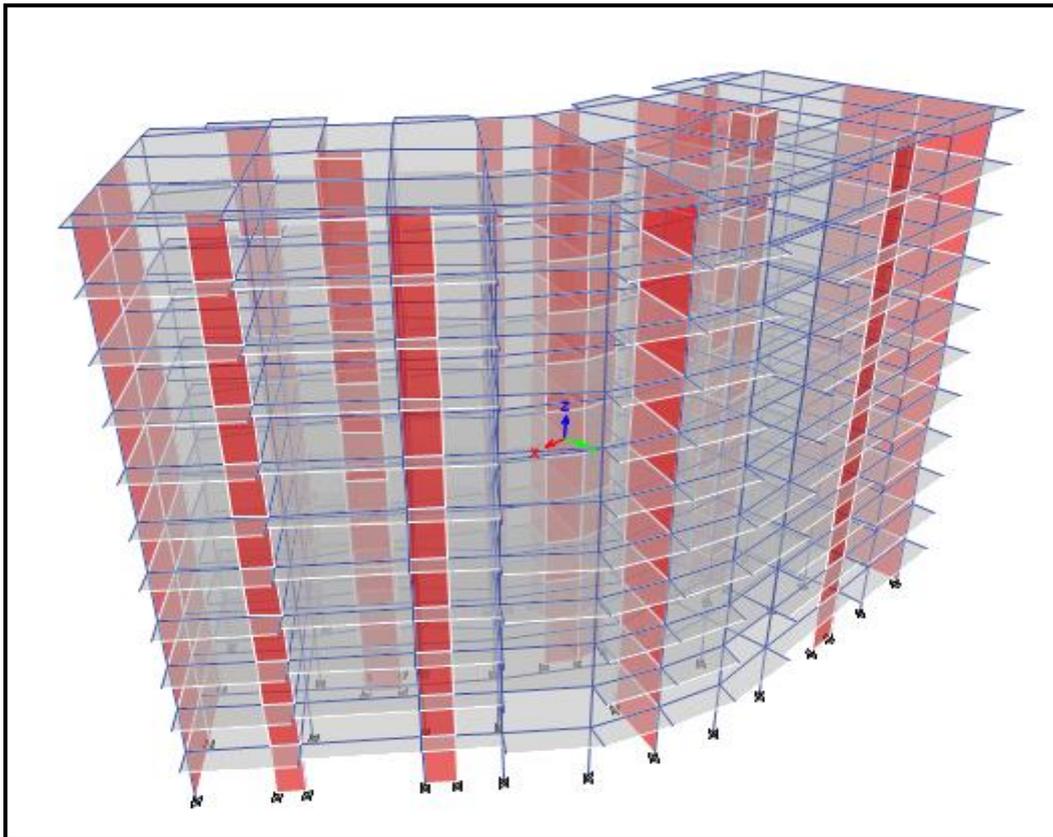
L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 1,161 \text{ sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **10<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode rotation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode rotation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode rotation

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles pour éviter les modes rotations.

**1-Modèle 1 :**

- **Disposition des voiles :**



**Figure 4.4 :** Vue en 3D du modèle 1.

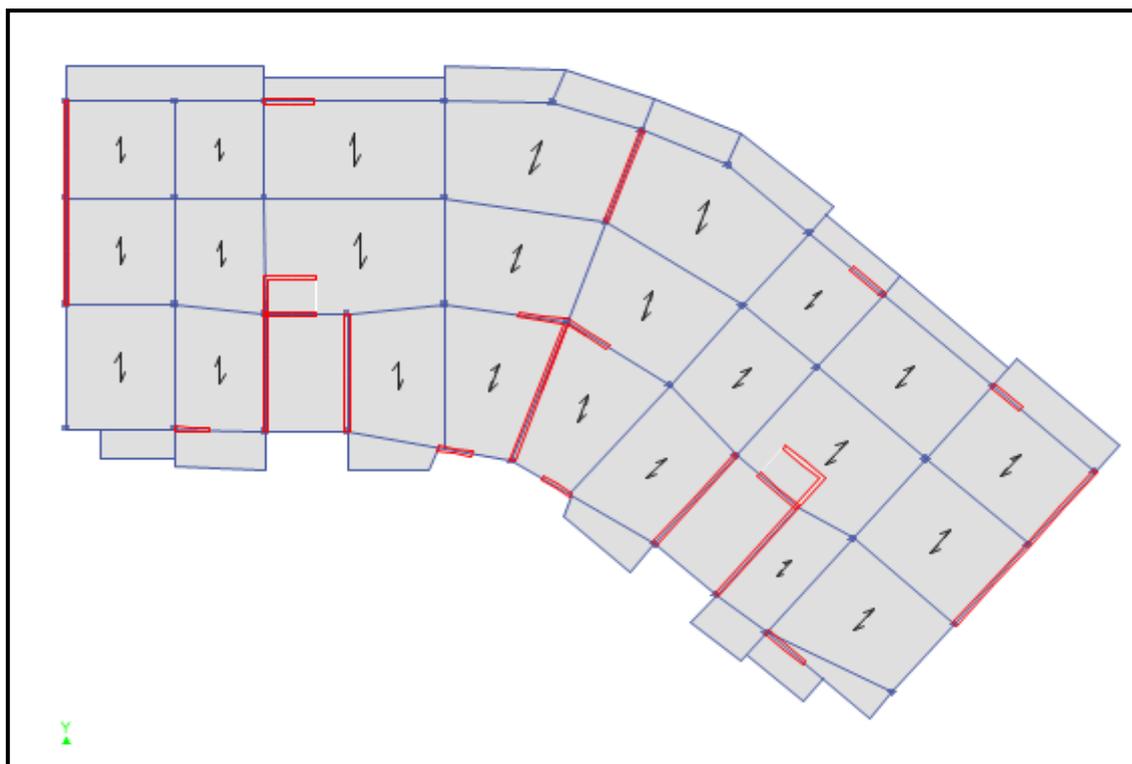


Figure 4.5: vue en plan du modèle 1.

a- Caractéristiques dynamiques propres :

Tableau 4.6 : Participation massique du 2<sup>ème</sup> modèle.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,89	0,6004	0,0778	0	0,6004	0,0778	0	0,0286	0,2255	0,0647	0,0286	0,2255	0,0647
Modal	2	0,567	0,0573	0,6048	0	0,6577	0,6825	0	0,3088	0,0318	0,012	0,3374	0,2573	0,0767
Modal	3	0,494	0,0746	0,0007	0	0,7323	0,6833	0	0,0005	0,0321	0,6017	0,3379	0,2895	0,6784
Modal	4	0,266	0,1062	0,0135	0	0,8385	0,6968	0	0,047	0,3318	0,0131	0,3849	0,6213	0,6915
Modal	5	0,13	0,0436	0,0064	0	0,8821	0,7032	0	0,0128	0,0896	0,0043	0,3977	0,7109	0,6958
Modal	6	0,121	0,0236	0,1813	0	0,9057	0,8844	0	0,2979	0,039	0,0005	0,6956	0,7499	0,6963
Modal	7	0,106	0,0147	0,0006	0	0,9204	0,8851	0	0,0009	0,0258	0,1911	0,6965	0,7757	0,8874
Modal	8	0,078	0,0239	0,0034	0	0,9443	0,8884	0	0,0097	0,0687	0,0018	0,7062	0,8444	0,8892
Modal	9	0,053	0,0086	0,059	0	0,953	0,9474	0	0,1386	0,0205	0,00003257	0,8448	0,8649	0,8892
Modal	10	0,052	0,0127	0,0025	0	0,9657	0,9499	0	0,0066	0,035	0,0015	0,8514	0,8999	0,8907
Modal	11	0,047	0,0044	0,0004	0	0,9701	0,9504	0	0,001	0,0104	0,0613	0,8524	0,9103	0,9521
Modal	12	0,038	0,0088	0,0012	0	0,9789	0,9515	0	0,0035	0,0265	0,0009	0,8559	0,9367	0,953

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d’ascenseur, l’escalier et les voiles que l’on a rajouté.

Constataion : L’analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0.890\text{sec}$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.

- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

**a- Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$W = 73300,6949KN \begin{cases} V^x = 9690,3518 KN \rightarrow 0,8V^x = 7752,2814 KN \\ V^y = 11236,9965 KN \rightarrow 0,8V^y = 8989,5972 KN \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 5908,8066KN$$

$$F_2 = V_t^y = 7988,9958KN$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 5908,8066 KN < 0,8V^x = 7752,2814 KN \\ V_t^y = 7988,9958KN < 0,8V^y = 8989,5972KN \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

$$\{r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.3119 \Rightarrow \{r_x = 1.3119$$

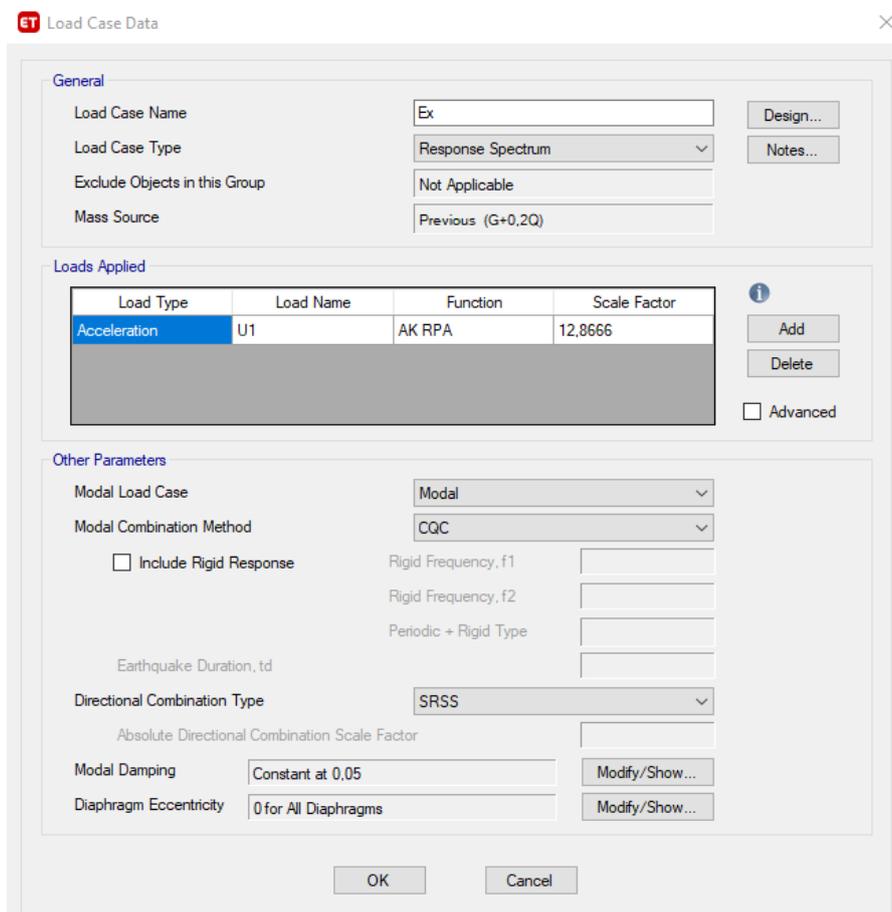
TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	5908,8066	3090,5442	0,0003	69657,491	130539,8825	169313,7646	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	3090,5432	7988,9958	0,0002	178688,5076	70167,8016	119309,7325	0	0	0
W	Combination		0,0001	-0,0001	73300,6949	1338300,432	-1454055	-0,0021	0	0	0

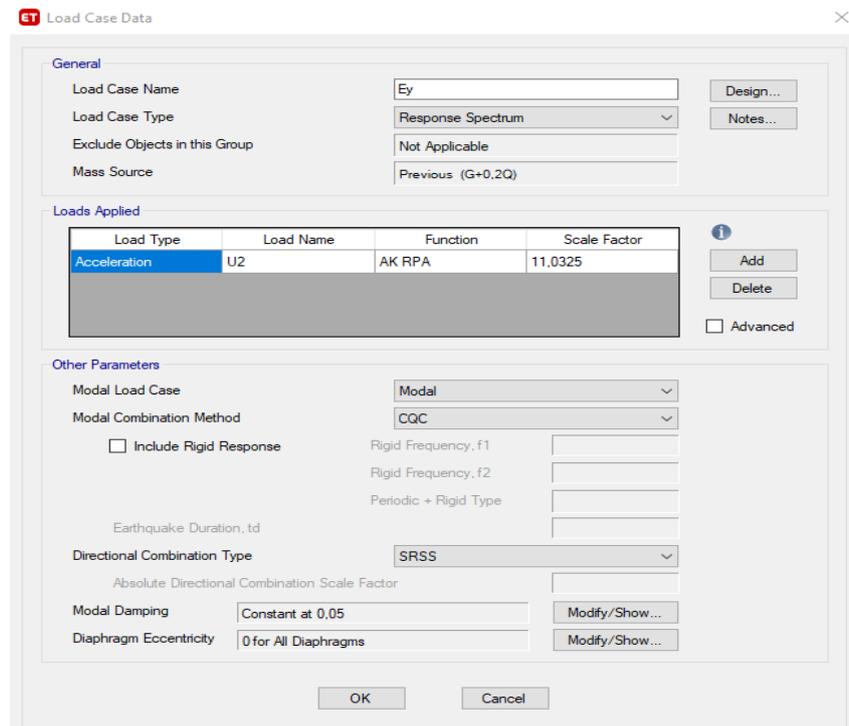
- Le facteur de qualité (Q) :		Q =	1,20
- Le coefficient de comportement global (R) :			
Il est fonction (du système de contreventement):			
Contreventement mixte portiques-voiles	⇒	R =	5,00
- Le poids de la structure (W) :		W =	7330,07 Ton
			73300,7 KN
Donc :			
$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$		$V_x =$	9690,35 KN
		$V_y =$	11237,00 KN

il faut que :	$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$	et cela dans les deux sens.	
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	5908,81	7752,28144	non vérifiée
Sens Y-Y	7989,00	8989,5972	non vérifiée
Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
	$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	1,312	
Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
	$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	1,125	

On augment l'effort sismique Ex par 1.305 et on adoptera Ex=12.8666

On augment l'effort sismique Ey par 1.004 et on adoptera Ey=11.0325





**TABLE: Base Reactions**

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	7752,5201	4054,8807	0,0004	91392,5829	171271,9891	222144,4106	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	3477,2452	8989,6131	0,0002	201046,778	78947,4971	134238,2766	0	0	0
W	Combination		0,0001	-0,0001	73300,6949	1338300,432	-1454055	-0,0021	0	0	0

il faut que :	$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$	et cela dans les deux sens.		
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation	
Sens X-X	<b>7752,52</b>	7752,28144	vérifiée	
Sens Y-Y	<b>8989,61</b>	8989,5972	vérifiée	

$$F_1 = V_t^x = 7752,52 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 8989,61 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 7752,52 \text{ KN} > 0,8V^x = 7752,2814 \text{ KN} \\ V_t^y = 8989,61 \text{ KN} > 0,8V^y = 8989,5972 \text{ KN} \end{cases}$$

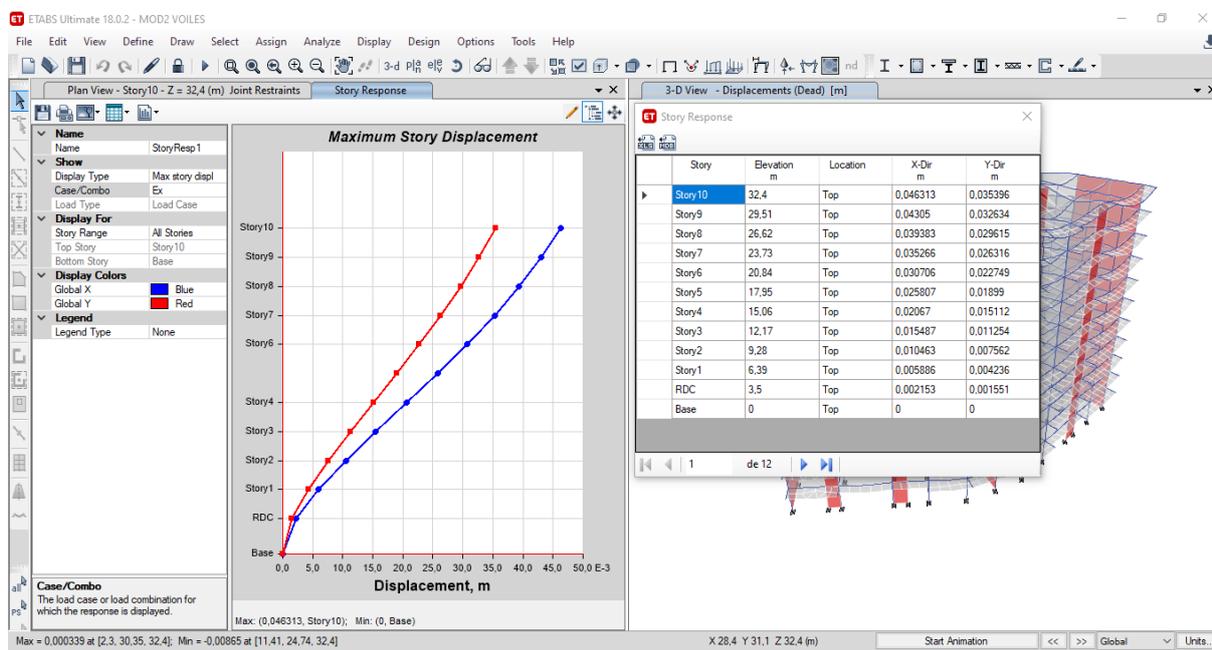
La Condition est vérifiée.

**b-Vérification des déplacements inter-étage :**

Selon l'axe x-x :

**Tableau 4.7 :** Vérification des déplacements inter-étage selon (x-x).

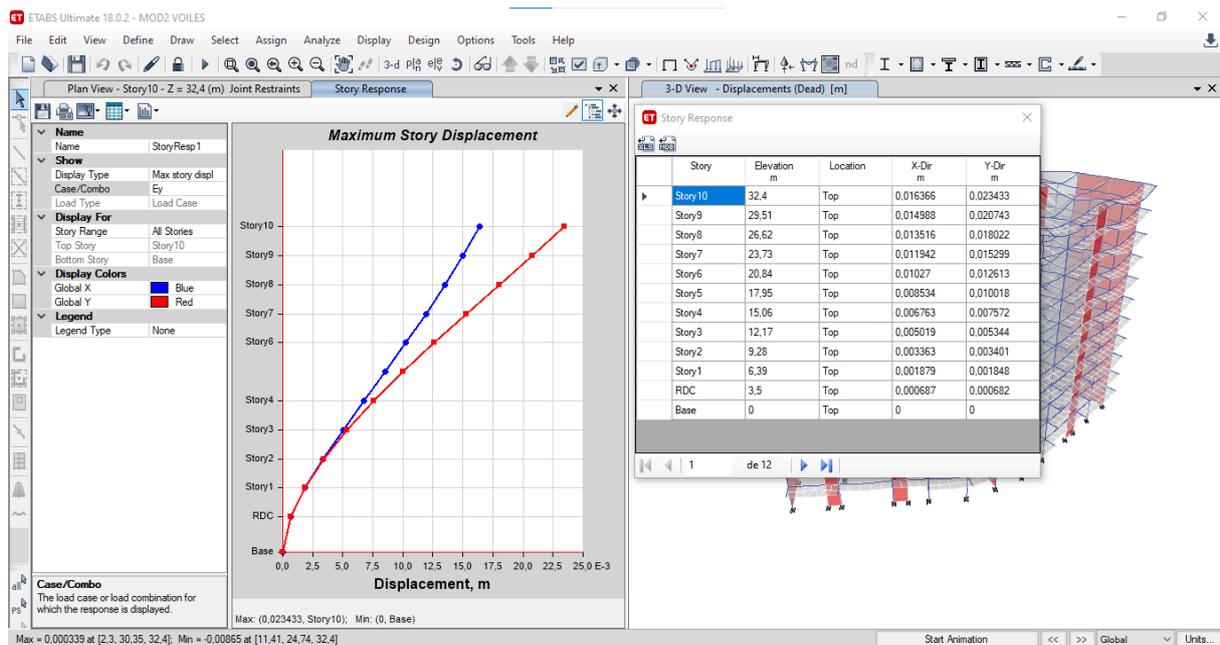
Niveaux	Dans le sens		X-X		$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)				
RDC	0,2153	1,077	0	1,08	350,0	0,308	vérifiée	
Etage 1	0,5886	2,943	1,077	1,87	289,0	0,646	vérifiée	
Etage 2	1,0463	5,232	2,943	2,29	289,0	0,792	vérifiée	
Etage 3	1,5487	7,744	5,232	2,51	289,0	0,869	vérifiée	
Etage 4	2,067	10,335	7,744	2,59	289,0	0,897	vérifiée	
Etage 5	2,5807	12,904	10,335	2,57	289,0	0,889	vérifiée	
Etage 6	3,0706	15,353	12,904	2,45	289,0	0,848	vérifiée	
Etage 7	3,5266	17,633	15,353	2,28	289,0	0,789	vérifiée	
Etage 8	3,9383	19,692	17,633	2,06	289,0	0,712	vérifiée	
Etage 9	4,305	21,525	19,692	-1,83	289,0	-0,634	vérifiée	
Etage 10	4,6313	23,157	21,525	1,63	289,0	0,565	vérifiée	



Selon l'axe y-y :

Tableau 4.8: Vérification des déplacements inter-étage selon (y-y).

Niveaux	Dans le sens		Y-Y		$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)			
RDC	0,0682	0,341	0	0,34	350,0	0,097	vérifiée
Etage 1	0,1848	0,924	0,341	0,58	289,0	0,202	vérifiée
Etage 2	0,3401	1,701	0,924	0,78	289,0	0,269	vérifiée
Etage 3	0,5344	2,672	1,701	0,97	289,0	0,336	vérifiée
Etage 4	0,7572	3,786	2,672	1,11	289,0	0,385	vérifiée
Etage 5	1,0018	5,009	3,786	1,22	289,0	0,423	vérifiée
Etage 6	1,2613	6,307	5,009	1,30	289,0	0,449	vérifiée
Etage 7	1,5299	7,650	6,307	1,34	289,0	0,465	vérifiée
Etage 8	1,8022	9,011	7,650	1,36	289,0	0,471	vérifiée
Etage 9	2,0743	10,372	9,011	-1,36	289,0	-0,471	vérifiée
Etage 10	2,3433	11,717	10,372	1,35	289,0	0,465	vérifiée



c-Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  :  $G+Q \pm E$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

➤ **Tableau 4.9** : Vérification de l'effort normal pour les poteaux centraux.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )				
RDC	55	55	3025	2825,1783	0,311		non vérifiée
Etage 1	50	50	2500	2537,0931	0,338		non vérifiée
Etage 2	50	50	2500	2258,646	0,301		non vérifiée
Etage 3	45	45	2025	1985,0701	0,327		non vérifiée
Etage 4	45	45	2025	1722,9394	0,284	✓	vérifiée
Etage 5	40	40	1600	1466,5226	0,306		non vérifiée
Etage 6	40	40	1600	1214,7654	0,253	✓	vérifiée
Etage 7	35	35	1225	968,5988	0,264	✓	vérifiée
Etage 8	35	35	1225	728,1149	0,198	✓	vérifiée
Etage 9	30	30	900	489,8169	0,181	✓	vérifiée
Etage 10	30	30	900	253,0432	0,094	✓	vérifiée

TABLE: Element Forces - Columns																
Story	Column	Force	Output	Cas	Type	Step	Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Station
								m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C41	205	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	-2825,18	-32,2261	-6,7673	-1,6966	-23,5994	-98,9193	205	0
Story1	C41	192	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	-2537,09	-46,264	-11,9546	-2,4216	-19,6668	-80,239	192	0
Story2	C41	129	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	-2258,65	-59,2192	-19,8879	-3,0426	-28,9656	-89,7109	129	0
Story3	C41	350	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	-1985,07	-49,3293	-17,2434	-2,2542	-25,267	-71,9476	350	0
Story4	C41	253	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	-1722,94	-56,4812	-21,1717	-2,4002	-29,4228	-80,4803	253	0
Story5	C41	157	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	-1466,52	-39,3869	-17,8559	-1,5358	-24,4406	-55,5569	157	0
Story6	C41	160	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	-1214,77	-6,0591	-29,1717	-0,6351	-41,364	-8,9716	160	0
Story7	C41	109	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	-968,599	-2,3881	-21,19	-0,3713	-29,7744	-3,6573	109	0
Story8	C41	96	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	-728,115	-0,245	-24,9217	-0,3642	-35,1749	-0,6672	96	0
Story9	C41	509	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	-489,817	1,2603	-16,1395	-0,1912	-22,4515	1,6282	509	0
Story10	C41	508	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	-253,043	-5,0673	-9,1805	-0,3945	-14,1065	-7,7501	508	0

➤ **Tableau 4.10** : Vérification de l'effort normal pour les poteaux de rive.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )				
RDC	35	35	1225	1548,8886	0,421		non vérifiée
Etage 1	35	35	1225	1374,2387	0,374		non vérifiée
Etage 2	35	35	1225	1236,8455	0,337		non vérifiée
Etage 3	35	35	1225	1101,3098	0,300	✓	vérifiée
Etage 4	30	30	900	930,5626	0,345		non vérifiée
Etage 5	30	30	900	763,9116	0,283	✓	vérifiée
Etage 6	30	30	900	642,3045	0,238	✓	vérifiée
Etage 7	30	30	900	524,385	0,194	✓	vérifiée
Etage 8	30	30	900	408,0909	0,151	✓	vérifiée
Etage 9	30	30	900	293,3716	0,109	✓	vérifiée
Etage 10	30	30	900	181,0985	0,067	✓	vérifiée

TABLE: Element Forces - Columns															
Story	Column	Output	Case	Type	Step	Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Station
							m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C44	259	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-1548,89	-16,0603	-6,9191	-0,2782	-10,5774	-29,5909	259	0
Story1	C44	127	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-1374,24	-44,2197	-13,761	-0,5814	-23,4336	-66,1408	127	0
Story2	C44	43	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-1236,85	-51,8823	-9,3021	-0,7305	-13,771	-75,2078	43	0
Story3	C44	72	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-1101,31	-65,0657	-15,6785	-0,8249	-20,0614	-90,5234	72	0
Story4	C44	547	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-930,563	-43,9734	-13,6466	-0,4741	-18,834	-61,926	547	0
Story5	C44	546	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-763,912	-45,8852	-11,9017	-0,4859	-18,9973	-66,8987	546	0
Story6	C44	545	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-642,305	-18,4363	-9,7928	-0,201	-14,2285	-26,4054	545	0
Story7	C44	544	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-524,385	-18,7246	-9,3407	-0,2004	-13,9761	-26,9071	544	0
Story8	C44	543	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-408,091	-18,4123	-8,4558	-0,1966	-12,2709	-26,4923	543	0
Story9	C44	542	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-293,372	-17,7651	-5,5314	-0,1912	-9,3217	-25,6469	542	0
Story10	C44	541	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-181,099	-19,8905	-16,079	-0,1852	-16,4614	-27,2487	541	0

➤ **Tableau 4.11** : Vérification de l’effort normal pour les poteaux dangle.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	30	30	900	1025,2363	0,380	non vérifiée
Etage 1	30	30	900	922,1979	0,342	non vérifiée
Etage 2	30	30	900	811,6209	0,301	non vérifiée
Etage 3	30	30	900	700,8926	0,260	vérifiée
Etage 4	30	30	900	593,0414	0,220	vérifiée
Etage 5	30	30	900	499,8635	0,185	vérifiée
Etage 6	30	30	900	418,5423	0,155	vérifiée
Etage 7	30	30	900	337,2685	0,125	vérifiée
Etage 8	30	30	900	256,4442	0,095	vérifiée
Etage 9	30	30	900	176,4324	0,065	vérifiée
Etage 10	30	30	900	96,2941	0,036	vérifiée

TABLE: Element Forces - Columns															
Story	Column	Output	Case	Type	Step	Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Station
							m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	116	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-1025,24	-8,0069	-4,1773	-0,1502	-5,48	-13,8804	116	0
Story1	C1	115	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-922,198	-22,0224	-13,2222	-0,3138	-18,5245	-32,9982	115	0
Story2	C1	114	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-811,621	-23,6544	-16,1654	-0,3943	-22,8715	-34,8204	114	0
Story3	C1	113	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-700,893	-24,1844	-18,5319	-0,4453	-26,4633	-35,4093	113	0
Story4	C1	112	G+Q+Ex	Combinat	Min		0	-593,041	-23,4591	-20,1127	-0,4741	-28,9052	-34,2422	112	0
Story5	C8	358	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-499,864	-12,8625	-11,5473	-0,1979	-16,9842	-18,7056	358	0
Story6	C8	370	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-418,542	-12,1687	-12,0372	-0,201	-17,6241	-17,6338	370	0
Story7	C8	369	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-337,269	-11,4588	-12,2174	-0,2004	-17,814	-16,5895	369	0
Story8	C8	368	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-256,444	-10,7156	-12,1686	-0,1966	-17,652	-15,4262	368	0
Story9	C8	367	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-176,432	-9,335	-11,52	-0,1912	-16,9086	-13,8179	367	0
Story10	C8	366	G+Q+Ey	Combinat	Min		0	-96,2941	-13,1161	-14,4468	-0,1852	-18,9984	-16,3417	366	0

**Remarques :**

- Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le “RPA99 version 2003”.
- Donc il faut augmenter les sections des poteaux dans la structure.

**POTEAUX CENTREAUX**

Niveau	S poteaux
RDC	60x60
1 <sup>er</sup> → 2 <sup>ème</sup>	55x55
3 <sup>ème</sup> → 4 <sup>ème</sup>	50x50
5 <sup>ème</sup> → 6 <sup>ème</sup>	45x45
7 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40x40
9 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup>	35x35

**POTEAUX DE RIVE**

Niveau	S poteaux
RDC → 1 <sup>er</sup>	50x50
2 <sup>ème</sup> → 3 <sup>ème</sup>	45x45
4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup> → 6 <sup>ème</sup>	40x40
7 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup> → 9 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup>	35x35

**POTEAUX D'ANGLE**

Niveau	S poteaux
RDC	45x45
1 <sup>er</sup> → 2 <sup>ème</sup>	40x40
3 <sup>ème</sup> → 4 <sup>ème</sup> → 5 <sup>ème</sup> → 6 <sup>ème</sup> → 7 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup> → 9 <sup>ème</sup> → 10 <sup>ème</sup>	35x35

**3-Modèle final :****a- Caractéristiques dynamiques propres :****Tableau 4.12:** participation massique du modèle final.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
Modal	1	0,815	0,6225	0,0696	0	0,6225	0,0696	0	0,0258	0,2423	0,0472	0,0258	0,2423	0,0472	
Modal	2	0,529	0,0441	0,603	0	0,6667	0,6725	0	0,3133	0,0261	0,0242	0,3392	0,2684	0,0714	
Modal	3	0,449	0,0592	0,0089	0	0,7259	0,6814	0	0,0038	0,0316	0,6091	0,3429	0,3	0,6805	
Modal	4	0,244	0,1129	0,0122	0	0,8388	0,6936	0	0,045	0,3265	0,0086	0,3879	0,6265	0,6891	
Modal	5	0,12	0,0422	0,0091	0	0,8811	0,7027	0	0,0171	0,0865	0,0049	0,405	0,713	0,694	
Modal	6	0,117	0,0239	0,1822	0	0,9049	0,8849	0	0,2941	0,0389	0,0017	0,6992	0,7519	0,6957	
Modal	7	0,102	0,0157	0,0001	0	0,9206	0,885	0	0,0001	0,0271	0,1915	0,6992	0,7789	0,8872	
Modal	8	0,072	0,0248	0,0033	0	0,9454	0,8883	0	0,0094	0,0699	0,0019	0,7087	0,8488	0,8891	
Modal	9	0,052	0,0078	0,0603	0	0,9532	0,9486	0	0,14	0,0183	0,0001	0,8487	0,8671	0,8892	
Modal	10	0,048	0,0139	0,0021	0	0,9671	0,9507	0	0,0055	0,0376	0,0011	0,8542	0,9046	0,8903	
Modal	11	0,046	0,004	0,0002	0	0,9711	0,9509	0	0,0006	0,0093	0,0621	0,8547	0,9139	0,9523	
Modal	12	0,035	0,0091	0,0011	0	0,9802	0,952	0	0,0032	0,0271	0,0009	0,8579	0,941	0,9532	

**Remarque :**

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur et les voiles que l'on a rajoutés.

**Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,815$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

**b- Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$W = 75065,2936 \text{ KN} \rightarrow V^x = 9923,6318 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^x = 7938,9054 \text{ KN}$$

$$V^y = 11507,5095 \text{ KN} \rightarrow 0,8V^y = 9206,0076 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 7453,35281 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 7815,4216 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 7453,35281 \text{ KN} < 0,8V^x = 7938,9054 \text{ KN} \\ V_t^y = 7815,4216 \text{ KN} > 0,8V^y = 9206,0076 \text{ KN} \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

- Le facteur de qualité (Q) :		<b>Q =</b>	<b>1,20</b>
- Le coefficient de comportement global (R) :			
Il est fonction (du système de contreventement):			
Contreventement mixte portiques-voiles	⇒	<b>R =</b>	<b>5,00</b>
- Le poids de la structure (W) :		<b>W =</b>	<b>7506,53</b> Ton
			75065,3 KN
Donc :			
$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$		$V_X =$	<b>9923,63</b> KN
		$V_Y =$	<b>11507,51</b> KN

il faut que :	$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$	et cela dans les deux sens.	
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	<b>7453,35</b>	7938,90544	<b>non vérifiée</b>
Sens Y-Y	<b>7815,42</b>	9206,0076	<b>non vérifiée</b>
Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
		$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	<b>1,065</b>
Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de			
		$0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$	<b>1,17793</b>

On augment l'effort sismique Ex par 1.065 et on adoptera Ex=13,0674

On augment l'effort sismique Ey par 1.17793 et on adoptera Ey=11,5561

**ET Load Case Data**

**General**

Load Case Name: Ex [Design...]  
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]  
 Exclude Objects in this Group: Not Applicable  
 Mass Source: Previous (G+0,2Q)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	RPA 5	13,0674

[Add] [Delete]  Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal  
 Modal Combination Method: CQC  
 Include Rigid Response  
 Rigid Frequency, f1:   
 Rigid Frequency, f2:   
 Periodic + Rigid Type:   
 Earthquake Duration, td:   
 Directional Combination Type: SRSS  
 Absolute Directional Combination Scale Factor:   
 Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]  
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

**ET Load Case Data**

**General**

Load Case Name: Ey [Design...]  
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]  
 Exclude Objects in this Group: Not Applicable  
 Mass Source: Previous (G+0,2Q)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	RPA 5	11,5516

[Add] [Delete]  Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal  
 Modal Combination Method: CQC  
 Include Rigid Response  
 Rigid Frequency, f1:   
 Rigid Frequency, f2:   
 Periodic + Rigid Type:   
 Earthquake Duration, td:   
 Directional Combination Type: SRSS  
 Absolute Directional Combination Scale Factor:   
 Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]  
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

**TABLE: Base Reactions**

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	m	m	m
Ex	LinRespSpec	Max	7938,9072	3737,9462	0,0002	84159,2939	175450,9118	220938,6314	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	3304,3499	9206,0616	0,0004	205495,2589	75390,4123	137040,3087	0	0	0
W	Combination		0,00002129	-0,0001	75065,2936	1371767,065	-1492065	-0,0035	0	0	0

il faut que :	$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{sta\grave{t}ique}$	et cela dans les deux sens.	
	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	<b>7938,91</b>	7938,90544	<i>vérifiée</i>
Sens Y-Y	<b>9206,06</b>	9206,0076	<i>vérifiée</i>

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 7938,9072 KN \\ F_2 = V_t^y = 9206,0616 KN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 7938,9072 KN > 0,8V^x = 7938,90544 KN \\ V_t^y = 9206,0616 KN > 0,8V^y = 9206,0076 KN \end{cases}$$

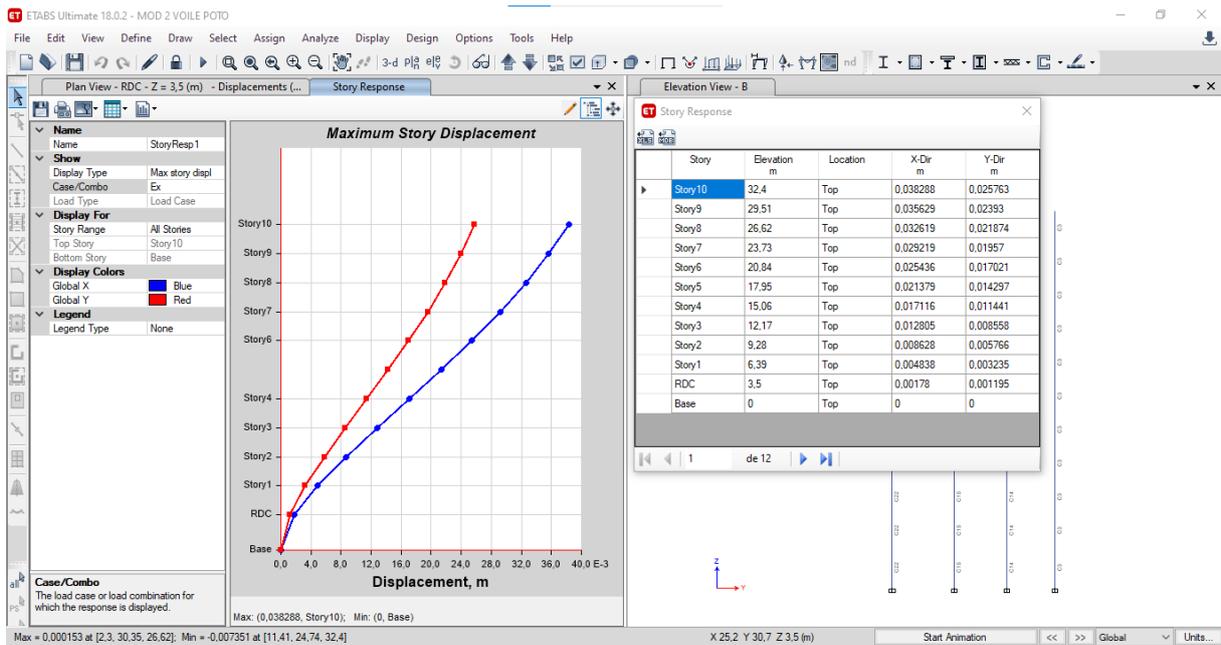
La Condition est vérifiée.

### c- Vérification des déplacements inter-étage :

Selon l'axe x-x :

**Tableau 4.13 :** Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).

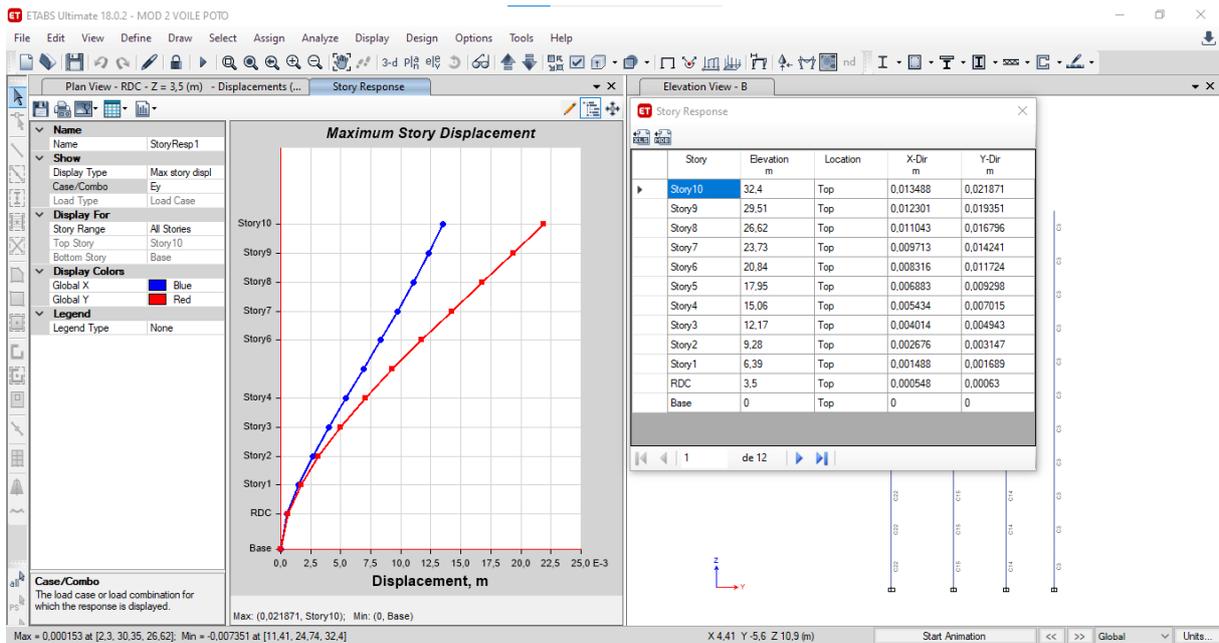
Dans le sens X-X								
Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation	
RDC	0,1354	0,677	0	0,68	350,0	0,529	<i>vérifiée</i>	
Etage1	0,4296	2,148	0,677	1,47	289,0	0,647	<i>vérifiée</i>	
Etage 2	0,8332	4,166	2,148	2,02	289,0	0,740	<i>vérifiée</i>	
Etage 3	1,303	6,515	4,166	2,35	289,0	0,772	<i>vérifiée</i>	
Etage 4	1,8107	9,0535	6,515	2,54	289,0	0,772	<i>vérifiée</i>	
Etage 5	2,3434	11,717	9,0535	2,66	289,0	0,727	<i>vérifiée</i>	
Etage 6	2,8728	14,364	11,717	2,65	289,0	0,661	<i>vérifiée</i>	
Etage 7	3,3819	16,9095	14,364	2,55	289,0	0,585	<i>vérifiée</i>	
Etage 8	3,8608	19,304	16,9095	2,39	289,0	0,491	<i>vérifiée</i>	
Etage 9	4,3084	21,542	19,304	2,24	289,0	0,000	<i>vérifiée</i>	
Etage 10	4,5204	22,602	21,542	1,06	289,0	0,000	<i>vérifiée</i>	



Selon l'axe y-y :

Tableau 4.14 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).

Niveaux	Dans le sens		Y-Y				Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	
RDC	0,063	0,315	0	0,32	350,0	0,090	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,1689	0,845	0,315	0,53	289,0	0,183	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,3147	1,574	0,845	0,73	289,0	0,252	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,4943	2,472	1,574	0,90	289,0	0,311	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0,7015	3,508	2,472	1,04	289,0	0,358	<i>vérifiée</i>
Etage 5	0,9298	4,649	3,508	1,14	289,0	0,395	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1,1724	5,862	4,649	1,21	289,0	0,420	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1,4241	7,121	5,862	1,26	289,0	0,435	<i>vérifiée</i>
Etage 8	1,6796	8,398	7,121	1,28	289,0	0,442	<i>vérifiée</i>
Etage 9	1,9351	9,676	8,398	-1,28	289,0	-0,442	<i>vérifiée</i>
Etage 10	2,1871	10,936	9,676	1,26	289,0	0,436	<i>vérifiée</i>



**d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  :  $G+Q \pm E$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.15 :** vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux centraux.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	60	60	3600	2852,9118	0,264	vérifiée
Etage 1	55	55	3025	2559,8607	0,282	vérifiée
Etage 2	55	55	3025	2280,3016	0,251	vérifiée
Etage 3	50	50	2500	2005,3082	0,267	vérifiée
Etage 4	50	50	2500	1740,4231	0,232	vérifiée
Etage 5	45	45	2025	1482,4306	0,244	vérifiée
Etage 6	45	45	2025	1229,8414	0,202	vérifiée
Etage 7	40	40	1600	981,4196	0,204	vérifiée
Etage 8	40	40	1600	738,9481	0,154	vérifiée
Etage 9	35	35	1225	498,1615	0,136	vérifiée
Etage 10	35	35	1225	259,2297	0,071	vérifiée

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
RDC	C10	164	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	2852,9118	-44,0418	-8,9703	-2,3484	-33,888	-145,8445	164	0
Story1	C10	149	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	2559,8607	-57,0859	-11,7385	-3,4238	-22,6258	-106,05	149	0
Story2	C10	127	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	2280,3016	-74,0691	-17,7495	-4,2894	-27,5441	-115,9932	127	0
Story3	C10	114	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	2005,3082	-65,181	-16,2218	-3,268	-24,3074	-96,5018	114	0
Story4	C10	105	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	1740,4231	-12,3652	-23,6113	-1,4354	-36,0636	-18,7109	105	0
Story5	C10	97	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	1482,4306	-9,0666	-21,4805	-1,0079	-31,6206	-13,4683	97	0
Story6	C10	96	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	1229,8414	-8,4879	-26,6861	-1,0505	-38,4394	-12,3438	96	0
Story7	C10	26	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	981,4196	-4,9877	-20,5664	-0,6724	-29,0722	-7,2569	26	0
Story8	C10	25	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	738,9481	-3,5386	-24,2308	-0,6751	-34,129	-5,2778	25	0
Story9	C10	8	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	498,1615	-1,1256	-17,297	-0,393	-23,909	-1,6312	8	0
Story10	C10	2	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	259,2297	1,8506	-19,3749	-0,3872	-27,6351	1,7204	2	0

Tableau 4.16 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de rive.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )				
RDC	50	50	2500	1786,8416	0,238	vérifiée	
Etage 1	50	50	2500	1600,8172	0,213	vérifiée	
Etage 2	45	45	2025	1442,2303	0,237	vérifiée	
Etage 3	45	45	2025	1285,2242	0,212	vérifiée	
Etage 4	40	40	1600	1097,3455	0,229	vérifiée	
Etage 5	40	40	1600	913,0705	0,190	vérifiée	
Etage 6	40	40	1600	762,9416	0,159	vérifiée	
Etage 7	35	35	1225	615,7094	0,168	vérifiée	
Etage 8	35	35	1225	474,9663	0,129	vérifiée	
Etage 9	35	35	1225	335,9734	0,091	vérifiée	
Etage 10	35	35	1225	200,7651	0,055	vérifiée	

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
RDC	C44	45	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	1786,8416	-37,4419	-9,9442	-1,1325	-22,7708	-92,4878	45	0
Story1	C44	84	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	1600,8172	-89,821	-15,8553	-2,3385	-30,9769	-143,2784	84	0
Story2	C44	1587	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	1442,2303	-78,8821	-7,3898	-1,9222	-11,9456	-115,2993	1587	0
Story3	C44	1578	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	1285,2242	-107,3904	-14,6298	-2,1441	-18,9757	-150,0601	1578	0
Story4	C44	1573	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	1097,3455	-86,5197	-15,0842	-1,4045	-21,0298	-121,3809	1573	0
Story5	C44	1564	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	913,0705	-88,5317	-11,5248	-1,4169	-19,3891	-130,1813	1564	0
Story6	C44	1563	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	762,9416	-86,2378	-7,1205	-1,3839	-9,3213	-120,4215	1563	0
Story7	C44	425	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	615,7094	-18,7385	-7,6057	-0,3941	-11,0749	-26,1274	425	0
Story8	C44	379	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	474,9663	-19,9782	-7,9327	-0,3957	-11,4045	-28,7476	379	0
Story9	C44	359	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	335,9734	-19,0107	-3,9236	-0,393	-7,5943	-27,5309	359	0
Story10	C44	318	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	200,7651	-52,297	-14,8075	-0,6165	-12,2094	-70,4265	318	0

**Tableau 4.17 :** vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux d'angle.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )				
RDC	45	45	2025	1355,8673	0,223	vérifiée	
Etage 1	40	40	1600	1223,7619	0,255	vérifiée	
Etage 2	40	40	1600	1080,1386	0,225	vérifiée	
Etage 3	35	35	1225	935,3763	0,255	vérifiée	
Etage 4	35	35	1225	799,1023	0,217	vérifiée	
Etage 5	35	35	1225	667,6209	0,182	vérifiée	
Etage 6	35	35	1225	542,2797	0,148	vérifiée	
Etage 7	35	35	1225	428,4177	0,117	vérifiée	
Etage 8	35	35	1225	322,3939	0,088	vérifiée	
Etage 9	35	35	1225	218,7221	0,060	vérifiée	
Etage 10	35	35	1225	117,2616	0,032	vérifiée	

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	1355,8673	-19,5904	-9,249	-0,4639	-13,0414	-38,4467	41	0
Story1	C1	38	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	1223,7619	-48,4156	-25,7843	-0,9578	-37,4742	-75,9173	38	0
Story2	C1	37	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	1080,1386	-56,9923	-31,972	-1,2	-44,1137	-81,7283	37	0
Story3	C1	1386	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	935,3763	-42,2518	-25,9077	-0,7846	-35,9443	-60,1684	1386	0
Story4	C1	1385	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	799,1023	-44,7699	-30,2915	-0,8233	-43,7244	-65,3224	1385	0
Story5	C1	1384	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	667,6209	-42,561	-31,5368	-0,8306	-45,4945	-61,598	1384	0
Story6	C1	1383	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	542,2797	-39,6136	-32,4216	-0,8112	-46,8282	-57,096	1383	0
Story7	C1	1382	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	428,4177	-16,9135	-24,0202	-0,3941	-34,7021	-24,4437	1382	0
Story8	C1	1381	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	322,3939	-15,5359	-24,5143	-0,3957	-35,1554	-22,3341	1381	0
Story9	C1	1380	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	218,7221	-13,9797	-22,8635	-0,393	-33,942	-20,2292	1380	0
Story10	C1	1379	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	117,2616	-15,6694	-33,0426	-0,3872	-41,39	-20,9686	1379	0

**Remarque :**

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

**e-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.18** : Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (x-x).

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens X-X			
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	Observation
RDC	350,0	75065,2936	0,68	7938,9072	0,018	vérifiée
Etage 1	289,0	67596,4	1,47	7760,9624	0,044	vérifiée
Etage 2	289,0	60683,875	2,02	7473,3036	0,057	vérifiée
Etage 3	289,0	53833,9501	2,35	7090,7832	0,062	vérifiée
Etage 4	289,0	47519,3168	2,54	6646,3928	0,063	vérifiée
Etage 5	289,0	40697,5662	2,66	6075,9419	0,062	vérifiée
Etage 6	289,0	34018,2037	2,65	5434,5272	0,057	vérifiée
Etage 7	289,0	27338,8413	2,55	4676,8726	0,051	vérifiée
Etage 8	289,0	20751,5462	2,39	3786,6704	0,045	vérifiée
Etage 9	289,0	14150,0907	2,24	2772,0961	0,040	vérifiée
Etage 10	289,0	7600,9333	1,06	1625,0037	0,017	vérifiée

TABLE: Story Forces										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
RDC	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	7938,9072	3737,9462	220938,631	84159,2939	175450,912
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	7760,9624	3685,1685	217455,207	71660,0398	148968,283
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	7473,3036	3583,9831	211214,673	61576,627	127632,464
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	7090,7832	3426,9361	201557,044	51847,1506	107015,174
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	6646,3928	3231,6543	189268,464	42615,3604	87349,9621
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0003	6075,9419	2956,2926	172875,428	34005,7179	68825,0076
Story6	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	5434,5272	2632,7514	153942,915	26160,2718	51763,0094
Story7	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	4676,8726	2302,7599	132904,275	19084,1954	36454,456
Story8	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	3786,6704	1971,501	109735,102	12718,3691	23280,2553
Story9	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	2772,0961	1546,7057	82332,788	7135,1423	12601,2975
Story10	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,00002868	1625,0037	932,3177	48930,9044	2694,3983	4696,2606

**Tableau 4.19 :** Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	
RDC	350,0	75065,2936	0,32	9206,0616	0,007	vérifiée
Etage 1	289,0	67596,4	0,53	9009,1734	0,014	vérifiée
Etage 2	289,0	60683,875	0,73	8663,9254	0,018	vérifiée
Etage 3	289,0	53833,9501	0,90	8229,0647	0,020	vérifiée
Etage 4	289,0	47519,3168	1,04	7761,2713	0,022	vérifiée
Etage 5	289,0	40697,5662	1,14	7159,0429	0,022	vérifiée
Etage 6	289,0	34018,2037	1,21	6449,8807	0,022	vérifiée
Etage 7	289,0	27338,8413	1,26	5624,6836	0,021	vérifiée
Etage 8	289,0	20751,5462	1,28	4672,253	0,020	vérifiée
Etage 9	289,0	14150,0907	-1,28	3516,339	-0,018	vérifiée
Etage 10	289,0	7600,9333	1,26	2029,0527	0,016	vérifiée

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
RDC	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0004	3304,3499	9206,0616	137040,309	205495,259	75390,4123
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0006	3258,8793	9009,1734	133407,287	175068,24	64310,4771
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0006	3175,9656	8663,9254	127353,811	150628,684	55355,6806
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0006	3047,48	8229,0647	120112,906	127041,337	46687,9507
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0007	2884,4608	7761,2713	112631,246	104480,064	38429,4893
Story5	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0008	2650,8725	7159,0429	103530,239	83109,7977	30694,0624
Story6	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0007	2369,8237	6449,8807	93158,5995	63271,3745	23616,9415
Story7	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0005	2076,4302	5624,6836	80553,7972	45249,2749	17221,0381
Story8	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0007	1776,8001	4672,253	65423,5912	29353,8876	11471,0507
Story9	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0002	1393,9374	3516,339	47899,0793	15996,1291	6437,6612
Story10	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	842,5695	2029,0527	27356,6499	5863,9618	2435,0255

**Tableau 4.21 :** Poids cumulée de chaque étage.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
RDC	W	Combination		Bottom	75065,2936	0,00002129	-0,0001	-0,0035	1371767,07	-1492065
Story1	W	Combination		Bottom	67596,4	0,00002104	-0,0001	-0,0035	1235015,64	-1343525
Story2	W	Combination		Bottom	60683,875	0,00002067	-0,0001	-0,0034	1109029,18	-1206322
Story3	W	Combination		Bottom	53833,9501	0,00001951	-0,0001	-0,0033	984215,546	-1070352
Story4	W	Combination		Bottom	47519,3168	0,00002148	-0,0001	-0,0032	866990,472	-944150,785
Story5	W	Combination		Bottom	40697,5662	0,0000206	-0,00004497	-0,0032	741869,07	-808386,905
Story6	W	Combination		Bottom	34018,2037	0,00002277	-0,00003683	-0,0029	620227,428	-675763,106
Story7	W	Combination		Bottom	27338,8413	0,00001671	-0,00002379	-0,0018	498585,788	-543139,31
Story8	W	Combination		Bottom	20751,5462	0,00001014	-0,00001943	-0,0017	378673,902	-412327,812
Story9	W	Combination		Bottom	14150,0907	4,551E-06	-0,00002076	-0,0018	258556,737	-281198,118
Story10	W	Combination		Bottom	7600,9333	-2,832E-06	1,072E-06	0,0001	139363,057	-151137,927

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites.

**f-Vérification des conditions du facteur de comportement R :**

**f-1- Justification des voiles sous charges verticales :**

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 85291,6069\text{kN}$ .

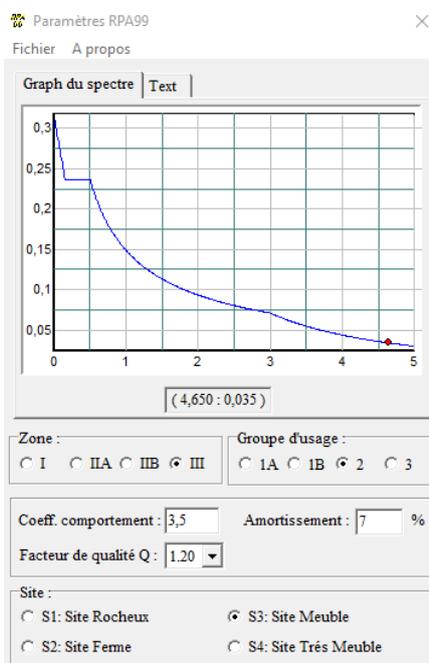
L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 57866,3861\text{kN}$ .

$P_{voiles} / P_{Tot} = 67,8453463\% > 20\%$ .

**Remarque :**

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales donc il faut changer le facteur de comportement  $R=3,5$ .

**3-Modèle final avec  $R=3.5$ :**



**Figure 4.6 :** Spectre de réponse.

**d- Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableau 4.22 :** participation massique du modèle final.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,815	0,6227	0,0698	0	0,6227	0,0698	0	0,0258	0,2419	0,0473	0,0258	0,2419	0,0473
Modal	2	0,528	0,0446	0,603	0	0,6674	0,6727	0	0,314	0,0265	0,0232	0,3399	0,2684	0,0705
Modal	3	0,447	0,0589	0,0083	0	0,7262	0,681	0	0,0035	0,0315	0,609	0,3434	0,2998	0,6796
Modal	4	0,245	0,113	0,0122	0	0,8392	0,6932	0	0,0451	0,3276	0,0087	0,3885	0,6274	0,6882
Modal	5	0,12	0,0423	0,0089	0	0,8815	0,7022	0	0,0169	0,0869	0,005	0,4054	0,7143	0,6932
Modal	6	0,117	0,0238	0,1827	0	0,9053	0,8849	0	0,294	0,0386	0,0016	0,6994	0,7529	0,6948
Modal	7	0,102	0,0157	0,0001	0	0,921	0,885	0	0,0001	0,027	0,1922	0,6995	0,7799	0,8871
Modal	8	0,072	0,0248	0,0033	0	0,9458	0,8883	0	0,0094	0,0699	0,0019	0,7089	0,8498	0,889
Modal	9	0,052	0,0078	0,0604	0	0,9536	0,9488	0	0,1402	0,0183	0,0001	0,8491	0,8681	0,889
Modal	10	0,048	0,0138	0,0021	0	0,9674	0,9508	0	0,0055	0,0372	0,0012	0,8546	0,9053	0,8902
Modal	11	0,046	0,0041	0,0002	0	0,9715	0,9511	0	0,0006	0,0095	0,0623	0,8552	0,9148	0,9525
Modal	12	0,035	0,009	0,0011	0	0,9805	0,9522	0	0,0032	0,0268	0,0009	0,8584	0,9417	0,9534

**Remarque :**

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur et les voiles que l'on a rajoutés.

**Constataion :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T = 0,815$ .
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9<sup>ème</sup>** mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est une translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est une translation suivant y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

**e- Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultats de « ETABS 18.0.2 » on a :

$$W = 75079,3436 \text{KN} \rightarrow V^x = 13213,96447 \text{KN} \rightarrow 0,8V^x = 10571,17158 \text{KN}$$

$$V^y = 13138,88515 \text{KN} \rightarrow 0,8V^y = 10511,1081 \text{KN}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 8449,3091 \text{KN} \\ F_2 = V_t^y = 10775,0323 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 8449,30912 \text{KN} < 0,8V^x = 10571,17158 \text{KN} \\ V_t^y = 10968,7658 \text{KN} > 0,8V^y = 10511,1081 \text{KN} \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

- Le facteur de qualité (Q) :		<b>Q =</b>	<b>1,20</b>
- Le coefficient de comportement global (R) :			
Il est fonction (du système de contreventement):			
Contreventement mixte portiques-voiles	⇒	<b>R =</b>	<b>3,50</b>
- Le poids de la structure (W) :		<b>W =</b>	<b>7507,93</b> Ton
			75079,3 KN
Donc :			
$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$		$V_X =$	<b>13213,96</b> KN
		$V_Y =$	<b>13138,89</b> KN

il faut que :  $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$  et cela dans les deux sens.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	<b>8449,31</b>	10571,17158	non vérifiée
Sens Y-Y	<b>10968,77</b>	10511,10812	vérifiée

Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de  $0.8 * V_{st} / V_{dyn} =$  **1,251**

On augment l'effort sismique Ex par 1.251 et on adoptera Ex=12,26818

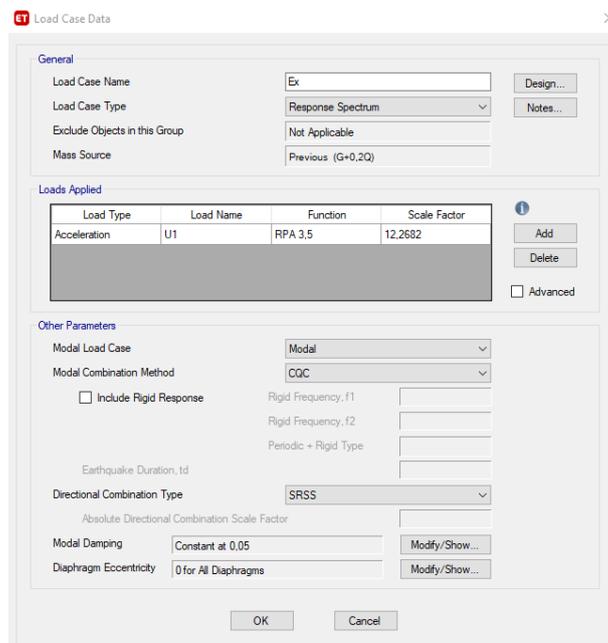


TABLE: Base Reactions											
Output Case	Case Type	Step Type	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m	X m	Y m	Z m
Ex	LinRespSpec	Max	10571,6523	4975,4613	0,0005	113106,6261	234944,7646	295641,3428	0	0	0
Ey	LinRespSpec	Max	3976,5781	10968,7658	0,001	249180,1983	91611,6869	163421,281	0	0	0
W	Combination		0,00003753	-0,0001	75079,3436	1371981,477	-1492326	-0,0036	0	0	0

il faut que :		$V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$	et cela dans les deux sens.	
		$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X		10571,65	10571,17158	vérifiée
Sens Y-Y		10968,77	10511,10812	vérifiée

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 10571,65KN \\ F_2 = V_t^y = 10968,77KN \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 10571,65 KN > 0,8V^x = 10571,17158 KN \\ V_t^y = 10968,77 KN > 0,8V^y = 10511,1081 KN \end{cases}$$

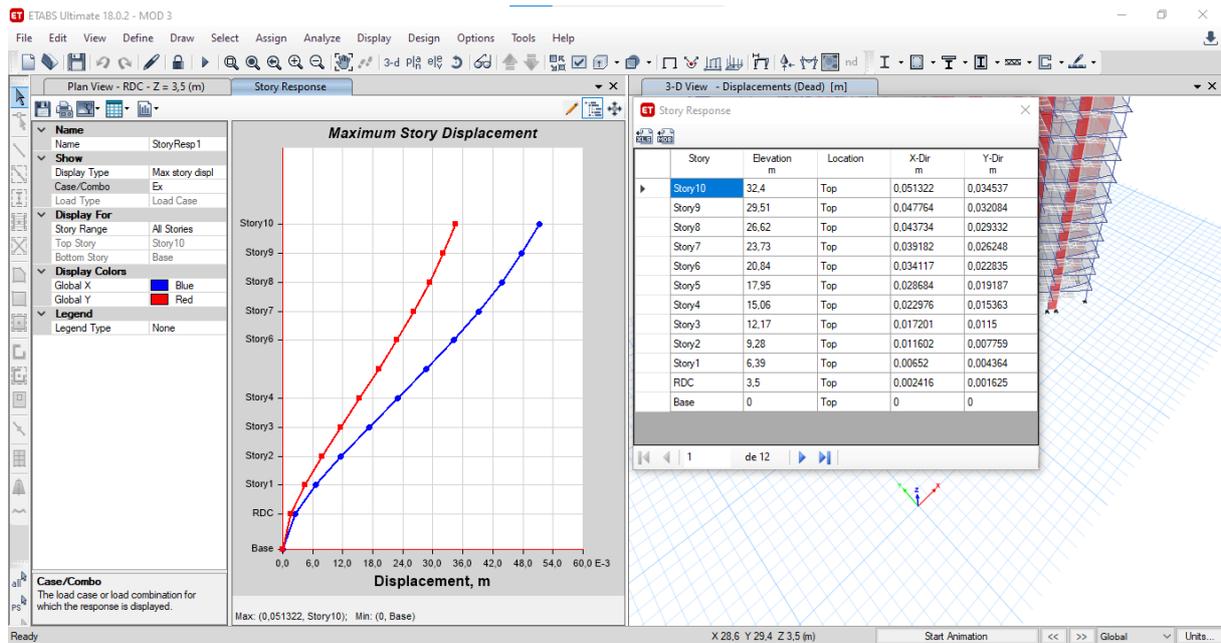
La Condition est vérifiée.

**f- Vérification des déplacements inter-étage :**

Selon l'axe x-x :

**Tableau 4.23 :** Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (x-x).

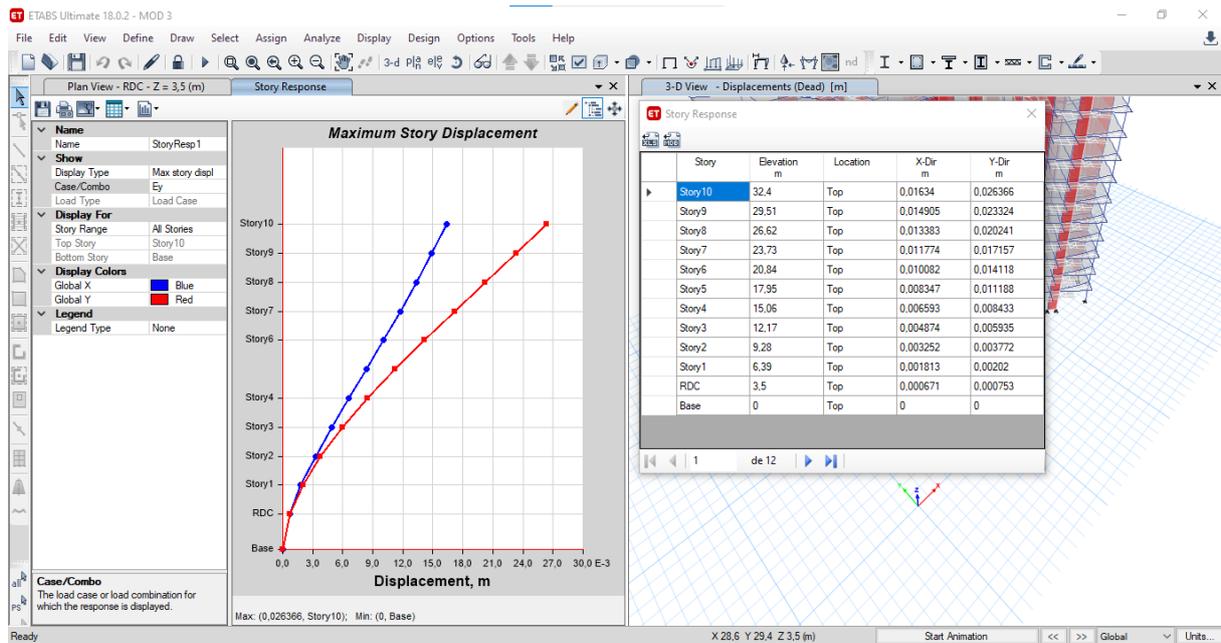
Dans le sens X-X							
Niveaux	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
RDC	0,2416	0,8456	0	0,85	305,0	0,607	vérifiée
Etage1	0,652	2,282	0,8456	1,44	289,0	0,647	vérifiée
Etage 2	1,1602	4,0607	2,282	1,78	289,0	0,740	vérifiée
Etage 3	1,7201	6,02035	4,0607	1,96	289,0	0,772	vérifiée
Etage 4	2,2976	8,0416	6,02035	2,02	289,0	0,772	vérifiée
Etage 5	2,8684	10,0394	8,0416	2,00	289,0	0,727	vérifiée
Etage 6	3,4117	11,94095	10,0394	1,90	289,0	0,661	vérifiée
Etage 7	3,9182	13,7137	11,94095	1,77	289,0	0,585	vérifiée
Etage 8	4,3734	15,3069	13,7137	1,59	289,0	0,491	vérifiée
Etage 9	4,7764	16,7174	15,3069	1,41	289,0	0,000	vérifiée
Etage 10	5,1322	17,9627	16,7174	1,25	289,0	0,000	vérifiée



Selon l'axe y-y :

Tableau 4.24 : Vérification des déplacements inter-étage du modèle final selon l'axe (y-y).

Niveaux	Dans le sens Y-Y			$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)				
RDC	0,0753	0,264	0	0,26	305,0	0,086	vérifiée
Etage 1	0,202	0,707	0,264	0,44	289,0	0,153	vérifiée
Etage 2	0,3772	1,320	0,707	0,61	289,0	0,212	vérifiée
Etage 3	0,5935	2,077	1,320	0,76	289,0	0,262	vérifiée
Etage 4	0,8433	2,952	2,077	0,87	289,0	0,303	vérifiée
Etage 5	1,1188	3,916	2,952	0,96	289,0	0,334	vérifiée
Etage 6	1,4118	4,941	3,916	1,03	289,0	0,355	vérifiée
Etage 7	1,7157	6,005	4,941	1,06	289,0	0,368	vérifiée
Etage 8	2,0241	7,084	6,005	1,08	289,0	0,373	vérifiée
Etage 9	2,3324	8,163	7,084	-1,08	289,0	-0,373	vérifiée
Etage 10	2,6366	9,228	8,163	1,06	289,0	0,368	vérifiée



**d-Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$B_c$  : section de poteau

$N_d$  :  $G+Q \pm E$

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.25 :** vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux centraux.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )			
RDC	60	60	3600	2865,0119	0,265	<i>vérifiée</i>
Etage 1	55	55	3025	2570,5694	0,283	<i>vérifiée</i>
Etage 2	55	55	3025	2289,3925	0,252	<i>vérifiée</i>
Etage 3	50	50	2500	2012,673	0,268	<i>vérifiée</i>
Etage 4	50	50	2500	1745,9825	0,233	<i>vérifiée</i>
Etage 5	45	45	2025	1485,492	0,245	<i>vérifiée</i>
Etage 6	45	45	2025	1232,2777	0,203	<i>vérifiée</i>
Etage 7	40	40	1600	983,3185	0,205	<i>vérifiée</i>
Etage 8	40	40	1600	740,4406	0,154	<i>vérifiée</i>
Etage 9	35	35	1225	499,2129	0,136	<i>vérifiée</i>
Etage 10	35	35	1225	259,7386	0,071	<i>vérifiée</i>

TABLE: Element Forces - Columns																
Story	Column	Force	Output	Case	Type	Step	Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Station
								m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C10	164	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	2865,012	-63,2001	-13,2309	-3,1801	-46,947	-201,925	164	0
Story1	C10	149	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	2570,569	-81,4082	-17,4558	-4,5632	-32,6062	-149,009	149	0
Story2	C10	127	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	2289,393	-105,248	-25,2616	-5,7112	-39,0287	-163,547	127	0
Story3	C10	114	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	2012,673	-92,6485	-22,9123	-4,3484	-34,0307	-136,56	114	0
Story4	C10	105	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1745,983	-107,241	-27,5933	-4,5596	-38,8113	-152,484	105	0
Story5	C10	97	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	1485,492	-14,5316	-26,3609	-1,1951	-38,7913	-21,1909	97	0
Story6	C10	96	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	1232,278	-14,788	-32,6479	-1,245	-46,9795	-21,1954	96	0
Story7	C10	26	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	983,3185	-9,6074	-25,1141	-0,7967	-35,5008	-13,7107	26	0
Story8	C10	25	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	740,4406	-8,6908	-29,5878	-0,7996	-41,6384	-12,5081	25	0
Story9	C10	8	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	499,2129	-4,4747	-20,9787	-0,4652	-29,0695	-6,3369	8	0
Story10	C10	2	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	259,7386	-2,2071	-24,1821	-0,4581	-34,0836	-3,799	2	0

Tableau 4.26 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux de rive.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )				
RDC	50	50	2500	1868,9129	0,249	vérifiée	
Etage 1	50	50	2500	1675,1957	0,223	vérifiée	
Etage 2	45	45	2025	1509,0417	0,248	vérifiée	
Etage 3	45	45	2025	1342,7754	0,221	vérifiée	
Etage 4	40	40	1600	1146,8293	0,239	vérifiée	
Etage 5	40	40	1600	954,1519	0,199	vérifiée	
Etage 6	40	40	1600	795,0673	0,166	vérifiée	
Etage 7	35	35	1225	637,5675	0,173	vérifiée	
Etage 8	35	35	1225	486,4759	0,132	vérifiée	
Etage 9	35	35	1225	342,4432	0,093	vérifiée	
Etage 10	35	35	1225	205,2676	0,056	vérifiée	

TABLE: Element Forces - Columns																
Story	Column	Force	Output	Case	Type	Step	Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Station
								m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C44	45	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1868,913	-2,773	-5,4596	0	0	0	45	0
Story1	C44	84	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1675,196	-133,847	-21,6065	-3,1167	-42,9129	-217,971	84	0
Story2	C44	1587	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1509,042	-108,112	-9,6024	-2,5593	-15,1281	-157,052	1587	0
Story3	C44	1578	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1342,775	-146,515	-18,0866	-2,853	-24,1942	-205,567	1578	0
Story4	C44	1573	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1146,829	-116,502	-17,7337	-1,8676	-24,7046	-163,507	1573	0
Story5	C44	1564	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	954,1519	-119,843	-14,5733	-1,8833	-23,7405	-175,751	1564	0
Story6	C44	1563	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	795,0673	-117,503	-10,4008	-1,8381	-13,7859	-164,215	1563	0
Story7	C44	425	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	637,5675	-76,9654	-7,3546	-1,0341	-10,1305	-107,527	425	0
Story8	C44	379	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	486,4759	-75,4843	-7,395	-0,9636	-10,1852	-108,651	379	0
Story9	C44	359	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	342,4432	-23,393	-5,8032	-0,4652	-10,3547	-33,8851	359	0
Story10	C44	318	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	205,2676	-69,9912	-17,1621	-0,8153	-15,2685	-94,5515	318	0

Tableau 4.27 : vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux d'angle.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation	
	b (cm)	h (cm)	aire (cm <sup>2</sup> )				
RDC	45	45	2025	1561,5072	0,257	✓	vérifiée
Etage 1	40	40	1600	1409,4219	0,294	✓	vérifiée
Etage 2	40	40	1600	1241,8348	0,259	✓	vérifiée
Etage 3	35	35	1225	1072,6653	0,292	✓	vérifiée
Etage 4	35	35	1225	913,2305	0,248	✓	vérifiée
Etage 5	35	35	1225	759,4069	0,207	✓	vérifiée
Etage 6	35	35	1225	613,2806	0,167	✓	vérifiée
Etage 7	35	35	1225	475,6787	0,129	✓	vérifiée
Etage 8	35	35	1225	348,414	0,095	✓	vérifiée
Etage 9	35	35	1225	235,3979	0,064	✓	vérifiée
Etage 10	35	35	1225	124,7726	0,034	✓	vérifiée

TABLE: Element Forces - Columns																	
Story	Column	Node	Output	Case	Type	Step	Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	lem	Statio
								m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m			m
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1561,507	-7,9594	-7,2394	0	0	0	41		0
Story1	C1	38	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1409,422	-64,9057	-29,8419	-1,2766	-42,9704	-103,117	38		0
Story2	C1	37	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1241,835	-73,8864	-38,6338	-1,5978	-53,4709	-105,758	37		0
Story3	C1	1386	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	1072,665	-55,2293	-31,3064	-1,044	-43,5083	-78,645	1386		0
Story4	C1	1385	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	913,2305	-58,5983	-36,688	-1,0948	-52,9979	-85,4729	1385		0
Story5	C1	1384	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	759,4069	-55,7698	-38,247	-1,1039	-55,2375	-80,6926	1384		0
Story6	C1	1383	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	613,2806	-51,8728	-39,2595	-1,0775	-56,764	-74,7518	1383		0
Story7	C1	1382	G+Q+Ex	Combinat	Min			0	475,6787	-47,6313	-39,388	-1,0341	-57,1045	-68,4038	1382		0
Story8	C1	1381	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	348,414	-18,2392	-27,0951	-0,4687	-38,876	-26,2177	1381		0
Story9	C1	1380	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	235,3979	-16,3586	-25,262	-0,4652	-37,4739	-23,6729	1380		0
Story10	C1	1379	G+Q+Ey	Combinat	Min			0	124,7726	-18,3092	-36,154	-0,4581	-45,3953	-24,469	1379		0

**Remarque :**

- Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Les efforts normaux réduits sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

**e-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d’étage au niveau ‘K’

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau ‘K’ par rapport au niveau ‘K-1’.

$h_k$  : Hauteur d’étage ‘k’ comme indique-la figure

➤ Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.28 :** Vérification l’effet P-Δ inter étages du modèle final selon l’axe (x-x).

Niveaux	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$	
RDC	305,0	75065,2936	0,85	10571,7194	0,020	vérifiée
Etage 1	289,0	67596,4	1,44	10366,4486	0,032	vérifiée
Etage 2	289,0	60683,8751	1,78	9997,3123	0,037	vérifiée
Etage 3	289,0	53833,9501	1,96	9486,729	0,038	vérifiée
Etage 4	289,0	47519,3168	2,02	8890,7924	0,037	vérifiée
Etage 5	289,0	40697,5662	2,00	8126,6685	0,035	vérifiée
Etage 6	289,0	34018,2038	1,90	7261,1597	0,031	vérifiée
Etage 7	289,0	27338,8414	1,77	6248,0597	0,027	vérifiée
Etage 8	289,0	20751,5465	1,59	5063,5412	0,023	vérifiée
Etage 9	289,0	14150,0907	1,41	3698,7889	0,019	vérifiée
Etage 10	289,0	7600,9333	1,25	2124,3721	0,015	vérifiée

TABLE: Story Forces										
Story	Output Ca	Case Typ	Step Ty	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
RDC	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0004	10571,7194	4959,9728	295546,3999	112727,1394	234955,2223
Story1	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0005	10366,4486	4898,4451	291220,4914	96024,3995	199518,2162
Story2	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0004	9997,3123	4771,2095	282715,6533	82516,7406	170932,4509
Story3	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0004	9486,729	4566,4194	269575,0662	69452,9535	143307,8343
Story4	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0004	8890,7924	4303,9571	252888,4251	57028,3109	116967,348
Story5	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0004	8126,6685	3938,3382	230921,9447	45403,8115	92159,7346
Story6	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0003	7261,1597	3515,2312	205747,0552	34768,1983	69317,435
Story7	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0003	6248,0597	3070,4937	177629,7582	25163,8991	48813,0459
Story8	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	5063,5412	2599,2508	146224,1527	16592,2822	31121,4624
Story9	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	3698,7889	2005,8386	109097,7179	9199,5471	16736,0921
Story10	Ex	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	2124,3721	1187,4512	63704,0125	3431,7342	6139,4361

**Tableau 4.29 :** Vérification l'effet P-Δ inter étages du modèle final selon l'axe (y-y).

Niveaux	$h_k$	$P_k$	$\Delta_k$	Dans le sens Y-Y		
	(cm)			(KN)	$V_k$	$\theta_k$
RDC	305,0	75065,2936	0,26	10955,1129	0,006	vérifiée
Etage 1	289,0	67596,4	0,44	10763,2123	0,010	vérifiée
Etage 2	289,0	60683,8751	0,61	10405,761	0,012	vérifiée
Etage 3	289,0	53833,9501	0,76	9920,5412	0,014	vérifiée
Etage 4	289,0	47519,3168	0,87	9368,7277	0,015	vérifiée
Etage 5	289,0	40697,5662	0,96	8644,8199	0,016	vérifiée
Etage 6	289,0	34018,2038	1,03	7789,1215	0,015	vérifiée
Etage 7	289,0	27338,8414	1,06	6780,6739	0,015	vérifiée
Etage 8	289,0	20751,5465	1,08	5593,587	0,014	vérifiée
Etage 9	289,0	14150,0907	-1,08	4153,9199	-0,013	vérifiée
Etage 10	289,0	7600,9333	1,06	2358,4707	0,012	vérifiée

**Tableau 4.30 :** Poids cumulée de chaque étage.

TABLE: Story Forces										
Story	Output Ca	Case Type	Step Ty	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY
					kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
RDC	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0011	3964,7871	10955,1129	163184,0977	248821,6305	91315,0765
Story1	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0013	3917,5938	10763,2123	159601,198	212153,0464	77926,7683
Story2	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,001	3823,7407	10405,761	153205,8856	182557,4673	67080,4253
Story3	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,001	3672,4428	9920,5412	145002,1841	153884,5536	56558,8699
Story4	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,001	3474,509	9368,7277	136142,2462	126398,2955	46512,0156
Story5	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,001	3193,906	8644,8199	125130,8631	100327,2181	37073,3648
Story6	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,001	2861,7078	7789,1215	112448,7361	76112,7334	28404,6809
Story7	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0008	2504,7922	6780,6739	97089,8869	54134,5403	20559,2508
Story8	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0004	2121,0348	5593,587	78629,0807	34839,6397	13556,2955
Story9	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0003	1637,9253	4153,9199	57060,035	18795,2226	7521,3945
Story10	Ey	LinRespSpec	Max	Bottom	0,0001	972,6402	2358,4707	31973,1912	6815,9822	2810,9309

**Tableau 4.30 :** Poids cumulée de chaque étage.

TABLE: Story Forces										
Story	Output Ca	Case Type	Locatic	P	VX	VY	T	MX	MY	
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	
RDC	W	Combination	Bottom	75065,2936	0,00002859	-0,0001	-0,0038	1371767,065	-1492065	
Story1	W	Combination	Bottom	67596,4	0,00002845	-0,0001	-0,0038	1235015,637	-1343525	
Story2	W	Combination	Bottom	60683,8751	0,00002668	-0,0001	-0,0037	1109029,183	-1206322	
Story3	W	Combination	Bottom	53833,9501	0,00002511	-0,0001	-0,0036	984215,546	-1070352	
Story4	W	Combination	Bottom	47519,3168	0,00002376	-0,0001	-0,0034	866990,4717	-944150,7869	
Story5	W	Combination	Bottom	40697,5662	0,00001988	-0,0001	-0,0033	741869,0698	-808386,9058	
Story6	W	Combination	Bottom	34018,2038	0,00002038	-0,0001	-0,003	620227,429	-675763,1082	
Story7	W	Combination	Bottom	27338,8414	0,00001607	-0,00003801	-0,0021	498585,7884	-543139,3117	
Story8	W	Combination	Bottom	20751,5465	0,000009839	-0,00003076	-0,0019	378673,9051	-412327,8155	
Story9	W	Combination	Bottom	14150,0907	0,00000053	-0,00002031	-0,0016	258556,7377	-281198,1194	
Story10	W	Combination	Bottom	7600,9333	-9,415E-07	7,191E-07	0,00003078	139363,056	-151137,9271	

Vu les résultats obtenus les conditions  $\theta_x$  et  $\theta_y \leq 0,1$  est satisfaites.

**Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de:

- comparer l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente ( $0.8*V_{(stq)}$ ) qui ne doit pas dépasser la résultante des forces a la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales, cet effort( $0.8*V_{(stq)}$ ) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- $\Delta$  pour la stabilité de la structure.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.

### 5.1 Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

### 5.2. Ferrailage des poteaux :

#### 5.2.1. Poteaux centraux :

##### a. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

##### Poteaux:

##### a.1. ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ) :

**Tableau 5.1.** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	60×60	-3870,9433	12,1019	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-3473,3097	30,6949	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-2724,8025	29,664	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-2016,1337	31,4821	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-1334,387	31,8917	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-675,2012	28,5898	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Na	Output Ca	Case Typ	Step Typ	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Elemen	Elem Stati
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C10	164	ELU	Combination		0	-3870,9433	10,0451	4,2428	-0,0494	3,8157	12,1019	164	0
Story1	C10	149	ELU	Combination		0	-3473,3097	20,8671	7,379	-0,0991	10,8267	30,6949	149	0
Story3	C10	114	ELU	Combination		0	-2724,8025	21,5605	4,6922	-0,1058	5,923	29,664	114	0
Story5	C10	97	ELU	Combination		0	-2016,1337	22,9176	2,5614	-0,0807	3,6997	31,4821	97	0
Story7	C10	26	ELU	Combination		0	-1334,387	23,0905	1,6422	-0,0551	2,3538	31,8917	26	0
Story9	C10	8	ELU	Combination		0	-675,2012	20,3844	0,4715	-0,0317	1,1419	28,5898	8	0

a.2. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

Tableau 5.2. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	60×60	-1621,9936	-18,2824	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1232,7991	-21,8194	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1051,9205	-12,1627	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1125,6891	-12,7109	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-388,6344	-24,5373	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-131,6375	-23,2616	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Jnique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	ELU	Combination		2,9609	-1621,9936	9,2283	-5,4301	-0,0494	10,6155	-18,2824	309	2,9609
Story2	C61	291	ELU	Combination		2,3509	-1232,7991	21,5834	-8,5794	-0,1352	9,3678	-21,8194	291	2,3509
Story3	C61	277	ELU	Combination		2,3509	-1051,9205	14,944	-0,1084	-0,1058	-3,2874	-12,1627	277	2,3509
Story5	C15	102	ELU	Combination		2,44	-1125,6891	12,0285	-2,5472	-0,0807	2,6842	-12,7109	102	2,44
Story8	C61	230	ELU	Combination		2,3509	-388,6344	25,6902	-0,3189	-0,0548	1,9824	-24,5373	230	2,3509
Story10	C61	208	ELU	Combination		2,3509	-131,6375	23,4783	3,5701	-0,0325	-3,3955	-23,2616	208	2,3509

a.3. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

Tableau 5.3. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	60×60	-2984,9921	52,3182	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2411,526	-79,8807	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-2121,2915	-69,9539	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1566,1753	-68,95	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-779,727	-77,52	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-272,1108	-70,2182	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Jnique Na	Output Ca	Case Typ	Step Typ	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Elemen	Elem Stati
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C13	157	ELU	Combination		2,95	-2984,9921	-28,0676	0,0487	-0,0494	-0,7198	52,3182	157	2,95
Story2	C13	128	ELU	Combination		0	-2411,526	-57,8584	-1,6318	-0,1352	-2,3574	-79,8807	128	0
Story3	C13	115	ELU	Combination		0	-2121,2915	-50,056	-1,9344	-0,1058	-2,8648	-69,9539	115	0
Story5	C13	104	ELU	Combination		0	-1566,1753	-49,4023	-3,1468	-0,0807	-4,4501	-68,95	104	0
Story8	C13	24	ELU	Combination		0	-779,727	-55,2974	-4,3861	-0,0548	-6,2256	-77,52	24	0
Story10	C13	5	ELU	Combination		0	-272,1108	-52,7929	-3,3631	-0,0325	-5,4733	-70,2182	5	0

**b. Situation accidentelle :**Combinaison : **G+Q+E****Poteaux :****b.1. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :****Tableau 5.4.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	60×60	-2865,0412	-201,9412	SPC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2570,5983	-149,004	SPC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-2012,6985	-136,5717	SPC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1485,4759	-38,8838	SPC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-983,3072	-35,5794	SPC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-499,2106	-29,1333	SPC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C10	164	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-2865,0412	-63,2084	-13,1819	-3,1895	-46,796	-201,9412	164	0
Story1	C10	149	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-2570,5983	-81,4041	-17,4135	-4,5724	-32,5385	-149,004	149	0
Story3	C10	114	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-2012,6985	-92,6557	-22,8815	-4,3562	-33,9846	-136,5717	114	0
Story5	C10	97	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-1485,4759	-14,5069	-26,429	-1,2092	-38,8838	-21,1565	97	0
Story7	C10	26	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-983,3072	-9,5924	-25,1708	-0,8065	-35,5794	-13,691	26	0
Story9	C10	8	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-499,2106	-4,4717	-21,024	-0,4712	-29,1333	-6,3335	8	0

**b.2. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 5.5.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	60×60	-683,7404	14,8372	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-615,591	255,3657	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-494,7304	254,2354	SEC	8,4	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-626,3293	87,9537	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-143,0078	89,4094	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-61,5435	18,946	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	G+Q+Ey	Combinator	Max	2,9609	-683,7404	33,9804	10,9886	0,9358	14,8372	1,3788	309	2,9609
Story2	C37	295	G+Q+Ex	Combinator	Max	0	-615,591	174,2745	25,8137	5,5261	40,1707	255,3657	295	0
Story4	C37	269	G+Q+Ex	Combinator	Max	0	-494,7304	180,4023	31,9426	4,3985	46,2847	254,2354	269	0
Story5	C15	102	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,44	-626,3293	101,0762	11,8882	2,9057	15,7204	87,9537	102	2,44
Story7	C61	236	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,3509	-143,0078	124,953	25,041	1,6884	21,5401	89,4094	236	2,3509
Story10	C61	208	G+Q+Ey	Combinator	Max	2,3509	-61,5435	35,2154	23,6601	0,4171	18,946	0,4265	208	2,3509

**b.3. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.6.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	60×60	-2351,032	-230,605	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2131,9751	-280,4368	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1764,1488	-241,282	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1172,2099	-173,8587	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-157,2173	181,7795	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-75,3119	114,4204	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C13	157	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-2951,032	-88,8658	-7,8921	-3,1895	-27,6224	-230,605	157	0
Story2	C61	291	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-2131,975	-191,6781	-45,9984	-5,7216	-68,5873	-280,4368	291	0
Story3	C61	277	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-1764,149	-169,2942	-35,3318	-4,3562	-54,6693	-241,282	277	0
Story5	C13	104	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-1172,21	-124,7165	-15,3426	-3,0225	-22,0683	-173,8587	104	0
Story8	C61	230	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-157,2173	128,4389	24,5961	1,5688	35,7983	181,7795	230	0
Story10	C61	208	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-75,3119	82,5066	19,2897	0,7709	26,3213	114,4204	208	0

- Combinaison : **0,8G+E**  
**b.4. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.7.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	60×60	-2429,8592	-218,653	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2161,8029	-242,1194	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1524,8123	-247,2258	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1008,1866	-39,5698	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-671,8155	-35,8451	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-348,9796	-29,0486	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-2429,8592	-89,1943	-24,7897	-3,176	-66,0962	-218,653	309	0
Story1	C61	302	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-2161,8029	-151,7766	-35,3644	-4,5456	-60,8776	-242,1194	302	0
Story3	C61	277	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-1524,8123	-173,138	-35,4972	-4,3277	-54,0068	-247,2258	277	0
Story5	C10	97	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-1008,1866	-20,1308	-26,8623	-1,1874	-39,5698	-28,8828	97	0
Story7	C10	26	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-671,8155	-15,2206	-25,343	-0,7916	-35,8451	-21,4675	26	0
Story9	C10	8	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-348,9796	-9,4429	-20,8485	-0,4627	-29,0486	-13,2851	8	0

**b.5. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.8.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	60×60	-299,0841	6,0899	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-210,2533	40,7745	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-176,597	39,7532	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-441,0927	28,6892	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-25,2457	94,4702	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-36,3498	20,1817	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C37	312	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,95	-299,0841	83,0485	12,5282	3,1315	6,0899	2,8085	312	2,95
Story2	C61	291	0,8G+Ey	Combinator	Max	2,3509	-210,2533	67,7052	16,1786	1,7752	17,0308	40,7745	291	2,3509
Story3	C61	277	0,8G+Ey	Combinator	Max	2,3509	-176,597	56,9971	19,3804	1,4253	12,6983	39,7532	277	2,3509
Story5	C15	102	0,8G+Ey	Combinator	Max	2,44	-441,0927	36,2337	27,4096	1,1142	28,6892	26,5244	102	2,44
Story7	C61	236	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,3509	-25,2457	119,6879	24,6273	1,7033	22,0659	94,4702	236	2,3509
Story10	C61	208	0,8G+Ey	Combinator	Max	2,3509	-36,3498	29,6246	22,5427	0,4259	20,1817	5,8162	208	2,3509

**b.6. ( $M^{\text{max}}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.9.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\text{max}}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\text{max}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	60×60	-1639,4208	-223,0562	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1850,8483	-287,9393	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1764,1488	-241,282	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-804,7006	-156,7966	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-68,3113	172,6948	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-48,6783	106,6669	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C13	157	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1639,421	-81,8888	-7,8735	-3,176	-27,4845	-223,0562	157	0
Story2	C61	291	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1850,848	-197,2723	-44,0279	-5,6851	-66,133	-287,9393	291	0
Story3	C61	277	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1764,149	-169,2942	-35,3318	-4,3562	-54,6693	-241,282	277	0
Story5	C13	104	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-804,7006	-112,4944	-14,3946	-3,0007	-20,7498	-156,7966	104	0
Story8	C61	230	0,8G+Ex	Combinator	Max	0	-68,3113	121,934	24,8986	1,5836	35,6615	172,6948	230	0
Story10	C61	208	0,8G+Ex	Combinator	Max	0	-48,6783	76,9158	18,1724	0,7797	24,9304	106,6669	208	0

5.2.1.1. Choix des armatures :

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau 5.10. Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60×60	9,6	32,4	6T20+8T16	34,93
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	8,8	27,23	4T20+8T16	28,65
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	8,4	22,5	12T16	24,13
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	7,2	18,23	4T16+8T14	20,36
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	6,4	14,4	4T14+8T12	15,21
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	5,8	11,03	4T16+4T14	14,20

5.2.1.2. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● Béton :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

● Acier:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240MPa; 110 \cdot \sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e, \max(200MPa; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=250MPa$ .

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**a.1. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.11.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{Max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-2817,5996	8,7838	34,93	SEC	94.8	250	6.35	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2528,0754	22,2875	28,65	SEC	97.8	250	6.64	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1983,4588	21,5505	24,13	SEC	95	250	6.54	18	OK
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1467,9177	22,8826	20,36	SEC	69.4	250	6,36	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-972,177	23,1875	15,21	SEC	61,2	250	5,98	18	OK
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-492,9774	20,7896	12,06	SPC	54,8	250	4.95	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C10	164	ELS	Combination		0	-2817,5996	7,294	3,0797	-0,0357	2,7646	8,7838	164	0
Story1	C10	149	ELS	Combination		0	-2528,0754	15,1527	5,3685	-0,0717	7,8665	22,2875	149	0
Story3	C10	114	ELS	Combination		0	-1983,4588	15,6644	3,4291	-0,0765	4,3309	21,5505	114	0
Story5	C10	97	ELS	Combination		0	-1467,9177	16,6576	1,8897	-0,0584	2,7208	22,8826	97	0
Story7	C10	26	ELS	Combination		0	-972,177	16,7887	1,2266	-0,0399	1,7554	23,1875	26	0
Story9	C10	8	ELS	Combination		0	-492,9774	14,8208	0,3843	-0,0229	0,8821	20,7896	8	0

**a.2. ( $N^{min}, M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.12.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{min}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-1183,5966	-13,2524	34,93	SEC	31.2	250	2,34	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-899,6225	-15,8174	28,65	SEC	30.4	250	2,01	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-767,6921	-8,825	24,13	SEC	23.2	250	1,94	18	OK
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-820,1165	-9,2502	20,36	SEC	27.6	250	2,1	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-283,6702	-17,8083	15,21	SEC	22,7	250	1,33	18	OK
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-96,6962	-16,9531	12,06	SPC	19,8	250	1,02	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	ELS	Combination		2,9609	-1183,5966	6,6882	-3,9615	-0,0357	7,7472	-13,2524	309	2,9609
Story2	C61	291	ELS	Combination		2,3509	-899,6225	15,6454	-6,2552	-0,0978	6,8262	-15,8174	291	2,3509
Story3	C61	277	ELS	Combination		2,3509	-767,6921	10,8368	-0,1062	-0,0765	-2,3545	-8,825	277	2,3509
Story5	C15	102	ELS	Combination		2,44	-820,1165	8,7533	-1,8623	-0,0584	1,9634	-9,2502	102	2,44
Story8	C61	230	ELS	Combination		2,3509	-283,6702	18,6442	-0,1998	-0,0397	1,3892	-17,8083	230	2,3509
Story10	C61	208	ELS	Combination		2,3509	-96,6962	17,0895	2,5605	-0,0235	-2,4105	-16,9534	208	2,3509

a.3. (N<sup>corr</sup>, M<sup>max</sup>) :

Tableau 5.13. Vérification des contraintes pour les poteaux (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser<sup>corr</sup></sub> (kN)	M <sub>ser<sup>max</sup></sub> (kN.m)	Section	Sollicitation	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-2173,3795	37,9996	34,93	SEC	70.1	250	6,84	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1756,1204	-58,0304	28,65	SEC	91.4	250	4,75	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1544,8073	-50,8211	24,13	SEC	59.1	250	4,3	18	OK
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1140,7751	-50,0959	20,36	SEC	71.6	250	4,01	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-568,6469	-56,3327	15,21	SEC	64,9	250	2,89	18	OK
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-199,5453	-51,1376	12,06	SPC	51,9	250	2,42	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C13	157	ELS	Combination		2,95	-2173,3795	-20,3881	0,0398	-0,0357	-0,5366	37,9996	157	2,95
Story2	C13	128	ELS	Combination		0	-1756,1204	-42,0322	-1,1641	-0,0978	-1,6862	-58,0304	128	0
Story3	C13	115	ELS	Combination		0	-1544,8073	-36,3658	-1,3856	-0,0765	-2,0571	-50,8211	115	0
Story5	C13	104	ELS	Combination		0	-1140,7751	-35,8939	-2,2622	-0,0584	-3,2022	-50,0959	104	0
Story8	C13	24	ELS	Combination		0	-568,6469	-40,1855	-3,158	-0,0397	-4,4827	-56,3327	24	0
Story10	C13	5	ELS	Combination		0	-199,5453	-38,4978	-2,4266	-0,0235	-3,9397	-51,1376	5	0

5.2.1.3 Vérification de L'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ<sub>u</sub> : contrainte de cisaillement

T<sub>u</sub> : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 : [1]**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**Selon RPA99 ver.2003 : [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

**Avec :**

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left( \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L<sub>f</sub> : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.14.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa )	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ <sub>u</sub> <sup>BAEL</sup> (MPa)	Vérification
RDC	60×60	100,171	0,31	14,83	0,075	2.25	3	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	222,968	0,81	9,10	0,075	2.25	3	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	190,967	0,84	20,02	0,075	2.25	3	OK
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-124,716	0,68	11,12	0,075	2.25	3	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	128,438	0,89	12,51	0,075	2.25	3	OK
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	82,5066	0,74	14,30	0,075	2,25	3	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	G+Q+Ex	Combinator Max		2,9609	406,804	100,171	18,0962	3,1181	12,0022	40,7997	309	2,9609
Story2	C61	291	G+Q+Ex	Combinator Max		1,1754	306,0625	222,9688	33,488	5,5261	13,7079	60,3759	291	1,1754
Story3	C61	277	G+Q+Ex	Combinator Max		1,1754	206,7253	190,9678	35,1194	4,2031	8,3683	50,2233	277	1,1754
Story5	C13	104	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-1172,21	-124,7165	-15,3426	-3,0225	-22,0683	-173,8587	104	0
Story8	C61	230	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-157,2173	128,4389	24,5961	1,5688	35,7983	181,7795	230	0
Story10	C61	208	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-75,3119	82,5066	19,2897	0,7709	26,3213	114,4204	208	0

#### 5.2.1.4. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le **RPA99 version 2003** : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

**Avec :**

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a=2,5$ .....si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a=3,75$ .....si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ .....Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right)$ .....Zone courante (zone III).

$\phi_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_c=500$  MPa.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

**Tableau 5.15.** Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\phi_1$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	60×60	6T20+8T16	16	10	15
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	4T20+8T16	16	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	12T16	16	10	15
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	4T16+8T14	14	10	15
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	4T14+8T12	12	10	15
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	4T16+4T14	14	10	10

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.16.** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60×60	2,569	4,29	3,75	100,171	N	10	0,13	2,87	4T8	2.01
						C	15	0,19	4,305	4T10	3.14
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	1,445	2,62	3,75	222,968	N	10	0,30	2,1	4T10	3.14
						C	15	0,45	3,15	6T10	4.71
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	1,445	2,89	3,75	190,967	N	10	0,28	1,35	4T10	3.14
						C	15	0,42	2,03	6T10	4.71
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	1,445	3,21	3,75	-124,71	N	10	0,20	1,2	4T8	2.01
						C	15	0,31	1,8	4T10	3.14
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	1,445	3,61	3,75	128,438	N	10	0,24	1,12	4T8	2.01
						C	15	0,36	1,37	4T8	2.01
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	1,445	4,12	3,75	82,5066	N	10	0,17	2,7	6T8	3.02
						C	15	0,27	4,05	6T10	4.71

**5.2.1.5. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>1</sub> en zone III.

Pour :

- Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm
- Ø=12mm.....L<sub>r</sub>=60cm

POTEAUX CENTRAUX			
NIVEAU	SECTION	ARMATURES	DESSIN
RDC	60*60	6T20+8T16	
1er; 2ème	55*55	4T20+8T16	
3ème; 4ème	50*50	12T16	
5ème; 6ème	45*45	4T16+8T14	
7ème; 8ème	40*40	4T14+8T12	
9ème; 10ème	35*35	4T16+4T14	

Figure 5.1. Ferrailage des poteaux centraux.

## V.2.2. Poteaux de rive :

## a. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

## Poteaux:

a.1. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :Tableau 5.17. Ferrillages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1900,30	-24,515	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1714,90	20,7853	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-757,205	-17,252	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-615,995	-15,602	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	ELU	Combination		0	-1900,3012	15,2282	-11,6838	-0,0677	-24,5155	19,2362	84	0
Story2	C44	1587	ELU	Combination		0	-1714,9025	14,5812	0,859	-0,0606	1,2815	20,7853	1587	0
Story6	C43	1522	ELU	Combination		0	-757,2059	-13,0885	3,535	-0,0537	4,1	-17,2525	1522	0
Story7	C43	410	ELU	Combination		0	-615,9956	-11,4388	3,3974	-0,0323	4,9847	-15,6025	410	0

a.2. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :Tableau 5.18. Ferrillages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	- 1444,3367	9,1551	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	- 1487,9626	13,7802	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-744,0247	14,6961	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-605,9037	12,3193	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C53	72	ELU	Combination		2,44	-1444,3367	-13,9632	10,6055	-0,0677	-3,7561	9,1551	72	2,44
Story2	C3	1585	ELU	Combination		2,44	-1487,9626	3,7912	-12,8606	-0,0606	13,7802	-3,8063	1585	2,44
Story6	C43	1522	ELU	Combination		2,441	-744,0247	-13,0885	3,535	-0,0537	-4,5288	14,6961	1522	2,441
Story7	C43	410	ELU	Combination		2,441	-605,9037	-11,4388	3,3974	-0,0323	-3,3083	12,3193	410	2,441

a.3. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ) :

Tableau 5.19. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1596,715	25,1395	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1714,902	20,7853	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-757,2059	-17,252	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-615,9956	-15,602	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C54	75	ELU	Combination		0	-1596,7154	4,4715	13,4473	-0,0677	25,1395	10,8922	75	0
Story2	C44	1587	ELU	Combination		0	-1714,9025	14,5812	0,859	-0,0606	1,2815	20,7853	1587	0
Story6	C43	1522	ELU	Combination		0	-757,2059	-13,0885	3,535	-0,0537	4,1	-17,2525	1522	0
Story7	C43	410	ELU	Combination		0	-615,9956	-11,4388	3,3974	-0,0323	4,9847	-15,6025	410	0

**b. Situation accidentelle :**

- Combinaison : G+Q+E

**Poteaux :**

**b.1. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.20.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1675,49	-217,96	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1509,28	-157,06	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-680,382	-46,078	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-548,894	-32,950	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1675,4918	-133,8429	-21,5744	-3,123	-42,8556	-217,965	84	0
Story2	C44	1587	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1509,2801	-108,1171	-9,5892	-2,564	-15,1083	-157,0613	1587	0
Story6	C43	1522	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-680,3828	-33,6271	-3,2818	-0,7866	-5,7376	-46,0781	1522	0
Story7	C43	410	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-548,8941	-23,8932	-1,6239	-0,4727	-2,3346	-32,9508	410	0

**b.2. (  $N^{min}$ ,  $M^{corr}$  )**

**Tableau 5.21.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-880,679	22,9269	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-759,006	33,4481	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-409,108	36,0144	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-337,717	25,377	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C54	75	G+Q+Ey	Combinator Max		2,4404	-880,6795	33,4316	16,0458	0,9108	1,9449	22,9269	75	2,4404
Story2	C3	1585	G+Q+Ey	Combinator Max		2,44	-759,006	39,0973	1,5687	0,7792	15,3482	33,4481	1585	2,44
Story6	C43	1522	G+Q+Ey	Combinator Max		2,441	-409,1089	14,5605	8,1996	0,709	2,3843	36,0144	1522	2,441
Story7	C43	410	G+Q+Ey	Combinator Max		2,441	-337,7217	7,2617	6,3677	0,426	1,6562	25,377	410	2,441

**b.3. (  $M^{max}$ ,  $N^{corr}$  ) :**

**Tableau 5.22.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1083,4	245,818	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-979,94	186,934	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-625,08	-136,419	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-501,28	-91,3817	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-1083,4162	155,8349	5,09	3,0251	8,1211	245,8187	84	0
Story2	C44	1587	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-979,9446	129,0708	10,9804	2,4764	17,1526	186,9343	1587	0
Story6	C43	1522	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-625,0816	-98,4876	-16,0914	-1,842	-23,5309	-136,4195	1522	0
Story7	C43	410	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-501,2863	-65,9519	-9,4659	-1,0365	-13,3579	-91,3817	410	0

- Combinaison : **0,8G+E**

**b.4. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.23.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1196,72	-223,07	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1075,41	-163,36	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-489,345	-42,110	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-392,903	-29,138	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-1196,7297	-138,0877	-16,9565	-3,1047	-33,6769	-223,0704	84	0
Story2	C44	1587	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-1075,4194	-112,5456	-9,3016	-2,5476	-14,7882	-163,3607	1587	0
Story6	C43	1522	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-489,3456	-30,5552	-4,9227	-0,7721	-7,7155	-42,1109	1522	0
Story7	C43	410	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-392,9036	-21,0964	-3,1401	-0,464	-4,5149	-29,1381	410	0

**b.5. ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.24.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-474,724	22,5491	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-361,883	34,6237	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-220,024	32,4831	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-183,226	22,3628	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C54	75	0,8G+Ey	Combinator Max		2,4404	-474,7241	32,2134	11,178	0,9291	4,859	22,5491	75	2,4404
Story2	C3	1585	0,8G+Ey	Combinator Max		2,44	-361,8837	37,9384	6,4595	0,7955	10,0842	34,6237	1585	2,44
Story6	C43	1522	0,8G+Ey	Combinator Max		2,441	-220,0244	17,6324	6,5586	0,7234	4,4119	32,4831	1522	2,441
Story7	C43	410	0,8G+Ey	Combinator Max		2,441	-183,2263	10,0585	4,8514	0,4347	3,1771	22,3628	410	2,441

**b.6. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.25.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-604,65	240,7133	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-546,08	180,6349	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-434,04	-132,452	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-345,29	-87,569	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	0,8G+Ex	Combinator	Max	0	-604,6542	151,5901	9,7079	3,0434	17,2998	240,7133	84	0
Story2	C44	1587	0,8G+Ex	Combinator	Max	0	-546,0839	124,6423	11,268	2,4927	17,4727	180,6349	1587	0
Story6	C43	1522	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-434,0444	-95,4156	-17,7324	-1,8275	-25,5088	-132,4522	1522	0
Story7	C43	410	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-345,2958	-63,1551	-10,9822	-1,0278	-15,5382	-87,569	410	0

**5.2.2.1. Choix des armatures :**

**1)- choix de ferrailage des poteaux :**

**Tableau 5.26.** Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	8	22,5	8T20	25,13
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	7,2	18,23	4T20+4T16	20,61
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	6,2	14,4	8T16	16,08
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	5,8	11,03	4T16+4T14	14,20

**5.2.2.2. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

● **Acier**:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(240MPa; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2}f_e, \max(200MPa; 90\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=250MPa$ .

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**a. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.27.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{Max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Sectio n	Sollicitatio n	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificati on
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1379,454	-17,3673	25,13	SEC	67,5	250	3,65	18	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1244,612	14,9365	18,85	SEC	64,3	250	6,54	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-549,6278	-12,578	16,08	SEC	59,2	250	2,98	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-447,0456	-11,343	12,06	SEC	54,7	250	2,75	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	ELS	Combination		0	-1379,454	10,996	-8,2422	-0,049	-17,3673	13,9268	84	0
Story2	C44	1587	ELS	Combination		0	-1244,6123	10,4769	0,6956	-0,0438	1,0221	14,9365	1587	0
Story6	C43	1522	ELS	Combination		0	-549,6278	-9,5333	2,4589	-0,0388	2,8412	-12,578	1522	0
Story7	C43	410	ELS	Combination		0	-447,0456	-8,3157	2,3719	-0,0234	3,4864	-11,343	410	0

b. ( $N^{min}, M^{corr}$ ) :

**Tableau 5.28.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{min}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Sectio n	Sollicitatio n	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificati on
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1048,8815	6,6844	25,13	SEC	60,3	250	5,57	18	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1076,954	9,7472	18,85	SEC	62,7	250	5,69	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-539,8639	10,692	16,08	SEC	57,9	250	4,23	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-439,5701	8,9555	12,06	SEC	57,1	250	4,04	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C53	72	ELS	Combination		2,44	-1048,8815	-10,122	7,501	-0,049	-2,6109	6,6844	72	2,44
Story2	C3	1585	ELS	Combination		2,44	-1076,954	2,723	-9,0999	-0,0438	9,7472	-2,7321	1585	2,44
Story6	C43	1522	ELS	Combination		2,441	-539,8639	-9,5333	2,4589	-0,0388	-3,1608	10,6925	1522	2,441
Story7	C43	410	ELS	Combination		2,441	-439,5701	-8,3157	2,3719	-0,0234	-2,3033	8,9555	410	2,441

c. ( $N^{corr}, M^{max}$ ) :

**Tableau 5.29.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{corr}$ (kN)	$M_{ser}^{max}$ (kN.m)	Sectio n	Sollicitatio n	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificati on
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1064,131	-18,0132	25,13	SEC	63,7	250	4,56	18	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1244,612	14,9365	18,85	SEC	71,6	250	6,71	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-539,8639	10,6925	16,08	SEC	58,9	250	4,60	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-439,5701	8,9555	12,06	SEC	57,4	250	4,33	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C53	72	ELS	Combination		0	-1064,1315	-10,122	7,501	-0,049	15,6917	-18,0132	72	0
Story2	C44	1587	ELS	Combination		0	-1244,6123	10,4769	0,6956	-0,0438	1,0221	14,9365	1587	0
Story6	C43	1522	ELS	Combination		2,441	-539,8639	-9,5333	2,4589	-0,0388	-3,1608	10,6925	1522	2,441
Story7	C43	410	ELS	Combination		2,441	-439,5701	-8,3157	2,3719	-0,0234	-2,3033	8,9555	410	2,441

**5.2.2.3. Vérification de L'effort Tranchant :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 : [1]**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**Selon RPA99 ver.2003 : [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

**Avec :**

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left( \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.30.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ <sub>u</sub> <i>BAEL</i> (MPa)	Vérification
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	155,8349	0,69	17,79	0,075	2.25	3	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	129,0708	0,71	11,12	0.075	2.25	3	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-98,4876	0,68	12,51	0,075	2.25	3	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	52,1172	0,47	14,30	0,075	2.25	3	OK

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element	Elem Station m
Story1	C44	84	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-1083,416	155,8349	5,09	3,0251	8,1211	245,8187	84	0
Story2	C44	1587	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-979,9446	129,0708	10,9804	2,4764	17,1526	186,9343	1587	0
Story6	C43	1522	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-625,0816	-98,4876	-16,0914	-1,842	-23,5309	-136,4195	1522	0
Story7	C43	410	0,8G+Ex	Combinator Max		0	-236,8144	52,1172	12,6935	0,9984	18,1504	72,5085	410	0

#### 5.2.2.4. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$  ..... Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right)$  ..... Zone courante (zone III).

$\emptyset_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500$  MPa.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

**Tableau 5.31.** Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>1</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	8T20	20	10	15
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45x45	4T20+4T16	16	10	15
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40x40	8T16	16	10	15
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35x35	4T16+4T14	14	10	10

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.32.** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	2,569	5,14	2.5	155,8349	N	10	0,16	2,87	4T8	2.01
						C	15	0,23	4,305	4T10	3.14
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45x45	1,445	3,21	3.75	129,0708	N	10	0,22	1,35	4T10	3.14
						C	15	0,32	2,03	6T10	4.71
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40x40	1,445	3,61	3.75	-98,4876	N	10	0,18	1,2	4T8	2.01
						C	15	0,28	1,8	4T10	3.14
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35x35	1,445	4,13	3.75	52,1172	N	10	0,11	1,12	4T8	2.01
						C	15	0,17	1,37	4T8	2.01

**5.2.2.5. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>1</sub> en zone III.

Pour :

- Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm

POTEAUX DE RIVE			
NIVEAU	SECTION	ARMATURES	DESSIN
RDC; 1er	50*50	8T20	
2ème; 3ème	45*45	4T20+4T16	
4ème; 5ème; 6ème	40*40	8T16	
7ème; 8ème 9ème; 10ème	35*35	4T16+4T14	

**Figure 5.2.** Ferrailage des poteaux de rive.

5.2.3. Poteaux d'angle :

a. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a.1. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ) :

Tableau 5.33. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	45×45	-1172,379	-7,3129	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-1047,457	-24,3184	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-811,980	-16,918	SEC	5,8	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	ELU	Combination		0	-1172,3797	-6,2036	-5,411	-0,0095	-5,9589	-7,3129	41	0
Story1	C1	38	ELU	Combination		0	-1047,4574	-15,9956	-14,6618	-0,0276	-21,466	-24,3184	38	0
Story3	C1	1386	ELU	Combination		0	-811,9808	-9,9211	-12,4339	-0,0254	-16,918	-14,2118	1386	0

a.2. ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ) :

Tableau 5.34. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	45×45	-1034,478	14,7337	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-832,404	19,3632	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-107,314	27,4944	SEC	5,6	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C8	21	ELU	Combination		3,05	-1034,4783	-7,6851	0,2397	-0,0095	-0,5143	14,7337	21	3,05
Story2	C8	35	ELU	Combination		2,44	-832,4046	-18,054	2,0561	-0,0378	-2,4463	19,3632	35	2,44
Story10	C8	358	ELU	Combination		2,44	-107,3145	-21,8485	7,9155	-0,0325	-9,4631	27,4944	358	2,44

**a.3. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.35.** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	45×45	-1034,478	14,7337	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-946,4295	-28,5228	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-122,6099	-30,8472	SEC	5,6	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns															
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
RDC	C8	21	ELU	Combination		3,05	-1034,4783	-7,6851	0,2397	-0,0095	-0,5143	14,7337	21	3,05	
Story1	C8	23	ELU	Combination		0	-946,4295	-18,5741	1,1205	-0,0276	1,3767	-28,5228	23	0	
Story10	C1	1379	ELU	Combination		0	-122,6099	-8,3794	-25,1952	-0,0325	-30,8472	-11,4034	1379	0	

**b. Situation accidentelle :**

- Combinaison : G+Q+E

**Poteaux :**

**b.1. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.36.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	45×45	-1526,758	-49,6555	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-1380,67	-95,6842	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-1052,542	-77,086	SEC	5,8	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1526,7585	-24,6882	-11,0386	-0,6185	-15,9502	-49,6555	41	0
Story1	C1	38	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1380,674	-60,8986	-30,9418	-1,276	-44,9334	-95,6842	38	0
Story3	C1	1386	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1052,5423	-54,1476	-31,6776	-1,0449	-44,0323	-77,086	1386	0

**b.2. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 5.37.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	45×45	-166,5124	24,0839	SEC	7,2	0	18,23
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-121,7397	68,2378	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-47,3139	36,4495	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,9848	-166,5124	15,6907	3,2492	0,6048	18,3975	24,0839	41	2,9848
Story2	C1	37	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,3748	-121,7397	50,6928	16,3711	1,5436	38,7682	68,2378	37	2,3748
Story10	C8	358	G+Q+Ey	Combinator	Max	2,44	-47,3139	-8,8393	42,1217	0,4171	36,4495	27,8724	358	2,44

**b.3. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.38.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ RPA
RDC	45×45	-1526,7585	-49,6555	SEC	7,2	0	18,23
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-1217,8854	-104,2211	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-896,463	-83,9805	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1526,7585	-24,6882	-11,0386	-0,6185	-15,9502	-49,6555	41	0
Story2	C1	37	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1217,8854	-72,6151	-38,9932	-1,5982	-53,8635	-104,2211	37	0
Story4	C1	1385	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-896,463	-57,5846	-37,0514	-1,096	-53,5303	-83,9805	1385	0

- Combinaison : **0,8G+E**

**b.4. (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>) :**

**Tableau 5.39.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	N <sup>max</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kN.m]	Sollicitation	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> ' [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> RPA
RDC	45×45	-1242,302	-47,7788	SEC	7,2	0	18,2
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-1126,167	-89,4043	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-854,9981	-73,354	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1242,3026	-23,0937	-9,4433	-0,6159	-14,1788	-47,7788	41	0
Story1	C1	38	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1126,1671	-56,7519	-26,6505	-1,2686	-38,6226	-89,4043	38	0
Story3	C1	1386	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-854,9981	-51,5371	-28,0448	-1,0381	-39,0767	-73,3548	1386	0

**b.5. (N<sup>min</sup>, M<sup>corr</sup>) :**

**Tableau 5.40.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N<sup>min</sup>, M<sup>corr</sup>).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	N <sup>min</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kN.m]	Sollicitation	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> ' [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> RPA
RDC	45×45	-11,2069	14,8994	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	1,2134	49,8587	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	0,1188	45,655	SEC	7,8	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C8	21	0,8G+Ex	Combinator	Max	3,05	-11,2069	11,9701	2,608	0,6074	1,5576	14,8994	21	3,05
Story2	C8	35	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,44	1,2134	34,0859	8,3222	1,5538	7,1425	49,8587	35	2,44
Story6	C1	1383	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,3748	0,1188	41,4572	21,2975	1,0422	32,4007	45,655	1383	2,3748

b.6. ( $M^{max}, N^{corr}$ ) :

Tableau 5.41. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	45×45	-1242,3026	-47,7788	SEC	7,2	0	18,23
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-992,3862	-98,6359	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-725,1145	-80,2146	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1242,3026	-23,0937	-9,4433	-0,6159	-14,1788	-47,7788	41	0
Story2	C1	37	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-992,3862	-68,6501	-34,4073	-1,5881	-47,608	-98,6359	37	0
Story4	C1	1385	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-725,1145	-55,0265	-32,8279	-1,0884	-47,4845	-80,2146	1385	0

5.2.3.1. Choix des armatures :

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau 5.42. Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	45×45	7,2	18,23	4T20+4T16	20,61
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	6,4	14,4	8T16	16,08
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	7,8	11,03	4T16+4T14	14,20

**5.2.3.2. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● **Béton** :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

● **Acier**:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240MPa; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e, \max(200MPa; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=250MPa$ .

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :

**Tableau 5.43.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{Max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	-852,605	-5,3037	18,85	SEC	64,8	250	4,63	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-761,704	-17,631	16,08	SEC	61,3	250	4,20	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-590,431	-12,182	12,06	SEC	54,9	250	3,71	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	ELS	Combination		0	-852,6051	-4,4987	-3,8947	-0,0069	-4,287	-5,3037	41	0
Story1	C1	38	ELS	Combination		0	-761,7047	-11,5947	-10,5578	-0,02	-15,4535	-17,6311	38	0
Story3	C1	1386	ELS	Combination		0	-590,4314	-7,186	-8,9545	-0,0184	-12,182	-10,295	1386	0

b. ( $N^{min}, M^{corr}$ ) :

Tableau 5.44. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{min}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	-752,4891	10,65	18,85	SEC	64,8	250	5,64	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-605,3941	13,984	16,08	SEC	60,4	250	5,37	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-77,9543	19,901	12,06	SEC	41,3	250	2,37	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C8	21	ELS	Combination		3,05	-752,4891	-5,5551	0,139	-0,0069	-0,3081	10,65	21	3,05
Story2	C8	35	ELS	Combination		2,44	-605,3941	-13,0395	1,4047	-0,0273	-1,6813	13,9846	35	2,44
Story10	C8	358	ELS	Combination		2,44	-77,9543	-15,7956	5,628	-0,0235	-6,7306	19,9014	358	2,44

c. ( $N^{corr}, M^{max}$ ) :

Tableau 5.45. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{corr}$ (kN)	$M_{ser}^{max}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	-752,4891	10,65	18,85	SEC	64,8	250	6,08	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-688,5627	-20,613	16,08	SEC	61,3	250	5,74	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-89,1511	-22,212	12,06	SEC	42,8	250	1,98	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C8	21	ELS	Combination		3,05	-752,4891	-5,5551	0,139	-0,0069	-0,3081	10,65	21	3,05
Story1	C8	23	ELS	Combination		0	-688,5627	-13,4218	0,7268	-0,02	0,8659	-20,6133	23	0
Story10	C1	1379	ELS	Combination		0	-89,1511	-6,1139	-18,1319	-0,0235	-22,212	-8,2824	1379	0

**5.2.3.3. Vérification de L'effort Tranchant :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 : [1]**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**Selon RPA99 ver.2003 : [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

**Avec :**

$$\lambda: \text{L'élanement du poteau} \left( \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.46.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ <sub>u</sub> BAEL (MPa)	Vérification
RDC	45×45	-24,6882	0,14	20,26	0,075	2.25	3	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-72,6151	0,50	12,51	0.075	2.25	3	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-57,5846	0,52	14,30	0,075	2.25	3	OK

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1526,759	-24,6882	-11,0386	-0,6185	-15,9502	-49,6555	41	0
Story2	C1	37	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1217,885	-72,6151	-38,9932	-1,5982	-53,8635	-104,2211	37	0
Story4	C1	1385	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-896,463	-57,5846	-37,0514	-1,096	-53,5303	-83,9805	1385	0

**5.2.3.4. Ferrailage transversal des poteaux :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A<sub>t</sub> : Section d’armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_t$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500$  MPa.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

**Tableau 5.47.** Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>1</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	45x45	4T20+4T16	16	10	15
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40x40	8T16	16	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35x35	4T16+4T14	14	10	15

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.48.** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	45x45	2,569	5,70	2.5	-24,688	N	10	0,03	2,87	4T8	2.01
						C	15	0,04	4,305	4T10	3.14
2 <sup>ème</sup>	40x40	1,445	3,61	3.75	-72,615	N	10	0,13	1,35	4T10	3.14
						C	15	0,20	2,03	6T10	4.71
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35x35	1,445	4,12	3.75	-57,584	N	10	0,12	1,2	4T8	2.01
						C	15	0,19	1,8	4T10	3.14

**5.2.3.5. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>1</sub> en zone III.

Pour :

- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm

POTEAUX D'ANGLES			
NIVEAU	SECTION	ARMATURES	DESSIN
RDC	45*45	4T20+4T14	
1er; 2ème	40*40	8T16	
3ème; 4ème; 5ème 6ème; 7ème; 8ème 9ème; 10ème	35*35	4T16+4T14	

Figure 5.3. Ferrailage des poteaux d'angle.

**5.2.4. Ferrailage des Poteaux du Sous-sol**

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau considéré ( $B_r = (a-2)(b-2)$ ) cm<sup>2</sup>  
 $\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$  ..... poteau carrée  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).  
 $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.  
 $B_r = (a-0,02)^2$  [m<sup>2</sup>]. ..... Poteau carré

$N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.  
 La longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$ .

**a. Calcul de l'effort normal pondéré :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	
Sous-sol	C171	607	ELU	Combinator	0	-462,1925	-28,9994	1,3709	0,0086	1,2423	-33,1517	607	0
Sous-sol	C171	607	G	Combinator	0	-141,7429	-8,0482	0,0616	0,0021	-0,1673	-9,2526	607	0
Sous-sol	C171	607	Q	Combinator	3,05	-180,5597	-12,0896	0,8586	0,0038	-1,6399	23,0994	607	3,05

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :  $N_{u(ss)} = -462,1925$  KN

**b. Calcul du ferrailage :**

Le sous-sol est de section carrée  $B = 40 \times 40$  cm<sup>2</sup>

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 11,55$  cm
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,5 \times 10^2}{11,55} = 21,21 < 50$

- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,79$
- $Br = (40 - 2)^2 = 1444\text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{462,1925 \times 10^3}{0,79} - \frac{1444 \times 10^2}{0,9} \times \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -60,35\text{cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

Le ferrailage se fait par rapport  $A_s^{\min} = 0,9\% B$  selon RPA99 version 2003

$$A_s = A_s^{\min} = 14,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow (8T16).$$

Poteau du sous-sol			
Niveau	Section	Armatures	Dessin
Sous-sol	40×40	8T16	

Figure 5.4. Ferrailage de poteau du sous-sol.

### 5.3. Ferrailage des poutres :

#### 5.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

**a. Selon CBA 93 : [3]**

Situation durable :

**ELU:** 1.35 G + 1.5 Q

**ELS:** G + Q

**b. Selon RPA 99 : [2]**

Situation accidentelle

0.8 G ± E

G + Q ± E

**5.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- **Situation durable:**

Béton:  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18$  MPa.

Acier:  $\gamma_s = 1,15$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 435$  MPa.

- **Situation accidentelle:**

Béton:  $\gamma_b = 1,15$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18$  MPa.

Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 500$  MPa.

**5.3.3 Calcul de ferrailage :**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

Ont disposé 4 types de poutres :

- Poutres principales 30x55(cm<sup>2</sup>)
- Poutres principales 30x45(cm<sup>2</sup>)
- Poutres secondaires 30x40(cm<sup>2</sup>)
- Poutres chaînage 30x40(cm<sup>2</sup>)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

**1. Sens porteur :**

**a-Situation durable : 1.35G+1.5Q**

**Tableau 5.49:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	122,9179	-35,2393	5,6	1,6
30x55	Appui	73,7305	-210,6283	3,4	10,2

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B33	452	ELU	Combination		6,4182	0	173,3864	0	-0,6298	0	-210,6283	452-2	3,7604
Story10	B5	580	ELU	Combination		1,1125	0	-72,0798	0	3,1146	0	73,7305	580	1,1125
Story10	B39	900	ELU	Combination		1,5158	-3,6296	-60,9955	-0,1055	9,5051	-0,0272	-35,2393	900-2	0,3789
Story8	B35	222	ELU	Combination		4,305	0	29,0005	0	0,5043	0	122,9179	222-4	0,945

**b-Situation accidentelle : G+Q+E**

**Tableau 5.50:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	102,3177	-148,9699	4,1	6
30x55	Appui	163,5782	-245,2137	6,6	10,1

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story2	B5	587	G+Q+Ex	Combinator Min		5,281	0	32,2945	0	-0,8393	0	-245,2137	587	5,281
Story8	B37	880	G+Q+Ex	Combinator Max		5,3867	0,7615	155,596	0,004	9,3445	0,0015	163,5782	880-5	0,6695
Story4	B37	883	G+Q+Ex	Combinator Min		4,3241	-0,3907	-74,2827	-0,0094	2,0141	-0,0017	-148,9699	883-4	0,7862
Story7	B35	223	G+Q+Ex	Combinator Max		4,305	1,6425	48,0595	0,0051	0,8898	0,0058	102,3177	223-4	0,945

**c-Situation accidentelle : 0.8G +E**

**Tableau 5.1:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	163,0002	-152,4079	6,6	6,1
30x55	Appui	287,0411	-360,6232	11,7	15,1

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B37	883	0,8G+Ex	Combinator Min		5,6964	-0,6066	-70,0811	-0,0031	-0,3082	-0,0021	-360,6232	883-5	0,9793
Story4	B37	883	0,8G+Ex	Combinator Max		0,2	0,6132	77,7559	0,0031	1,4956	0,0021	287,0411	883-1	0,2
Story4	B37	883	0,8G+Ex	Combinator Min		4,3241	-0,3907	-88,744	-0,0094	0,4504	-0,0017	-152,4079	883-4	0,7862
Story4	B37	883	0,8G+Ex	Combinator Max		4,3241	0,3907	137,3201	0,0094	2,3982	0,0017	163,0002	883-4	0,7862

**2.Sens porteur :**

**a. Situation durable : 1.35G+1.5Q**

**Tableau 5.52:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	70,8189	-9,0991	4	1,3
30x45	Appui	48,3356	-129,132	2,7	7,7

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B9	647	ELU	Combination		0,175	0	-144,1561	0	-1,3208	0	-129,132	647	0,175
Story9	B20	735	ELU	Combination		3,3328	0	33,8239	0	-0,5148	0	48,3356	735	3,3328
Story10	B40	911	ELU	Combination		2,2019	0	19,1317	0	2,2978	0	-9,0991	911-3	0
Story10	B20	734	ELU	Combination		2,4306	0	-7,0551	0	-1,4652	0	70,8189	734	2,4306

b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau 5.53:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s'</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	192,1595	-129,0987	10	6,5
30x45	Appui	197,6519	-259,6233	10	13,7

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story5	B9	650	G+Q+Ex	Combinator	Min	0,225	0	-245,0364	0	-1,3262	0	-259,6233	650	0,225
Story3	B9	652	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,4048	0	192,4047	0	1,0367	0	197,6519	652	2,4048
Story5	B41	926	G+Q+Ex	Combinator	Min	2,4145	-0,6578	-138,758	-0,0012	-4,7372	-0,0002	-129,0987	926-3	0,6715
Story4	B41	927	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,4145	-0,2129	137,9579	0,0004	0,0984	0,0005	192,1595	927-3	0,6715

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

**Tableau 5.54:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s'</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	182,1375	-153,5797	9,3	7,8
30x45	Appui	192,3142	-240,4819	9,8	12,6

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B9	651	0,8G+Ex	Combinator	Min	0,25	0	-225,8882	0	-1,1776	0	-240,4819	651	0,25
Story3	B9	652	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,4048	0	187,3592	0	1,0459	0	192,3142	652	2,4048
Story3	B41	928	0,8G+Ex	Combinator	Min	2,3895	-0,6894	-137,4289	-0,0012	-3,5309	-0,0002	-153,5797	928-3	0,6465
Story4	B41	927	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,4145	-0,0333	138,5652	0,0006	1,1505	0,0004	182,1375	927-3	0,6715

2.Sens non porteur :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau 5.55:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s'</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	33,6513	-32,2384	2,1	2
30x40	Appui	44,6849	-66,9872	2,9	4

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B54	1064	ELU	Combination		3,935	0	39,4572	0	4,4367	0	-66,9872	1064	3,935
Story10	B51	1031	ELU	Combination		0,175	0	20,3526	0	-7,4665	0	44,6849	1031	0,175
Story10	B54	1064	ELU	Combination		2,995	0	34,0999	0	4,4367	0	-32,2384	1064	2,995
Story10	B55	1075	ELU	Combination		3,8994	-0,0012	-6,8491	0	-2,5353	0	33,6513	1075-2	3,8866

b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau 5.56:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s'</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	55,441	-61,584	3,1	3,5
30x40	Appui	117,7338	-125,7292	6,8	7,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B58	1109	G+Q+Ey	Combinator	Min	0,175	0	-64,6289	0	-1,6597	0	-125,7292	1109	0,175
Story9	B58	1109	G+Q+Ey	Combinator	Max	4,3533	0	50,5224	0	-0,4386	0	117,7338	1109	4,3533
Story6	B58	1107	G+Q+Ey	Combinator	Min	1,1313	0	-58,5792	0	-1,3302	0	-61,584	1107	1,1313
Story7	B55	1078	G+Q+Ey	Combinator	Max	3,88	0,0089	19,4357	0,000019	-0,3975	0,00001387	55,441	1078-2	3,8671

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau 5.57: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	60,7896	-59,3463	3,4	3,3
30x40	Appui	113,3539	-119,6681	6,5	6,9

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B58	1109	0,8G+Ey	Combinator	Min	0,175	0	-60,8426	0	-1,2807	0	-119,6681	1109	0,175
Story9	B58	1109	0,8G+Ey	Combinator	Max	4,3533	0	51,7037	0	-0,0596	0	113,3539	1109	4,3533
Story6	B58	1107	0,8G+Ey	Combinator	Min	1,1313	0	-55,7805	0	-1,0716	0	-59,3463	1107	1,1313
Story6	B58	1107	0,8G+Ey	Combinator	Max	3,397	0	48,1375	0	0,139	0	60,7896	1107	3,397

2.Sens non porteur :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau 5.58: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	25,7121	1,8824	1,6	0
30x40	Appui	3,8271	-40,4779	1,2	2,6

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B72	1233	ELU	Combinaison		0	0	-40,2282	0	-0,8464	0	-40,4779	1233	0
Story6	B72	1237	ELU	Combinaison		1,4724	0	-17,8309	0	-0,4571	0	3,8271	1237	1,4724
Story3	B72	1232	ELU	Combinaison		1,9548	0	-6,2903	0	-0,2257	0	1,8824	1232	1,9548
Story8	B73	1224	ELU	Combinaison		2,9784	0,0013	1,9765	0,0001	1,4019	-0,00002445	25,7121	1224-1	2,9784

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau 5.59: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	20,9921	-6,1996	1,2	1,2
30x40	Appui	12,6618	-12,8294	1,2	1,2

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B72	1234	G+Q+Ex	Combinator	Max	0	0	-23,1675	0	2,5423	0	-12,8294	1234	0
Story2	B72	1240	G+Q+Ex	Combinator	Max	5,3529	0	21,8064	0	0,6189	0	12,6618	1240	5,3529
Story2	B72	1240	G+Q+Ex	Combinator	Min	4,3796	0	2,0447	0	-0,968	0	-6,1996	1240	4,3796
Story8	B73	1224	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,9784	0,004	2,9473	0,0006	4,3782	0,0003	20,9921	1224-1	2,9784

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

**Tableau 5.60:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	16,8788	-9,6353	1,2	1,2
30x40	Appui	20,9491	-40,8629	1,2	2,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story5	B72	1238	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	0	-27,0363	0	-2,0747	0	-40,8629	1238	0
Story3	B72	1232	0,8G+Ex	Combinator	Max	5,8645	0	14,1356	0	0,9706	0	20,9491	1232	5,8645
Story3	B72	1232	0,8G+Ex	Combinator	Min	4,3984	0	-5,6507	0	-1,2096	0	-9,6353	1232	4,3984
Story4	B72	1239	0,8G+Ex	Combinator	Max	4,3984	0	14,663	0	1,3283	0	16,8788	1239	4,3984

**5.3.4. Choix des armatures :**

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau 5.61:** Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x55.

Section	Position	A <sub>s max</sub> z.c (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A <sub>s adp max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adp min</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	66	99	8,5	6,6	6,1	5T16	3T20	10,05	9,42
30x55	Appui	66	99	8,5	11,7	15,1	6T16	5T20	12,06	15,71

**Tableau 5.62:** Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.

Section	Position	A <sub>s max</sub> z.c (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A <sub>s adp max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adp min</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	54	81	6,75	10	7,8	5T16	3T20	10,05	9,42
30x45	Appui	54	81	6,75	10	13,7	5T16	5T20	10,05	15,71

**Tableau 5.63:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Section	Position	A <sub>s max</sub> z.c (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A <sub>s adp max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adp min</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	48	72	6	3,4	3,5	3T14	3T14	4,62	4,62
30x40	Appui	48	72	6	6,8	7,3	5T14	5T14	7,7	7,7

**Tableau 5.64:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Section	Position	$A_{s \max}$ z.c (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \max}$ z.r (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As <sup>'</sup> )	$A_s^{\text{adp}}$ max (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{adp}}$ min (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	48	72	6	1,6	1,2	3T12	3T12	3,39	3,39
30x40	Appui	48	72	6	1,2	2,6	3T12	3T12	3,39	3,39

**5.3.5. Condition de non fragilité :**

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.4\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500\text{MPa}$$

**Tableau 5.65:** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x55	19,47	1,72	Vérifiée
30x45	19,47	1,39	Vérifiée
30x40	9,24	1,32	Vérifiée
30x40	6,78	1,32	Vérifiée

**5.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{\text{ser}}$  ,  $N_{\text{ser}}$ ) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

- **Acier.**

Fissuration préjudiciable : 
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} \end{cases}$$

**Tableau 5.66:** Vérification des poutres (30X55) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	112,8466	6,8	18	236,4	250	vérifier
Appui	-153,1518	9,27	18	111,3	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B33	452	ELS	Combination		6,4182	0	125,9646	0	-0,4631	0	-153,1518	452-2	3,7604
Story10	B33	451	ELS	Combination		6,4182	0	129,9228	0	-1,6363	0	-149,319	451-3	0,1601
Story10	B35	213	ELS	Combination		3,8356	0	5,8774	0	1,0369	0	112,8466	213-4	0,4756
Story10	B35	213	ELS	Combination		3,36	0	-13,3391	0	1,0369	0	111,0759	213-3	1,25

**Tableau 5.67:** Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	51,7643	3,23	18	108,8	250	vérifier
Appui	-94,0691	4,9	18	61,9	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B9	647	ELS	Combination		0,175	0	-104,9063	0	-0,9694	0	-94,0691	647	0,175
Story9	B18	724	ELS	Combination		3,5523	0	98,7932	0	0,4053	0	-90,2398	724	3,5523
Story10	B20	734	ELS	Combination		2,4306	0	-5,064	0	-1,0614	0	51,7643	734	2,4306
Story10	B20	734	ELS	Combination		2,8817	0	14,2083	0	-1,0614	0	49,7017	734	2,8817

**Tableau 5.68:** Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	24,4743	2,19	18	109,8	250	vérifier
Appui	-48,4338	3,32	18	39,3	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B54	1064	ELS	Combination		3,935	0	28,7192	0	3,2346	0	-48,4338	1064	3,935
Story10	B64	1174	ELS	Combination		3,9284	0	26,7646	0	1,7337	0	-47,0112	1174	3,9284
Story10	B55	1075	ELS	Combination		3,8994	-0,0009	-4,9006	0	-1,8565	0	24,4743	1075-2	3,8866
Story10	B55	1075	ELS	Combination		3,4339	-0,0009	-6,8897	0	-1,8565	0	21,7421	1075-2	3,421

**Tableau 5.69:** Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	18,6853	1,96	18	113,5	250	vérifier
Appui	-29,5429	3,09	18	33,4	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B72	1233	ELS	Combination		0	0	-29,4857	0	-0,6214	0	-29,5429	1233	0
Story9	B72	1234	ELS	Combination		0	0	-28,5878	0	-0,5598	0	-29,2921	1234	0
Story8	B73	1224	ELS	Combination		2,9784	0,0009	1,4423	0,0001	1,0201	-0,00001818	18,6853	1224-1	2,9784
Story8	B73	1224	ELS	Combination		2,482	0,0009	-3,7428	0,0001	1,0201	0,00001626	18,1273	1224-1	2,482

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$ . (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

**Tableau 5.70:** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	$T_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier			
30x55	188,2491	1,2	3	vérifier			
30x45	195,1724	1,54	3	vérifier			
30x40	54,4689	0,49	3	vérifier			
30x40				35,7413	0,32	3	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story10	B35	213	ELU	Combination		7,165	0	188,2491	0	1,4218	0	-174,1396	213-4	3,805	55
TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story2	B9	653	G+Q+Ex	Combination	Max	2,3798	0	195,1724	0	1,0605	0	183,8859	653	2,3798	45
TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story10	B77	1262	ELU	Combination		1,425	0	54,4689	0	8,4023	0	-47,7019	1262-3	0,455	40
TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story8	B73	1224	ELU	Combination		5,9568	0,0013	35,7413	0,0001	1,4019	-0,0003	-34,3203	1224-1	5,9568	40

**5.3.7. Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ( $f_c=500\text{MPa}$ ).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 :  $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 :  $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2\text{cm}.$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.71:** calcul des armatures transversales.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup>
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC			
30x55	188,2491	1,2	40	13.75	27,5	10	25	2,25	4T10	3,14
30x45	195,1724	1,54	37.8	11.25	22.5	10	20	1,8	4T8	2,01
30x40	54,4689	0,49	33,3	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01
30x40	35,7413	0,32	33,3	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01

**5.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub> = 50Ø (zone III). L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- b. Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- c. Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm
- d. Ø=12mm.....L<sub>r</sub>=60cm

**5.3.9. Arrêt des barres :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : h' ≥  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : L=Max (L gauche ; L droite)

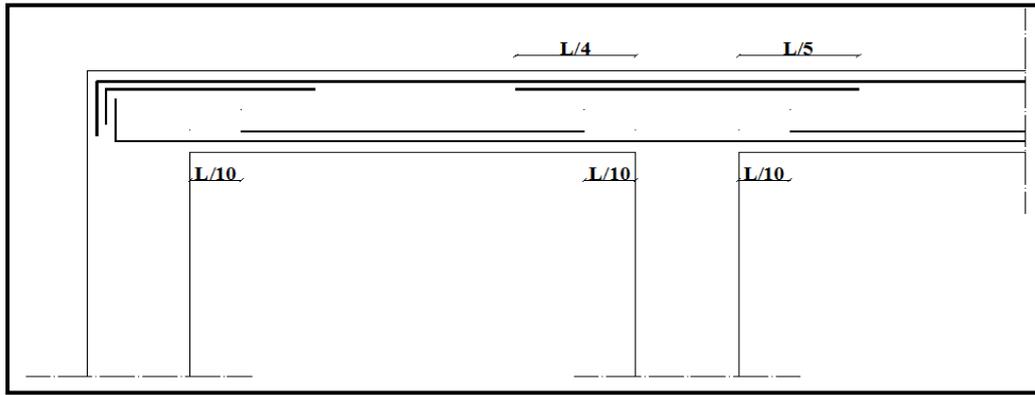


Figure 5.5 : Arrêt des barres.

### 5.3.10. Vérification de la flèche :

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

Tel que :

$$\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,23 \text{ cm} \quad (L = 7,34 \text{ m} > 5 \text{ m})$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,882 \text{ cm} \quad (L = 4,41 \text{ m} < 5 \text{ m})$$

$$\bar{f}_3 = \frac{L}{500} = 0,908 \text{ cm} \quad (L = 4,54 \text{ m} < 5 \text{ m})$$

$$\bar{f}_4 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,11 \text{ cm} \quad (L = 6,15 \text{ m} > 5 \text{ m})$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

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

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :  $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :  $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

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

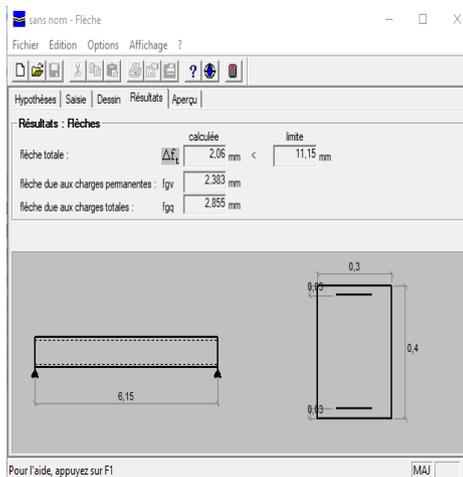
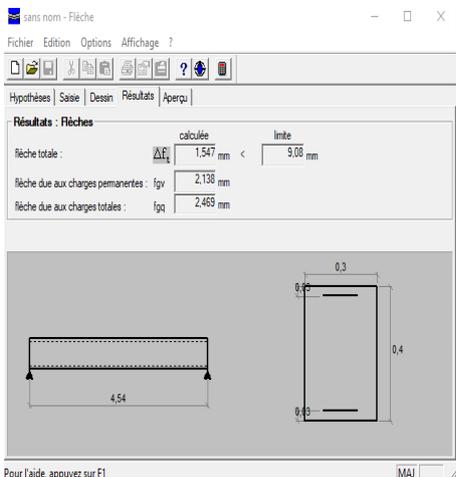
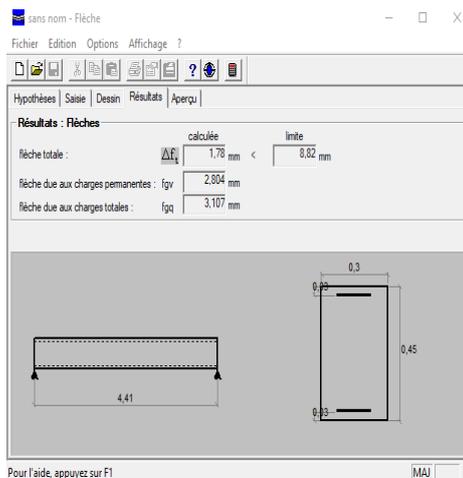
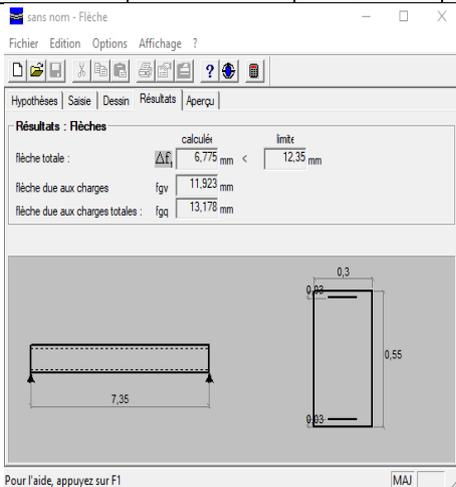
$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_4 \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

**Tableau 5.72:** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	f̄ (cm)
30x55	7,34	112,8466	19,47	575584,9	1,192	1,3176	0,6775	1,23
30x45	4,41	51,7643	19,47	322436,7	0,2804	0,3107	0,178	0,882
30x40	4,54	24,4743	9,24	195481,6	0,2138	0,2469	0,1547	0,908
30x40	6,15	18,6853	6,78	186035,2	0,2383	0,2855	0,206	1,115



➤ Poutre principale 30x55 (pour les bouts voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau 5.73:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	73,9898	-155,5266	3,4	7,3
30x45	Appui	90,9854	-148,6817	4,2	7

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B13	690	ELU	Combination		4,8017	0	122,911	0	3,2692	0	-148,6817	690	4,8017
Story9	B3	135	ELU	Combination		5,1368	-24,1963	108,9116	-0,002	3,1411	0,0061	90,9854	135-6	0
Story10	B34	170	ELU	Combination		2	-14,0736	-126,4115	0,1998	-16,1349	0,1162	-155,5266	170-3	0
Story9	B38	890	ELU	Combination		2,9999	-17,7836	28,9034	-0,0963	-1,6075	-0,0574	73,9898	890-4	0

b-Situation accidentelle G+Q+E

**Tableau 5.74:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	297,7232	-390,4948	12,1	16,5
30x45	Appui	287,3724	-206,1582	11,9	8,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B38	894	G+Q+Ex	Combination	Min	5,3235	-26,6247	-298,3664	0,0002	4,3358	-0,023	-206,1582	894-5	1,0743
Story3	B3	148	G+Q+Ex	Combination	Max	5,1368	-1,3496	513,831	0,2736	1,5151	0,2582	287,3724	148-6	0
Story3	B12	685	G+Q+Ex	Combination	Min	2	-37,6753	-339,9552	-0,0005	-2,3	-0,0023	-390,4948	685-2	0
Story4	B38	894	G+Q+Ex	Combination	Max	2,9999	-6,9704	353,7653	0,0371	1,7411	0,0283	297,7232	894-4	0

c-Situation accidentelle 0.8G +E

**Tableau 5.75:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	285,7903	-323,935	11,6	13,4
30x45	Appui	269,5756	-309,5174	10,9	12,8

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B3	153	0,8G+Ex	Combination	Min	5,1368	-81,0866	-431,6979	-0,1046	-0,0553	-0,0992	-309,5174	153-6	0
Story3	B3	148	0,8G+Ex	Combination	Max	5,1368	11,2971	493,2216	0,2677	1,5411	0,2528	269,5756	148-6	0
Story3	B12	685	0,8G+Ex	Combination	Min	2	-32,5606	-333,1095	-0,0006	-2,2358	-0,0023	-323,935	685-2	0
Story3	B38	895	0,8G+Ex	Combination	Max	2,9999	3,5644	351,256	0,039	1,9307	0,0278	285,7903	895-4	0

➤ Poutre principale 30x45 (pour les bouts voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau 5.76:** Ferrailage des poutres porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	23,8127	-32,6126	1,3	1,8
30x45	Appui	26,9049	-53,7008	1,5	3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B22	757	ELU	Combination		3,5276	0	48,2788	0	-8,5197	0	-53,7008	757-4	0,9763
Story9	B22	757	ELU	Combination		0,175	0	0,7476	0	7,0327	0	26,9049	757-1	0,175
Story9	B17	713	ELU	Combination		2,05	0	-35,4755	0	-1,0895	0	-32,6126	713-3	0
Story9	B22	757	ELU	Combination		1,05	0	6,8625	0	4,11	0	23,8127	757-2	0,35

**b-Situation accidentelle G+Q+E**

**Tableau 5.77:** Ferrailage des poutres porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	297,1341	-313,8641	15,2	16,3
30x45	Appui	132,6128	-214,6697	6,7	11,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story3	B10	663	G+Q+Ex	Combinator	Min	0,25	-0,0525	-711,8913	-0,0049	-4,5917	-0,0009	-214,6697	663-2	0,2207
Story3	B10	663	G+Q+Ex	Combinator	Max	0,25	0,0525	737,0531	0,0049	6,0972	0,0009	132,6128	663-2	0,2207
Story3	B17	718	G+Q+Ex	Combinator	Min	2,05	0	-928,8075	0	-9,2385	0	-313,8641	718-3	0
Story2	B17	719	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,05	0	902,576	0	7,8828	0	297,1341	719-3	0

**c-Situation accidentelle 0.8G +E**

**Tableau 5.78:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	298,3553	-310,4103	15,3	16
30x45	Appui	229,4883	-217,7942	11,8	11,1

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story3	B10	663	0,8G+Ex	Combinator	Min	0,25	-0,0525	-716,1185	-0,0049	-4,8964	-0,0009	-217,7942	663-2	0,2207
Story3	B10	663	0,8G+Ex	Combinator	Max	0,25	0,0525	732,8259	0,0049	5,7926	0,0009	229,4883	663-2	0,2207
Story3	B17	718	0,8G+Ex	Combinator	Min	2,05	0	-921,3524	0	-8,9471	0	-310,4103	718-3	0
Story2	B17	719	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,05	0	905,8462	0	8,1289	0	298,3553	719-3	0

➤ Poutre principale 30x40 (pour les bouts de voile) :

**a-Situation durable : 1.35G+1.5Q**

**Tableau 5.79:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	24,007	-32,9796	1,5	2,1
30x45	Appui	51,886	-66,3439	3,4	4,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B52	1042	ELU	Combination		0,175	0	-35,2772	0	6,4133	0	-66,3439	1042	0,175
Story10	B52	1042	ELU	Combination		4,7754	0	-15,8885	0	6,4133	0	51,886	1042	4,7754
Story10	B82	1318	ELU	Combination		1,6503	-21,4726	-68,7691	0,3518	7,9228	0,1177	-32,9796	1318-2	0,4503
Story9	B52	1043	ELU	Combination		3,3953	0	-20,4099	0	3,9814	0	24,0072	1043	3,3953

**b-Situation accidentelle G+Q+E**

**Tableau 5.80:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	40,2481	-69,0768	2,2	3,9
30x45	Appui	83,2952	-109,2302	4,7	6,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B82	1324	G+Q+Ex	Combinator Min		1,2	-45,9916	-89,8387	0,1243	-7,8553	0,0906	-109,2302	1324-2	0
Story8	B52	1044	G+Q+Ey	Combinator Max		4,7504	0	14,6753	0	3,3944	0	83,2952	1044	4,7504
Story4	B82	1324	G+Q+Ex	Combinator Min		1,6503	-45,9916	-88,4877	0,1243	-7,8553	0,034	-69,0768	1324-2	0,4503
Story4	B52	1047	G+Q+Ey	Combinator Max		3,7114	0	16,7208	0	1,5955	0	40,2481	1047	3,7114

**c-Situation accidentelle 0.8G +E**

**Tableau 5.81:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	42,7706	-63,0361	2,4	3,5
30x45	Appui	72,8864	-96,5656	4,1	5,5

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B3	153	0,8G+Ex	Combinator Min		5,1368	-81,0866	-431,6979	-0,1046	-0,0553	-0,0992	-409,5174	153-6	0
Story3	B3	148	0,8G+Ex	Combinator Max		5,1368	11,2971	493,2216	0,2677	1,5411	0,2528	469,5756	148-6	0
Story3	B12	685	0,8G+Ex	Combinator Min		2	-32,5606	-333,1095	-0,0006	-2,2358	-0,0023	-523,935	685-2	0
Story3	B38	895	0,8G+Ex	Combinator Max		2,9999	3,5644	351,256	0,039	1,9307	0,0278	485,7903	895-4	0

➤ **Choix des armatures :**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau 5.82:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x55(pour les bouts de voile).

Section	Position	A <sub>s</sub> max Z.C (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> max Z.I (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A <sub>s</sub> adp max (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adp min (cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	66	99	8,25	12,1	16,5	4T20	6T20	12,57	18,85
30x55	Appui	66	99	8,25	11,9	12,8	4T20	5T20	12,57	15,71

**Tableau 5.83:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section	Position	$A_{s \max}$ z.c (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \max}$ z.r (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As' )	$A_{s \max}^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \min}^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	54	81	6,75	15,3	16,3	5T20	6T20	15,71	18,85
30x45	Appui	54	81	6,75	11,8	11,3	5T20	4T20	15,71	12,57

**Tableau 5.84:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section	Position	$A_{s \max}$ z.c (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \max}$ z.r (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As' )	$A_{s \max}^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \min}^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	48	72	6	2,4	3,9	5T12	4T12	5,65	4,52
30x40	Appui	48	72	6	4,7	6,3	5T12	6T12	5,65	6,79

➤ **Condition de non fragilité :**

**Tableau 5.85:** Vérification de la condition de non fragilité 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x55	28,28	1,72	Vérifiée
30x45	28,28	1,39	Vérifiée
30x40	10,17	1,22	Vérifiée

➤ **Vérification vis à vis de l'ELS :**

**Tableau 5.86:** Vérification des poutres à l'ELS 30x55(pour les bouts de voile).

Position	$M_{\text{ser}}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	65,929	3,02	18	109,4	250	vérifier
Appui	-112,9556	5,55	18	69,6	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B34	170	ELS	Combination		2	-10,2357	-91,8875	0,1404	-11,4982	0,0817	-112,9556	170-3	0
Story10	B13	690	ELS	Combination		4,8017	0	89,8534	0	2,3662	0	-108,5146	690	4,8017
Story9	B3	135	ELS	Combination		5,1368	-17,6237	78,8524	-0,0103	2,2815	-0,0037	65,929	135-6	0
Story7	B3	138	ELS	Combination		5,1368	-21,2306	73,0397	0,0087	2,1635	0,0081	60,1135	138-6	0

Tableau 5.87: Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	19,4779	1,15	18	32,6	250	vérifier
Appui	-38,740	2,8	18	33,3	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B22	757	ELS	Combination		3,5276	0	34,8361	0	-6,0618	0	-38,7405	757-4	0,9763
Story8	B22	758	ELS	Combination		3,5276	0	33,5752	0	-6,5774	0	-36,7417	758-4	0,9763
Story9	B22	757	ELS	Combination		0,175	0	0,6016	0	5,0225	0	19,4779	757-1	0,175
Story9	B22	757	ELS	Combination		0,4375	0	1,4875	0	5,0225	0	19,2037	757-1	0,4375

Tableau 5.88: Vérification des poutres à l'ELS 30x40(pour les bouts de voile).

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	37,7232	5,82	18	246,7	250	vérifier
Appui	-48,4167	6,25	18	68,8	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B52	1042	ELS	Combination		0,175	0	-25,8161	0	4,6891	0	-48,4167	1042	0,175
Story10	B82	1318	ELS	Combination		1,2	-15,5398	-52,4318	0,2475	5,6522	0,1941	-46,8254	1318-2	0
Story10	B52	1042	ELS	Combination		4,7754	0	-11,4617	0	4,6891	0	37,7232	1042	4,7754
Story9	B52	1043	ELS	Combination		4,7754	0	-10,4419	0	2,8899	0	34,9878	1043	4,7754

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau 5.89: Vérification de la contrainte de cisaillement 30x45(pour les bouts de voile).

Section	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérifier
30x55	221,3785	1,14	3	vérifier
30x45	323,5789	2,56	3	vérifier
30x40	46,6184	0,41	3	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story2	B3	153	G+Q+Ex	Combinator	Max	6,5718	9,9946	221,3785	0,565	3,3475	0,0007	194,058	153-6	1,435
Story2	B17	719	G+Q+Ex	Combinator	Max	3,025	0	323,5789	0	7,8828	0	284,1422	719-3	0,975
Story4	B82	1324	G+Q+Ex	Combinator	Max	1,2	56,3349	46,6184	-0,08	6,4722	0,0975	13,6765	1324-1	1,2

➤ Calcul des armatures transversales :

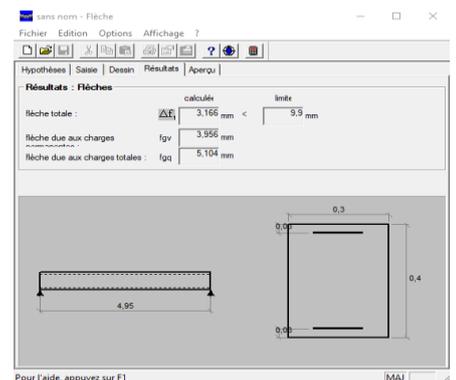
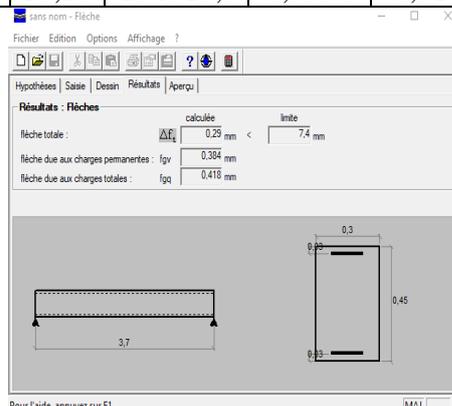
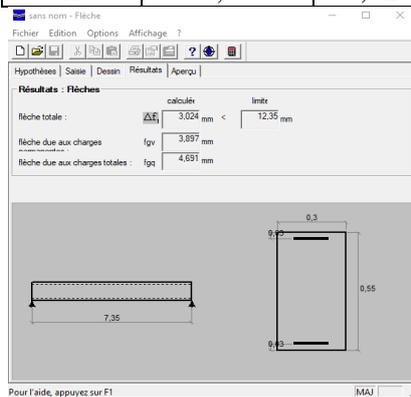
Tableau 5.90: Calcul des armatures transversales 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup>
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC			
30x55	221,3785	1,14	40	13,75	27,5	10	25	2,25	4T10	3,14
30x45	323,5789	2,56	37,8	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8	2,01
30x40	46,6184	0,41	33,3	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01

➤ Vérification de la flèche :

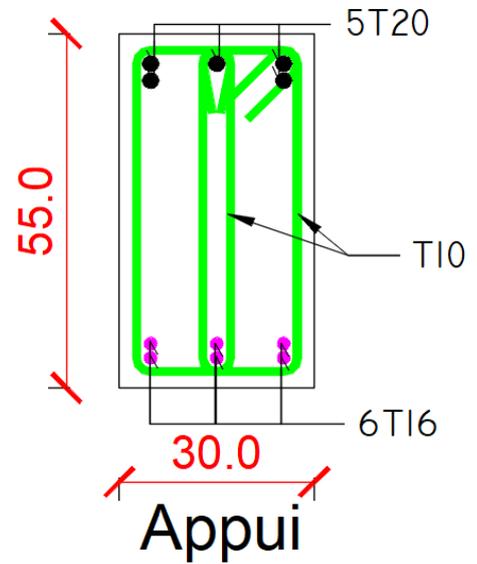
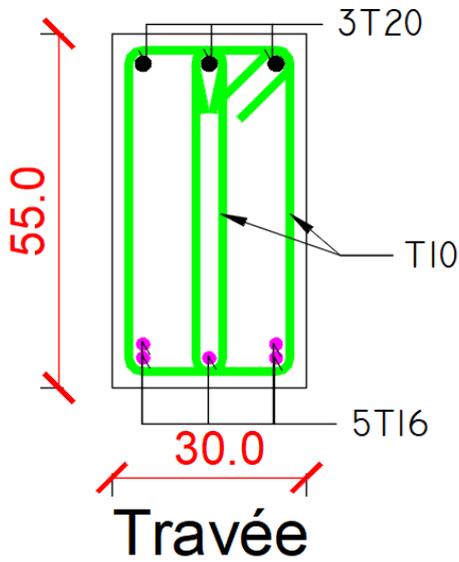
Tableau 5.91: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>i</sub> (cm)	f <sub>v</sub> (cm)	Δf <sub>t</sub> (cm)	f̄ (cm)
30x55	6,79	65,929	28,8	644046,7	0,3897	0,4691	0,3024	1,179
30x45	3,7	19,4779	28,28	395774,1	0,0384	0,0418	0,029	0,74
30x40	4,95	37,7232	10,17	194713,6	0,3956	0,5104	0,3166	0,99

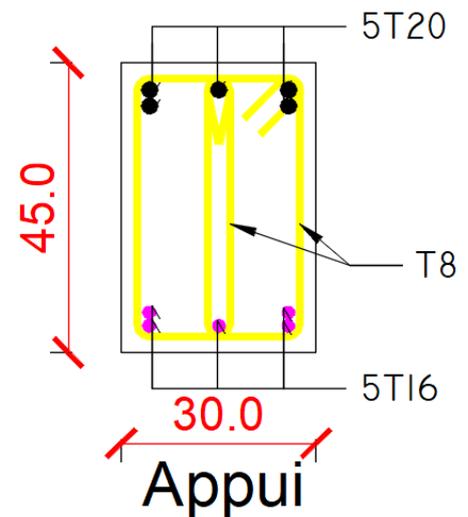
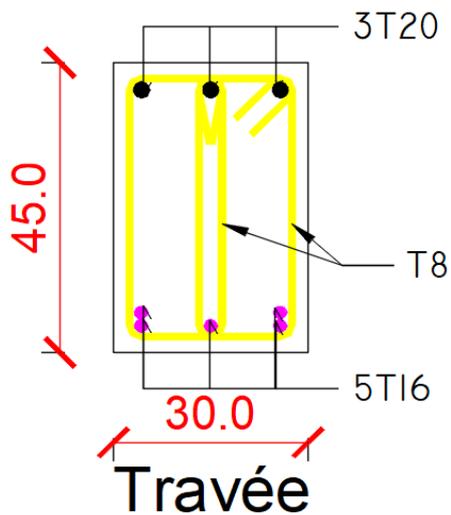


5.3.11. Schéma de ferrailage des poutres :

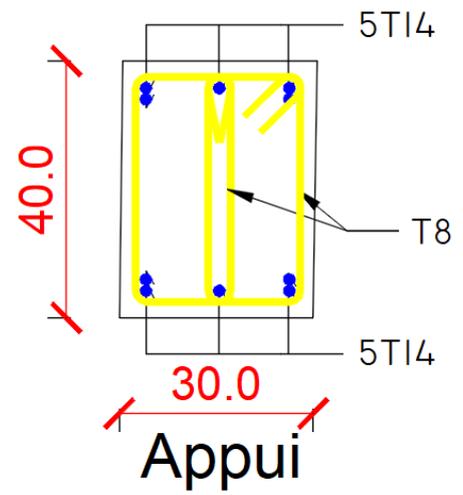
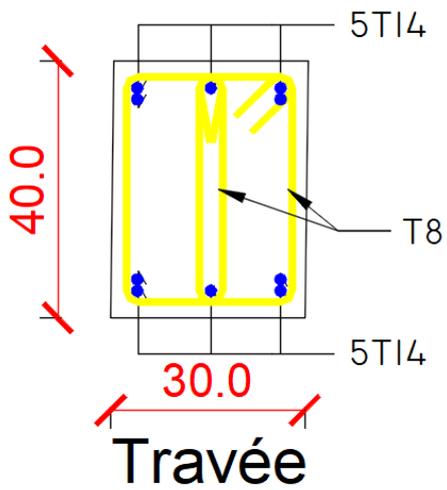
Figure 5.6 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.



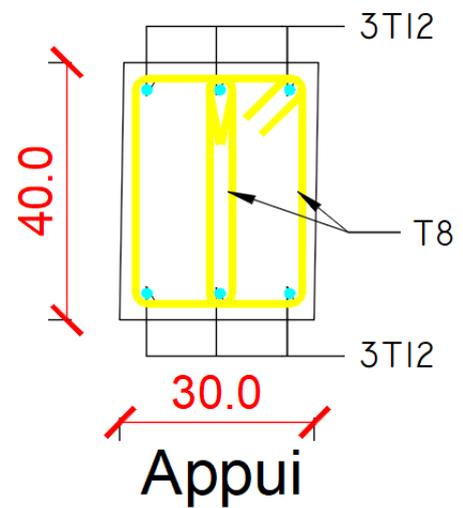
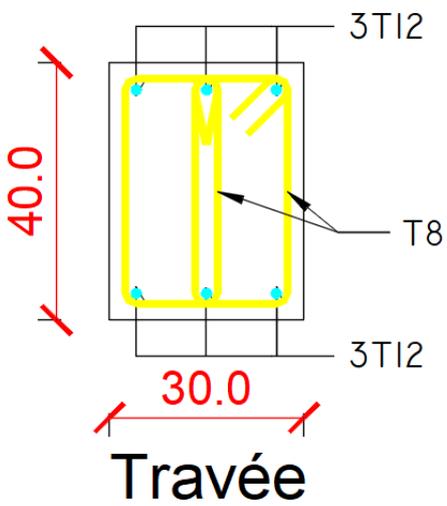
Poutres porteuses 30x55



Poutres non porteuses 30x45

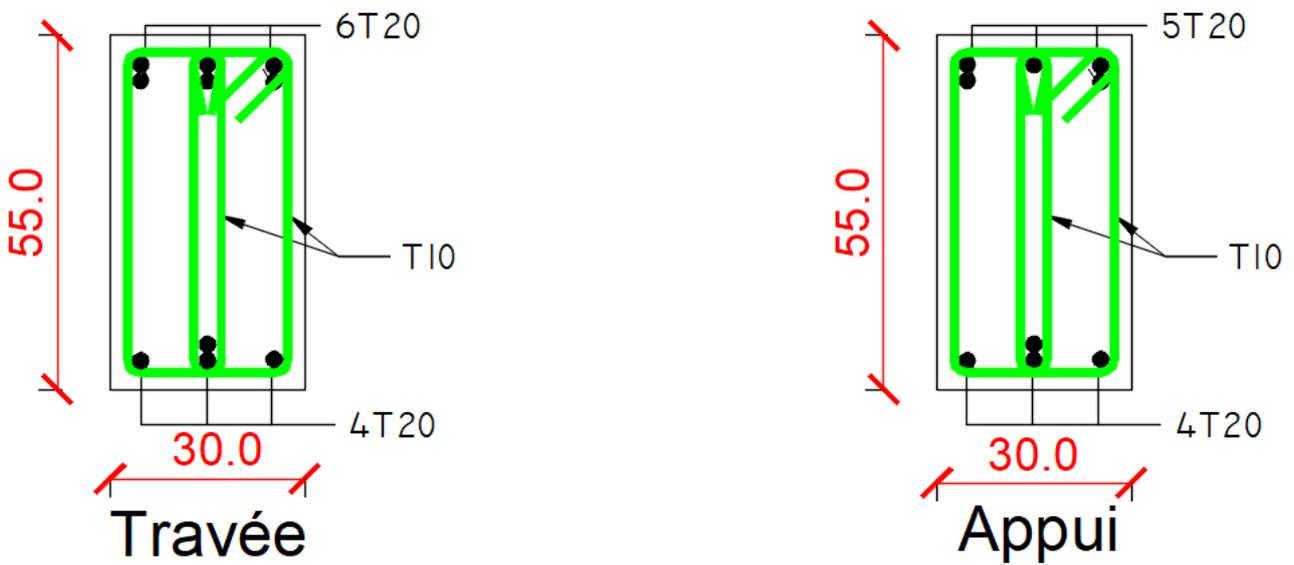


Poutres porteuses 30x40

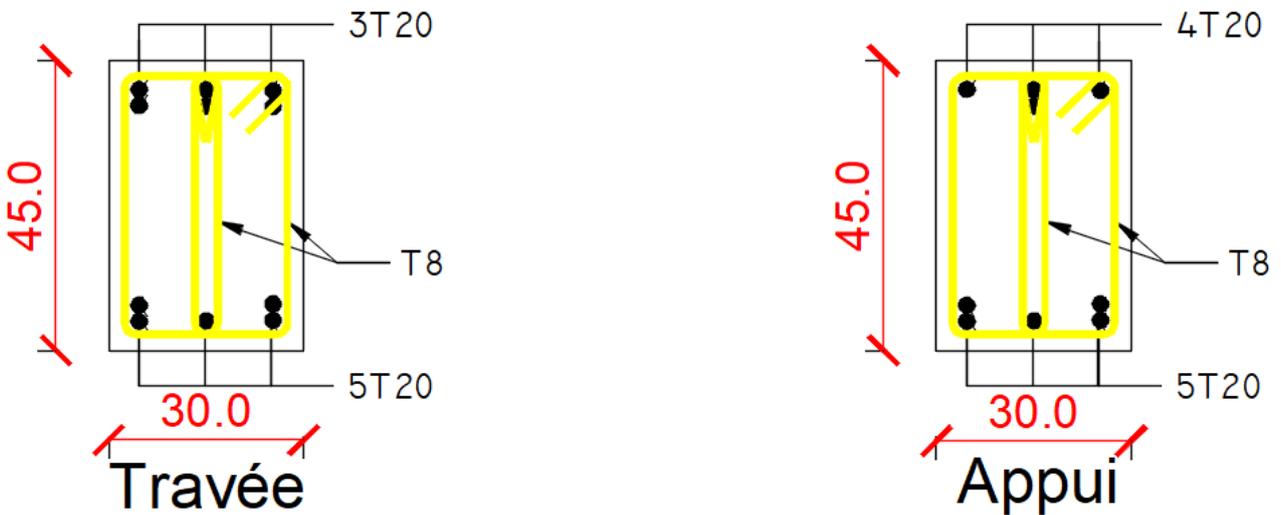


Poutres non porteuses 30x40

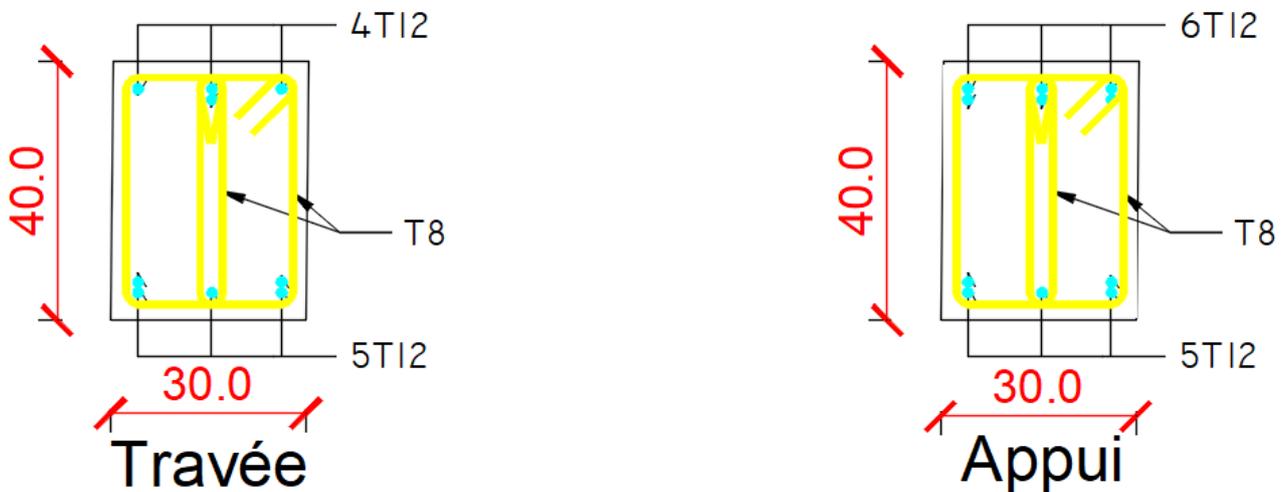
Figure 5.7 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses pour les bouts de voile.



Poutres non porteuses pour les bouts de voile 30x55



Poutres non porteuses pour les bouts de voile 30x45



Poutres non porteuses pour les bouts de voile 30x40

#### 5.4. Ferrailage des voiles:

##### 5.4.1. Méthode des contraintes :

##### 5.4.1.1. Introduction :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

#### Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du *DTU 23.1* « murs en béton banché » .

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

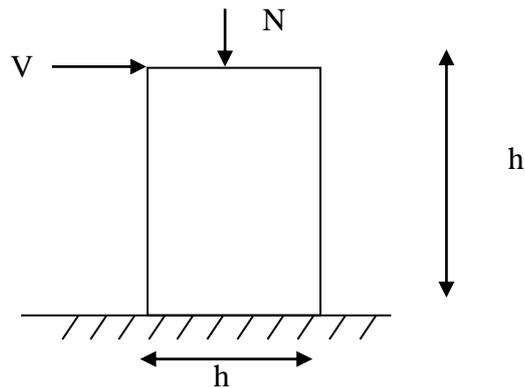
De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. <sup>[7]</sup>

#### **5.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Figure 5.8** : élément de section rectangulaire.

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

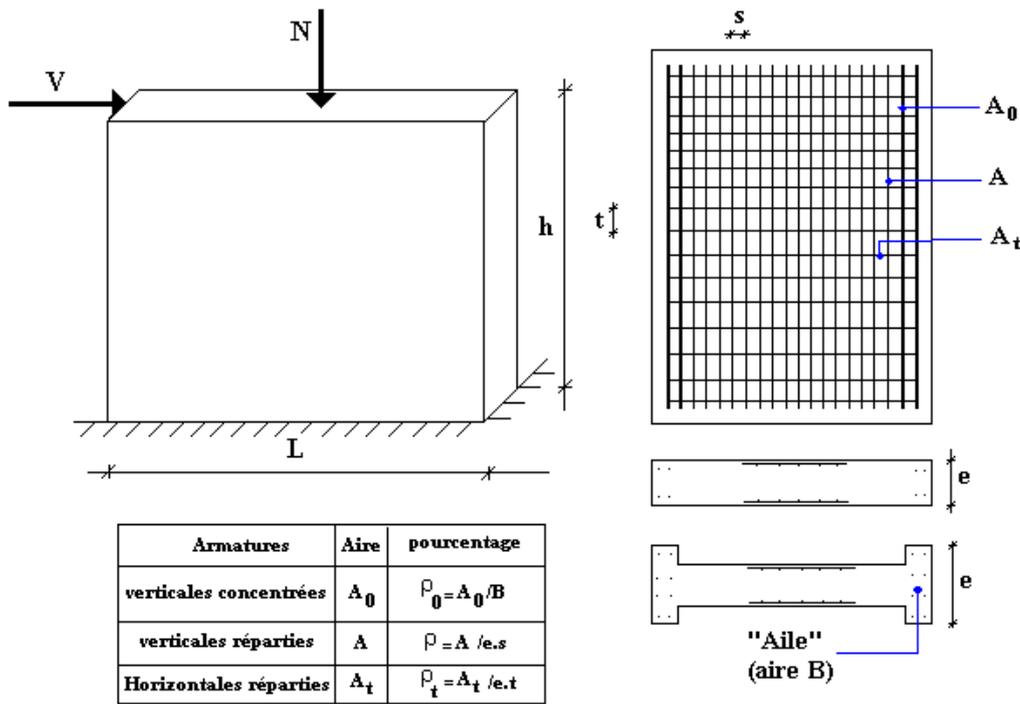
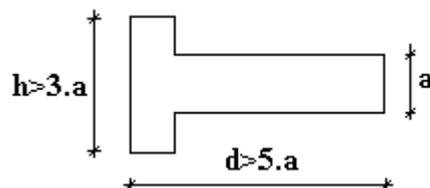


Figure 5.9 : ferrailage classique du voile en béton armé.

5.4.3. Justifications sous sollicitations normales :

a. Conditions d'application:

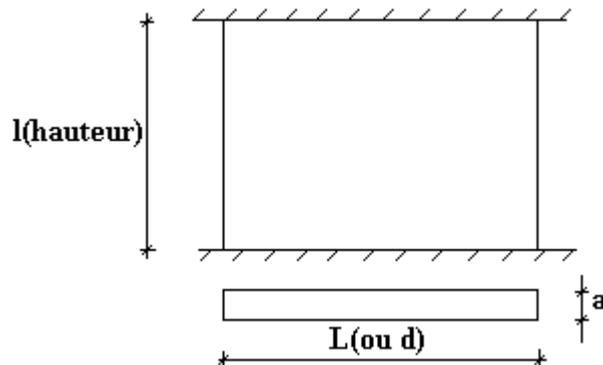
- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10cm$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12cm$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15cm$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élançement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$



**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :  $l$ : la hauteur libre du mur;

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau 5.92 :** Valeurs de  $(l_f/l)$ .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastéré en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**c. Effort de compression en ELU :**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota:**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

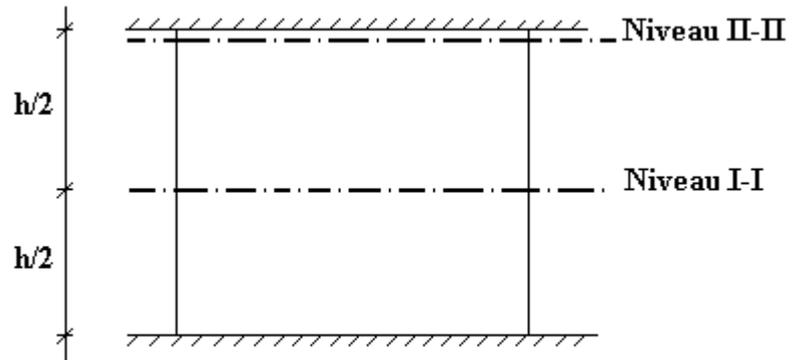
**Tableau 5.93 :** Calcul de  $\sigma_{u\ lim}$ .

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<i>Pour <math>\lambda \leq 50</math></i>  <i>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></i>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$  $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\ lim}$	$kN$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	$\sigma$	$kPa$	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

**Remarque:**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\ lim} = \frac{N_{u\ lim}}{a d}$  que nous appelions  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**d. Niveaux de vérification :**



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**e. Aciers minimaux :**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

**Tableau 5.94 :** Aciers verticaux et horizontaux.

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Espacement maximal entre axes</i>	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<i>Acier minimal</i>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$
<i>Pourcentage minimal</i>	<i>par moitié sur chaque face</i> Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements).

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\varnothing_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\varnothing_t$ )

**Tableau 5.95 :** Acers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre $\varnothing_t$
$\varnothing_l \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m <sup>2</sup> de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \varnothing_l \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20\text{ mm} \leq \varnothing_l$	Espacement $\leq 15\ \varnothing_l$	8 mm

#### Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0.05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$ ).

#### 5.4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.

##### 5.4.4.1. Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

##### 5.4.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

**1 - ZONE COMPRIMÉE :**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min } \mathbf{BAEL} ; \text{Min } \mathbf{RPA}).$$

**2 - ZONE TENDUE :**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

$F_T$ : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

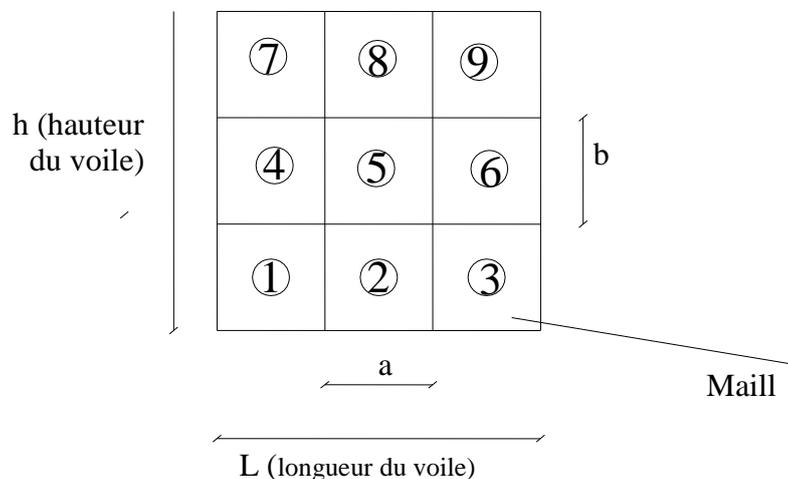
Où  $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$  Est répartie sur  $S$  ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.



**Figure 5.10 :** Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

#### 5.4.4.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par l'interface graphique du **ETABS**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

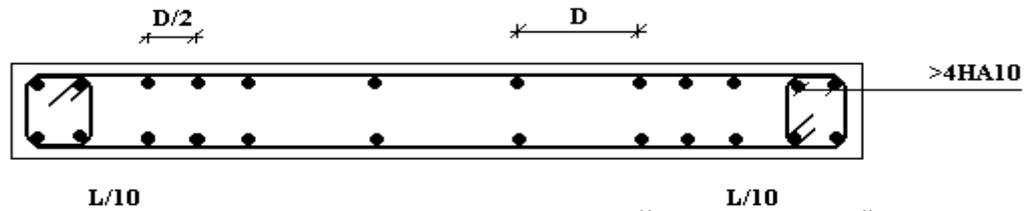
$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

#### 5.4.4.5. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

##### a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de *0.15%*.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à *0.15 %* de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur *1/10* de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à *15cm*.



**Figure 5.11** : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

**b. Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**c. Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile  $0.15\%$
  - En zone courante  $0.10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**Exemple de calcul (voile VI) :**

Soit le voile de longueur

$$L = 4,11 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 2,89 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 1,02 \text{ m}$  et de section

$$S_i = L^i \cdot (a).$$

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 2,89d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 2,89 - 0.40 = 2.49 \text{ m}$  (0.40m : hauteur de la poutre)

**Tableau 5.96 :** Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
<b>Longueur de flambement <math>l_f</math></b>	m	$2,89 \times 0.85 = 2,116$	$0.8 \times 2,89 = 1,992$
<b>Elancement <math>\lambda</math></b>	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 36.67$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 34.50$
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>	/	0.50	0.711
<b>Section réduite <math>B_r</math> (par ml) Avec <math>d = 1m</math></b>	m <sup>2</sup>	$(a - 0.02) = (0.2 - 0.02) = 0.18$	$(a - 0.02)l = (0.2 - 0.02)l = 0.18$
<b>Contraintes limites</b> $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0.50 \left[ \frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times 0.18} \right]$ $\sigma_{bna} = 12,077 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0.711}{1 \times 0.18} \left( \frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 17.58 \text{ MPa}$

**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 17.58 \text{ MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$

$$B_{et} = (0.18) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 2.055 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Tableau 5.97 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

<i>Maïle</i> (ou élément de voile)	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<i>Dimensions (m<sup>2</sup>)</i> $(a \cdot l^i) = S_j$	0.2	0.2	0.2	0,2
<i>Contrainte moyenne par bande</i> $\sigma_j$ (MPa)	10.6	8.6	6.4	4,2
<i>Force de traction</i> $F_t(N) = \sigma_j S_j$	2.12	1,72	1.28	0,84
<i>Section d'acier (cm<sup>2</sup>)</i> $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$ )	42,4	34,4	25.6	16,8
<i>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>)</i> 1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99: 0,15 % $S_{\text{béton}}$	3,06	3,06	3,06	3,06
<i>Acier total</i> (sur deux faces en cm <sup>2</sup> ) $S_i$ : espacement (Cm)	<b>2xT20</b> = 42,4	<b>2xT20</b> = 34,4	<b>2xT20</b> = 34,4	<b>2xT20</b> = 42,4
$S \leq (1.5 a, 30\text{cm})$ $S \leq 30 \text{ cm}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

- *Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)*

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{10.6(200)(1020)}{500} 1.4 = 1049.29 \text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 10.49 \text{cm}^2$$

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (2,1) (200) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 5,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (42,2) = 28,13 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = (15\%) \times a \times l = 0,15/100 \times 20 \times 116 = 3,48 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{MAX} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 28,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7T16 = 28,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1160}{6} = 193 \text{ mm}$$

On prend :  $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$  ... vérifié

5.5. Présentation des résultats :

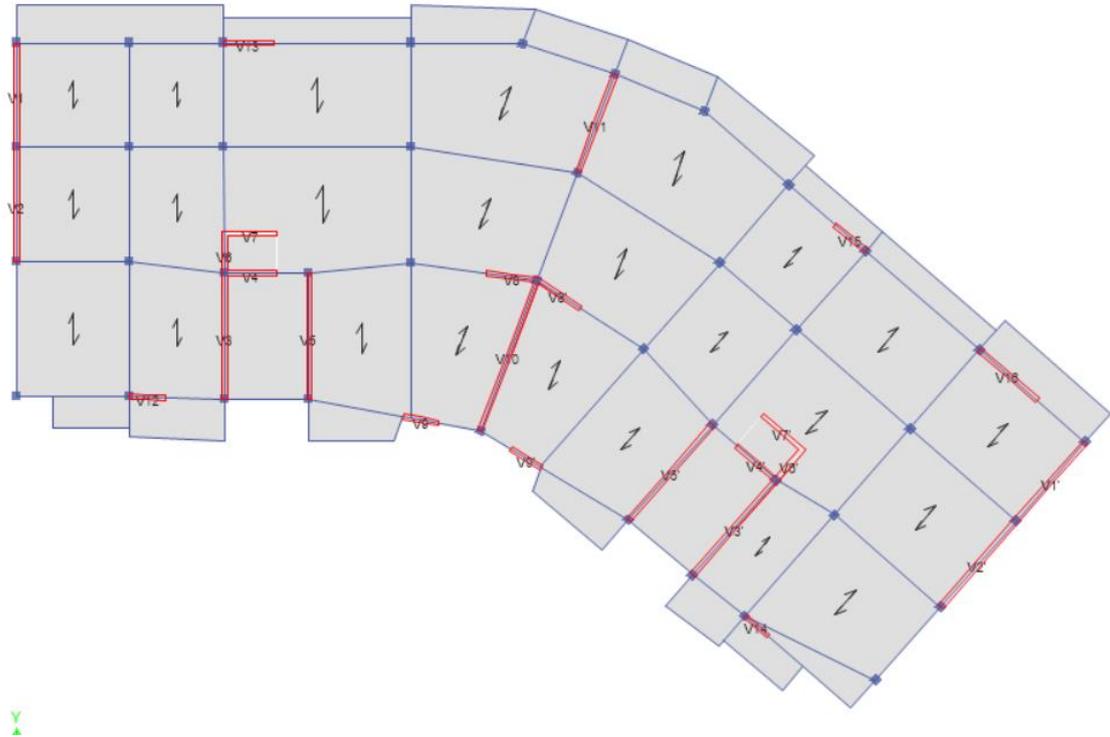


Figure 5.12 : Disposition des voiles.

**Tableau 5.98** : Caractéristiques des voiles.

	Li (m)	b (m)	L (m)
Voile V1 V1'	1,03	0,2	4,11
Voile V2 V2'	1,125	0,2	4,5
Voile V3 V3'	1,25	0,2	5
Voile V4 V4'	1	0,2	2
Voile V5 V5'	1,25	0,2	5
Voile V6 V6'	0,78	0,2	1,4
Voile V7 V7'	1	0,2	2
Voile V8 V8'	1	0,2	2
Voile V9	0,7	0,2	1,4
Voile V10	1,57	0,2	6,3
Voile V11	1,032	0,2	4,13
Voile V12	0,7	0,2	0,2
Voile V13	1	0,2	2
Voile V14	1,2	0,2	1,2
Voile V15	0,8	0,2	1,6
Voile V16	1	0,2	3

**Nota :**

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$ .

**Armature verticale de traction :****Tableau 5.99 :** Calcul des armatures du voile (V1)(V1').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V1 V1'	RDC	1	1	0,2	0,2	10,6	2,12	42,4	4	42,4	2xT20	10
		2	1	0,2	0,2	8,6	1,72	34,4	4	34,4	2xT20	20
		3	1	0,2	0,2	6,4	1,28	25,6	4	25,6	2xT20	20
		4	1	0,2	0,2	4,2	0,84	16,8	4	16,8	2xT20	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	3,8	0,76	15,2	4	15,2	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	6,5	1,3	26	4	26	2xT16	20
		3	1	0,2	0,2	4,7	0,94	18,8	4	18,8	2xT16	20
		4	1	0,2	0,2	2,9	0,58	11,6	4	11,6	2xT16	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	2	0,4	8	4	8	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2,2	0,44	8,8	4	8,8	2xT14	20
		3	1	0,2	0,2	1,6	0,32	6,4	4	6,4	2xT14	20
		4	1	0,2	0,2	1	0,2	4	4	4	2xT14	10

**Tableau 5.100 :** Calcul des armatures du voile (V2) (V2').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V2 ET V2'	RDC	1	1,12	0,2	0,224	3	0,672	13,44	4,48	13,44	2xT16	10
		2	1,12	0,2	0,224	4,7	1,0528	21,056	4,48	21,056	2xT16	15
		3	1,12	0,2	0,224	6,2	1,3888	27,776	4,48	27,776	2xT16	15
		4	1,12	0,2	0,224	8,2	1,8368	36,736	4,48	36,736	2xT16	10
	3 eme	1	1,12	0,2	0,224	1,9	0,4256	8,512	4,48	8,512	2xT14	10
		2	1,12	0,2	0,224	3,4	0,7616	15,232	4,48	15,232	2xT14	15
		3	1,12	0,2	0,224	4,2	0,9408	18,816	4,48	18,816	2xT14	15
		4	1,12	0,2	0,224	5	1,12	22,4	4,48	22,4	2xT14	10
	7 eme	1	1,12	0,2	0,224	0,7	0,1568	3,136	4,48	4,48	2xT12	10
		2	1,12	0,2	0,224	1,4	0,3136	6,272	4,48	6,272	2xT12	15
		3	1,12	0,2	0,224	1,8	0,4032	8,064	4,48	8,064	2xT12	15
		4	1,12	0,2	0,224	2,3	0,5152	10,304	4,48	10,304	2xT12	10

Tableau 5.101 : Calcul des armatures du voile (V3)(V3')(V5)(V5').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V3 V3'	RDC	1	1,25	0,2	0,25	9,4	2,35	47	5	47	2xT20	15
		2	1,25	0,2	0,25	7,2	1,8	36	5	36	2xT20	20
		3	1,25	0,2	0,25	6,5	1,625	32,5	5	32,5	2xT20	20
		4	1,25	0,2	0,25	4,1	1,025	20,5	5	20,5	2xT20	15
	3 <sup>eme</sup>	1	1,25	0,2	0,25	6,5	1,625	32,5	5	32,5	2xT16	15
		2	1,25	0,2	0,25	4,3	1,075	21,5	5	21,5	2xT16	20
		3	1,25	0,2	0,25	3,2	0,8	16	5	16	2xT16	20
		4	1,25	0,2	0,25	2,2	0,55	11	5	11	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	1	1,25	0,2	0,25	1,4	0,35	7	5	7	2xT14	15
		2	1,25	0,2	0,25	0,6	0,15	3	5	5	2xT14	20
		3	1,25	0,2	0,25	0,9	0,225	4,5	5	5	2xT14	20
		4	1,25	0,2	0,25	0,65	0,1625	3,25	5	5	2xT14	15
V5 V5'	RDC	1	1,25	0,2	0,25	6,1	1,525	30,5	5	30,5	2xT16	15
		2	1,25	0,2	0,25	4,2	1,05	21	5	21	2xT16	20
		3	1,25	0,2	0,25	4,5	1,125	22,5	5	22,5	2xT16	20
		4	1,25	0,2	0,25	6,2	1,55	31	5	31	2xT16	15
	3 <sup>eme</sup>	1	1,25	0,2	0,25	3,5	0,875	17,5	5	17,5	2xT14	15
		2	1,25	0,2	0,25	2,3	0,575	11,5	5	11,5	2xT14	20
		3	1,25	0,2	0,25	2,9	0,725	14,5	5	14,5	2xT14	20
		4	1,25	0,2	0,25	2,5	0,625	12,5	5	12,5	2xT14	15
	7 <sup>eme</sup>	1	1,25	0,2	0,25	1,3	0,325	6,5	5	6,5	2xT12	15
		2	1,25	0,2	0,25	0,9	0,225	4,5	5	5	2xT12	20
		3	1,25	0,2	0,25	1,3	0,325	6,5	5	6,5	2xT12	20
		4	1,25	0,2	0,25	0,85	0,2125	4,25	5	5	2xT12	15

Tableau 5.102 : Calcul des armatures du voile (V11).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V11	RDC	1	1,032	0,2	0,2064	8,7	1,79568	35,9136	4,128	35,9136	2xT16	10
		2	1,032	0,2	0,2064	5,3	1,09392	21,8784	4,128	21,8784	2xT16	20
		3	1,032	0,2	0,2064	4,7	0,97008	19,4016	4,128	19,4016	2xT16	20
		4	1,032	0,2	0,2064	6,4	1,32096	26,4192	4,128	26,4192	2xT16	10
	3 <sup>eme</sup>	1	1,032	0,2	0,2064	5,4	1,11456	22,2912	4,128	22,2912	2xT14	10
		2	1,032	0,2	0,2064	3,8	0,78432	15,6864	4,128	15,6864	2xT14	20
		3	1,032	0,2	0,2064	3,4	0,70176	14,0352	4,128	14,0352	2xT14	20
		4	1,032	0,2	0,2064	4,3	0,88752	17,7504	4,128	17,7504	2xT14	10
	7 <sup>eme</sup>	1	1,032	0,2	0,2064	3,1	0,63984	12,7968	4,128	12,7968	2xT12	10
		2	1,032	0,2	0,2064	2,3	0,47472	9,4944	4,128	9,4944	2xT12	20
		3	1,032	0,2	0,2064	2	0,4128	8,256	4,128	8,256	2xT12	20
		4	1,032	0,2	0,2064	2,1	0,43344	8,6688	4,128	8,6688	2xT12	10

**Tableau 5.103 :** Calcul des armatures du voile (V4)(V4')(V7)(V7')(V13)(V8)(V8').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V4 V4'	RDC	1	1	0,2	0,2	9,3	1,86	37,2	4	37,2	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	7,1	1,42	28,4	4	28,4	2xT16	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	3,9	0,78	15,6	4	15,6	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2,4	0,48	9,6	4	9,6	2xT14	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	2,3	0,46	9,2	4	9,2	2xT12	10
		2	1	0,2	0,2	1,5	0,3	6	4	6	2xT12	10
V7 V7'	RDC	1	1	0,2	0,2	8,2	1,64	32,8	4	32,8	2xT20	10
		2	1	0,2	0,2	10,1	2,02	40,4	4	40,4	2xT20	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	3,6	0,72	14,4	4	14,4	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	3,5	0,7	14	4	14	2xT16	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	1,8	0,36	7,2	4	7,2	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2,4	0,48	9,6	4	9,6	2xT14	10
V13	RDC	1	1	0,2	0,2	10,1	2,02	40,4	4	40,4	2xT20	10
		2	1	0,2	0,2	10	2	40	4	40	2xT20	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	5,3	1,06	21,2	4	21,2	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	5,8	1,16	23,2	4	23,2	2xT16	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	3,4	0,68	13,6	4	13,6	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2,2	0,44	8,8	4	8,8	2xT14	10
V8 V8'	RDC	1	1	0,2	0,2	10	2	40	4	40	2xT20	10
		2	1	0,2	0,2	7,1	1,42	28,4	4	28,4	2xT20	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	5	1	20	4	20	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	3,4	0,68	13,6	4	13,6	2xT16	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	3,2	0,64	12,8	4	12,8	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2	0,4	8	4	8	2xT14	10

**Tableau 5.104 :** Calcul des armatures du voile (V6)(V6').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V6 V6'	RDC	1	0,78	0,2	0,156	7,7	1,2012	24,024	3,12	24,024	2xT16	10
		2	0,78	0,2	0,156	6,3	0,9828	19,656	3,12	19,656	2xT16	10
	3 eme	1	0,78	0,2	0,156	4,7	0,7332	14,664	3,12	14,664	2xT14	10
		2	0,78	0,2	0,156	3,8	0,5928	11,856	3,12	11,856	2xT14	10
	7 eme	1	0,78	0,2	0,156	1,7	0,2652	5,304	3,12	5,304	2xT12	10
		2	0,78	0,2	0,156	1,3	0,2028	4,056	3,12	4,056	2xT12	10

**Tableau 5.105 :** Calcul des armatures du voile (12)(V9)(V9').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V12	RDC	1	0,7	0,2	0,14	7	0,98	19,6	2,8	19,6	2xT16	15
		2	0,7	0,2	0,14	8,5	1,19	23,8	2,8	23,8	2xT16	15
	3 <sup>eme</sup>	1	0,7	0,2	0,14	4	0,56	11,2	2,8	11,2	2xT14	15
		2	0,7	0,2	0,14	4,1	0,574	11,48	2,8	11,48	2xT14	15
	7 <sup>eme</sup>	1	0,7	0,2	0,14	2,4	0,336	6,72	2,8	6,72	2xT14	15
		2	0,7	0,2	0,14	2,8	0,392	7,84	2,8	7,84	2xT14	15
V9 V9'	RDC	1	0,7	0,2	0,14	10	1,4	28	2,8	28	2xT16	10
		2	0,7	0,2	0,14	8,6	1,204	24,08	2,8	24,08	2xT16	10
	3 <sup>eme</sup>	1	0,7	0,2	0,14	6	0,84	16,8	2,8	16,8	2xT14	10
		2	0,7	0,2	0,14	5,8	0,812	16,24	2,8	16,24	2xT14	10
	7 <sup>eme</sup>	1	0,7	0,2	0,14	3,2	0,448	8,96	2,8	8,96	2xT12	10
		2	0,7	0,2	0,14	2,9	0,406	8,12	2,8	8,12	2xT12	10

**Tableau 5.106 :** Calcul des armatures du voile (V10).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V10	RDC	1	1,57	0,2	0,314	4,2	1,3188	26,376	6,28	26,376	2xT20	15
		2	1,57	0,2	0,314	3,8	1,1932	23,864	6,28	23,864	2xT16	10
		3	1,57	0,2	0,314	4,7	1,4758	29,516	6,28	29,516	2xT16	10
		4	1,57	0,2	0,314	8,5	2,669	53,38	6,28	53,38	2xT20	15
	3 <sup>eme</sup>	1	1,57	0,2	0,314	3,4	1,0676	21,352	6,28	21,352	2xT16	15
		2	1,57	0,2	0,314	2,9	0,9106	18,212	6,28	18,212	2xT14	10
		3	1,57	0,2	0,314	3,7	1,1618	23,236	6,28	23,236	2xT14	10
		4	1,57	0,2	0,314	5,9	1,8526	37,052	6,28	37,052	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	1	1,57	0,2	0,314	1,6	0,5024	10,048	6,28	10,048	2xT14	15
		2	1,57	0,2	0,314	1,4	0,4396	8,792	6,28	8,792	2xT12	10
		3	1,57	0,2	0,314	1,7	0,5338	10,676	6,28	10,676	2xT12	10
		4	1,57	0,2	0,314	3,8	1,1932	23,864	6,28	23,864	2xT14	15

**Tableau 5.107 :** Calcul des armatures du voile (V14).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V14	RDC	1	1,2	0,2	0,24	10,2	2,448	48,96	4,8	48,96	2xT20	15
	3 <sup>er</sup>	1	1,2	0,2	0,24	5,2	1,248	24,96	4,8	24,96	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	1	1,2	0,2	0,24	1,4	0,336	6,72	4,8	6,72	2xT12	15

**Tableau 5.108** : Calcul des armatures du voile (V15).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V15	RDC	1	0,8	0,2	0,16	9,8	1,568	31,36	3,2	31,36	2xT20	15
		2	0,8	0,2	0,16	9	1,44	28,8	3,2	28,8	2xT20	15
	3 <sup>eme</sup>	1	0,8	0,2	0,16	5,4	0,864	17,28	3,2	17,28	2xT16	15
		2	0,8	0,2	0,16	4,7	0,752	15,04	3,2	15,04	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	1	0,8	0,2	0,16	3,3	0,528	10,56	3,2	10,56	2xT12	15
		2	0,8	0,2	0,16	2,8	0,448	8,96	3,2	8,96	2xT12	15

**Tableau 5.109** : Calcul des armatures du voile (V16).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V16	RDC	1	1	0,2	0,2	10,2	2,04	40,8	4	40,8	2xT20	15
		2	1	0,2	0,2	7,6	1,52	30,4	4	30,4	2xT16	10
		3	1	0,2	0,2	10	2	40	4	40	2xT20	15
	3 <sup>eme</sup>	1	1	0,2	0,2	6,7	1,34	26,8	4	26,8	2xT16	15
		2	1	0,2	0,2	3,9	0,78	15,6	4	15,6	2xT14	10
		3	1	0,2	0,2	5,2	1,04	20,8	4	20,8	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	2	1	0,2	0,2	4,4	0,88	17,6	4	17,6	2xT14	15
		1	1	0,2	0,2	3,3	0,66	13,2	4	13,2	2xT12	10
		2	1	0,2	0,2	3	0,6	12	4	12	2xT14	15

- *Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture) :*

**Tableau 5.110:** Calcul des aciers de coutures des voiles.

	Niveau	$S_{rz}$ (Mpa)	a (m)	Li (m)	Vcal (KN)	$\bar{V}$ (KN)	Avj (cm <sup>2</sup> )	Armature	Section (cm <sup>2</sup> )	Nbr d'armature	Nbr d'armature fnl	Av fnl (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
V1 V1'	RDC	2,1	0,2	1,16	487,2	682,08	15,00576	T12	1,13	6	6	6,78	42,2	15
	3 <sup>e</sup> me	1,2	0,2	0,96	230,4	322,56	7,09632	T10	0,79	6	6	4,74	18,8	15
	7 <sup>e</sup> me	1,03	0,2	0,96	197,76	276,864	6,091008	T10	0,79	6	6	4,74	8,8	15
V2 V2'	RDC	2	0,2	1,16	464	649,6	14,2912	T14	1,54	6	6	9,24	36,37	15
	3 <sup>e</sup> me	1,1	0,2	0,96	211,2	295,68	6,50496	T10	0,79	6	6	4,74	1,18	15
	7 <sup>e</sup> me	1,09	0,2	0,96	209,28	292,992	6,445824	T10	0,79	6	6	4,74	10,3	15
V3 V3'	RDC	1,6	0,2	1,16	371,2	519,68	11,43296	T12	1,13	6	6	6,78	47	15
	3 <sup>e</sup> me	1,04	0,2	0,96	199,68	279,552	6,150144	T10	0,79	6	6	4,74	32,5	15
	7 <sup>e</sup> me	1,03	0,2	0,96	197,76	276,864	6,091008	T10	0,79	6	6	4,74	7	15
V4 V4'	RDC	2,5	0,2	1,16	580	812	17,864	T14	1,54	6	6	9,24	37,2	15
	3 <sup>e</sup> me	2,1	0,2	0,96	403,2	564,48	12,41856	T12	1,13	6	6	6,78	15,6	15
	7 <sup>e</sup> me	2	0,2	0,96	384	537,6	11,8272	T12	1,13	6	6	6,78	9,2	15
V5 V5'	RDC	1,8	0,2	1,16	417,6	584,64	12,86208	T12	1,13	6	6	6,78	30,5	15
	3 <sup>e</sup> me	1,5	0,2	0,96	288	403,2	8,8704	T10	0,79	6	6	4,74	17,5	15
	7 <sup>e</sup> me	0,89	0,2	0,96	170,88	239,232	5,263104	T10	0,79	6	6	4,74	6,5	15
V6 V6'	RDC	1,48	0,2	1,16	343,36	480,704	10,57549	T12	1,13	6	6	6,78	24,02	15
	3 <sup>e</sup> me	1,02	0,2	0,96	195,84	274,176	6,031872	T10	0,79	6	6	4,74	14,66	15
	7 <sup>e</sup> me	0,91	0,2	0,96	174,72	244,608	5,381376	T10	0,79	6	6	4,74	5,3	15
V7 V7'	RDC	1,8	0,2	1,16	417,6	584,64	12,86208	T12	1,13	6	6	6,78	40,4	15
	3 <sup>e</sup> me	1,7	0,2	0,96	326,4	456,96	10,05312	T12	1,13	6	6	6,78	14,4	15
	7 <sup>e</sup> me	1,65	0,2	0,96	316,8	443,52	9,75744	T12	1,13	6	6	6,78	9,6	15
V8 V8'	RDC	1,33	0,2	1,16	308,56	431,984	9,503648	T12	1,13	6	6	6,78	40	15
	3 <sup>e</sup> me	1,1	0,2	0,96	211,2	295,68	6,50496	T10	0,79	6	6	4,74	20	15
	7 <sup>e</sup> me	0,8	0,2	0,96	153,6	215,04	4,73088	T10	0,79	6	6	4,74	12,8	15

V9	RDC	2,5	0,2	1,16	580	812	17,864	T14	1,54	6	6	9,24	28	15
	3 <sup>e</sup> me	2,2	0,2	0,96	422,4	591,36	13,00992	T12	1,13	6	6	6,78	16,8	15
	7 <sup>e</sup> me	1,7	0,2	0,96	326,4	456,96	10,05312	T12	1,13	6	6	6,78	8,96	15
V10	RDC	1,6	0,2	1,16	371,2	519,68	11,43296	T12	1,13	6	6	6,78	53,3	15
	3 <sup>e</sup> me	1,3	0,2	0,96	249,6	349,44	7,68768	T10	0,79	6	6	4,74	37,05	15
	7 <sup>e</sup> me	0,9	0,2	0,96	172,8	241,92	5,32224	T10	0,79	6	6	4,74	23,86	15
V11	RDC	1,2	0,2	1,16	278,4	389,76	8,57472	T10	0,79	6	6	4,74	35,91	15
	3 <sup>e</sup> me	1	0,2	0,96	192	268,8	5,9136	T10	0,79	6	6	4,74	22,29	15
	7 <sup>e</sup> me	0,74	0,2	0,96	142,08	198,912	4,376064	T10	0,79	6	6	4,74	12,79	15
V12	RDC	1,1	0,2	1,16	255,2	357,28	7,86016	T10	0,79	6	6	4,74	23,8	15
	3 <sup>e</sup> me	0,79	0,2	0,96	151,68	212,352	4,671744	T10	0,79	6	6	4,74	11,48	15
	7 <sup>e</sup> me	0,63	0,2	0,96	120,96	169,344	3,725568	T10	0,79	6	6	4,74	7,84	15
V13	RDC	1,23	0,2	1,16	285,36	399,504	8,789088	T10	0,79	6	6	4,74	40,4	15
	3 <sup>e</sup> me	1,16	0,2	0,96	222,72	311,808	6,859776	T10	0,79	6	6	4,74	23,2	15
	7 <sup>e</sup> me	0,84	0,2	0,96	161,28	225,792	4,967424	T10	0,79	6	6	4,74	13,6	15
V14	RDC	1,5	0,2	1,16	348	487,2	10,7184	T12	1,13	6	6	6,78	38,96	15
	3 <sup>e</sup> me	1,1	0,2	0,96	211,2	295,68	6,50496	T10	0,79	6	6	4,74	24,96	15
	7 <sup>e</sup> me	0,88	0,2	0,96	168,96	236,544	5,203968	T10	0,79	6	6	4,74	6,24	15
V15	RDC	2	0,2	1,16	464	649,6	14,2912	T14	1,54	6	6	9,24	31,36	15
	3 <sup>e</sup> me	1,5	0,2	0,96	288	403,2	8,8704	T10	0,79	6	6	4,74	17,28	15
	7 <sup>e</sup> me	0,9	0,2	0,96	172,8	241,92	5,32224	T10	0,79	6	6	4,74	10,56	15
V16	RDC	2,6	0,2	1,16	603,2	844,48	18,57856	T16	2,01	6	6	12,06	40,8	15
	3 <sup>e</sup> me	2,4	0,2	0,96	460,8	645,12	14,19264	T14	1,54	6	6	9,24	26,8	15
	7 <sup>e</sup> me	2,1	0,2	0,96	403,2	564,48	12,41856	T12	1,13	6	6	6,78	17,6	15

- *Aciers horizontaux :*

- **Tableau 5.111 :** Calcul des aciers horizontaux des voiles.

	$\tau_u$ (MPa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Armature	Section (cm <sup>2</sup> )	nbr d'armature	$S_t$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
V1 V1'	2,94	5,51	28,13	3,48	28,13	T16	2,01	14	15	28,14
	1,68	3,15	12,53	2,88	12,53	T12	1,13	14	15	15,82
	1,44	2,7	5,87	2,88	5,87	T10	0,79	14	15	11,06
V2 V2'	2,8	5,25	24,25	3,48	24,25	T16	2,01	14	15	28,14
	1,54	2,89	0,79	2,88	2,89	T10	0,79	14	15	11,06
	1,53	2,87	6,87	2,88	6,87	T10	0,79	14	15	11,06
V3 V3'	2,24	4,2	31,33	3,48	31,33	T20	3,14	14	15	43,96
	1,46	2,74	21,67	2,88	21,67	T16	2,01	14	15	28,14
	1,44	2,7	4,67	2,88	4,67	T10	0,79	14	15	11,06
V4 V4'	3,5	6,56	24,8	3,48	24,8	T16	2,01	14	15	28,14
	2,94	5,51	10,4	2,88	10,4	T10	0,79	14	15	11,06
	2,8	5,25	6,13	2,88	6,13	T10	0,79	14	15	11,06
V5 V5'	2,52	4,73	20,33	3,48	20,33	T14	1,54	14	15	21,56
	2,1	3,94	11,67	2,88	11,67	T12	1,13	14	15	15,82
	1,25	2,34	4,33	2,88	4,33	T10	0,79	14	15	11,06
V6 V6'	2,07	3,88	16,01	3,48	16,01	T14	1,54	14	15	21,56
	1,43	2,68	9,77	2,88	9,77	T10	0,79	14	15	11,06
	1,27	2,38	3,53	2,88	3,53	T10	0,79	14	15	11,06
V7 V7'	2,52	4,73	26,93	3,48	26,93	T16	2,01	14	15	28,14
	2,38	4,46	9,6	2,88	9,6	T10	0,79	14	15	11,06
	2,31	4,33	6,4	2,88	6,4	T10	0,79	14	15	11,06
V8 V8'	1,86	3,49	26,67	3,48	26,67	T16	2,01	14	15	28,14
	1,54	2,89	13,33	2,88	13,33	T12	1,13	14	15	15,82
	1,12	2,1	8,53	2,88	8,53	T10	0,79	14	15	11,06

V9	3,5	6,56	18,67	3,48	18,67	T14	1,54	14	15	21,56
	3,08	5,78	11,2	2,88	11,2	T12	1,13	14	15	15,82
	2,38	4,46	5,97	2,88	5,97	T10	0,79	14	15	11,06
V10	2,24	4,2	35,53	3,48	35,53	T20	3,14	14	15	43,96
	1,82	3,41	24,7	2,88	24,7	T16	2,01	14	15	28,14
	1,26	2,36	15,91	2,88	15,91	T14	1,54	14	15	21,56
V11	1,68	3,15	23,94	3,48	23,94	T16	2,01	14	15	28,14
	1,4	2,63	14,86	2,88	14,86	T12	1,13	14	15	15,82
	1,04	1,95	8,53	2,88	8,53	T10	0,79	14	15	11,06
V12	1,54	2,89	15,87	3,48	15,87	T14	1,54	14	15	21,56
	1,11	2,08	7,65	2,88	7,65	T10	0,79	14	15	11,06
	0,88	1,65	5,23	2,88	5,23	T10	0,79	14	15	11,06
V13	1,72	3,23	26,93	3,48	26,93	T16	2,01	14	15	28,14
	1,62	3,04	15,47	2,88	15,47	T12	1,13	14	15	15,82
	1,18	2,21	9,07	2,88	9,07	T10	0,79	14	15	11,06
V14	2,1	3,94	25,97	3,48	25,97	T16	2,01	14	15	28,14
	1,54	2,89	16,64	2,88	16,64	T14	1,54	14	15	21,56
	1,23	2,31	4,16	2,88	4,16	T10	0,79	14	15	11,06
V15	2,8	5,25	20,91	3,48	20,91	T14	1,54	14	15	21,56
	2,1	3,94	11,52	2,88	11,52	T12	1,13	14	15	15,82
	1,26	2,36	7,04	2,88	7,04	T10	0,79	14	15	11,06
V16	3,64	6,83	27,2	3,48	27,2	T16	2,01	14	15	28,14
	3,36	6,3	17,87	2,88	17,87	T14	1,54	14	15	21,56
	2,94	5,51	11,73	2,88	11,73	T12	1,13	14	15	15,82

**Remarque :**

Les résultats de ferrailage trouvés dans les tableaux précédents nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

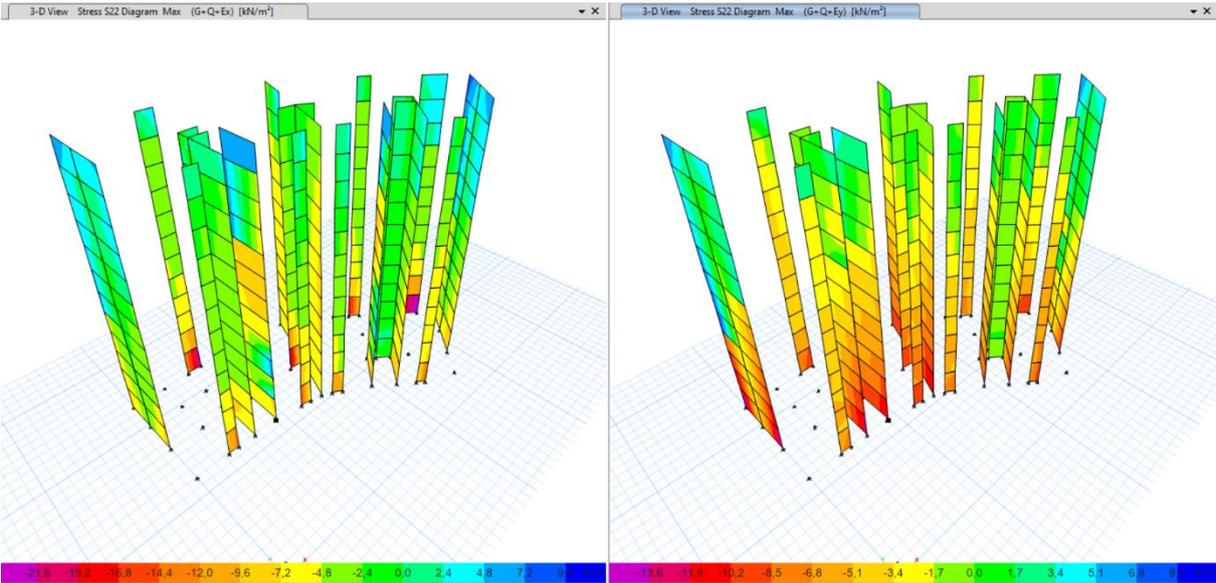


Figure 5.12 : Contraintes  $\delta_{22}$ .

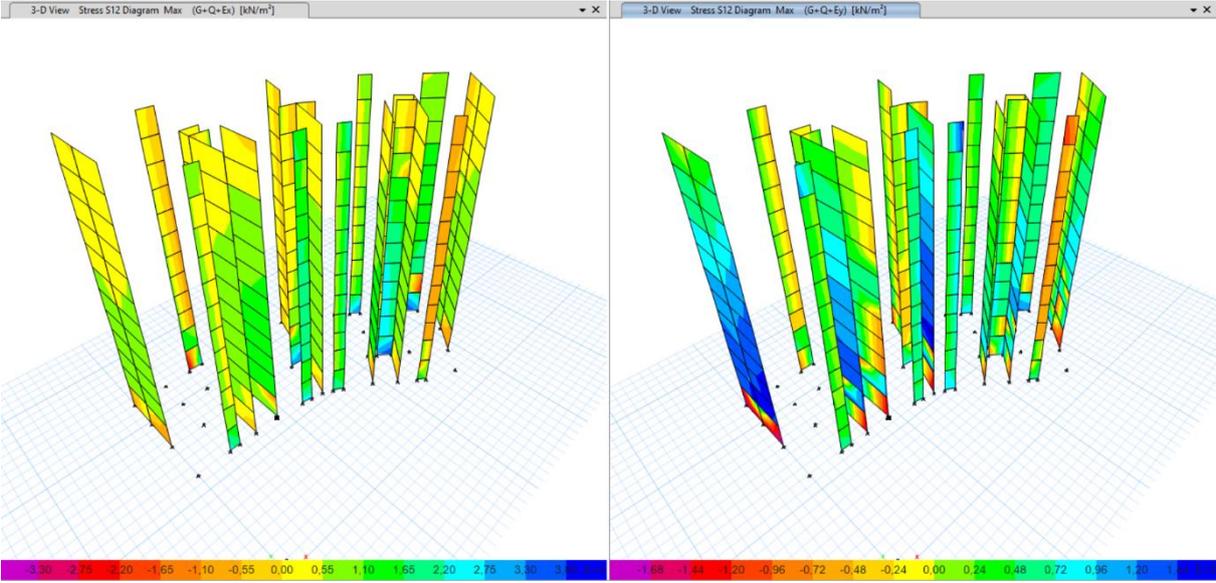


Figure 5.13 : Contraintes  $\delta_{12}$ .

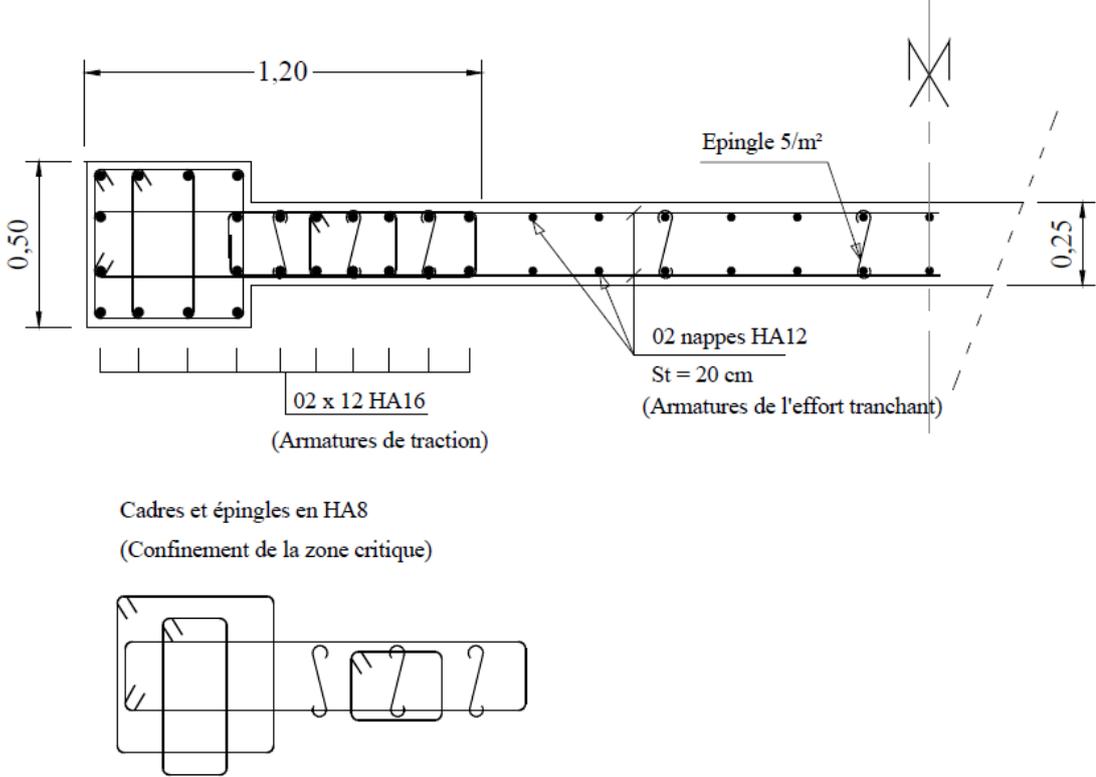


Figure 5.14 : détail de ferrailage du voile, coupe horizontale.

**5.1 Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistants doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91 modifié 99**, **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- 1- Poteaux
- 2- Poutres
- 3- Voiles

**5.2. Ferrailage des poteaux :**

**5.2.1. Poteaux centraux :**

**a. Situation durable :**

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

**Poteaux:**

**a.1. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.1.** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	60×60	-3870,9433	12,1019	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-3473,3097	30,6949	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-2724,8025	29,664	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-2016,1337	31,4821	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-1334,387	31,8917	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-675,2012	28,5898	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Na	Output Ca	Case Typ	Step Typ	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Elemen	Elem Stati
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C10	164	ELU	Combination		0	-3870,9433	10,0451	4,2428	-0,0494	3,8157	12,1019	164	0
Story1	C10	149	ELU	Combination		0	-3473,3097	20,8671	7,379	-0,0991	10,8267	30,6949	149	0
Story3	C10	114	ELU	Combination		0	-2724,8025	21,5605	4,6922	-0,1058	5,923	29,664	114	0
Story5	C10	97	ELU	Combination		0	-2016,1337	22,9176	2,5614	-0,0807	3,6997	31,4821	97	0
Story7	C10	26	ELU	Combination		0	-1334,387	23,0905	1,6422	-0,0551	2,3538	31,8917	26	0
Story9	C10	8	ELU	Combination		0	-675,2012	20,3844	0,4715	-0,0317	1,1419	28,5898	8	0

a.2. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :

Tableau 5.2. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	60×60	-1621,9936	-18,2824	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1232,7991	-21,8194	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1051,9205	-12,1627	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1125,6891	-12,7109	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-388,6344	-24,5373	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-131,6375	-23,2616	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Junique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	ELU	Combination		2,9609	-1621,9936	9,2283	-5,4301	-0,0494	10,6155	-18,2824	309	2,9609
Story2	C61	291	ELU	Combination		2,3509	-1232,7991	21,5834	-8,5794	-0,1352	9,3678	-21,8194	291	2,3509
Story3	C61	277	ELU	Combination		2,3509	-1051,9205	14,944	-0,1084	-0,1058	-3,2874	-12,1627	277	2,3509
Story5	C15	102	ELU	Combination		2,44	-1125,6891	12,0285	-2,5472	-0,0807	2,6842	-12,7109	102	2,44
Story8	C61	230	ELU	Combination		2,3509	-388,6344	25,6902	-0,3189	-0,0548	1,9824	-24,5373	230	2,3509
Story10	C61	208	ELU	Combination		2,3509	-131,6375	23,4783	3,5701	-0,0325	-3,3955	-23,2616	208	2,3509

a.3. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

Tableau 5.3. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	60×60	-2984,9921	52,3182	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2411,526	-79,8807	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-2121,2915	-69,9539	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1566,1753	-68,95	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-779,727	-77,52	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-272,1108	-70,2182	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Junique Na	Output Ca	Case Typ	Step Typ	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Stati
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C13	157	ELU	Combination		2,95	-2984,9921	-28,0676	0,0487	-0,0494	-0,7198	52,3182	157	2,95
Story2	C13	128	ELU	Combination		0	-2411,526	-57,8584	-1,6318	-0,1352	-2,3574	-79,8807	128	0
Story3	C13	115	ELU	Combination		0	-2121,2915	-50,056	-1,9344	-0,1058	-2,8648	-69,9539	115	0
Story5	C13	104	ELU	Combination		0	-1566,1753	-49,4023	-3,1468	-0,0807	-4,4501	-68,95	104	0
Story8	C13	24	ELU	Combination		0	-779,727	-55,2974	-4,3861	-0,0548	-6,2256	-77,52	24	0
Story10	C13	5	ELU	Combination		0	-272,1108	-52,7929	-3,3631	-0,0325	-5,4733	-70,2182	5	0

**b. Situation accidentelle :**Combinaison : **G+Q+E****Poteaux :****b.1. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :****Tableau 5.4.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [ $cm^2$ ]	$N^{\max}$ [ $kN$ ]	$M^{\text{corr}}$ [ $kN.m$ ]	Sollicitation	$A_s$ [ $cm^2$ ]	$A_s'$ [ $cm^2$ ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	60×60	-2865,0412	-201,9412	SPC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2570,5983	-149,004	SPC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-2012,6985	-136,5717	SPC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1485,4759	-38,8838	SPC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-983,3072	-35,5794	SPC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-499,2106	-29,1333	SPC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C10	164	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-2865,0412	-63,2084	-13,1819	-3,1895	-46,796	-201,9412	164	0
Story1	C10	149	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-2570,5983	-81,4041	-17,4135	-4,5724	-32,5385	-149,004	149	0
Story3	C10	114	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-2012,6985	-92,6557	-22,8815	-4,3562	-33,9846	-136,5717	114	0
Story5	C10	97	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-1485,4759	-14,5069	-26,429	-1,2092	-38,8838	-21,1565	97	0
Story7	C10	26	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-983,3072	-9,5924	-25,1708	-0,8065	-35,5794	-13,691	26	0
Story9	C10	8	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-499,2106	-4,4717	-21,024	-0,4712	-29,1333	-6,3335	8	0

**b.2. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )**

**Tableau 5.5.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	60×60	-683,7404	14,8372	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-615,591	255,3657	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-494,7304	254,2354	SEC	8,4	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-626,3293	87,9537	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-143,0078	89,4094	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-61,5435	18,946	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	G+Q+Ey	Combinator	Max	2,9609	-683,7404	33,9804	10,9886	0,9358	14,8372	1,3788	309	2,9609
Story2	C37	295	G+Q+Ex	Combinator	Max	0	-615,591	174,2745	25,8137	5,5261	40,1707	255,3657	295	0
Story4	C37	269	G+Q+Ex	Combinator	Max	0	-494,7304	180,4023	31,9426	4,3985	46,2847	254,2354	269	0
Story5	C15	102	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,44	-626,3293	101,0762	11,8882	2,9057	15,7204	87,9537	102	2,44
Story7	C61	236	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,3509	-143,0078	124,953	25,041	1,6884	21,5401	89,4094	236	2,3509
Story10	C61	208	G+Q+Ey	Combinator	Max	2,3509	-61,5435	35,2154	23,6601	0,4171	18,946	0,4265	208	2,3509

**b.3. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.6.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,\min}$ RPA
RDC	60×60	-2351,032	-230,605	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2131,9751	-280,4368	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1764,1488	-241,282	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1172,2099	-173,8587	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-157,2173	181,7795	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-75,3119	114,4204	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C13	157	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-2951,032	-88,8658	-7,8921	-3,1895	-27,6224	-230,605	157	0
Story2	C61	291	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-2131,975	-191,6781	-45,9984	-5,7216	-68,5873	-280,4368	291	0
Story3	C61	277	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-1764,149	-169,2942	-35,3318	-4,3562	-54,6693	-241,282	277	0
Story5	C13	104	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-1172,21	-124,7165	-15,3426	-3,0225	-22,0683	-173,8587	104	0
Story8	C61	230	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-157,2173	128,4389	24,5961	1,5688	35,7983	181,7795	230	0
Story10	C61	208	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-75,3119	82,5066	19,2897	0,7709	26,3213	114,4204	208	0

- Combinaison : **0,8G+E**  
**b.4. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.7.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	60×60	-2429,8592	-218,653	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2161,8029	-242,1194	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1524,8123	-247,2258	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1008,1866	-39,5698	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-671,8155	-35,8451	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-348,9796	-29,0486	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-2429,8592	-89,1943	-24,7897	-3,176	-66,0962	-218,653	309	0
Story1	C61	302	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-2161,8029	-151,7766	-35,3644	-4,5456	-60,8776	-242,1194	302	0
Story3	C61	277	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-1524,8123	-173,138	-35,4972	-4,3277	-54,0068	-247,2258	277	0
Story5	C10	97	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-1008,1866	-20,1308	-26,8623	-1,1874	-39,5698	-28,8828	97	0
Story7	C10	26	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-671,8155	-15,2206	-25,343	-0,7916	-35,8451	-21,4675	26	0
Story9	C10	8	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-348,9796	-9,4429	-20,8485	-0,4627	-29,0486	-13,2851	8	0

**b.5. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.8.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	60×60	-299,0841	6,0899	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-210,2533	40,7745	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-176,597	39,7532	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-441,0927	28,6892	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-25,2457	94,4702	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-36,3498	20,1817	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C37	312	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,95	-299,0841	83,0485	12,5282	3,1315	6,0899	2,8085	312	2,95
Story2	C61	291	0,8G+Ey	Combinator	Max	2,3509	-210,2533	67,7052	16,1786	1,7752	17,0308	40,7745	291	2,3509
Story3	C61	277	0,8G+Ey	Combinator	Max	2,3509	-176,597	56,9971	19,3804	1,4253	12,6983	39,7532	277	2,3509
Story5	C15	102	0,8G+Ey	Combinator	Max	2,44	-441,0927	36,2337	27,4096	1,1142	28,6892	26,5244	102	2,44
Story7	C61	236	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,3509	-25,2457	119,6879	24,6273	1,7033	22,0659	94,4702	236	2,3509
Story10	C61	208	0,8G+Ey	Combinator	Max	2,3509	-36,3498	29,6246	22,5427	0,4259	20,1817	5,8162	208	2,3509

**b.6. ( $M^{\text{max}}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :**

**Tableau 5.9.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{\text{max}}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\text{max}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\text{min}}$ RPA
RDC	60×60	-1639,4208	-223,0562	SEC	9,6	0	32,4
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1850,8483	-287,9393	SEC	8,8	0	27,23
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1764,1488	-241,282	SEC	8	0	22,5
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-804,7006	-156,7966	SEC	7,2	0	18,23
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-68,3113	172,6948	SEC	6,4	0	14,4
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-48,6783	106,6669	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C13	157	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1639,421	-81,8888	-7,8735	-3,176	-27,4845	-223,0562	157	0
Story2	C61	291	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1850,848	-197,2723	-44,0279	-5,6851	-66,133	-287,9393	291	0
Story3	C61	277	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1764,149	-169,2942	-35,3318	-4,3562	-54,6693	-241,282	277	0
Story5	C13	104	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-804,7006	-112,4944	-14,3946	-3,0007	-20,7498	-156,7966	104	0
Story8	C61	230	0,8G+Ex	Combinator	Max	0	-68,3113	121,934	24,8986	1,5836	35,6615	172,6948	230	0
Story10	C61	208	0,8G+Ex	Combinator	Max	0	-48,6783	76,9158	18,1724	0,7797	24,9304	106,6669	208	0

5.2.1.1. Choix des armatures :

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau 5.10. Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60×60	9,6	32,4	6T20+8T16	34,93
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	8,8	27,23	4T20+8T16	28,65
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	8,4	22,5	12T16	24,13
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	7,2	18,23	4T16+8T14	20,36
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	6,4	14,4	4T14+8T12	15,21
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	5,8	11,03	4T16+4T14	14,20

5.2.1.2. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M<sub>ser</sub>, N<sub>ser</sub>) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

● Béton :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

● Acier:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240MPa; 110 \cdot \sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e, \max(200MPa; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=250MPa$ .

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**a.1. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.11.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{Max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-2817,5996	8,7838	34,93	SEC	94.8	250	6.35	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-2528,0754	22,2875	28,65	SEC	97.8	250	6.64	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1983,4588	21,5505	24,13	SEC	95	250	6.54	18	OK
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1467,9177	22,8826	20,36	SEC	69.4	250	6,36	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-972,177	23,1875	15,21	SEC	61,2	250	5,98	18	OK
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-492,9774	20,7896	12,06	SPC	54,8	250	4.95	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C10	164	ELS	Combination		0	-2817,5996	7,294	3,0797	-0,0357	2,7646	8,7838	164	0
Story1	C10	149	ELS	Combination		0	-2528,0754	15,1527	5,3685	-0,0717	7,8665	22,2875	149	0
Story3	C10	114	ELS	Combination		0	-1983,4588	15,6644	3,4291	-0,0765	4,3309	21,5505	114	0
Story5	C10	97	ELS	Combination		0	-1467,9177	16,6576	1,8897	-0,0584	2,7208	22,8826	97	0
Story7	C10	26	ELS	Combination		0	-972,177	16,7887	1,2266	-0,0399	1,7554	23,1875	26	0
Story9	C10	8	ELS	Combination		0	-492,9774	14,8208	0,3843	-0,0229	0,8821	20,7896	8	0

**a.2. ( $N^{min}, M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.12.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{min}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-1183,5966	-13,2524	34,93	SEC	31.2	250	2,34	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-899,6225	-15,8174	28,65	SEC	30.4	250	2,01	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-767,6921	-8,825	24,13	SEC	23.2	250	1,94	18	OK
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-820,1165	-9,2502	20,36	SEC	27.6	250	2,1	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-283,6702	-17,8083	15,21	SEC	22,7	250	1,33	18	OK
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-96,6962	-16,9531	12,06	SPC	19,8	250	1,02	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	ELS	Combination		2,9609	-1183,5966	6,6882	-3,9615	-0,0357	7,7472	-13,2524	309	2,9609
Story2	C61	291	ELS	Combination		2,3509	-899,6225	15,6454	-6,2552	-0,0978	6,8262	-15,8174	291	2,3509
Story3	C61	277	ELS	Combination		2,3509	-767,6921	10,8368	-0,1062	-0,0765	-2,3545	-8,825	277	2,3509
Story5	C15	102	ELS	Combination		2,44	-820,1165	8,7533	-1,8623	-0,0584	1,9634	-9,2502	102	2,44
Story8	C61	230	ELS	Combination		2,3509	-283,6702	18,6442	-0,1998	-0,0397	1,3892	-17,8083	230	2,3509
Story10	C61	208	ELS	Combination		2,3509	-96,6962	17,0895	2,5605	-0,0235	-2,4105	-16,9534	208	2,3509

a.3. (N<sup>corr</sup>, M<sup>max</sup>) :

Tableau 5.13. Vérification des contraintes pour les poteaux (M<sup>max</sup>, N<sup>corr</sup>).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser<sup>corr</sup></sub> (kN)	M <sub>ser<sup>max</sup></sub> (kN.m)	Section	Sollicitation	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-2173,3795	37,9996	34,93	SEC	70.1	250	6,84	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	-1756,1204	-58,0304	28,65	SEC	91.4	250	4,75	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	-1544,8073	-50,8211	24,13	SEC	59.1	250	4,3	18	OK
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-1140,7751	-50,0959	20,36	SEC	71.6	250	4,01	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	-568,6469	-56,3327	15,21	SEC	64,9	250	2,89	18	OK
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-199,5453	-51,1376	12,06	SPC	51,9	250	2,42	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C13	157	ELS	Combination		2,95	-2173,3795	-20,3881	0,0398	-0,0357	-0,5366	37,9996	157	2,95
Story2	C13	128	ELS	Combination		0	-1756,1204	-42,0322	-1,1641	-0,0978	-1,6862	-58,0304	128	0
Story3	C13	115	ELS	Combination		0	-1544,8073	-36,3658	-1,3856	-0,0765	-2,0571	-50,8211	115	0
Story5	C13	104	ELS	Combination		0	-1140,7751	-35,8939	-2,2622	-0,0584	-3,2022	-50,0959	104	0
Story8	C13	24	ELS	Combination		0	-568,6469	-40,1855	-3,158	-0,0397	-4,4827	-56,3327	24	0
Story10	C13	5	ELS	Combination		0	-199,5453	-38,4978	-2,4266	-0,0235	-3,9397	-51,1376	5	0

5.2.1.3 Vérification de L'effort Tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

τ<sub>u</sub> : contrainte de cisaillement

T<sub>u</sub> : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 : [1]**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**Selon RPA99 ver.2003 : [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

**Avec :**

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left( \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L<sub>f</sub> : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.14.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa )	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ <sub>u</sub> <sup>BAEL</sup> (MPa)	Vérification
RDC	60×60	100,171	0,31	14,83	0,075	2.25	3	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	222,968	0,81	9,10	0,075	2.25	3	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	190,967	0,84	20,02	0,075	2.25	3	OK
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	-124,716	0,68	11,12	0,075	2.25	3	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	128,438	0,89	12,51	0,075	2.25	3	OK
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	82,5066	0,74	14,30	0,075	2,25	3	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C61	309	G+Q+Ex	Combinator Max		2,9609	406,804	100,171	18,0962	3,1181	12,0022	40,7997	309	2,9609
Story2	C61	291	G+Q+Ex	Combinator Max		1,1754	306,0625	222,9688	33,488	5,5261	13,7079	60,3759	291	1,1754
Story3	C61	277	G+Q+Ex	Combinator Max		1,1754	206,7253	190,9678	35,1194	4,2031	8,3683	50,2233	277	1,1754
Story5	C13	104	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-1172,21	-124,7165	-15,3426	-3,0225	-22,0683	-173,8587	104	0
Story8	C61	230	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-157,2173	128,4389	24,5961	1,5688	35,7983	181,7795	230	0
Story10	C61	208	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-75,3119	82,5066	19,2897	0,7709	26,3213	114,4204	208	0

#### 5.2.1.4. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le **RPA99 version 2003** : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

**Avec :**

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right) \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_t$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau } \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_c = 500$  MPa.

- Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

**Tableau 5.15.** Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\phi_t$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	60×60	6T20+8T16	16	10	15
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	4T20+8T16	16	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	12T16	16	10	15
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	4T16+8T14	14	10	15
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	4T14+8T12	12	10	15
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	4T16+4T14	14	10	10

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.16.** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>r</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60×60	2,569	4,29	3,75	100,171	N	10	0,13	2,87	4T8	2.01
						C	15	0,19	4,305	4T10	3.14
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	55×55	1,445	2,62	3,75	222,968	N	10	0,30	2,1	4T10	3.14
						C	15	0,45	3,15	6T10	4.71
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup>	50×50	1,445	2,89	3,75	190,967	N	10	0,28	1,35	4T10	3.14
						C	15	0,42	2,03	6T10	4.71
5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	45×45	1,445	3,21	3,75	-124,71	N	10	0,20	1,2	4T8	2.01
						C	15	0,31	1,8	4T10	3.14
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	40×40	1,445	3,61	3,75	128,438	N	10	0,24	1,12	4T8	2.01
						C	15	0,36	1,37	4T8	2.01
9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	1,445	4,12	3,75	82,5066	N	10	0,17	2,7	6T8	3.02
						C	15	0,27	4,05	6T10	4.71

### 5.2.1.5. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_1$  en zone III.

Pour :

- $\phi = 20\text{mm}$ ..... $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ ..... $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ ..... $L_r = 70\text{cm}$
- $\phi = 12\text{mm}$ ..... $L_r = 60\text{cm}$

POTEAUX CENTRAUX			
NIVEAU	SECTION	ARMATURES	DESSIN
RDC	60*60	6T20+8T16	
1er; 2ème	55*55	4T20+8T16	
3ème; 4ème	50*50	12T16	
5ème; 6ème	45*45	4T16+8T14	
7ème; 8ème	40*40	4T14+8T12	
9ème; 10ème	35*35	4T16+4T14	

Figure 5.1. Ferrailage des poteaux centraux.

**V.2.2. Poteaux de rive :****a. Situation durable :**

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

**Poteaux:****a.1. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :****Tableau 5.17.** Ferrillages des poteaux en situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1900,30	-24,515	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1714,90	20,7853	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-757,205	-17,252	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-615,995	-15,602	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	ELU	Combination		0	-1900,3012	15,2282	-11,6838	-0,0677	-24,5155	19,2362	84	0
Story2	C44	1587	ELU	Combination		0	-1714,9025	14,5812	0,859	-0,0606	1,2815	20,7853	1587	0
Story6	C43	1522	ELU	Combination		0	-757,2059	-13,0885	3,535	-0,0537	4,1	-17,2525	1522	0
Story7	C43	410	ELU	Combination		0	-615,9956	-11,4388	3,3974	-0,0323	4,9847	-15,6025	410	0

**a.2. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :****Tableau 5.18.** Ferrillages des poteaux en situation durable ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\min}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	- 1444,3367	9,1551	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	- 1487,9626	13,7802	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-744,0247	14,6961	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-605,9037	12,3193	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C53	72	ELU	Combination		2,44	-1444,3367	-13,9632	10,6055	-0,0677	-3,7561	9,1551	72	2,44
Story2	C3	1585	ELU	Combination		2,44	-1487,9626	3,7912	-12,8606	-0,0606	13,7802	-3,8063	1585	2,44
Story6	C43	1522	ELU	Combination		2,441	-744,0247	-13,0885	3,535	-0,0537	-4,5288	14,6961	1522	2,441
Story7	C43	410	ELU	Combination		2,441	-605,9037	-11,4388	3,3974	-0,0323	-3,3083	12,3193	410	2,441

a.3. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :

Tableau 5.19. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1596,715	25,1395	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1714,902	20,7853	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-757,2059	-17,252	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-615,9956	-15,602	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C54	75	ELU	Combination		0	-1596,7154	4,4715	13,4473	-0,0677	25,1395	10,8922	75	0
Story2	C44	1587	ELU	Combination		0	-1714,9025	14,5812	0,859	-0,0606	1,2815	20,7853	1587	0
Story6	C43	1522	ELU	Combination		0	-757,2059	-13,0885	3,535	-0,0537	4,1	-17,2525	1522	0
Story7	C43	410	ELU	Combination		0	-615,9956	-11,4388	3,3974	-0,0323	4,9847	-15,6025	410	0

**b. Situation accidentelle :**

- Combinaison : G+Q+E

**Poteaux :**

**b.1. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.20.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1675,49	-217,96	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1509,28	-157,06	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-680,382	-46,078	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-548,894	-32,950	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1675,4918	-133,8429	-21,5744	-3,123	-42,8556	-217,965	84	0
Story2	C44	1587	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1509,2801	-108,1171	-9,5892	-2,564	-15,1083	-157,0613	1587	0
Story6	C43	1522	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-680,3828	-33,6271	-3,2818	-0,7866	-5,7376	-46,0781	1522	0
Story7	C43	410	G+Q+Ey	Combinator	Min	0	-548,8941	-23,8932	-1,6239	-0,4727	-2,3346	-32,9508	410	0

b.2. ( $N^{min}, M^{corr}$ )

**Tableau 5.21.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-880,679	22,9269	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-759,006	33,4481	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-409,108	36,0144	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-337,717	25,377	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C54	75	G+Q+Ey	Combinator Max		2,4404	-880,6795	33,4316	16,0458	0,9108	1,9449	22,9269	75	2,4404
Story2	C3	1585	G+Q+Ey	Combinator Max		2,44	-759,006	39,0973	1,5687	0,7792	15,3482	33,4481	1585	2,44
Story6	C43	1522	G+Q+Ey	Combinator Max		2,441	-409,1089	14,5605	8,1996	0,709	2,3843	36,0144	1522	2,441
Story7	C43	410	G+Q+Ey	Combinator Max		2,441	-337,7217	7,2617	6,3677	0,426	1,6562	25,377	410	2,441

b.3. ( $M^{max}, N^{corr}$ ) :

**Tableau 5.22.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1083,4	245,818	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-979,94	186,934	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-625,08	-136,419	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-501,28	-91,3817	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-1083,4162	155,8349	5,09	3,0251	8,1211	245,8187	84	0
Story2	C44	1587	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-979,9446	129,0708	10,9804	2,4764	17,1526	186,9343	1587	0
Story6	C43	1522	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-625,0816	-98,4876	-16,0914	-1,842	-23,5309	-136,4195	1522	0
Story7	C43	410	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-501,2863	-65,9519	-9,4659	-1,0365	-13,3579	-91,3817	410	0

- Combinaison : **0,8G+E**

**b.4. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.23.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1196,72	-223,07	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1075,41	-163,36	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-489,345	-42,110	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-392,903	-29,138	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-1196,7297	-138,0877	-16,9565	-3,1047	-33,6769	-223,0704	84	0
Story2	C44	1587	0,8G+Ex	Combinator Min		0	-1075,4194	-112,5456	-9,3016	-2,5476	-14,7882	-163,3607	1587	0
Story6	C43	1522	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-489,3456	-30,5552	-4,9227	-0,7721	-7,7155	-42,1109	1522	0
Story7	C43	410	0,8G+Ey	Combinator Min		0	-392,9036	-21,0964	-3,1401	-0,464	-4,5149	-29,1381	410	0

**b.5. ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.24.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-474,724	22,5491	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-361,883	34,6237	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-220,024	32,4831	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-183,226	22,3628	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C54	75	0,8G+Ey	Combinator Max		2,4404	-474,7241	32,2134	11,178	0,9291	4,859	22,5491	75	2,4404
Story2	C3	1585	0,8G+Ey	Combinator Max		2,44	-361,8837	37,9384	6,4595	0,7955	10,0842	34,6237	1585	2,44
Story6	C43	1522	0,8G+Ey	Combinator Max		2,441	-220,0244	17,6324	6,5586	0,7234	4,4119	32,4831	1522	2,441
Story7	C43	410	0,8G+Ey	Combinator Max		2,441	-183,2263	10,0585	4,8514	0,4347	3,1771	22,3628	410	2,441

**b.6. ( $M^{max}, N^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.25.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-604,65	240,7133	SEC	8	0	22,5
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-546,08	180,6349	SEC	7,2	0	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-434,04	-132,452	SEC	6,2	0	14,4
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-345,29	-87,569	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	0,8G+Ex	Combinator	Max	0	-604,6542	151,5901	9,7079	3,0434	17,2998	240,7133	84	0
Story2	C44	1587	0,8G+Ex	Combinator	Max	0	-546,0839	124,6423	11,268	2,4927	17,4727	180,6349	1587	0
Story6	C43	1522	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-434,0444	-95,4156	-17,7324	-1,8275	-25,5088	-132,4522	1522	0
Story7	C43	410	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-345,2958	-63,1551	-10,9822	-1,0278	-15,5382	-87,569	410	0

**5.2.2.1. Choix des armatures :**

**1)- choix de ferrailage des poteaux :**

**Tableau 5.26.** Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	8	22,5	8T20	25,13
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	7,2	18,23	4T20+4T16	20,61
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	6,2	14,4	8T16	16,08
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	5,8	11,03	4T16+4T14	14,20

**5.2.2.2. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$

● **Acier**:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(240MPa; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2}fe, \max(200MPa; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=250MPa$ .

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**a. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.27.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{Max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Sectio n	Sollicitatio n	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificati on
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1379,454	-17,3673	25,13	SEC	67,5	250	3,65	18	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1244,612	14,9365	18,85	SEC	64,3	250	6,54	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-549,6278	-12,578	16,08	SEC	59,2	250	2,98	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-447,0456	-11,343	12,06	SEC	54,7	250	2,75	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Jnique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C44	84	ELS	Combination		0	-1379,454	10,996	-8,2422	-0,049	-17,3673	13,9268	84	0
Story2	C44	1587	ELS	Combination		0	-1244,6123	10,4769	0,6956	-0,0438	1,0221	14,9365	1587	0
Story6	C43	1522	ELS	Combination		0	-549,6278	-9,5333	2,4589	-0,0388	2,8412	-12,578	1522	0
Story7	C43	410	ELS	Combination		0	-447,0456	-8,3157	2,3719	-0,0234	3,4864	-11,343	410	0

b. ( $N^{min}, M^{corr}$ ) :

**Tableau 5.28.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{min}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Sectio n	Sollicitatio n	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificati on
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1048,8815	6,6844	25,13	SEC	60,3	250	5,57	18	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1076,954	9,7472	18,85	SEC	62,7	250	5,69	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-539,8639	10,692	16,08	SEC	57,9	250	4,23	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-439,5701	8,9555	12,06	SEC	57,1	250	4,04	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C53	72	ELS	Combination		2,44	-1048,8815	-10,122	7,501	-0,049	-2,6109	6,6844	72	2,44
Story2	C3	1585	ELS	Combination		2,44	-1076,954	2,723	-9,0999	-0,0438	9,7472	-2,7321	1585	2,44
Story6	C43	1522	ELS	Combination		2,441	-539,8639	-9,5333	2,4589	-0,0388	-3,1608	10,6925	1522	2,441
Story7	C43	410	ELS	Combination		2,441	-439,5701	-8,3157	2,3719	-0,0234	-2,3033	8,9555	410	2,441

c. ( $N^{corr}, M^{max}$ ) :

**Tableau 5.29.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{corr}$ (kN)	$M_{ser}^{max}$ (kN.m)	Sectio n	Sollicitatio n	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificati on
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	-1064,131	-18,0132	25,13	SEC	63,7	250	4,56	18	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	-1244,612	14,9365	18,85	SEC	71,6	250	6,71	18	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-539,8639	10,6925	16,08	SEC	58,9	250	4,60	18	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-439,5701	8,9555	12,06	SEC	57,4	250	4,33	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
Story1	C53	72	ELS	Combination		0	-1064,1315	-10,122	7,501	-0,049	15,6917	-18,0132	72	0
Story2	C44	1587	ELS	Combination		0	-1244,6123	10,4769	0,6956	-0,0438	1,0221	14,9365	1587	0
Story6	C43	1522	ELS	Combination		2,441	-539,8639	-9,5333	2,4589	-0,0388	-3,1608	10,6925	1522	2,441
Story7	C43	410	ELS	Combination		2,441	-439,5701	-8,3157	2,3719	-0,0234	-2,3033	8,9555	410	2,441

**5.2.2.3. Vérification de L'effort Tranchant :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 : [1]**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**Selon RPA99 ver.2003 : [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda < 5$$

**Avec :**

$$\lambda: \text{L'élancement du poteau} \left( \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.30.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ <sub>u</sub> <i>BAEL</i> (MPa)	Vérification
RDC, 1 <sup>er</sup>	50×50	155,8349	0,69	17,79	0,075	2.25	3	OK
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45×45	129,0708	0,71	11,12	0.075	2.25	3	OK
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40×40	-98,4876	0,68	12,51	0,075	2.25	3	OK
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	52,1172	0,47	14,30	0,075	2.25	3	OK

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station m	P kN	V2 kN	V3 kN	T kN-m	M2 kN-m	M3 kN-m	Element	Elem Station m
Story1	C44	84	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-1083,416	155,8349	5,09	3,0251	8,1211	245,8187	84	0
Story2	C44	1587	G+Q+Ex	Combinator Max		0	-979,9446	129,0708	10,9804	2,4764	17,1526	186,9343	1587	0
Story6	C43	1522	G+Q+Ex	Combinator Min		0	-625,0816	-98,4876	-16,0914	-1,842	-23,5309	-136,4195	1522	0
Story7	C43	410	0,8G+Ex	Combinator Max		0	-236,8144	52,1172	12,6935	0,9984	18,1504	72,5085	410	0

#### 5.2.2.4. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$  ..... Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t\right)$  ..... Zone courante (zone III).

$\emptyset_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500$  MPa.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

**Tableau 5.31.** Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>1</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	8T20	20	10	15
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45x45	4T20+4T16	16	10	15
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40x40	8T16	16	10	15
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35x35	4T16+4T14	14	10	10

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.32.** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	50x50	2,569	5,14	2.5	155,8349	N	10	0,16	2,87	4T8	2.01
						C	15	0,23	4,305	4T10	3.14
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	45x45	1,445	3,21	3.75	129,0708	N	10	0,22	1,35	4T10	3.14
						C	15	0,32	2,03	6T10	4.71
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40x40	1,445	3,61	3.75	-98,4876	N	10	0,18	1,2	4T8	2.01
						C	15	0,28	1,8	4T10	3.14
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35x35	1,445	4,13	3.75	52,1172	N	10	0,11	1,12	4T8	2.01
						C	15	0,17	1,37	4T8	2.01

**5.2.2.5. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>1</sub> en zone III.

Pour :

- Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm

POTEAUX DE RIVE			
NIVEAU	SECTION	ARMATURES	DESSIN
RDC; 1er	50*50	8T20	
2ème; 3ème	45*45	4T20+4T16	
4ème; 5ème; 6ème	40*40	8T16	
7ème; 8ème 9ème; 10ème	35*35	4T16+4T14	

**Figure 5.2.** Ferrailage des poteaux de rive.

5.2.3. Poteaux d'angle :

a. Situation durable :

- Combinaison : 1,35G+1,5Q

a.1. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ) :

Tableau 5.33. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{max}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	45×45	-1172,379	-7,3129	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-1047,457	-24,3184	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-811,980	-16,918	SEC	5,8	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	ELU	Combination		0	-1172,3797	-6,2036	-5,411	-0,0095	-5,9589	-7,3129	41	0
Story1	C1	38	ELU	Combination		0	-1047,4574	-15,9956	-14,6618	-0,0276	-21,466	-24,3184	38	0
Story3	C1	1386	ELU	Combination		0	-811,9808	-9,9211	-12,4339	-0,0254	-16,918	-14,2118	1386	0

a.2. ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ) :

Tableau 5.34. Ferrailages des poteaux en situation durable ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ RPA
RDC	45×45	-1034,478	14,7337	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-832,404	19,3632	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-107,314	27,4944	SEC	5,6	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C8	21	ELU	Combination		3,05	-1034,4783	-7,6851	0,2397	-0,0095	-0,5143	14,7337	21	3,05
Story2	C8	35	ELU	Combination		2,44	-832,4046	-18,054	2,0561	-0,0378	-2,4463	19,3632	35	2,44
Story10	C8	358	ELU	Combination		2,44	-107,3145	-21,8485	7,9155	-0,0325	-9,4631	27,4944	358	2,44

**a.3. ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ) :****Tableau 5.35.** Ferrailages des poteaux en situation durable ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\text{corr}}$ [kN]	$M^{\max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	45×45	-1034,478	14,7337	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-946,4295	-28,5228	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-122,6099	-30,8472	SEC	5,6	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns															
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
RDC	C8	21	ELU	Combination		3,05	-1034,4783	-7,6851	0,2397	-0,0095	-0,5143	14,7337	21	3,05	
Story1	C8	23	ELU	Combination		0	-946,4295	-18,5741	1,1205	-0,0276	1,3767	-28,5228	23	0	
Story10	C1	1379	ELU	Combination		0	-122,6099	-8,3794	-25,1952	-0,0325	-30,8472	-11,4034	1379	0	

**b. Situation accidentelle :**

- Combinaison : G+Q+E

**Poteaux :****b.1. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ) :****Tableau 5.36.** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{\max}$ [kN]	$M^{\text{corr}}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ RPA
RDC	45×45	-1526,758	-49,6555	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-1380,67	-95,6842	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-1052,542	-77,086	SEC	5,8	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1526,7585	-24,6882	-11,0386	-0,6185	-15,9502	-49,6555	41	0
Story1	C1	38	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1380,674	-60,8986	-30,9418	-1,276	-44,9334	-95,6842	38	0
Story3	C1	1386	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1052,5423	-54,1476	-31,6776	-1,0449	-44,0323	-77,086	1386	0

**b.2. ( $N^{min}, M^{corr}$ )**

**Tableau 5.37.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{min}$ [kN]	$M^{corr}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	45×45	-166,5124	24,0839	SEC	7,2	0	18,23
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-121,7397	68,2378	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-47,3139	36,4495	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,9848	-166,5124	15,6907	3,2492	0,6048	18,3975	24,0839	41	2,9848
Story2	C1	37	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,3748	-121,7397	50,6928	16,3711	1,5436	38,7682	68,2378	37	2,3748
Story10	C8	358	G+Q+Ey	Combinator	Max	2,44	-47,3139	-8,8393	42,1217	0,4171	36,4495	27,8724	358	2,44

**b.3. ( $M^{max}, N^{corr}$ ) :**

**Tableau 5.38.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	45×45	-1526,7585	-49,6555	SEC	7,2	0	18,23
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-1217,8854	-104,2211	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-896,463	-83,9805	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1526,7585	-24,6882	-11,0386	-0,6185	-15,9502	-49,6555	41	0
Story2	C1	37	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1217,8854	-72,6151	-38,9932	-1,5982	-53,8635	-104,2211	37	0
Story4	C1	1385	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-896,463	-57,5846	-37,0514	-1,096	-53,5303	-83,9805	1385	0

- Combinaison : **0,8G+E**

**b.4. (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>) :**

**Tableau 5.39.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	N <sup>max</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kN.m]	Sollicitation	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> ' [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> RPA
RDC	45×45	-1242,302	-47,7788	SEC	7,2	0	18,2
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-1126,167	-89,4043	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-854,9981	-73,354	SEC	5,8	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1242,3026	-23,0937	-9,4433	-0,6159	-14,1788	-47,7788	41	0
Story1	C1	38	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1126,1671	-56,7519	-26,6505	-1,2686	-38,6226	-89,4043	38	0
Story3	C1	1386	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-854,9981	-51,5371	-28,0448	-1,0381	-39,0767	-73,3548	1386	0

**b.5. (N<sup>min</sup>, M<sup>corr</sup>) :**

**Tableau 5.40.** Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N<sup>min</sup>, M<sup>corr</sup>).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	N <sup>min</sup> [kN]	M <sup>corr</sup> [kN.m]	Sollicitation	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> ' [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> RPA
RDC	45×45	-11,2069	14,8994	SEC	7,2	0	18,2 3
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	1,2134	49,8587	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	0,1188	45,655	SEC	7,8	0	11,0 3

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C8	21	0,8G+Ex	Combinator	Max	3,05	-11,2069	11,9701	2,608	0,6074	1,5576	14,8994	21	3,05
Story2	C8	35	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,44	1,2134	34,0859	8,3222	1,5538	7,1425	49,8587	35	2,44
Story6	C1	1383	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,3748	0,1188	41,4572	21,2975	1,0422	32,4007	45,655	1383	2,3748

b.6. ( $M^{max}, N^{corr}$ ) :

Tableau 5.41. Ferrailages des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Section [cm <sup>2</sup> ]	$N^{corr}$ [kN]	$M^{max}$ [kN.m]	Sollicitation	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ RPA
RDC	45×45	-1242,3026	-47,7788	SEC	7,2	0	18,23
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-992,3862	-98,6359	SEC	6,4	0	14,4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-725,1145	-80,2146	SEC	5,6	0	11,03

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-1242,3026	-23,0937	-9,4433	-0,6159	-14,1788	-47,7788	41	0
Story2	C1	37	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-992,3862	-68,6501	-34,4073	-1,5881	-47,608	-98,6359	37	0
Story4	C1	1385	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	-725,1145	-55,0265	-32,8279	-1,0884	-47,4845	-80,2146	1385	0

5.2.3.1. Choix des armatures :

1)- choix de ferrailage des poteaux :

Tableau 5.42. Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	45×45	7,2	18,23	4T20+4T16	20,61
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	6,4	14,4	8T16	16,08
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	7,8	11,03	4T16+4T14	14,20

**5.2.3.2. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

● **Béton** :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18MPa$

● **Acier**:

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \max(240MPa; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

Fissuration très préjudiciable..... $\sigma_s = \text{Min}\left(\frac{1}{2} f_e, \max(200MPa; 90\sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$

Avec :  $\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s=250MPa$ .

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. ( $N^{max}, M^{corr}$ ) :

**Tableau 5.43.** Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{Max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{max}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	-852,605	-5,3037	18,85	SEC	64,8	250	4,63	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-761,704	-17,631	16,08	SEC	61,3	250	4,20	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-590,431	-12,182	12,06	SEC	54,9	250	3,71	18	OK

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	ELS	Combination		0	-852,6051	-4,4987	-3,8947	-0,0069	-4,287	-5,3037	41	0
Story1	C1	38	ELS	Combination		0	-761,7047	-11,5947	-10,5578	-0,02	-15,4535	-17,6311	38	0
Story3	C1	1386	ELS	Combination		0	-590,4314	-7,186	-8,9545	-0,0184	-12,182	-10,295	1386	0

b. ( $N^{min}, M^{corr}$ ) :

Tableau 5.44. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{min}$ (kN)	$M_{ser}^{corr}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	-752,4891	10,65	18,85	SEC	64,8	250	5,64	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-605,3941	13,984	16,08	SEC	60,4	250	5,37	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-77,9543	19,901	12,06	SEC	41,3	250	2,37	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C8	21	ELS	Combination		3,05	-752,4891	-5,5551	0,139	-0,0069	-0,3081	10,65	21	3,05
Story2	C8	35	ELS	Combination		2,44	-605,3941	-13,0395	1,4047	-0,0273	-1,6813	13,9846	35	2,44
Story10	C8	358	ELS	Combination		2,44	-77,9543	-15,7956	5,628	-0,0235	-6,7306	19,9014	358	2,44

c. ( $N^{corr}, M^{max}$ ) :

Tableau 5.45. Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M^{max}, N^{corr}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{corr}$ (kN)	$M_{ser}^{max}$ (kN.m)	Section	Sollicitation	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	45×45	-752,4891	10,65	18,85	SEC	64,8	250	6,08	18	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-688,5627	-20,613	16,08	SEC	61,3	250	5,74	18	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-89,1511	-22,212	12,06	SEC	42,8	250	1,98	18	OK

TABLE: Element Forces - Columns														
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C8	21	ELS	Combination		3,05	-752,4891	-5,5551	0,139	-0,0069	-0,3081	10,65	21	3,05
Story1	C8	23	ELS	Combination		0	-688,5627	-13,4218	0,7268	-0,02	0,8659	-20,6133	23	0
Story10	C1	1379	ELS	Combination		0	-89,1511	-6,1139	-18,1319	-0,0235	-22,212	-8,2824	1379	0

**5.2.3.3. Vérification de L'effort Tranchant :****a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$T_u$  : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b: la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à :

**Selon le BAEL 91 : [1]**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**Selon RPA99 ver.2003 : [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

**Avec :**

$$\lambda: \text{L'élanement du poteau} \left( \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

➤ Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau 5.46.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	τ <sub>u</sub> BAEL (MPa)	Vérification
RDC	45×45	-24,6882	0,14	20,26	0,075	2.25	3	OK
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40×40	-72,6151	0,50	12,51	0.075	2.25	3	OK
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35×35	-57,5846	0,52	14,30	0,075	2.25	3	OK

Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m
RDC	C1	41	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1526,759	-24,6882	-11,0386	-0,6185	-15,9502	-49,6555	41	0
Story2	C1	37	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-1217,885	-72,6151	-38,9932	-1,5982	-53,8635	-104,2211	37	0
Story4	C1	1385	G+Q+Ex	Combinator	Min	0	-896,463	-57,5846	-37,0514	-1,096	-53,5303	-83,9805	1385	0

**5.2.3.4. Ferrailage transversal des poteaux :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

- Selon **BAEL91 modifié 99** : [1]

$$\left\{ \begin{aligned} S_t &\leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t &\leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} &\geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{aligned} \right.$$

A<sub>t</sub> : Section d’armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S<sub>t</sub> : Espacement des armatures transversales.

Ø<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

Ø<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 : [2]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_t \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

$\phi_t$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500$  MPa.

➤ Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux.

**Tableau 5.47.** Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>1</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	45x45	4T20+4T16	16	10	15
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	40x40	8T16	16	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35x35	4T16+4T14	14	10	15

➤ Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.48.** Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	45x45	2,569	5,70	2.5	-24,688	N	10	0,03	2,87	4T8	2.01
						C	15	0,04	4,305	4T10	3.14
2 <sup>ème</sup>	40x40	1,445	3,61	3.75	-72,615	N	10	0,13	1,35	4T10	3.14
						C	15	0,20	2,03	6T10	4.71
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup>	35x35	1,445	4,12	3.75	-57,584	N	10	0,12	1,2	4T8	2.01
						C	15	0,19	1,8	4T10	3.14

**5.2.3.5. Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>1</sub> en zone III.

Pour :

- Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm

POTEAUX D'ANGLES			
NIVEAU	SECTION	ARMATURES	DESSIN
RDC	45*45	4T20+4T14	
1er; 2ème	40*40	8T16	
3ème; 4ème; 5ème 6ème; 7ème; 8ème 9ème; 10ème	35*35	4T16+4T14	

Figure 5.3. Ferrailage des poteaux d'angle.

**5.2.4. Ferrailage des Poteaux du Sous-sol**

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$B_r$  : Section réduite du poteau considéré ( $B_r = (a-2)(b-2)$ ) cm<sup>2</sup>  
 $\alpha$  : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$\lambda = \frac{L_f}{i}$  ..... poteau carrée  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).  
 $I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.  
 $B_r = (a-0,02)^2$  [m<sup>2</sup>]. ..... Poteau carré

$N_u$  : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.  
 La longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$ .

**a. Calcul de l'effort normal pondéré :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m	
Sous-sol	C171	607	ELU	Combinator	0	-462,1925	-28,9994	1,3709	0,0086	1,2423	-33,1517	607	0
Sous-sol	C171	607	G	Combinator	0	-141,7429	-8,0482	0,0616	0,0021	-0,1673	-9,2526	607	0
Sous-sol	C171	607	Q	Combinator	3,05	-180,5597	-12,0896	0,8586	0,0038	-1,6399	23,0994	607	3,05

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :  $N_{u(ss)} = -462,1925$  KN

**b. Calcul du ferrailage :**

Le sous-sol est de section carrée  $B = 40 \times 40$  cm<sup>2</sup>

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 11,55$  cm
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,5 \times 10^2}{11,55} = 21,21 < 50$

- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,79$
- $Br = (40 - 2)^2 = 1444\text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{462,1925 \times 10^3}{0,79} - \frac{1444 \times 10^2}{0,9} \times \frac{30}{1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -60,35\text{cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

Le ferrailage se fait par rapport  $A_s^{\min} = 0,9\% B$  selon RPA99 version 2003

$$A_s = A_s^{\min} = 14,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow (8T16).$$

Poteau du sous-sol			
Niveau	Section	Armatures	Dessin
Sous-sol	40×40	8T16	

Figure 5.4. Ferrailage de poteau du sous-sol.

### 5.3. Ferrailage des poutres :

#### 5.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

**a. Selon CBA 93 : [3]**

Situation durable :

**ELU:** 1.35 G + 1.5 Q

**ELS:** G + Q

**b. Selon RPA 99 : [2]**

Situation accidentelle

0.8 G ± E

G + Q ± E

**5.3.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- **Situation durable:**

Béton:  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18$  MPa.

Acier:  $\gamma_s = 1,15$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 435$  MPa.

- **Situation accidentelle:**

Béton:  $\gamma_b = 1,15$  ;  $f_{c28} = 30$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18$  MPa.

Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 500$  MPa.

**5.3.3 Calcul de ferrailage :**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **ETABS**.

Ont disposé 4 types de poutres :

- Poutres principales 30x55(cm<sup>2</sup>)
- Poutres principales 30x45(cm<sup>2</sup>)
- Poutres secondaires 30x40(cm<sup>2</sup>)
- Poutres chaînage 30x40(cm<sup>2</sup>)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (Expert) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

**1. Sens porteur :**

**a-Situation durable : 1.35G+1.5Q**

**Tableau 5.49:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	122,9179	-35,2393	5,6	1,6
30x55	Appui	73,7305	-210,6283	3,4	10,2

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B33	452	ELU	Combination		6,4182	0	173,3864	0	-0,6298	0	-210,6283	452-2	3,7604
Story10	B5	580	ELU	Combination		1,1125	0	-72,0798	0	3,1146	0	73,7305	580	1,1125
Story10	B39	900	ELU	Combination		1,5158	-3,6296	-60,9955	-0,1055	9,5051	-0,0272	-35,2393	900-2	0,3789
Story8	B35	222	ELU	Combination		4,305	0	29,0005	0	0,5043	0	122,9179	222-4	0,945

**b-Situation accidentelle : G+Q+E**

**Tableau 5.50:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	102,3177	-148,9699	4,1	6
30x55	Appui	163,5782	-245,2137	6,6	10,1

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story2	B5	587	G+Q+Ex	Combinator	Min	5,281	0	32,2945	0	-0,8393	0	-245,2137	587	5,281
Story8	B37	880	G+Q+Ex	Combinator	Max	5,3867	0,7615	155,596	0,004	9,3445	0,0015	163,5782	880-5	0,6695
Story4	B37	883	G+Q+Ex	Combinator	Min	4,3241	-0,3907	-74,2827	-0,0094	2,0141	-0,0017	-148,9699	883-4	0,7862
Story7	B35	223	G+Q+Ex	Combinator	Max	4,305	1,6425	48,0595	0,0051	0,8898	0,0058	102,3177	223-4	0,945

**c-Situation accidentelle : 0.8G +E**

**Tableau 5.1:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	163,0002	-152,4079	6,6	6,1
30x55	Appui	287,0411	-360,6232	11,7	15,1

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B37	883	0,8G+Ex	Combinator	Min	5,6964	-0,6066	-70,0811	-0,0031	-0,3082	-0,0021	-360,6232	883-5	0,9793
Story4	B37	883	0,8G+Ex	Combinator	Max	0,2	0,6132	77,7559	0,0031	1,4956	0,0021	287,0411	883-1	0,2
Story4	B37	883	0,8G+Ex	Combinator	Min	4,3241	-0,3907	-88,744	-0,0094	0,4504	-0,0017	-152,4079	883-4	0,7862
Story4	B37	883	0,8G+Ex	Combinator	Max	4,3241	0,3907	137,3201	0,0094	2,3982	0,0017	163,0002	883-4	0,7862

**2.Sens porteur :**

**a. Situation durable : 1.35G+1.5Q**

**Tableau 5.52:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	70,8189	-9,0991	4	1,3
30x45	Appui	48,3356	-129,132	2,7	7,7

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B9	647	ELU	Combination		0,175	0	-144,1561	0	-1,3208	0	-129,132	647	0,175
Story9	B20	735	ELU	Combination		3,3328	0	33,8239	0	-0,5148	0	48,3356	735	3,3328
Story10	B40	911	ELU	Combination		2,2019	0	19,1317	0	2,2978	0	-9,0991	911-3	0
Story10	B20	734	ELU	Combination		2,4306	0	-7,0551	0	-1,4652	0	70,8189	734	2,4306

b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau 5.53:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	192,1595	-129,0987	10	6,5
30x45	Appui	197,6519	-259,6233	10	13,7

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story5	B9	650	G+Q+Ex	Combinator	Min	0,225	0	-245,0364	0	-1,3262	0	-259,6233	650	0,225
Story3	B9	652	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,4048	0	192,4047	0	1,0367	0	197,6519	652	2,4048
Story5	B41	926	G+Q+Ex	Combinator	Min	2,4145	-0,6578	-138,758	-0,0012	-4,7372	-0,0002	-129,0987	926-3	0,6715
Story4	B41	927	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,4145	-0,2129	137,9579	0,0004	0,0984	0,0005	192,1595	927-3	0,6715

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

**Tableau 5.54:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x45.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	182,1375	-153,5797	9,3	7,8
30x45	Appui	192,3142	-240,4819	9,8	12,6

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B9	651	0,8G+Ex	Combinator	Min	0,25	0	-225,8882	0	-1,1776	0	-240,4819	651	0,25
Story3	B9	652	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,4048	0	187,3592	0	1,0459	0	192,3142	652	2,4048
Story3	B41	928	0,8G+Ex	Combinator	Min	2,3895	-0,6894	-137,4289	-0,0012	-3,5309	-0,0002	-153,5797	928-3	0,6465
Story4	B41	927	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,4145	-0,0333	138,5652	0,0006	1,1505	0,0004	182,1375	927-3	0,6715

2.Sens non porteur :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau 5.55:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	33,6513	-32,2384	2,1	2
30x40	Appui	44,6849	-66,9872	2,9	4

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B54	1064	ELU	Combination		3,935	0	39,4572	0	4,4367	0	-66,9872	1064	3,935
Story10	B51	1031	ELU	Combination		0,175	0	20,3526	0	-7,4665	0	44,6849	1031	0,175
Story10	B54	1064	ELU	Combination		2,995	0	34,0999	0	4,4367	0	-32,2384	1064	2,995
Story10	B55	1075	ELU	Combination		3,8944	-0,0012	-6,8491	0	-2,5353	0	33,6513	1075-2	3,8866

b. Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau 5.56:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	55,441	-61,584	3,1	3,5
30x40	Appui	117,7338	-125,7292	6,8	7,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B58	1109	G+Q+Ey	Combinator	Min	0,175	0	-64,6289	0	-1,6597	0	-125,7292	1109	0,175
Story9	B58	1109	G+Q+Ey	Combinator	Max	4,3533	0	50,5224	0	-0,4386	0	117,7338	1109	4,3533
Story6	B58	1107	G+Q+Ey	Combinator	Min	1,1313	0	-58,5792	0	-1,3302	0	-61,584	1107	1,1313
Story7	B55	1078	G+Q+Ey	Combinator	Max	3,88	0,0089	19,4357	0,000019	-0,3975	0,00001387	55,441	1078-2	3,8671

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

Tableau 5.57: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	60,7896	-59,3463	3,4	3,3
30x40	Appui	113,3539	-119,6681	6,5	6,9

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B58	1109	0,8G+Ey	Combinator	Min	0,175	0	-60,8426	0	-1,2807	0	-119,6681	1109	0,175
Story9	B58	1109	0,8G+Ey	Combinator	Max	4,3533	0	51,7037	0	-0,0596	0	113,3539	1109	4,3533
Story6	B58	1107	0,8G+Ey	Combinator	Min	1,1313	0	-55,7805	0	-1,0716	0	-59,3463	1107	1,1313
Story6	B58	1107	0,8G+Ey	Combinator	Max	3,397	0	48,1375	0	0,139	0	60,7896	1107	3,397

2.Sens non porteur :

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau 5.58: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	25,7121	1,8824	1,6	0
30x40	Appui	3,8271	-40,4779	1,2	2,6

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B72	1233	ELU	Combination		0	0	-40,2282	0	-0,8464	0	-40,4779	1233	0
Story6	B72	1237	ELU	Combination		1,4724	0	-17,8309	0	-0,4571	0	3,8271	1237	1,4724
Story3	B72	1232	ELU	Combination		1,9548	0	-6,2903	0	-0,2257	0	1,8824	1232	1,9548
Story8	B73	1224	ELU	Combination		2,9784	0,0013	1,9765	0,0001	1,4019	-0,00002445	25,7121	1224-1	2,9784

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau 5.59: Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	20,9921	-6,1996	1,2	1,2
30x40	Appui	12,6618	-12,8294	1,2	1,2

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B72	1234	G+Q+Ex	Combinator	Max	0	0	-23,1675	0	2,5423	0	-12,8294	1234	0
Story2	B72	1240	G+Q+Ex	Combinator	Max	5,3529	0	21,8064	0	0,6189	0	12,6618	1240	5,3529
Story2	B72	1240	G+Q+Ex	Combinator	Min	4,3796	0	2,0447	0	-0,968	0	-6,1996	1240	4,3796
Story8	B73	1224	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,9784	0,004	2,9473	0,0006	4,3782	0,0003	20,9921	1224-1	2,9784

c. Situation accidentelle : 0.8G +E

**Tableau 5.60:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40.

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	16,8788	-9,6353	1,2	1,2
30x40	Appui	20,9491	-40,8629	1,2	2,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story5	B72	1238	0,8G+Ex	Combinator	Min	0	0	-27,0363	0	-2,0747	0	-40,8629	1238	0
Story3	B72	1232	0,8G+Ex	Combinator	Max	5,8645	0	14,1356	0	0,9706	0	20,9491	1232	5,8645
Story3	B72	1232	0,8G+Ex	Combinator	Min	4,3984	0	-5,6507	0	-1,2096	0	-9,6353	1232	4,3984
Story4	B72	1239	0,8G+Ex	Combinator	Max	4,3984	0	14,663	0	1,3283	0	16,8788	1239	4,3984

**5.3.4. Choix des armatures :**

➤ Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau 5.61:** Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x55.

Section	Position	A <sub>s max</sub> z.c (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A <sub>s adp max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adp min</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	66	99	8,5	6,6	6,1	5T16	3T20	10,05	9,42
30x55	Appui	66	99	8,5	11,7	15,1	6T16	5T20	12,06	15,71

**Tableau 5.62:** Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x45.

Section	Position	A <sub>s max</sub> z.c (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A <sub>s adp max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adp min</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	54	81	6,75	10	7,8	5T16	3T20	10,05	9,42
30x45	Appui	54	81	6,75	10	13,7	5T16	5T20	10,05	15,71

**Tableau 5.63:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Section	Position	A <sub>s max</sub> z.c (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s max</sub> z.r (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s cal</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A <sub>s adp max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s adp min</sub> (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	48	72	6	3,4	3,5	3T14	3T14	4,62	4,62
30x40	Appui	48	72	6	6,8	7,3	5T14	5T14	7,7	7,7

**Tableau 5.64:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Section	Position	$A_{s \text{ max z.c}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ max z.r}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_{s \text{ max adp}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ min adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	48	72	6	1,6	1,2	3T12	3T12	3,39	3,39
30x40	Appui	48	72	6	1,2	2,6	3T12	3T12	3,39	3,39

**5.3.5. Condition de non fragilité :**

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.4\text{MPa} \quad ; \quad f_e = 500\text{MPa}$$

**Tableau 5.65:** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(\text{min})}^{\text{choisi}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x55	19,47	1,72	Vérifiée
30x45	19,47	1,39	Vérifiée
30x40	9,24	1,32	Vérifiée
30x40	6,78	1,32	Vérifiée

**5.3.6. Vérification vis à vis de l'ELS :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{\text{ser}}$  ,  $N_{\text{ser}}$ ) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton.**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{MPa}$$

- **Acier.**

Fissuration préjudiciable : 
$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} \end{cases}$$

**Tableau 5.66:** Vérification des poutres (30X55) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	112,8466	6,8	18	236,4	250	vérifier
Appui	-153,1518	9,27	18	111,3	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B33	452	ELS	Combination		6,4182	0	125,9646	0	-0,4631	0	-153,1518	452-2	3,7604
Story10	B33	451	ELS	Combination		6,4182	0	129,9228	0	-1,6363	0	-149,319	451-3	0,1601
Story10	B35	213	ELS	Combination		3,8356	0	5,8774	0	1,0369	0	112,8466	213-4	0,4756
Story10	B35	213	ELS	Combination		3,36	0	-13,3391	0	1,0369	0	111,0759	213-3	1,25

**Tableau 5.67:** Vérification des poutres (30X45) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	51,7643	3,23	18	108,8	250	vérifier
Appui	-94,0691	4,9	18	61,9	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B9	647	ELS	Combination		0,175	0	-104,9063	0	-0,9694	0	-94,0691	647	0,175
Story9	B18	724	ELS	Combination		3,5523	0	98,7932	0	0,4053	0	-90,2398	724	3,5523
Story10	B20	734	ELS	Combination		2,4306	0	-5,064	0	-1,0614	0	51,7643	734	2,4306
Story10	B20	734	ELS	Combination		2,8817	0	14,2083	0	-1,0614	0	49,7017	734	2,8817

**Tableau 5.68:** Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	24,4743	2,19	18	109,8	250	vérifier
Appui	-48,4338	3,32	18	39,3	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B54	1064	ELS	Combination		3,935	0	28,7192	0	3,2346	0	-48,4338	1064	3,935
Story10	B64	1174	ELS	Combination		3,9284	0	26,7646	0	1,7337	0	-47,0112	1174	3,9284
Story10	B55	1075	ELS	Combination		3,8994	-0,0009	-4,9006	0	-1,8565	0	24,4743	1075-2	3,8866
Story10	B55	1075	ELS	Combination		3,4339	-0,0009	-6,8897	0	-1,8565	0	21,7421	1075-2	3,421

**Tableau 5.69:** Vérification des poutres (30X40) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	18,6853	1,96	18	113,5	250	vérifier
Appui	-29,5429	3,09	18	33,4	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B72	1233	ELS	Combination		0	0	-29,4857	0	-0,6214	0	-29,5429	1233	0
Story9	B72	1234	ELS	Combination		0	0	-28,5878	0	-0,5598	0	-29,2921	1234	0
Story8	B73	1224	ELS	Combination		2,9784	0,0009	1,4423	0,0001	1,0201	-0,00001818	18,6853	1224-1	2,9784
Story8	B73	1224	ELS	Combination		2,482	0,0009	-3,7428	0,0001	1,0201	0,00001626	18,1273	1224-1	2,482

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 3 \text{ MPA}$ . (Fissuration préjudiciable). **Selon le BAEL91 modifié 99**

**Tableau 5.70:** Vérification de la contrainte de cisaillement.

Section	$T_u^{\text{max}}$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifier			
30x55	188,2491	1,2	3	vérifier			
30x45	195,1724	1,54	3	vérifier			
30x40	54,4689	0,49	3	vérifier			
30x40				35,7413	0,32	3	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story10	B35	213	ELU	Combination		7,165	0	188,2491	0	1,4218	0	-174,1396	213-4	3,805	55
TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story2	B9	653	G+Q+Ex	Combination	Max	2,3798	0	195,1724	0	1,0605	0	183,8859	653	2,3798	45
TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story10	B77	1262	ELU	Combination		1,425	0	54,4689	0	8,4023	0	-47,7019	1262-3	0,455	40
TABLE: Element Forces - Beams															
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station	Location
						m	kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m		m	
Story8	B73	1224	ELU	Combination		5,9568	0,0013	35,7413	0,0001	1,4019	-0,0003	-34,3203	1224-1	5,9568	40

**5.3.7. Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ( $f_c=500\text{MPa}$ ).

❖ Selon le BAEL 91 modifié 99 :  $\rightarrow \begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 :  $\rightarrow \begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$

Avec :  $\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2\text{cm}.$

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.71:** calcul des armatures transversales.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup>
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC			
30x55	188,2491	1,2	40	13.75	27,5	10	25	2,25	4T10	3,14
30x45	195,1724	1,54	37.8	11.25	22.5	10	20	1,8	4T8	2,01
30x40	54,4689	0,49	33,3	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01
30x40	35,7413	0,32	33,3	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01

**5.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub> = 50Ø (zone III). L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

On a :

- a. Ø=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- b. Ø=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- c. Ø=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm
- d. Ø=12mm.....L<sub>r</sub>=60cm

**5.3.9. Arrêt des barres :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : h' ≥  $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L^{MAX}}{4} \text{ Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L^{MAX}}{5} \text{ Appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : L=Max (L gauche ; L droite)

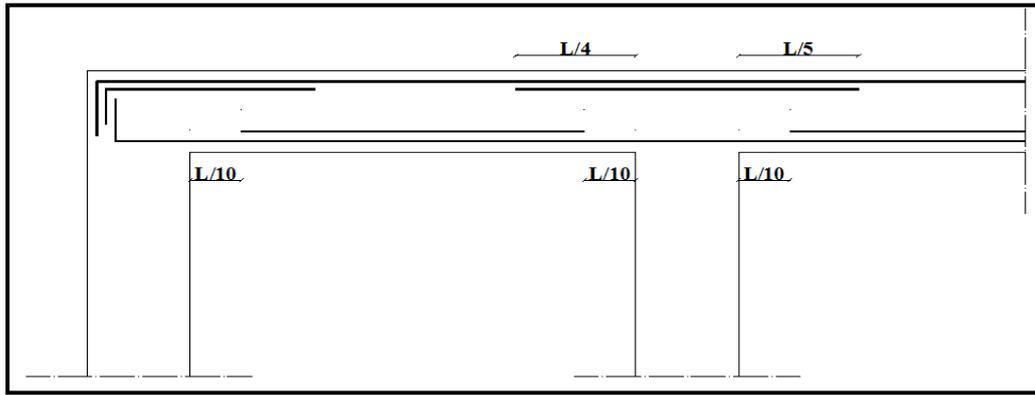


Figure 5.5 : Arrêt des barres.

### 5.3.10. Vérification de la flèche :

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

Tel que :

$$\bar{f}_1 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,23 \text{ cm} \quad (L = 7,34 \text{ m} > 5 \text{ m})$$

$$\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0,882 \text{ cm} \quad (L = 4,41 \text{ m} < 5 \text{ m})$$

$$\bar{f}_3 = \frac{L}{500} = 0,908 \text{ cm} \quad (L = 4,54 \text{ m} < 5 \text{ m})$$

$$\bar{f}_4 = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,11 \text{ cm} \quad (L = 6,15 \text{ m} > 5 \text{ m})$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

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

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :  $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :  $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

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

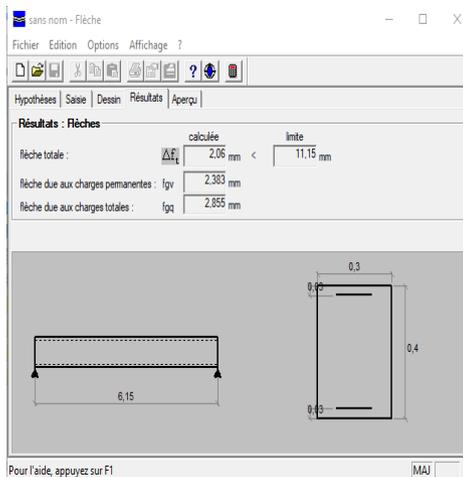
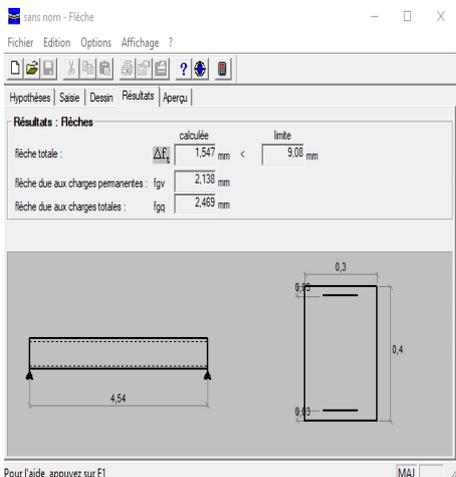
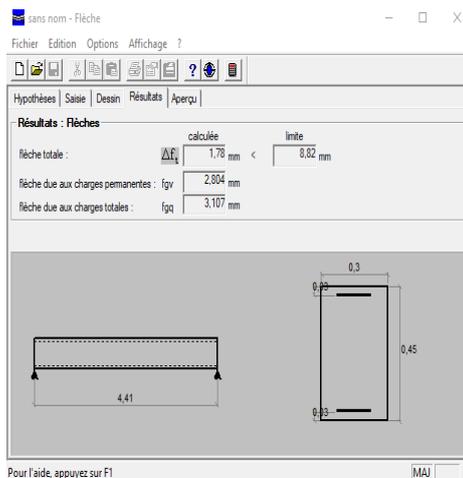
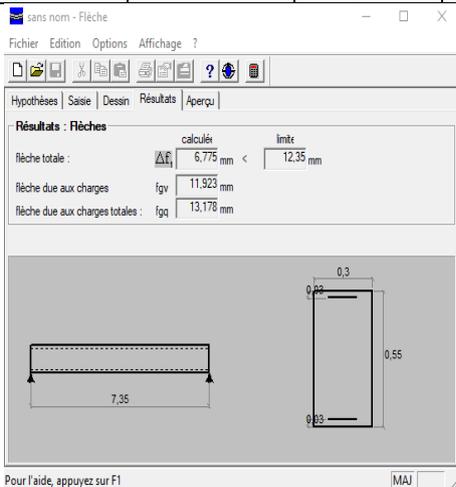
$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_4 \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

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

Tableau 5.72: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	Fi (cm)	Fv (cm)	Δft(cm)	f̄ (cm)
30x55	7,34	112,8466	19,47	575584,9	1,192	1,3176	0,6775	1,23
30x45	4,41	51,7643	19,47	322436,7	0,2804	0,3107	0,178	0,882
30x40	4,54	24,4743	9,24	195481,6	0,2138	0,2469	0,1547	0,908
30x40	6,15	18,6853	6,78	186035,2	0,2383	0,2855	0,206	1,115



➤ Poutre principale 30x55 (pour les bouts voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau 5.73:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	73,9898	-155,5266	3,4	7,3
30x45	Appui	90,9854	-148,6817	4,2	7

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B13	690	ELU	Combination		4,8017	0	122,911	0	3,2692	0	-148,6817	690	4,8017
Story9	B3	135	ELU	Combination		5,1368	-24,1963	108,9116	-0,002	3,1411	0,0061	90,9854	135-6	0
Story10	B34	170	ELU	Combination		2	-14,0736	-126,4115	0,1998	-16,1349	0,1162	-155,5266	170-3	0
Story9	B38	890	ELU	Combination		2,9999	-17,7836	28,9034	-0,0963	-1,6075	-0,0574	73,9898	890-4	0

b-Situation accidentelle G+Q+E

**Tableau 5.74:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	297,7232	-390,4948	12,1	16,5
30x45	Appui	287,3724	-206,1582	11,9	8,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B38	894	G+Q+Ex	Combination	Min	5,3235	-26,6247	-298,3664	0,0002	4,3358	-0,023	-206,1582	894-5	1,0743
Story3	B3	148	G+Q+Ex	Combination	Max	5,1368	-1,3496	513,831	0,2736	1,5151	0,2582	287,3724	148-6	0
Story3	B12	685	G+Q+Ex	Combination	Min	2	-37,6753	-339,9552	-0,0005	-2,3	-0,0023	-390,4948	685-2	0
Story4	B38	894	G+Q+Ex	Combination	Max	2,9999	-6,9704	353,7653	0,0371	1,7411	0,0283	297,7232	894-4	0

c-Situation accidentelle 0.8G +E

**Tableau 5.75:** Ferrailage des poutres porteuses 30x55(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	285,7903	-323,935	11,6	13,4
30x45	Appui	269,5756	-309,5174	10,9	12,8

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B3	153	0,8G+Ex	Combination	Min	5,1368	-81,0866	-431,6979	-0,1046	-0,0553	-0,0992	-309,5174	153-6	0
Story3	B3	148	0,8G+Ex	Combination	Max	5,1368	11,2971	493,2216	0,2677	1,5411	0,2528	269,5756	148-6	0
Story3	B12	685	0,8G+Ex	Combination	Min	2	-32,5606	-333,1095	-0,0006	-2,2358	-0,0023	-323,935	685-2	0
Story3	B38	895	0,8G+Ex	Combination	Max	2,9999	3,5644	351,256	0,039	1,9307	0,0278	285,7903	895-4	0

➤ Poutre principale 30x45 (pour les bouts voile) :

a-Situation durable : 1.35G+1.5Q

**Tableau 5.76:** Ferrailage des poutres porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	23,8127	-32,6126	1,3	1,8
30x45	Appui	26,9049	-53,7008	1,5	3

TABLE: Element Forces - Beams

Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B22	757	ELU	Combination		3,5276	0	48,2788	0	-8,5197	0	-53,7008	757-4	0,9763
Story9	B22	757	ELU	Combination		0,175	0	0,7476	0	7,0327	0	26,9049	757-1	0,175
Story9	B17	713	ELU	Combination		2,05	0	-35,4755	0	-1,0895	0	-32,6126	713-3	0
Story9	B22	757	ELU	Combination		1,05	0	6,8625	0	4,11	0	23,8127	757-2	0,35

**b-Situation accidentelle G+Q+E****Tableau 5.77:** Ferrailage des poutres porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	297,1341	-313,8641	15,2	16,3
30x45	Appui	132,6128	-214,6697	6,7	11,3

TABLE: Element Forces - Beams

Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story3	B10	663	G+Q+Ex	Combinator	Min	0,25	-0,0525	-711,8913	-0,0049	-4,5917	-0,0009	-214,6697	663-2	0,2207
Story3	B10	663	G+Q+Ex	Combinator	Max	0,25	0,0525	737,0531	0,0049	6,0972	0,0009	132,6128	663-2	0,2207
Story3	B17	718	G+Q+Ex	Combinator	Min	2,05	0	-928,8075	0	-9,2385	0	-313,8641	718-3	0
Story2	B17	719	G+Q+Ex	Combinator	Max	2,05	0	902,576	0	7,8828	0	297,1341	719-3	0

**c-Situation accidentelle 0.8G +E****Tableau 5.78:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	298,3553	-310,4103	15,3	16
30x45	Appui	229,4883	-217,7942	11,8	11,1

TABLE: Element Forces - Beams

Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story3	B10	663	0,8G+Ex	Combinator	Min	0,25	-0,0525	-716,1185	-0,0049	-4,8964	-0,0009	-217,7942	663-2	0,2207
Story3	B10	663	0,8G+Ex	Combinator	Max	0,25	0,0525	732,8259	0,0049	5,7926	0,0009	229,4883	663-2	0,2207
Story3	B17	718	0,8G+Ex	Combinator	Min	2,05	0	-921,3524	0	-8,9471	0	-310,4103	718-3	0
Story2	B17	719	0,8G+Ex	Combinator	Max	2,05	0	905,8462	0	8,1289	0	298,3553	719-3	0

➤ Poutre principale 30x40 (pour les bouts de voile) :

**a-Situation durable : 1.35G+1.5Q****Tableau 5.79:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	24,007	-32,9796	1,5	2,1
30x45	Appui	51,886	-66,3439	3,4	4,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B52	1042	ELU	Combination		0,175	0	-35,2772	0	6,4133	0	-66,3439	1042	0,175
Story10	B52	1042	ELU	Combination		4,7754	0	-15,8885	0	6,4133	0	51,886	1042	4,7754
Story10	B82	1318	ELU	Combination		1,6503	-21,4726	-68,7691	0,3518	7,9228	0,1177	-32,9796	1318-2	0,4503
Story9	B52	1043	ELU	Combination		3,3953	0	-20,4099	0	3,9814	0	24,0072	1043	3,3953

**b-Situation accidentelle G+Q+E**

**Tableau 5.80:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	40,2481	-69,0768	2,2	3,9
30x45	Appui	83,2952	-109,2302	4,7	6,3

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B82	1324	G+Q+Ex	Combinator Min		1,2	-45,9916	-89,8387	0,1243	-7,8553	0,0906	-109,2302	1324-2	0
Story8	B52	1044	G+Q+Ey	Combinator Max		4,7504	0	14,6753	0	3,3944	0	83,2952	1044	4,7504
Story4	B82	1324	G+Q+Ex	Combinator Min		1,6503	-45,9916	-88,4877	0,1243	-7,8553	0,034	-69,0768	1324-2	0,4503
Story4	B52	1047	G+Q+Ey	Combinator Max		3,7114	0	16,7208	0	1,5955	0	40,2481	1047	3,7114

**c-Situation accidentelle 0.8G +E**

**Tableau 5.81:** Ferrailage des poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> '(cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	42,7706	-63,0361	2,4	3,5
30x45	Appui	72,8864	-96,5656	4,1	5,5

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story4	B3	153	0,8G+Ex	Combinator Min		5,1368	-81,0866	-431,6979	-0,1046	-0,0553	-0,0992	-409,5174	153-6	0
Story3	B3	148	0,8G+Ex	Combinator Max		5,1368	11,2971	493,2216	0,2677	1,5411	0,2528	469,5756	148-6	0
Story3	B12	685	0,8G+Ex	Combinator Min		2	-32,5606	-333,1095	-0,0006	-2,2358	-0,0023	-523,935	685-2	0
Story3	B38	895	0,8G+Ex	Combinator Max		2,9999	3,5644	351,256	0,039	1,9307	0,0278	485,7903	895-4	0

➤ **Choix des armatures :**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**Tableau 5.82:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x55(pour les bouts de voile).

Section	Position	A <sub>s</sub> max Z.C (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> max Z.I (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	A <sub>s</sub> adp max (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adp min (cm <sup>2</sup> )
30x55	Travée	66	99	8,25	12,1	16,5	4T20	6T20	12,57	18,85
30x55	Appui	66	99	8,25	11,9	12,8	4T20	5T20	12,57	15,71

**Tableau 5.83:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x45(pour les bouts de voile).

Section	Position	$A_{s\ max\ z.c}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ max\ z.r}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_{s\ max\ adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min\ adp}$ (cm <sup>2</sup> )
30x45	Travée	54	81	6,75	15,3	16,3	5T20	6T20	15,71	18,85
30x45	Appui	54	81	6,75	11,8	11,3	5T20	4T20	15,71	12,57

**Tableau 5.84:** Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40(pour les bouts de voile).

Section	Position	$A_{s\ max\ z.c}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ max\ z.r}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures Inferieur (As)	Choix des armatures supérieur(As')	$A_{s\ max\ adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s\ min\ adp}$ (cm <sup>2</sup> )
30x40	Travée	48	72	6	2,4	3,9	5T12	4T12	5,65	4,52
30x40	Appui	48	72	6	4,7	6,3	5T12	6T12	5,65	6,79

➤ **Condition de non fragilité :**

**Tableau 5.85:** Vérification de la condition de non fragilité 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
30x55	28,28	1,72	Vérifiée
30x45	28,28	1,39	Vérifiée
30x40	10,17	1,22	Vérifiée

➤ **Vérification vis à vis de l'ELS :**

**Tableau 5.86:** Vérification des poutres à l'ELS 30x55(pour les bouts de voile).

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	65,929	3,02	18	109,4	250	vérifier
Appui	-112,9556	5,55	18	69,6	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B34	170	ELS	Combination		2	-10,2357	-91,8875	0,1404	-11,4982	0,0817	-112,9556	170-3	0
Story10	B13	690	ELS	Combination		4,8017	0	89,8534	0	2,3662	0	-108,5146	690	4,8017
Story9	B3	135	ELS	Combination		5,1368	-17,6237	78,8524	-0,0103	2,2815	-0,0037	65,929	135-6	0
Story7	B3	138	ELS	Combination		5,1368	-21,2306	73,0397	0,0087	2,1635	0,0081	60,1135	138-6	0

Tableau 5.87: Vérification des poutres à l'ELS 30x45(pour les bouts de voile).

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	19,4779	1,15	18	32,6	250	vérifier
Appui	-38,740	2,8	18	33,3	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story9	B22	757	ELS	Combination		3,5276	0	34,8361	0	-6,0618	0	-38,7405	757-4	0,9763
Story8	B22	758	ELS	Combination		3,5276	0	33,5752	0	-6,5774	0	-36,7417	758-4	0,9763
Story9	B22	757	ELS	Combination		0,175	0	0,6016	0	5,0225	0	19,4779	757-1	0,175
Story9	B22	757	ELS	Combination		0,4375	0	1,4875	0	5,0225	0	19,2037	757-1	0,4375

Tableau 5.88: Vérification des poutres à l'ELS 30x40(pour les bouts de voile).

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	37,7232	5,82	18	246,7	250	vérifier
Appui	-48,4167	6,25	18	68,8	250	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story10	B52	1042	ELS	Combination		0,175	0	-25,8161	0	4,6891	0	-48,4167	1042	0,175
Story10	B82	1318	ELS	Combination		1,2	-15,5398	-52,4318	0,2475	5,6522	0,1941	-46,8254	1318-2	0
Story10	B52	1042	ELS	Combination		4,7754	0	-11,4617	0	4,6891	0	37,7232	1042	4,7754
Story9	B52	1043	ELS	Combination		4,7754	0	-10,4419	0	2,8899	0	34,9878	1043	4,7754

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Tableau 5.89: Vérification de la contrainte de cisaillement 30x45(pour les bouts de voile).

Section	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérifier
30x55	221,3785	1,14	3	vérifier
30x45	323,5789	2,56	3	vérifier
30x40	46,6184	0,41	3	vérifier

TABLE: Element Forces - Beams														
Story	Beam	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Story2	B3	153	G+Q+Ex	Combinator Max		6,5718	9,9946	221,3785	0,565	3,3475	0,0007	194,058	153-6	1,435
Story2	B17	719	G+Q+Ex	Combinator Max		3,025	0	323,5789	0	7,8828	0	284,1422	719-3	0,975
Story4	B82	1324	G+Q+Ex	Combinator Max		1,2	56,3349	46,6184	-0,08	6,4722	0,0975	13,6765	1324-1	1,2

➤ Calcul des armatures transversales :

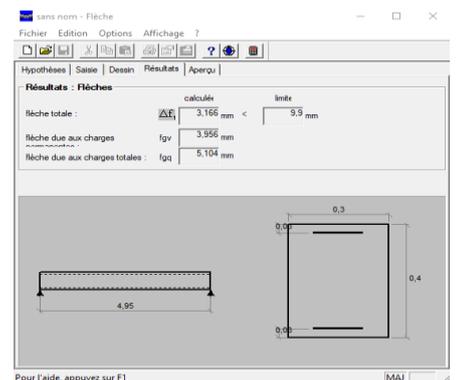
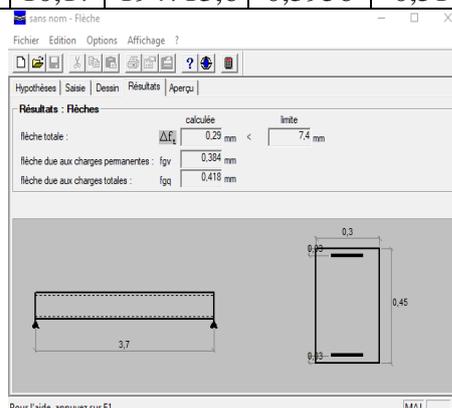
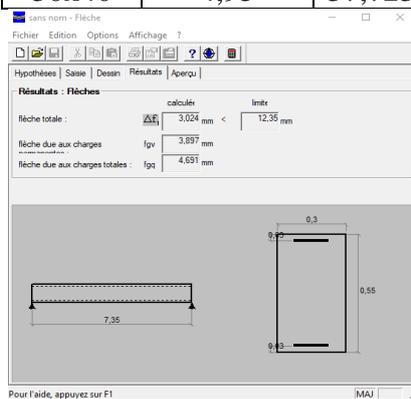
Tableau 5.90: Calcul des armatures transversales 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>t</sub> <sup>adop</sup>
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm)ZN	S <sub>t</sub> (cm)ZC	ZN	ZC			
30x55	221,3785	1,14	40	13,75	27,5	10	25	2,25	4T10	3,14
30x45	323,5789	2,56	37,8	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8	2,01
30x40	46,6184	0,41	33,3	10	20	10	20	1,8	4T8	2,01

➤ Vérification de la flèche :

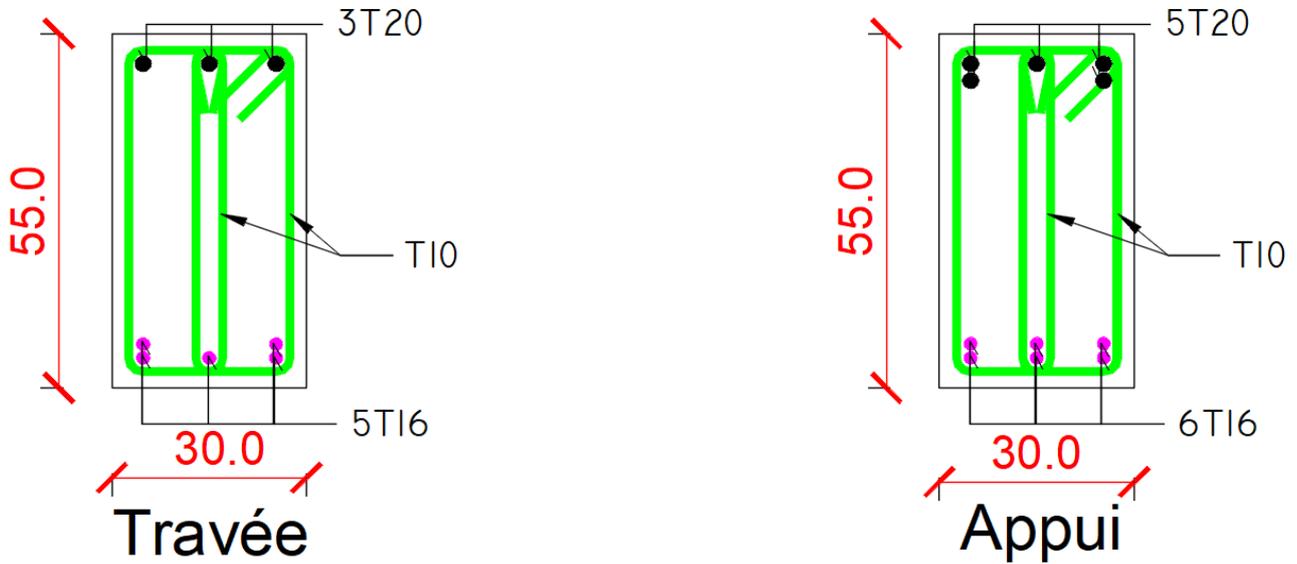
Tableau 5.91: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche 30x45(pour les bouts de voile).

Section (cm <sup>2</sup> )	Longueur (m)	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>i</sub> (cm)	f <sub>v</sub> (cm)	Δf <sub>t</sub> (cm)	f̄ (cm)
30x55	6,79	65,929	28,8	644046,7	0,3897	0,4691	0,3024	1,179
30x45	3,7	19,4779	28,28	395774,1	0,0384	0,0418	0,029	0,74
30x40	4,95	37,7232	10,17	194713,6	0,3956	0,5104	0,3166	0,99

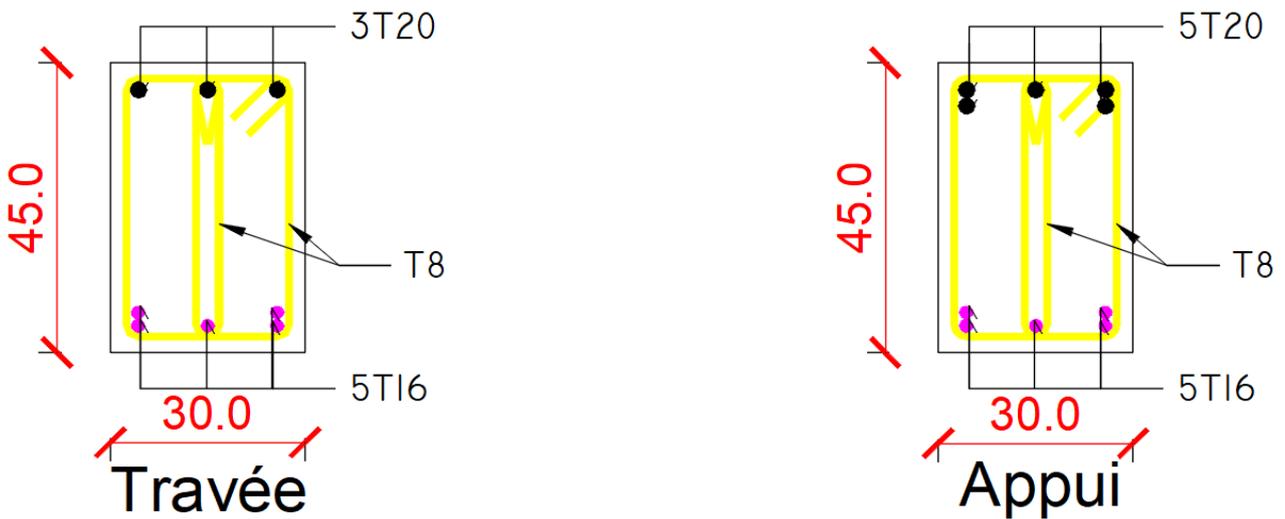


5.3.11. Schéma de ferrailage des poutres :

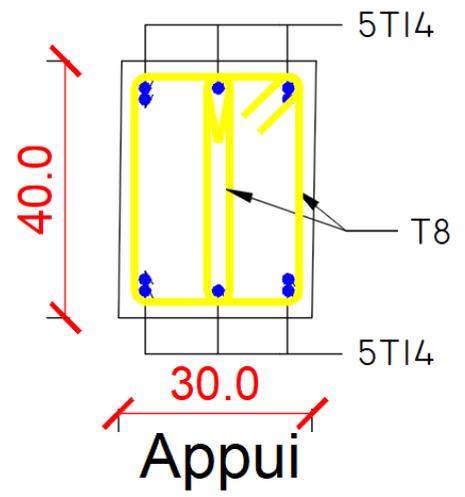
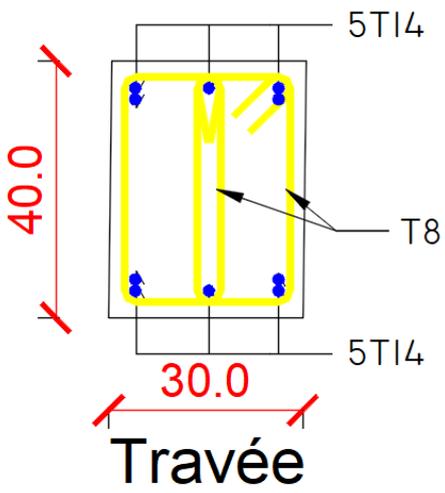
Figure 5.6 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses et non porteuses.



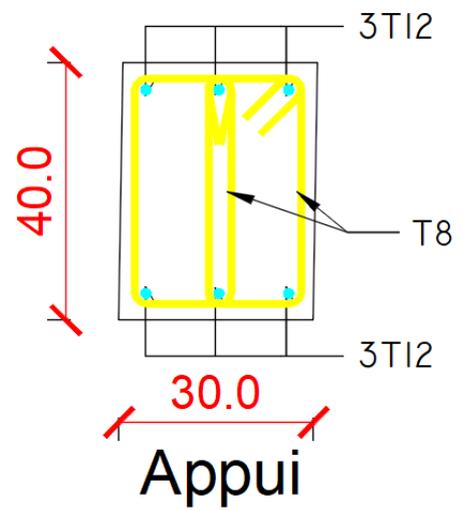
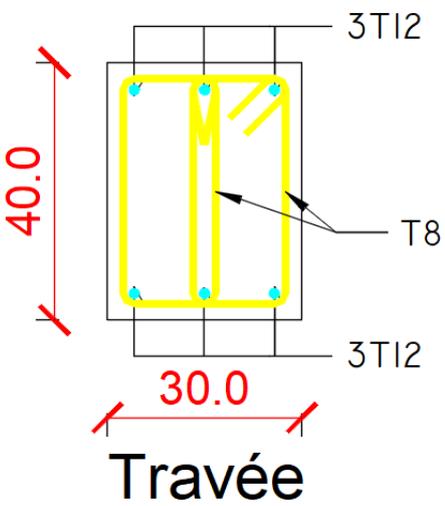
Poutres porteuses 30x55



Poutres non porteuses 30x45

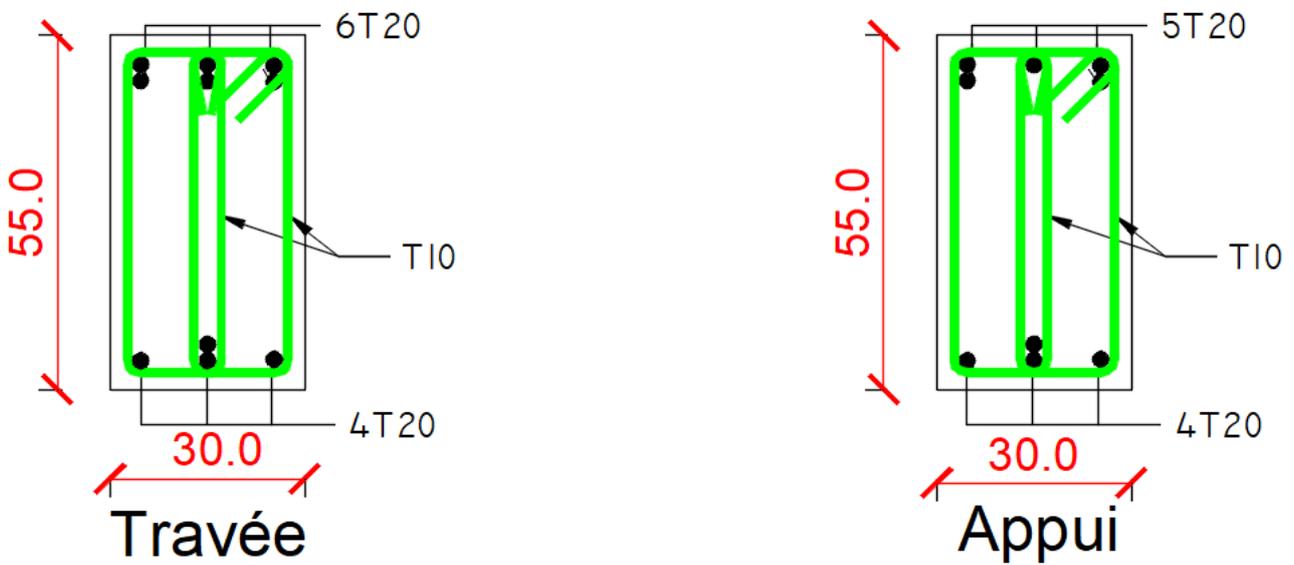


Poutres porteuses 30x40

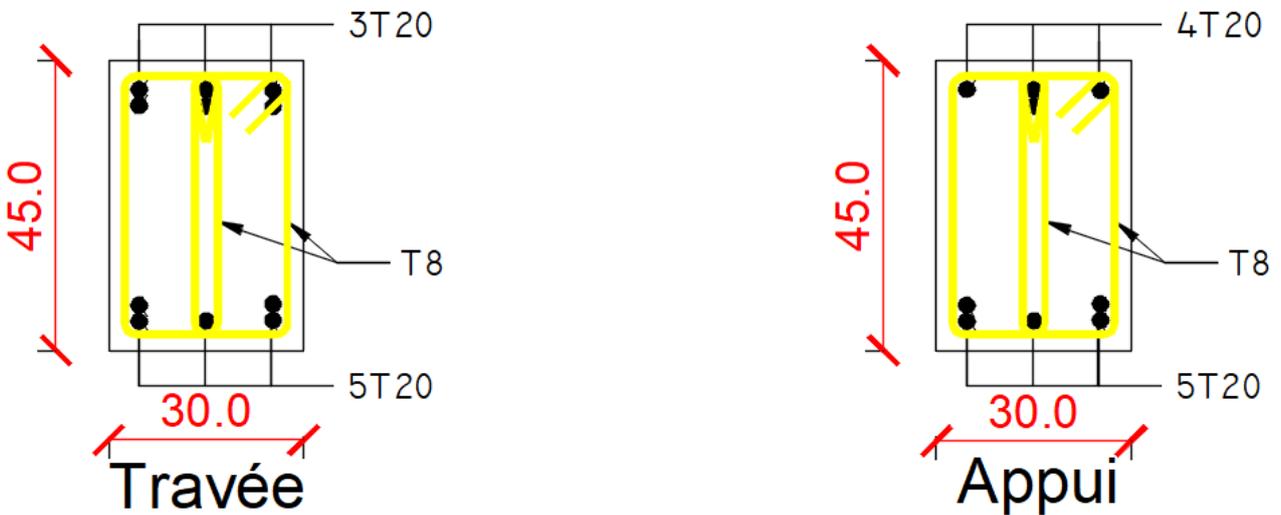


Poutres non porteuses 30x40

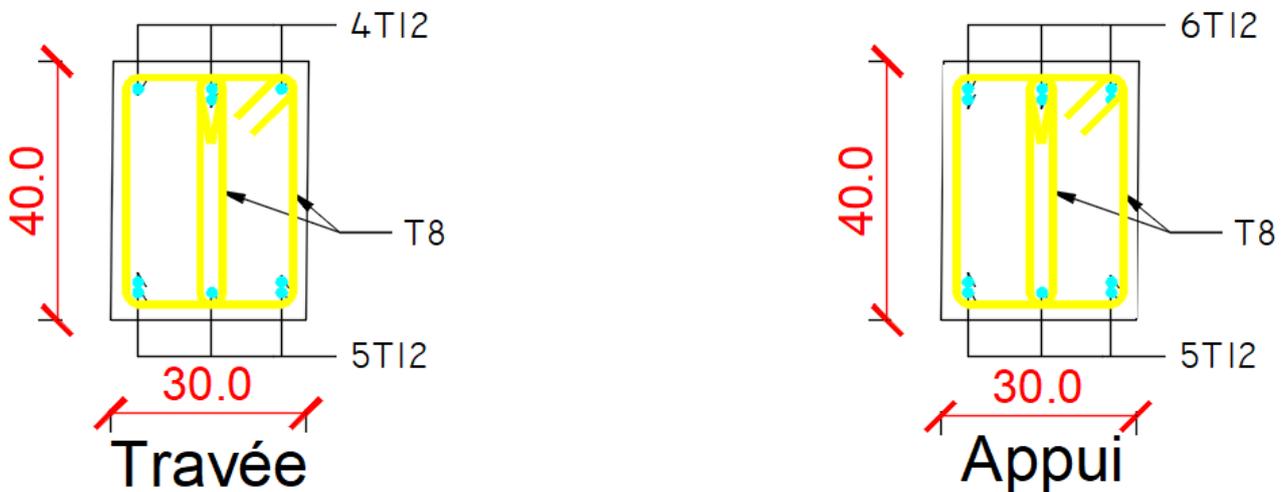
Figure 5.7 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses pour les bouts de voile.



Poutres non porteuses pour les bouts de voile 30x55



Poutres non porteuses pour les bouts de voile 30x45



Poutres non porteuses pour les bouts de voile 30x40

#### 5.4. Ferrailage des voiles:

##### 5.4.1. Méthode des contraintes :

##### 5.4.1.1. Introduction :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

#### Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel..., et une protection incendie (coupe-feu).
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du *DTU 23.1* « murs en béton banché » .

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes).
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

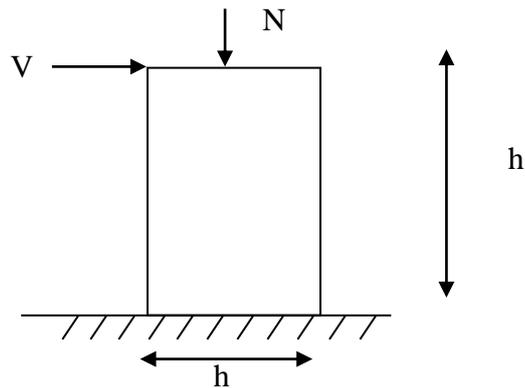
De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur. <sup>[7]</sup>

#### **5.4.2. Introduction au ferrailage des voiles :**

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base.

La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



**Figure 5.8 :** élément de section rectangulaire.

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

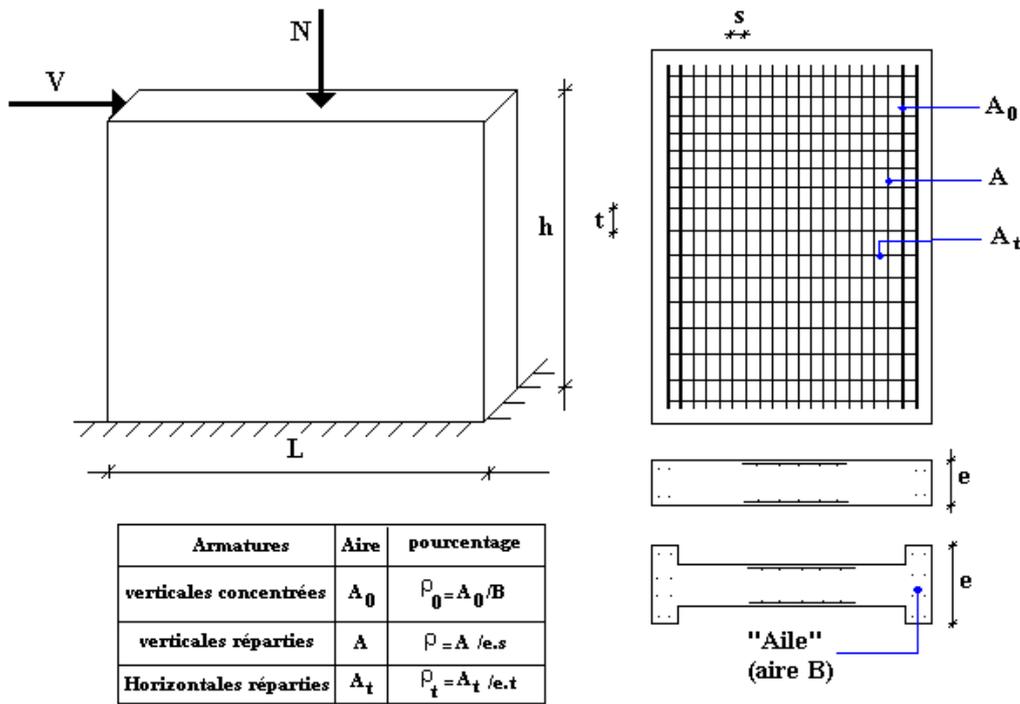
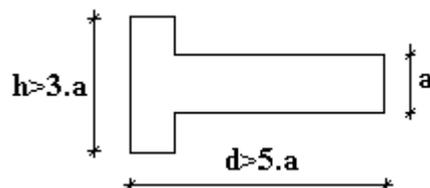


Figure 5.9 : ferrailage classique du voile en béton armé.

5.4.3. Justifications sous sollicitations normales :

a. Conditions d'application:

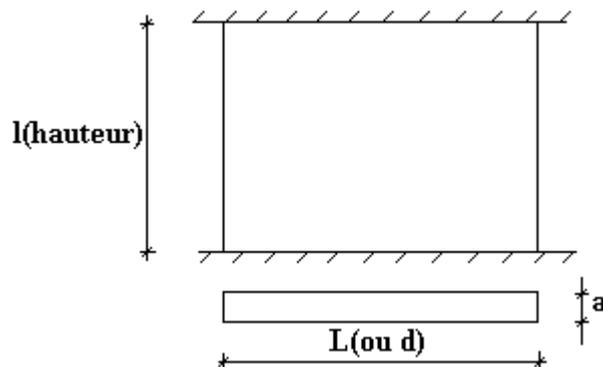
- La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$
- L'épaisseur  $a$  du mur :
  - $a \geq 10cm$  pour les murs intérieurs.
  - $a \geq 12cm$  pour les murs extérieurs comportant une protection.
  - $a \geq 15cm$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.
- L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité  $r$  :  $r \geq 3a$



**b. Longueur de flambement:** (murs non raidi latéralement)

Soit :  $l$ : la hauteur libre du mur;

$l_f$ : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau 5.92 :** Valeurs de  $(l_f/l)$ .

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastéré en tête et en pied	Présence de plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Présence de plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**c. Effort de compression en ELU :**

Soient :

$l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota:**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours, sinon voir.

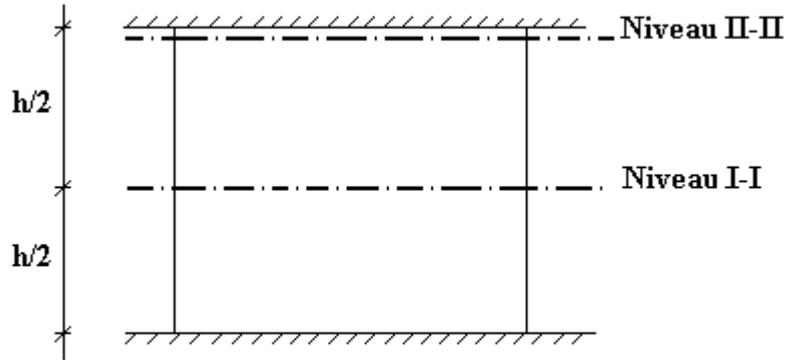
**Tableau 5.93 :** Calcul de  $\sigma_{u\ lim}$ .

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	$B_r$	$M^2$	$d(a-0,02)$	
<i>Pour <math>\lambda \leq 50</math></i>  <i>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></i>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$  $0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\ lim}$	$kN$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	$\sigma$	$kPa$	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\ lim}}{ad}$

**Remarque:**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\ lim} = \frac{N_{u\ lim}}{a d}$  que nous appelions  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**d. Niveaux de vérification :**



On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

**e. Aciers minimaux :**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

**Tableau 5.94 :** Aciers verticaux et horizontaux.

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$
<b>Pourcentage minimal</b>	<i>par moitié sur chaque face</i> Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_{v\text{Max}}$ = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

- La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements).

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\varnothing_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{u\ lim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\varnothing_t$ )

**Tableau 5.95 :** Acers transversaux.

	Nombre d'armatures transversales	Diamètre $\varnothing_t$
$\varnothing_l \leq 12\text{ mm}$	4 épingles par m <sup>2</sup> de voile	6 mm
$12\text{ mm} \leq \varnothing_l \leq 20\text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6 mm
$20\text{ mm} \leq \varnothing_l$	Espacement $\leq 15\ \varnothing_l$	8 mm

#### Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0.05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0.05f_{c28}$ ).

#### 5.4.4. Procédure De Ferrailage Des Trumeaux.

##### 5.4.4.1. Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

##### 5.4.4.2 Méthode Simplifiée Basée Sur Les Contraintes :(Calcul Des Aciers Verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées ( $\sigma$ ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

**1 - ZONE COMPRIMÉE :**

Si  $\sigma < 0 \rightarrow$  compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min } \mathbf{BAEL} ; \text{Min } \mathbf{RPA}).$$

**2 - ZONE TENDUE :**

Si  $\sigma > 0 \rightarrow$  traction

Lorsqu'une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne)  $\sigma_m$  vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

$F_T$ : force de traction.

$e$  : épaisseur du voile.

$l_m$  : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier  $A_s$  tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots\dots\dots (1)$$

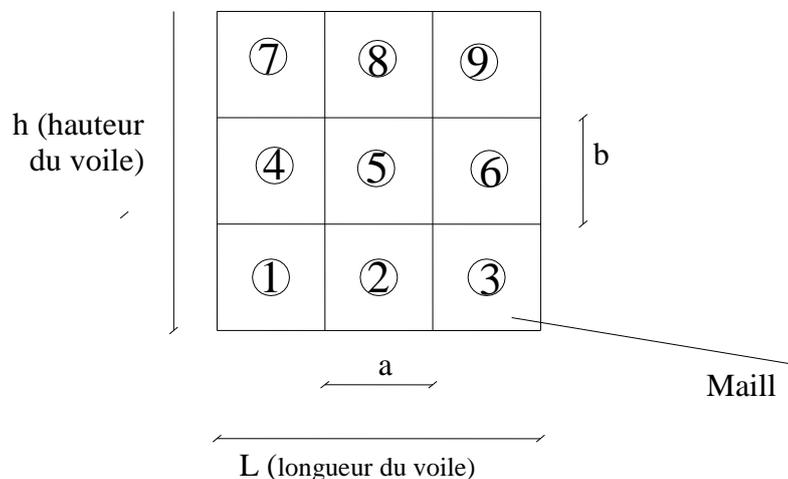
Où  $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$  Est répartie sur  $S$  ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci-après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.



**Figure 5.10 :** Discretisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferrailage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

#### 5.4.4.3 Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0.8(0.8f_e)} = \frac{1.4 \tau_u a S_t}{0.8f_e} 1.25$$

$\tau_u = S_{12}$  est donnée par l'interface graphique du **ETABS**.

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$

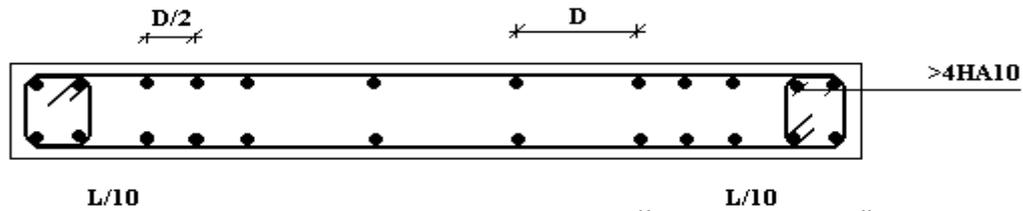
$b_0 = a$  (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

#### 5.4.4.5. Préconisation Du Règlement Parasismique Algérien (Rpa99 Version2003) :

##### a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de *0.15%*.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à *0.15 %* de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur *1/10* de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à *15cm*.



**Figure 5.11** : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

**b. Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

**c. Règles communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile  $0.15\%$
  - En zone courante  $0.10\%$
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :  $A = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**Exemple de calcul (voile VI) :**

Soit le voile de longueur

$$L = 4,11 \text{ m}$$

$$a = 0.2 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 2,89 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 4 mailles horizontales de même longueur  $L^i = 1,02 \text{ m}$  et de section

$$S_i = L^i \cdot (a).$$

• **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 2,89d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 2,89 - 0.40 = 2.49 \text{ m}$  (0.40m : hauteur de la poutre)

**Tableau 5.96 :** Calcul de  $\sigma_{ba}$  et  $\sigma_{bna}$  pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
<b>Longueur de flambement <math>l_f</math></b>	m	$2,89 \times 0.85 = 2,116$	$0.8 \times 2,89 = 1,992$
<b>Elancement <math>\lambda</math></b>	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 36.67$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.2} = 34.50$
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>	/	0.50	0.711
<b>Section réduite <math>B_r</math> (par ml) Avec <math>d = 1m</math></b>	m <sup>2</sup>	$(a - 0.02) = (0.2 - 0.02) = 0.18$	$(a - 0.02)l = (0.2 - 0.02)l = 0.18$
<b>Contraintes limites</b> $\sigma = \frac{N_u \lim}{a d}$ Avec $d = 1m$	MPa	$\sigma_{bna} = 0.50 \left[ \frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15 \times 0.18} \right]$ $\sigma_{bna} = 12,077 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0.711}{1 \times 0.18} \left( \frac{0.18 \times 25}{0.9 \times 1.15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 17.58 \text{ MPa}$

**Remarque:**

$\sigma_{ba} = 17.58 \text{ MPa}$  correspondant à  $A_s = 0,1\%$  de  $B_{et}$

$$B_{et} = (0.18) (1) \text{ m}^2$$

$$A_s = 2.055 \times 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Tableau 5.97 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

<i>Maïle</i> (ou élément de voile)	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>
<i>Dimensions (m<sup>2</sup>)</i> $(a \cdot l^i) = S_j$	0.2	0.2	0.2	0,2
<i>Contrainte moyenne par bande <math>\sigma_j</math> (MPa)</i>	10.6	8.6	6.4	4,2
<i>Force de traction</i> $F_t(N) = \sigma_j S_j$	2.12	1,72	1.28	0,84
<i>Section d'acier (cm<sup>2</sup>)</i> $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$ )	42,4	34,4	25.6	16,8
<i>Aciers minimaux (cm<sup>2</sup>)</i> 1. Selon BAEL: 0,1% $S_{\text{béton}}$ 2. Selon RPA99: 0,15 % $S_{\text{béton}}$	3,06	3,06	3,06	3,06
<i>Acier total</i> (sur deux faces en cm <sup>2</sup> ) $S_i$ : espacement (Cm)	<b>2xT20</b> = 42,4	<b>2xT20</b> = 34,4	<b>2xT20</b> = 34,4	<b>2xT20</b> = 42,4
$S \leq (1.5 a, 30\text{cm})$ $S \leq 30\text{ cm}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

- *Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)*

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1.4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{10.6(200)(1020)}{500} 1.4 = 1049.29 \text{mm}^2$$

$$A_{vj} = 10.49 \text{cm}^2$$

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (2,1) (200) (300)}{(0,8) (500) (0,8)} = 5,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; A_v = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (42,2) = 28,13 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = (15\%) \times a \times l = 0,15/100 \times 20 \times 116 = 3,48 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{MAX} (A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 28,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 7T16 = 28,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{1160}{6} = 193 \text{ mm}$$

On prend :  $S_t = 150 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$  ... vérifié

5.5. Présentation des résultats :

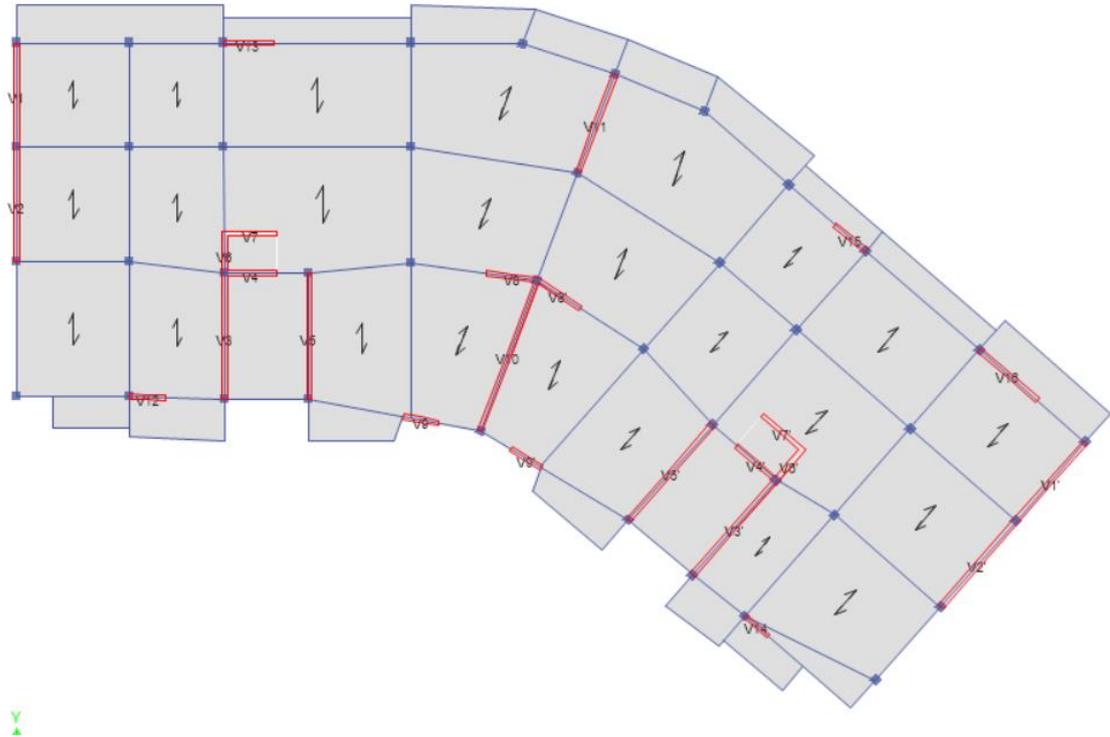


Figure 5.12 : Disposition des voiles.

**Tableau 5.98** : Caractéristiques des voiles.

	Li (m)	b (m)	L (m)
Voile V1 V1'	1,03	0,2	4,11
Voile V2 V2'	1,125	0,2	4,5
Voile V3 V3'	1,25	0,2	5
Voile V4 V4'	1	0,2	2
Voile V5 V5'	1,25	0,2	5
Voile V6 V6'	0,78	0,2	1,4
Voile V7 V7'	1	0,2	2
Voile V8 V8'	1	0,2	2
Voile V9	0,7	0,2	1,4
Voile V10	1,57	0,2	6,3
Voile V11	1,032	0,2	4,13
Voile V12	0,7	0,2	0,2
Voile V13	1	0,2	2
Voile V14	1,2	0,2	1,2
Voile V15	0,8	0,2	1,6
Voile V16	1	0,2	3

**Nota :**

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$ .

**Armature verticale de traction :****Tableau 5.99 :** Calcul des armatures du voile (V1)(V1').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V1 V1'	RDC	1	1	0,2	0,2	10,6	2,12	42,4	4	42,4	2xT20	10
		2	1	0,2	0,2	8,6	1,72	34,4	4	34,4	2xT20	20
		3	1	0,2	0,2	6,4	1,28	25,6	4	25,6	2xT20	20
		4	1	0,2	0,2	4,2	0,84	16,8	4	16,8	2xT20	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	3,8	0,76	15,2	4	15,2	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	6,5	1,3	26	4	26	2xT16	20
		3	1	0,2	0,2	4,7	0,94	18,8	4	18,8	2xT16	20
		4	1	0,2	0,2	2,9	0,58	11,6	4	11,6	2xT16	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	2	0,4	8	4	8	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2,2	0,44	8,8	4	8,8	2xT14	20
		3	1	0,2	0,2	1,6	0,32	6,4	4	6,4	2xT14	20
		4	1	0,2	0,2	1	0,2	4	4	4	2xT14	10

**Tableau 5.100 :** Calcul des armatures du voile (V2) (V2').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V2 ET V2'	RDC	1	1,12	0,2	0,224	3	0,672	13,44	4,48	13,44	2xT16	10
		2	1,12	0,2	0,224	4,7	1,0528	21,056	4,48	21,056	2xT16	15
		3	1,12	0,2	0,224	6,2	1,3888	27,776	4,48	27,776	2xT16	15
		4	1,12	0,2	0,224	8,2	1,8368	36,736	4,48	36,736	2xT16	10
	3 eme	1	1,12	0,2	0,224	1,9	0,4256	8,512	4,48	8,512	2xT14	10
		2	1,12	0,2	0,224	3,4	0,7616	15,232	4,48	15,232	2xT14	15
		3	1,12	0,2	0,224	4,2	0,9408	18,816	4,48	18,816	2xT14	15
		4	1,12	0,2	0,224	5	1,12	22,4	4,48	22,4	2xT14	10
	7 eme	1	1,12	0,2	0,224	0,7	0,1568	3,136	4,48	4,48	2xT12	10
		2	1,12	0,2	0,224	1,4	0,3136	6,272	4,48	6,272	2xT12	15
		3	1,12	0,2	0,224	1,8	0,4032	8,064	4,48	8,064	2xT12	15
		4	1,12	0,2	0,224	2,3	0,5152	10,304	4,48	10,304	2xT12	10

Tableau 5.101 : Calcul des armatures du voile (V3)(V3')(V5)(V5').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V3 V3'	RDC	1	1,25	0,2	0,25	9,4	2,35	47	5	47	2xT20	15
		2	1,25	0,2	0,25	7,2	1,8	36	5	36	2xT20	20
		3	1,25	0,2	0,25	6,5	1,625	32,5	5	32,5	2xT20	20
		4	1,25	0,2	0,25	4,1	1,025	20,5	5	20,5	2xT20	15
	3 <sup>eme</sup>	1	1,25	0,2	0,25	6,5	1,625	32,5	5	32,5	2xT16	15
		2	1,25	0,2	0,25	4,3	1,075	21,5	5	21,5	2xT16	20
		3	1,25	0,2	0,25	3,2	0,8	16	5	16	2xT16	20
		4	1,25	0,2	0,25	2,2	0,55	11	5	11	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	1	1,25	0,2	0,25	1,4	0,35	7	5	7	2xT14	15
		2	1,25	0,2	0,25	0,6	0,15	3	5	5	2xT14	20
		3	1,25	0,2	0,25	0,9	0,225	4,5	5	5	2xT14	20
		4	1,25	0,2	0,25	0,65	0,1625	3,25	5	5	2xT14	15
V5 V5'	RDC	1	1,25	0,2	0,25	6,1	1,525	30,5	5	30,5	2xT16	15
		2	1,25	0,2	0,25	4,2	1,05	21	5	21	2xT16	20
		3	1,25	0,2	0,25	4,5	1,125	22,5	5	22,5	2xT16	20
		4	1,25	0,2	0,25	6,2	1,55	31	5	31	2xT16	15
	3 <sup>eme</sup>	1	1,25	0,2	0,25	3,5	0,875	17,5	5	17,5	2xT14	15
		2	1,25	0,2	0,25	2,3	0,575	11,5	5	11,5	2xT14	20
		3	1,25	0,2	0,25	2,9	0,725	14,5	5	14,5	2xT14	20
		4	1,25	0,2	0,25	2,5	0,625	12,5	5	12,5	2xT14	15
	7 <sup>eme</sup>	1	1,25	0,2	0,25	1,3	0,325	6,5	5	6,5	2xT12	15
		2	1,25	0,2	0,25	0,9	0,225	4,5	5	5	2xT12	20
		3	1,25	0,2	0,25	1,3	0,325	6,5	5	6,5	2xT12	20
		4	1,25	0,2	0,25	0,85	0,2125	4,25	5	5	2xT12	15

Tableau 5.102 : Calcul des armatures du voile (V11).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V11	RDC	1	1,032	0,2	0,2064	8,7	1,79568	35,9136	4,128	35,9136	2xT16	10
		2	1,032	0,2	0,2064	5,3	1,09392	21,8784	4,128	21,8784	2xT16	20
		3	1,032	0,2	0,2064	4,7	0,97008	19,4016	4,128	19,4016	2xT16	20
		4	1,032	0,2	0,2064	6,4	1,32096	26,4192	4,128	26,4192	2xT16	10
	3 <sup>eme</sup>	1	1,032	0,2	0,2064	5,4	1,11456	22,2912	4,128	22,2912	2xT14	10
		2	1,032	0,2	0,2064	3,8	0,78432	15,6864	4,128	15,6864	2xT14	20
		3	1,032	0,2	0,2064	3,4	0,70176	14,0352	4,128	14,0352	2xT14	20
		4	1,032	0,2	0,2064	4,3	0,88752	17,7504	4,128	17,7504	2xT14	10
	7 <sup>eme</sup>	1	1,032	0,2	0,2064	3,1	0,63984	12,7968	4,128	12,7968	2xT12	10
		2	1,032	0,2	0,2064	2,3	0,47472	9,4944	4,128	9,4944	2xT12	20
		3	1,032	0,2	0,2064	2	0,4128	8,256	4,128	8,256	2xT12	20
		4	1,032	0,2	0,2064	2,1	0,43344	8,6688	4,128	8,6688	2xT12	10

**Tableau 5.103 :** Calcul des armatures du voile (V4)(V4')(V7)(V7')(V13)(V8)(V8').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V4 V4'	RDC	1	1	0,2	0,2	9,3	1,86	37,2	4	37,2	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	7,1	1,42	28,4	4	28,4	2xT16	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	3,9	0,78	15,6	4	15,6	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2,4	0,48	9,6	4	9,6	2xT14	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	2,3	0,46	9,2	4	9,2	2xT12	10
		2	1	0,2	0,2	1,5	0,3	6	4	6	2xT12	10
V7 V7'	RDC	1	1	0,2	0,2	8,2	1,64	32,8	4	32,8	2xT20	10
		2	1	0,2	0,2	10,1	2,02	40,4	4	40,4	2xT20	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	3,6	0,72	14,4	4	14,4	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	3,5	0,7	14	4	14	2xT16	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	1,8	0,36	7,2	4	7,2	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2,4	0,48	9,6	4	9,6	2xT14	10
V13	RDC	1	1	0,2	0,2	10,1	2,02	40,4	4	40,4	2xT20	10
		2	1	0,2	0,2	10	2	40	4	40	2xT20	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	5,3	1,06	21,2	4	21,2	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	5,8	1,16	23,2	4	23,2	2xT16	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	3,4	0,68	13,6	4	13,6	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2,2	0,44	8,8	4	8,8	2xT14	10
V8 V8'	RDC	1	1	0,2	0,2	10	2	40	4	40	2xT20	10
		2	1	0,2	0,2	7,1	1,42	28,4	4	28,4	2xT20	10
	3 eme	1	1	0,2	0,2	5	1	20	4	20	2xT16	10
		2	1	0,2	0,2	3,4	0,68	13,6	4	13,6	2xT16	10
	7 eme	1	1	0,2	0,2	3,2	0,64	12,8	4	12,8	2xT14	10
		2	1	0,2	0,2	2	0,4	8	4	8	2xT14	10

**Tableau 5.104 :** Calcul des armatures du voile (V6)(V6').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V6 V6'	RDC	1	0,78	0,2	0,156	7,7	1,2012	24,024	3,12	24,024	2xT16	10
		2	0,78	0,2	0,156	6,3	0,9828	19,656	3,12	19,656	2xT16	10
	3 eme	1	0,78	0,2	0,156	4,7	0,7332	14,664	3,12	14,664	2xT14	10
		2	0,78	0,2	0,156	3,8	0,5928	11,856	3,12	11,856	2xT14	10
	7 eme	1	0,78	0,2	0,156	1,7	0,2652	5,304	3,12	5,304	2xT12	10
		2	0,78	0,2	0,156	1,3	0,2028	4,056	3,12	4,056	2xT12	10

**Tableau 5.105 :** Calcul des armatures du voile (12)(V9)(V9').

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V12	RDC	1	0,7	0,2	0,14	7	0,98	19,6	2,8	19,6	2xT16	15
		2	0,7	0,2	0,14	8,5	1,19	23,8	2,8	23,8	2xT16	15
	3 <sup>eme</sup>	1	0,7	0,2	0,14	4	0,56	11,2	2,8	11,2	2xT14	15
		2	0,7	0,2	0,14	4,1	0,574	11,48	2,8	11,48	2xT14	15
	7 <sup>eme</sup>	1	0,7	0,2	0,14	2,4	0,336	6,72	2,8	6,72	2xT14	15
		2	0,7	0,2	0,14	2,8	0,392	7,84	2,8	7,84	2xT14	15
V9 V9'	RDC	1	0,7	0,2	0,14	10	1,4	28	2,8	28	2xT16	10
		2	0,7	0,2	0,14	8,6	1,204	24,08	2,8	24,08	2xT16	10
	3 <sup>eme</sup>	1	0,7	0,2	0,14	6	0,84	16,8	2,8	16,8	2xT14	10
		2	0,7	0,2	0,14	5,8	0,812	16,24	2,8	16,24	2xT14	10
	7 <sup>eme</sup>	1	0,7	0,2	0,14	3,2	0,448	8,96	2,8	8,96	2xT12	10
		2	0,7	0,2	0,14	2,9	0,406	8,12	2,8	8,12	2xT12	10

**Tableau 5.106 :** Calcul des armatures du voile (V10).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V10	RDC	1	1,57	0,2	0,314	4,2	1,3188	26,376	6,28	26,376	2xT20	15
		2	1,57	0,2	0,314	3,8	1,1932	23,864	6,28	23,864	2xT16	10
		3	1,57	0,2	0,314	4,7	1,4758	29,516	6,28	29,516	2xT16	10
		4	1,57	0,2	0,314	8,5	2,669	53,38	6,28	53,38	2xT20	15
	3 <sup>eme</sup>	1	1,57	0,2	0,314	3,4	1,0676	21,352	6,28	21,352	2xT16	15
		2	1,57	0,2	0,314	2,9	0,9106	18,212	6,28	18,212	2xT14	10
		3	1,57	0,2	0,314	3,7	1,1618	23,236	6,28	23,236	2xT14	10
		4	1,57	0,2	0,314	5,9	1,8526	37,052	6,28	37,052	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	1	1,57	0,2	0,314	1,6	0,5024	10,048	6,28	10,048	2xT14	15
		2	1,57	0,2	0,314	1,4	0,4396	8,792	6,28	8,792	2xT12	10
		3	1,57	0,2	0,314	1,7	0,5338	10,676	6,28	10,676	2xT12	10
		4	1,57	0,2	0,314	3,8	1,1932	23,864	6,28	23,864	2xT14	15

**Tableau 5.107 :** Calcul des armatures du voile (V14).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	σj (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V14	RDC	1	1,2	0,2	0,24	10,2	2,448	48,96	4,8	48,96	2xT20	15
	3 <sup>er</sup>	1	1,2	0,2	0,24	5,2	1,248	24,96	4,8	24,96	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	1	1,2	0,2	0,24	1,4	0,336	6,72	4,8	6,72	2xT12	15

**Tableau 5.108** : Calcul des armatures du voile (V15).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V15	RDC	1	0,8	0,2	0,16	9,8	1,568	31,36	3,2	31,36	2xT20	15
		2	0,8	0,2	0,16	9	1,44	28,8	3,2	28,8	2xT20	15
	3 <sup>eme</sup>	1	0,8	0,2	0,16	5,4	0,864	17,28	3,2	17,28	2xT16	15
		2	0,8	0,2	0,16	4,7	0,752	15,04	3,2	15,04	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	1	0,8	0,2	0,16	3,3	0,528	10,56	3,2	10,56	2xT12	15
		2	0,8	0,2	0,16	2,8	0,448	8,96	3,2	8,96	2xT12	15

**Tableau 5.109** : Calcul des armatures du voile (V16).

	Niveau (m)	Mailles	Li (m)	b (m)	Sj (m <sup>2</sup> )	$\sigma_j$ (Mpa)	Ft (MN)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	As fnl (cm <sup>2</sup> )	Choix	esp
V16	RDC	1	1	0,2	0,2	10,2	2,04	40,8	4	40,8	2xT20	15
		2	1	0,2	0,2	7,6	1,52	30,4	4	30,4	2xT16	10
		3	1	0,2	0,2	10	2	40	4	40	2xT20	15
	3 <sup>eme</sup>	1	1	0,2	0,2	6,7	1,34	26,8	4	26,8	2xT16	15
		2	1	0,2	0,2	3,9	0,78	15,6	4	15,6	2xT14	10
		3	1	0,2	0,2	5,2	1,04	20,8	4	20,8	2xT16	15
	7 <sup>eme</sup>	2	1	0,2	0,2	4,4	0,88	17,6	4	17,6	2xT14	15
		1	1	0,2	0,2	3,3	0,66	13,2	4	13,2	2xT12	10
		2	1	0,2	0,2	3	0,6	12	4	12	2xT14	15

- *Armatures de joint de bétonnages (Acier de couture) :*

**Tableau 5.110:** Calcul des aciers de coutures des voiles.

	Niveau	$S_{rz}$ (Mpa)	a (m)	Li (m)	Vcal (KN)	$\bar{V}$ (KN)	Avj (cm <sup>2</sup> )	Armature	Section (cm <sup>2</sup> )	Nbr d'armature	Nbr d'armature fnl	Av fnl (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
V1 V1'	RDC	2,1	0,2	1,16	487,2	682,08	15,00576	T12	1,13	6	6	6,78	42,2	15
	3 éme	1,2	0,2	0,96	230,4	322,56	7,09632	T10	0,79	6	6	4,74	18,8	15
	7 éme	1,03	0,2	0,96	197,76	276,864	6,091008	T10	0,79	6	6	4,74	8,8	15
V2 V2'	RDC	2	0,2	1,16	464	649,6	14,2912	T14	1,54	6	6	9,24	36,37	15
	3 éme	1,1	0,2	0,96	211,2	295,68	6,50496	T10	0,79	6	6	4,74	1,18	15
	7 éme	1,09	0,2	0,96	209,28	292,992	6,445824	T10	0,79	6	6	4,74	10,3	15
V3 V3'	RDC	1,6	0,2	1,16	371,2	519,68	11,43296	T12	1,13	6	6	6,78	47	15
	3 éme	1,04	0,2	0,96	199,68	279,552	6,150144	T10	0,79	6	6	4,74	32,5	15
	7 éme	1,03	0,2	0,96	197,76	276,864	6,091008	T10	0,79	6	6	4,74	7	15
V4 V4'	RDC	2,5	0,2	1,16	580	812	17,864	T14	1,54	6	6	9,24	37,2	15
	3 éme	2,1	0,2	0,96	403,2	564,48	12,41856	T12	1,13	6	6	6,78	15,6	15
	7 éme	2	0,2	0,96	384	537,6	11,8272	T12	1,13	6	6	6,78	9,2	15
V5 V5'	RDC	1,8	0,2	1,16	417,6	584,64	12,86208	T12	1,13	6	6	6,78	30,5	15
	3 éme	1,5	0,2	0,96	288	403,2	8,8704	T10	0,79	6	6	4,74	17,5	15
	7 éme	0,89	0,2	0,96	170,88	239,232	5,263104	T10	0,79	6	6	4,74	6,5	15
V6 V6'	RDC	1,48	0,2	1,16	343,36	480,704	10,57549	T12	1,13	6	6	6,78	24,02	15
	3 éme	1,02	0,2	0,96	195,84	274,176	6,031872	T10	0,79	6	6	4,74	14,66	15
	7 éme	0,91	0,2	0,96	174,72	244,608	5,381376	T10	0,79	6	6	4,74	5,3	15
V7 V7'	RDC	1,8	0,2	1,16	417,6	584,64	12,86208	T12	1,13	6	6	6,78	40,4	15
	3 éme	1,7	0,2	0,96	326,4	456,96	10,05312	T12	1,13	6	6	6,78	14,4	15
	7 éme	1,65	0,2	0,96	316,8	443,52	9,75744	T12	1,13	6	6	6,78	9,6	15
V8 V8'	RDC	1,33	0,2	1,16	308,56	431,984	9,503648	T12	1,13	6	6	6,78	40	15
	3 éme	1,1	0,2	0,96	211,2	295,68	6,50496	T10	0,79	6	6	4,74	20	15
	7 éme	0,8	0,2	0,96	153,6	215,04	4,73088	T10	0,79	6	6	4,74	12,8	15

V9	RDC	2,5	0,2	1,16	580	812	17,864	T14	1,54	6	6	9,24	28	15
	3 <sup>e</sup> me	2,2	0,2	0,96	422,4	591,36	13,00992	T12	1,13	6	6	6,78	16,8	15
	7 <sup>e</sup> me	1,7	0,2	0,96	326,4	456,96	10,05312	T12	1,13	6	6	6,78	8,96	15
V10	RDC	1,6	0,2	1,16	371,2	519,68	11,43296	T12	1,13	6	6	6,78	53,3	15
	3 <sup>e</sup> me	1,3	0,2	0,96	249,6	349,44	7,68768	T10	0,79	6	6	4,74	37,05	15
	7 <sup>e</sup> me	0,9	0,2	0,96	172,8	241,92	5,32224	T10	0,79	6	6	4,74	23,86	15
V11	RDC	1,2	0,2	1,16	278,4	389,76	8,57472	T10	0,79	6	6	4,74	35,91	15
	3 <sup>e</sup> me	1	0,2	0,96	192	268,8	5,9136	T10	0,79	6	6	4,74	22,29	15
	7 <sup>e</sup> me	0,74	0,2	0,96	142,08	198,912	4,376064	T10	0,79	6	6	4,74	12,79	15
V12	RDC	1,1	0,2	1,16	255,2	357,28	7,86016	T10	0,79	6	6	4,74	23,8	15
	3 <sup>e</sup> me	0,79	0,2	0,96	151,68	212,352	4,671744	T10	0,79	6	6	4,74	11,48	15
	7 <sup>e</sup> me	0,63	0,2	0,96	120,96	169,344	3,725568	T10	0,79	6	6	4,74	7,84	15
V13	RDC	1,23	0,2	1,16	285,36	399,504	8,789088	T10	0,79	6	6	4,74	40,4	15
	3 <sup>e</sup> me	1,16	0,2	0,96	222,72	311,808	6,859776	T10	0,79	6	6	4,74	23,2	15
	7 <sup>e</sup> me	0,84	0,2	0,96	161,28	225,792	4,967424	T10	0,79	6	6	4,74	13,6	15
V14	RDC	1,5	0,2	1,16	348	487,2	10,7184	T12	1,13	6	6	6,78	38,96	15
	3 <sup>e</sup> me	1,1	0,2	0,96	211,2	295,68	6,50496	T10	0,79	6	6	4,74	24,96	15
	7 <sup>e</sup> me	0,88	0,2	0,96	168,96	236,544	5,203968	T10	0,79	6	6	4,74	6,24	15
V15	RDC	2	0,2	1,16	464	649,6	14,2912	T14	1,54	6	6	9,24	31,36	15
	3 <sup>e</sup> me	1,5	0,2	0,96	288	403,2	8,8704	T10	0,79	6	6	4,74	17,28	15
	7 <sup>e</sup> me	0,9	0,2	0,96	172,8	241,92	5,32224	T10	0,79	6	6	4,74	10,56	15
V16	RDC	2,6	0,2	1,16	603,2	844,48	18,57856	T16	2,01	6	6	12,06	40,8	15
	3 <sup>e</sup> me	2,4	0,2	0,96	460,8	645,12	14,19264	T14	1,54	6	6	9,24	26,8	15
	7 <sup>e</sup> me	2,1	0,2	0,96	403,2	564,48	12,41856	T12	1,13	6	6	6,78	17,6	15

- *Aciers horizontaux :*

- **Tableau 5.111 :** Calcul des aciers horizontaux des voiles.

	$\tau_u$ (MPa)	$A_{h1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{h\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	Armature	Section (cm <sup>2</sup> )	nbr d'armature	$S_t$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
V1 V1'	2,94	5,51	28,13	3,48	28,13	T16	2,01	14	15	28,14
	1,68	3,15	12,53	2,88	12,53	T12	1,13	14	15	15,82
	1,44	2,7	5,87	2,88	5,87	T10	0,79	14	15	11,06
V2 V2'	2,8	5,25	24,25	3,48	24,25	T16	2,01	14	15	28,14
	1,54	2,89	0,79	2,88	2,89	T10	0,79	14	15	11,06
	1,53	2,87	6,87	2,88	6,87	T10	0,79	14	15	11,06
V3 V3'	2,24	4,2	31,33	3,48	31,33	T20	3,14	14	15	43,96
	1,46	2,74	21,67	2,88	21,67	T16	2,01	14	15	28,14
	1,44	2,7	4,67	2,88	4,67	T10	0,79	14	15	11,06
V4 V4'	3,5	6,56	24,8	3,48	24,8	T16	2,01	14	15	28,14
	2,94	5,51	10,4	2,88	10,4	T10	0,79	14	15	11,06
	2,8	5,25	6,13	2,88	6,13	T10	0,79	14	15	11,06
V5 V5'	2,52	4,73	20,33	3,48	20,33	T14	1,54	14	15	21,56
	2,1	3,94	11,67	2,88	11,67	T12	1,13	14	15	15,82
	1,25	2,34	4,33	2,88	4,33	T10	0,79	14	15	11,06
V6 V6'	2,07	3,88	16,01	3,48	16,01	T14	1,54	14	15	21,56
	1,43	2,68	9,77	2,88	9,77	T10	0,79	14	15	11,06
	1,27	2,38	3,53	2,88	3,53	T10	0,79	14	15	11,06
V7 V7'	2,52	4,73	26,93	3,48	26,93	T16	2,01	14	15	28,14
	2,38	4,46	9,6	2,88	9,6	T10	0,79	14	15	11,06
	2,31	4,33	6,4	2,88	6,4	T10	0,79	14	15	11,06
V8 V8'	1,86	3,49	26,67	3,48	26,67	T16	2,01	14	15	28,14
	1,54	2,89	13,33	2,88	13,33	T12	1,13	14	15	15,82
	1,12	2,1	8,53	2,88	8,53	T10	0,79	14	15	11,06

V9	3,5	6,56	18,67	3,48	18,67	T14	1,54	14	15	21,56
	3,08	5,78	11,2	2,88	11,2	T12	1,13	14	15	15,82
	2,38	4,46	5,97	2,88	5,97	T10	0,79	14	15	11,06
V10	2,24	4,2	35,53	3,48	35,53	T20	3,14	14	15	43,96
	1,82	3,41	24,7	2,88	24,7	T16	2,01	14	15	28,14
	1,26	2,36	15,91	2,88	15,91	T14	1,54	14	15	21,56
V11	1,68	3,15	23,94	3,48	23,94	T16	2,01	14	15	28,14
	1,4	2,63	14,86	2,88	14,86	T12	1,13	14	15	15,82
	1,04	1,95	8,53	2,88	8,53	T10	0,79	14	15	11,06
V12	1,54	2,89	15,87	3,48	15,87	T14	1,54	14	15	21,56
	1,11	2,08	7,65	2,88	7,65	T10	0,79	14	15	11,06
	0,88	1,65	5,23	2,88	5,23	T10	0,79	14	15	11,06
V13	1,72	3,23	26,93	3,48	26,93	T16	2,01	14	15	28,14
	1,62	3,04	15,47	2,88	15,47	T12	1,13	14	15	15,82
	1,18	2,21	9,07	2,88	9,07	T10	0,79	14	15	11,06
V14	2,1	3,94	25,97	3,48	25,97	T16	2,01	14	15	28,14
	1,54	2,89	16,64	2,88	16,64	T14	1,54	14	15	21,56
	1,23	2,31	4,16	2,88	4,16	T10	0,79	14	15	11,06
V15	2,8	5,25	20,91	3,48	20,91	T14	1,54	14	15	21,56
	2,1	3,94	11,52	2,88	11,52	T12	1,13	14	15	15,82
	1,26	2,36	7,04	2,88	7,04	T10	0,79	14	15	11,06
V16	3,64	6,83	27,2	3,48	27,2	T16	2,01	14	15	28,14
	3,36	6,3	17,87	2,88	17,87	T14	1,54	14	15	21,56
	2,94	5,51	11,73	2,88	11,73	T12	1,13	14	15	15,82

**Remarque :**

Les résultats de ferrailage trouvés dans les tableaux précédents nous donnent plusieurs modèles de ferrailage. La mise en œuvre de ces modèles sur chantier exige des moyens importants tels que la main d'œuvre qualifiée. Pour éviter tout risque de lacune dans la réalisation on choisira un modèle de ferrailage simple, uniforme, qui répond aux exigences réglementaires.

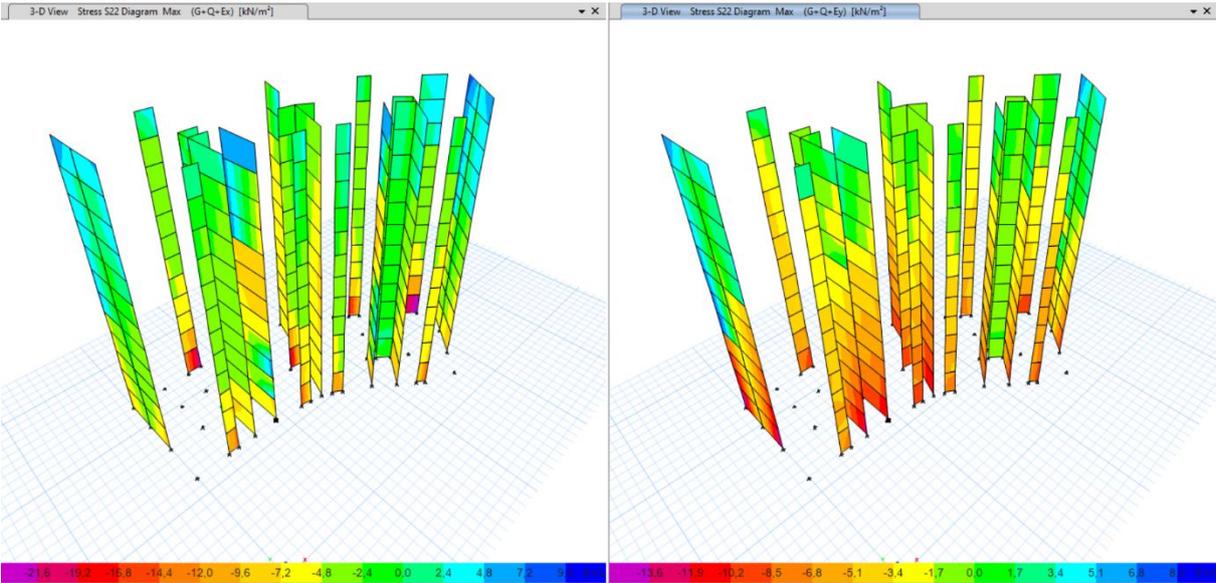


Figure 5.12 : Contraintes  $\delta_{22}$ .

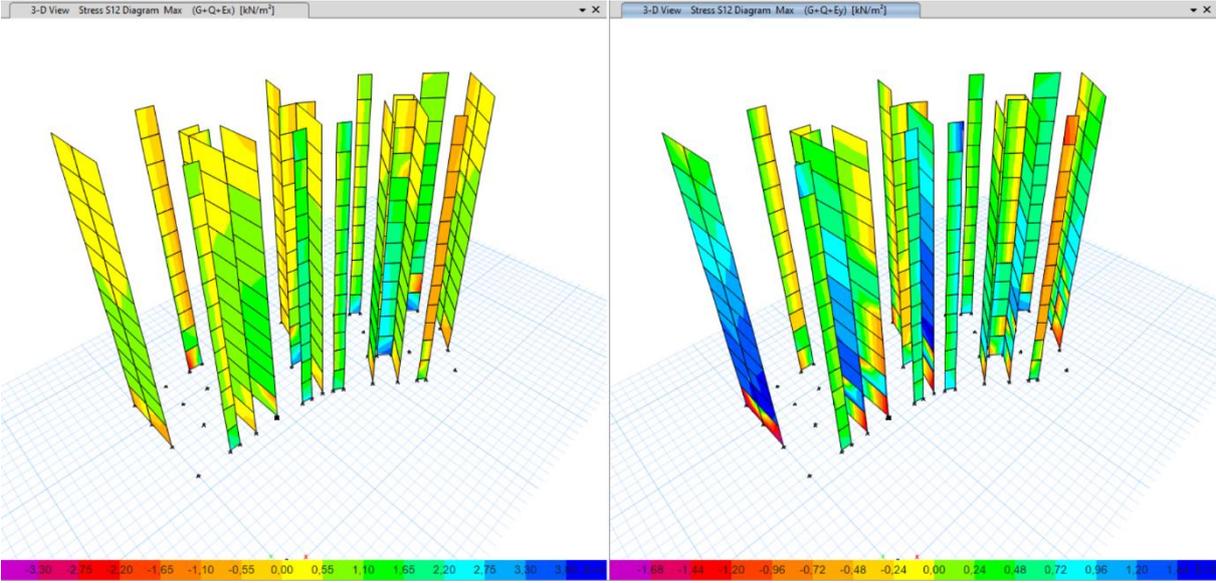


Figure 5.13 : Contraintes  $\delta_{12}$ .

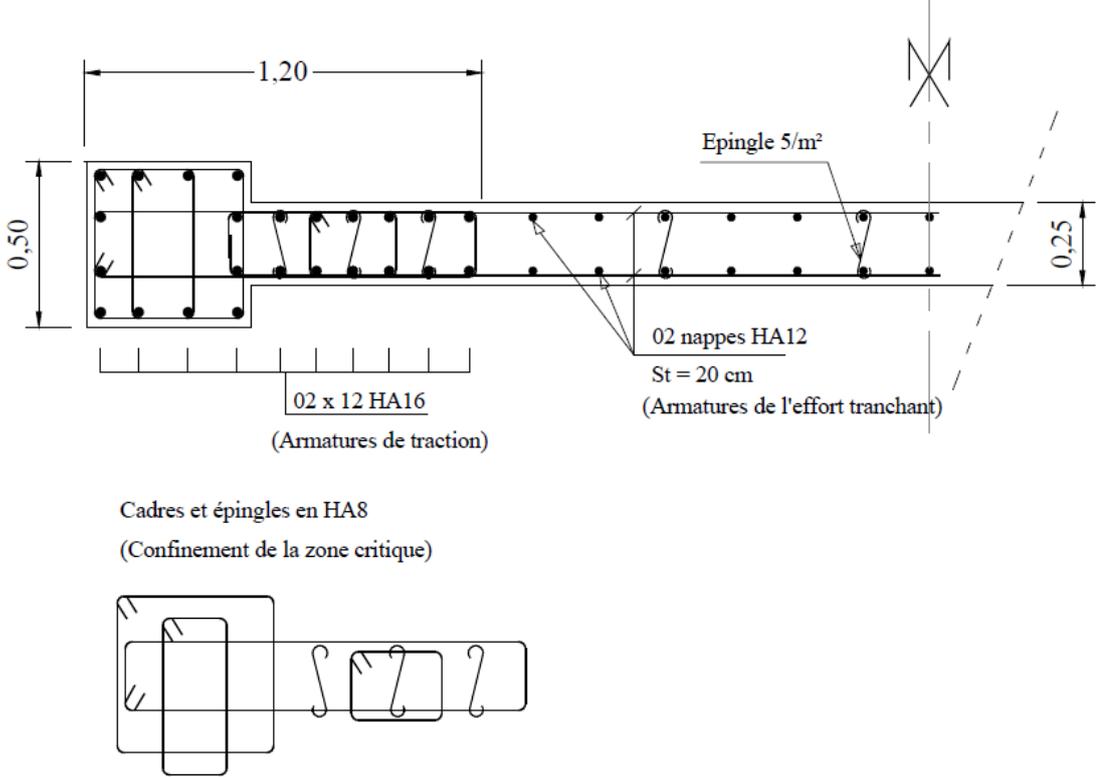


Figure 5.14 : détail de ferrailage du voile, coupe horizontale.

**6.1. Introduction :**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

Fondation superficielle :

- Semelle isolée
- Semelle filante sous mur
- Semelle filante sous poteaux
- Semelle filante croisées
- Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)
- 

**6.2 Choix de type de fondation :**

Choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol  $\sigma_{sol}$
- La classification du sol

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2.5 bars. **(Selon le rapport de sol)**

**6.3. Calcul des fondations :**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

**Avec :**

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

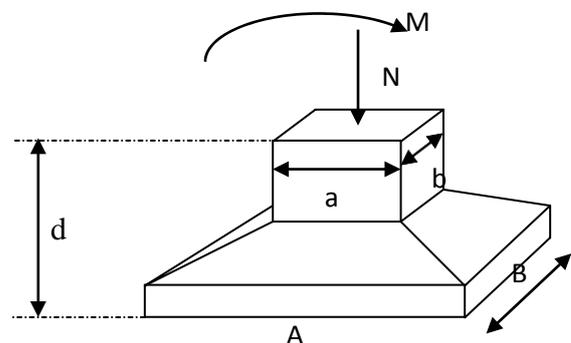
**6.3.1. Semelle isolée:**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$



**Figure 6.1 :** semelles isolée sous poteaux

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N=N_1$  (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$N = 3040,09 \text{ kN}$

TABLE: Element Forces - Columns													
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3	Element	Elem Station
Sous-sol	C139	619	ELS	Combination	0	-3040,09	2,8984	0,5347	-0,0845	0,3656	3,2178	619	0

D'où  $S \geq \frac{3040,09}{250} \Rightarrow S=12,16\text{m}^2$

$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{12,16} = 3,49\text{m} \Rightarrow B = 3,5 \text{ m}$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{\min} \geq 1,5xB$

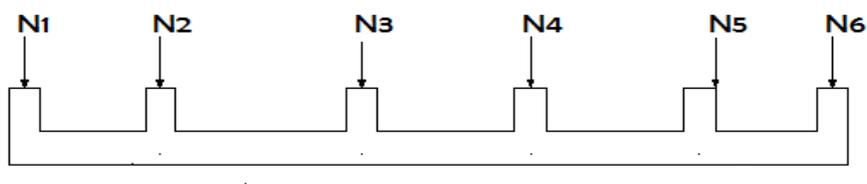
Tel que  $L_{\min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{\min} = 0,65 \text{ m} < 1,5 \times 3,5 = 5,25 \text{ m} \dots \dots$  non vérifié

- **Conclusion:**

On remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

### 6.3.2. Semelles filantes



**Figure 6.2 :** Semelles filantes

- L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

$B$ : Largeur de la semelle.

$L$ : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

**Tableau 6.1 : Sections des semelles filantes**

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B<sup>choisie</sup>(m)</i>	<i>S<sub>smll</sub>(m<sup>2</sup>)</i>
1-1	11960,62	47,11	1,02	3,0	123,35
2-2	16301,26	43,97	1,48	3,0	131,93
3-3	12568,82	40,67	1,24	3,0	122,02
4-4	7137,16	36,59	0,78	1,5	54,89
5-5	407,61	17,94	0,09	1,5	26,92
6-6	260,26	23,44	0,04	1,5	35,16
7-7	328,04	28,06	0,05	1,5	42,09
8-8	199,78	31,56	0,03	1,5	47,35

- Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{583,71}{1055,34} = 55,31\% > 50\% \dots \dots \dots \text{non vérifier}$$

### Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

### 6.3.3. Radier générale

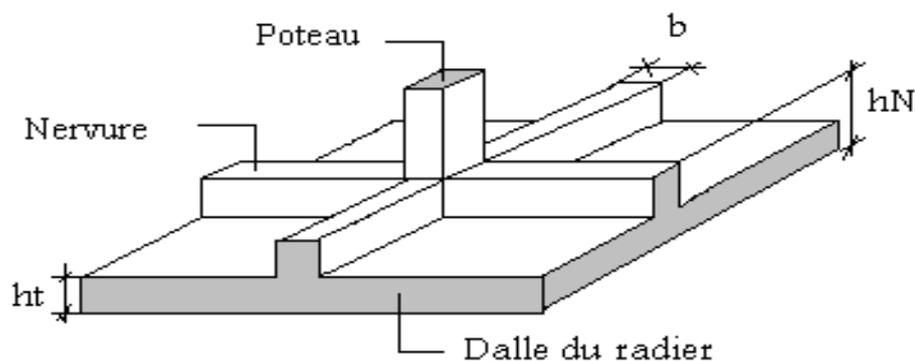
#### 6.3.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure 6.3:** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

### 6.3.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier in faut que:  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour:  $\begin{cases} N = 93566,3509 kN \\ \sigma_{sol} = 2,5 bars \end{cases}$

$$S_{nec} \geq 374,265 \text{ m}^2$$

D'où la surface nécessaire est inférieure à celle du bâtiment.

- La surface occupée par l'ouvrage  $S_b = 992,11 \text{ m}^2 > S_{nec}$  (la surface a calculé par AUTOCAD).
- Débord de 50cm pour chaque côté.
- La section totale du radier est de :  $S_{rad} = 1055,34 \text{ m}^2$

### 6.3.3.3. Pré dimensionnement de radier nervure :

#### 1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

**Avec:**

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max}=735 \text{ cm} \rightarrow h=36,75 \text{ cm}$$

On prend : **h=50 cm.**

- **Condition de cisaillement:**

On doit vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$

Avec:  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$

$$N_u = 128365,51 \text{ KN}$$

$$L = 7,35 \text{ m} ; b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} b (0,9\bar{\tau})} = 16,56\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_2 = 30\text{cm}$$

- **Conclusion:**  $h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 50\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte  $h = 50 \text{ cm}$ .

## 2. Nervure :

### a. La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage:**

$$B > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{735}{10} = 73,5\text{cm}$$

**Donc :**

$b = 80 \text{ cm}$  dans les deux sens (x-x et y-y).

### b. La hauteur de nervure :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a  $L_{\max} = 7,35\text{m}$

$$\Rightarrow 49\text{cm} < h_{N1} < 73,5\text{cm}$$

On prend :  $h_{N1} = 50 \text{ cm}$ .

- **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h_3 \cdot f_{c28}$$

**Avec :**

$N_u$  = Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 4176,67$  kN)

$U_c$  = Périmètre de contour au niveau du feuillet moyen ( $U_c = 2 [(a + b) + 2h]$ )

a,b = Dimensions du poteau du sous-sol (60x60).

$$N_u \leq 0,045 (2a + 2b + 4h) \cdot h \cdot f_{c28}$$

$h_{N2} \geq 70,91 \text{ cm}$

- **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

définie par l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$  Avec:  $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=11496.76$ MPa).

b: Largeur de la semelle ( $b=80$  cm).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

On aura:

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=5 [\text{kg/cm}^3]$ .

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left( \frac{2 \times 7350}{\pi} \right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 231,58 \text{ cm} \Rightarrow h_2 = 250 \text{ cm}$$

**Tableau 6.2 :** Choix la hauteur de nervure.

$H_{\text{nervure}}$	$I_{\text{nervure}} (\text{m}^4)$	$Le (\text{m})$	$(\pi/2) (Le + a)$ (m)	vérification	Observation
2,5	1,042	4,02	7,57	>7,3	Vérifier

On prend :  $h_n=2,5 \text{ m}$

➤ **Résumé :**

-Epaisseur de la dalle du radier  $h = 50\text{cm}$

- Les dimensions de la nervure  $\begin{cases} h_N = 250 \text{ cm} \\ b = 80 \text{ sens } (x - x) \quad b = 80 \text{ Sens } (y - y) \end{cases}$

**6.3.3.4. Caractéristiques Géométriques Du Radier :**

**Tableau 6.3 :** caractéristiques géométriques du radier

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
$x_G(\text{m})$	$y_G(\text{m})$	$I_{xx}(\text{m}^4)$	$I_{yy}(\text{m}^4)$
17,9212	14,8809	67775,1647	126049,4808

**a. Vérification de la stabilité du radier:**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5  $\left( \frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

**Avec :**

$M_s$ : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

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

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

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

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

$h$ : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du fichier **ETABS**.

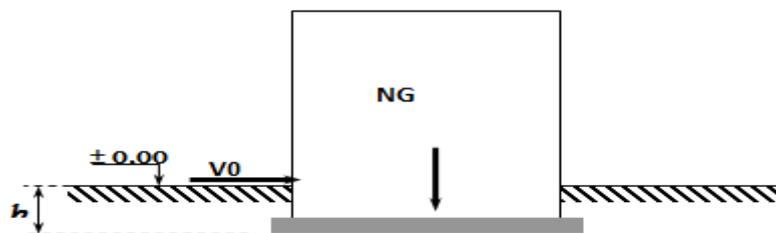


Figure 6.4 : Schéma statique du bâtiment.

- **Sens xx :**

$$M_0 = 432953,1925 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 10881,2778 \text{ KN}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{1\text{ser}} = 93568,686 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 2,5 \times 1055,34 = 65958,75 \text{ kN}$$

**Donc:**

$$N = 159527,436 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage de la structure:  $h = 3,5 \text{ m}$ .

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 432953,1925 + (10881,2778 \times 3,5) = 471037,6648 \text{ kN.m}$$

$$M_s = N \times x_G = 2858923,086 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 6,07 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Sens yy:**

$$M_0 = 77575,4971 \text{ KN.m}$$

$$V_0 = 10950,9977 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$M_R = 115903,9891 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times y_G = 2373911,822 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 20,48 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Conclusion:**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ;

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

**b. Calcul des contraintes :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol déterminé par les différents essais

In-situ et au laboratoire :  $\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$

Les contraintes du sol sont données par :

**1. Sollicitation du premier genre:**

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{93568,686}{1055,34} = 88,66 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 88,66 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

**2. Sollicitation du second genre:**

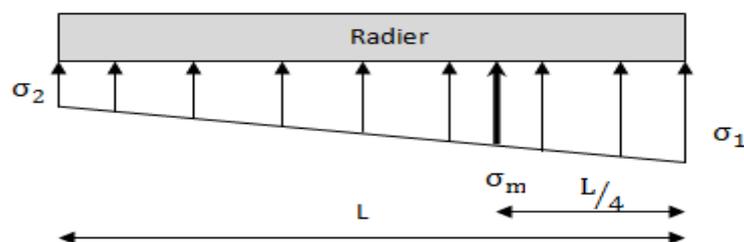
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r \times X_{\max}}{I}$$

Avec :

$\sigma_1$  : Contrainte maximale du sol.

$\sigma_2$  : Contrainte minimale du sol.

- Si  $\sigma_2 > 0$ : la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{sol}$  ( $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ ).
- Si  $\sigma_2 = 0$ : la Répartition est triangulaire; La contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.



**Figure 6.5 :** Contraintes sous le radier

Avec :

$$I_{xx} = 67758,1647 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 126049,4808 \text{ m}^4$$

- **ELU:**

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1.35 \times \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 128368,7439 + 1,35 \times 65958,75$$

$$N_u = 217412,79 \text{ KN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

( $M_{Rx} = 471037,6648 \text{ KN.m}$  ;  $M_{Ry} = 115903,9891 \text{ KN.m}$ ).

**Tableau 6.4:** Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	374,81	35,21	291,41
<b>Sens y-y</b>	222,2	189,83	214,11
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5$

➤ **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS:**

$$N_{ser} = 93568,686 \text{ KN}$$

**Tableau 6.5:** Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	258,07	80,74	213,74
<b>Sens y-y</b>	144,27	33,05	116,47
<b>Vérification</b>	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 332,5$

- **Conclusion:**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorables:**

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante:

- **ELU:**  $\sigma_u = 291,41 \text{ kN/m}^2$
- **ELS:**  $\sigma_{ser} = 291,41 \text{ kN/m}^2$

**6.3.3.5. Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 50cm.
- Les nervures sont considérées comme des poutres de 150 cm de hauteur.
- Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

**a. Ferrailage de la table du Radier :****1. Détermination des efforts:**

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée: 
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis: 
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \text{ (autre appuis)} \end{cases}$$

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée: 
$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x ; M_{ty} = 0,75M_y \end{cases}$$
- Moment sur appuis: 
$$\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \end{cases}$$

Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5M_0$

$$\text{Avec: } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

**2. Valeur de la pression sous radier :**

- **ELU** :  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 291,41kN/m$
- **ELS** :  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 213,74kN/m$

**3. Calcul des moments :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

**3.1. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ( $\nu=0$ ) :**

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec :  $L_x = 7,35m$  ;  $L_y = 5,3m$

Alors :  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{7,35}{5,3} = 1,38 \leq 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau 6.6:** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
7,35	5,3	0,72	0,0658	0,4624	291,41	1035,86	880,48	478,98	359,24	517,93

**Tableau 6.7:** Calcul des moments à l'ELS.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_s$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
7,35	5,3	0,72	0,0719	0,6063	213,74	830,21	705,67	503,35	377,52	415,105

#### 4. Calcul de ferrailage :

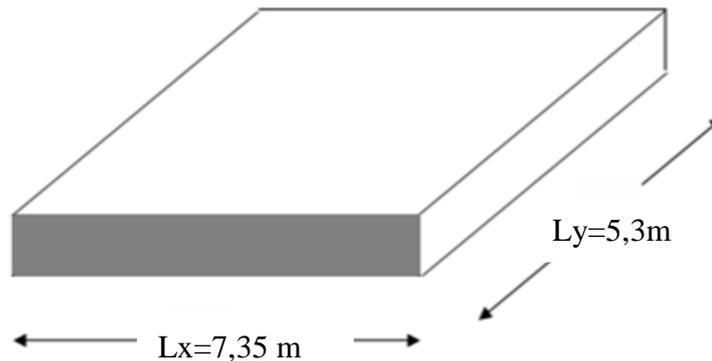
Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

$$f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_{t28} = 2.4\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 17\text{MPa} ;$$

$$f_e = 500\text{MPa} ; \sigma_s = 435\text{MPa} ; b = 100\text{cm} ; h = 50\text{cm} ;$$

$$d = 0,9h = 45\text{cm}, \text{ fissuration non préjudiciable.}$$



**Figure 6.6:** Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité

**Tableau 6.8:** Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t$
Travée	x-x	880,48	0,256	0,377	38,22	52,96	16T25	78,54	10
	y-y	705,67	0,205	0,29	39,78	40,79	16T25	78,54	10
Appui	x-x	517,93	0,151	0,206	41,3	28,83	16T25	78,54	10
	y-y								

➤ **Espacement:**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

❖ **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$S_t = \frac{100}{8} = 12,25\text{cm} < 33\text{cm}$$

On opte  $S_t = 10\text{cm}$ .

• **Sens y-y :**

•  $S_t = \frac{100}{9} = 12,25cm < 33cm$

On prend  $S_t=10cm$

❖ **Aux Appuis :**

❖  $S_t = \frac{100}{8} = 12,25cm < 33cm$

On prend  $S_t=10 cm$ .

**5. Vérifications nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.97cm^2 \dots\dots$  Vérifier

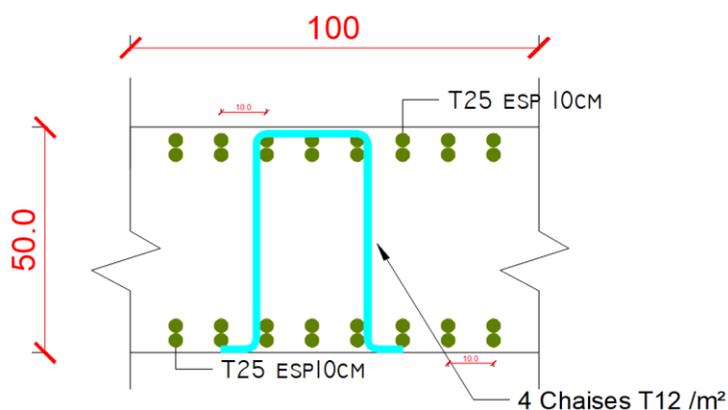
**Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Tableau 6.9 :** Vérification des contraintes (radier).

	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	705,67	78,54	10,2	18	227,6	250	verifier
	y-y	377,52	78,54	5,45	18	121,8	250	verifier
Appui	x-x	415,105	78,54	5,99	18	133,9	250	verifier
	y-y							

**Remarque :**

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m<sup>2</sup>**.



**Figure 6.7:** Ferrailage de la Dalle du Radier.

**b. Ferrailage des Nervures :****1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = 0,5M_0$$

**2. Calcul des armatures longitudinales :**

$$b = 80\text{cm} ; h = 250\text{cm} ; d = 225\text{cm} .$$

**Sens porteur (y-y) :**

$$L = 5,3\text{m} ; q_u = 291,41\text{kN/ml} .$$

**Tableau 6.10 :** Ferrailage des nervures sens (y-y).

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	869,73	0,013	0,017	223,47	8,95	6T20+6T16	30,91
Appuis	511,60	0,008	0,011	224,01	5,26	6T20+6T16	30,91

- Sens non porteur (x-x) :**

$$L = 7,35\text{m} ; q_u = 291,41\text{kN/ml}$$

**Tableau 6.11 :** Ferrailage des nervures sens (x-x)

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	1672,66	0,025	0,032	222,12	17,32	6T20+6T16	30,91
Appuis	983,91	0,015	0,019	223,29	10,13	6T20+6T16	30,91

**a. Vérifications nécessaires :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,94\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Nous avons :  $q_{ser}=213,74\text{KN/ml}$

**Tableau 6.12:** Vérification des contraintes (Nervure).

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	1226,82	30,91	2,46	18	170,8	250	verifier
	y-y	637,92	30,91	1,28	18	88,8	250	verifier
Appui	x-x	721,67	30,91	1,45	18	100,5	250	verifier
	y-y	375,24	30,91	0,75	18	52,3	250	verifier

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{291,41 \times 7,35}{2} = 1070,93 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1070,93 \times 10^3}{800 \times 2250} = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

- **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 19,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$f_e=500\text{MPa}$  ;  $\tau_u=0,59\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2.4\text{MPa}$  ;  $b=80\text{cm}$  ;  $d=225\text{cm}$

On trouve :

- $S_t=15\text{cm}$ ..... Zone nodale.
- $S_t=30\text{cm}$ ..... Zone courante.

$$A_t \geq 3,6\text{cm}^2$$

**On prend : 6T10=4,71cm<sup>2</sup>**

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins  $3\text{cm}^2$  /ml pour metre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction ( $h=250\text{ cm}$ ).

$$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 2,5 = 7,5\text{ cm}^2$$

**On opte : 8T12 =9,05 cm<sup>2</sup>.**



**Figure 6.8:** Ferrailage des nervures du sens porteur.



Figure 6.9: Ferrailage des nervures du sens non porteur.

**6. Ferrailage du débord :**

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

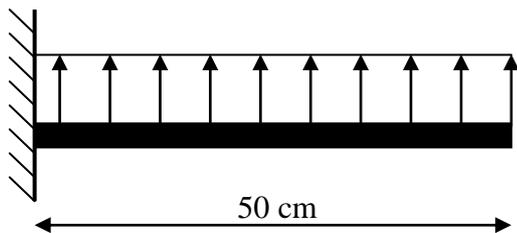


Figure 6.10: Schéma statique du débord



Figure 6.11: Diagramme des Moments.

➤ **Evaluation des charges et surcharges:**

**E.L.U :**  $q_u = 291,41 \text{ kN/ml}$  → Pour une bande de 1m.

**E.L.S :**  $q_{ser} = 213,74 \text{ kN/ml}$  → Pour une bande de 1m.

➤ **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

- **E.L.U** :  $M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 36,43 \text{ kN.m}$   
 $T_u = -q_u \cdot L = -145,71 \text{ kN}$
- **E.L.S** :  $M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot L^2}{2} = 26,72 \text{ kN.m}$   
 $T_{\text{ser}} = -q_{\text{ser}} \cdot L = -106,87 \text{ kN}$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 50 \text{ cm}$ ,  $d = 45 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$ .

**Tableau. 6.13 :** Ferrailage du débord

$M_u (\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z (\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
37,99	0,012	0,016	44,72	1,96	5T25	24,54

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,97 \text{ cm} < 24,54 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

esp=25cm .

➤ **Armature de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 6,135 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 12,27 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T16=8,04 cm<sup>2</sup>,

$S_T = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton:**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u l = 291,41 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{291,41 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS:**

$$q_{ser}=213,74 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = 26,72 \text{ kN.m}$$

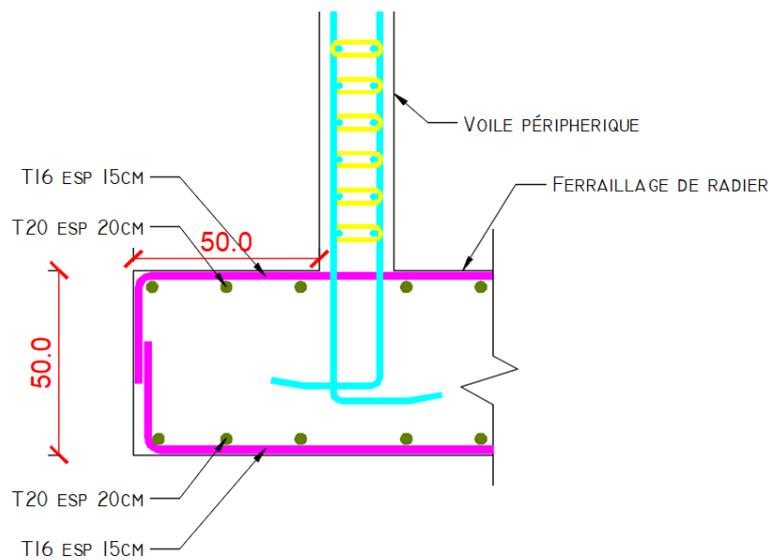
Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable... } \bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(240 \text{ MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$$

**Tableau. 6.14:** Vérification des contraintes du débord

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
26,72	24,54	7,7	18	27.8	250	OK



**Figure 6.12:** Ferrailage du Débord.

**6.4. Etude du voile périphérique :****6.4.1. Introduction**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

**6.4.2. Pré dimensionnement :**

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

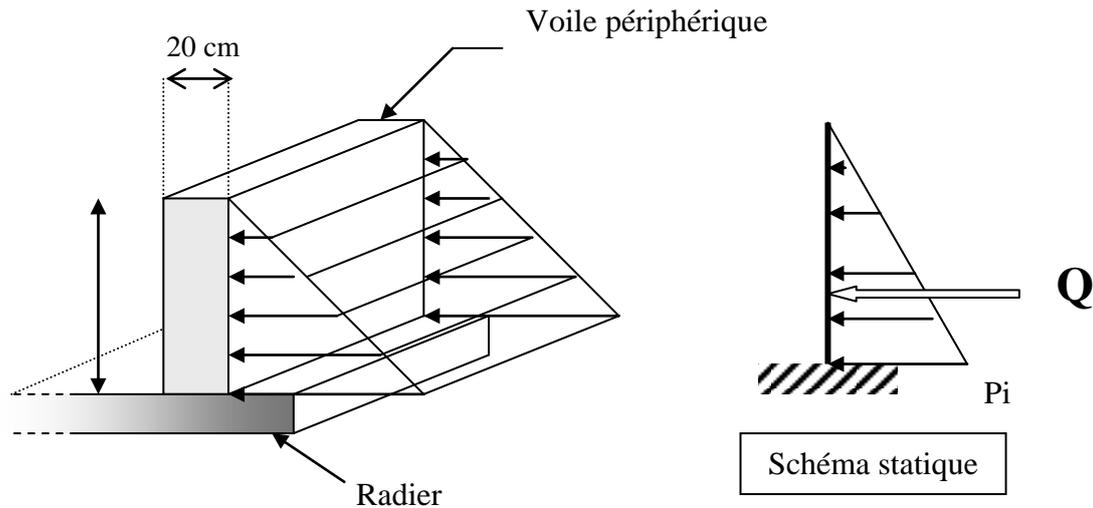
- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - ◆ Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - ◆ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :  $B=20$  cm (Section du voile).

**6.4.3. Évaluation des Charges :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$L_x=3.5$ m ;  $L_y=7.35$ m ;  $e=20$ cm



**Figure 6.13 :** Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

**BAEL91 modifié 99**, la charge de poussées des terres est donnée par

$$P_i = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H$$

**Avec :**

$P_i$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$k_0$  = Coefficient de poussée =  $\text{tg}^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right]$ .

$\gamma_h$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h = 21,4 \text{ kN/m}^3$ ).

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai =  $40,6^\circ$ .

$$\varphi = 40,6^\circ \Rightarrow K_0 = f(\varphi) = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,2116$$

$$\text{Donc } P_i = K_0 \cdot \gamma_h \cdot H = 15,85 \text{ kN/ml} \Rightarrow P_u = 1,35 P_i = 21,4 \text{ kN/ml}$$

### 3. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,48 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0994 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 26,06 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,52 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx}=0,75M_x=19,55 \text{ kNm}$$

$$M_{ty}=0,75M_y= 4,89 \text{ kNm}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x=13,03 \text{ kNm}$$

➤ **Calcul du Ferrailage :**

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.15 :** Ferrailage du Voile Périphérique.

	Sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub>
Travée	x-x	19.55	0,036	0,046	17,67	2,55	6T12	6,79	15
	y-y	4.89	0,009	0,012	17,92	0,63	6T12	6,79	15
Appui	x-x	13.03	0,024	0,031	17,78	1,69	4T12	4,52	25
	y-y								

**a. Condition de Non Fragilité :**

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,99 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**b. Condition exigées par le RPA99/version 2003 :**

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_s^{min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,0 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

**c. Vérification de l'Effort Tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,5\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 38,36 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 24,97 \text{ kN}$$

$$T_u^{max(T_x;T_y)}$$

$$\tau_u = \frac{38.36 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,213 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

**d. Vérification à l'ELS :**

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,467 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 15.85 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,1026$$

$$\mu_y = 0,3491$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 19,92 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6,95 \text{ kNm}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 14,94 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 5,22 \text{ kNm}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9,96 \text{ kN}$$

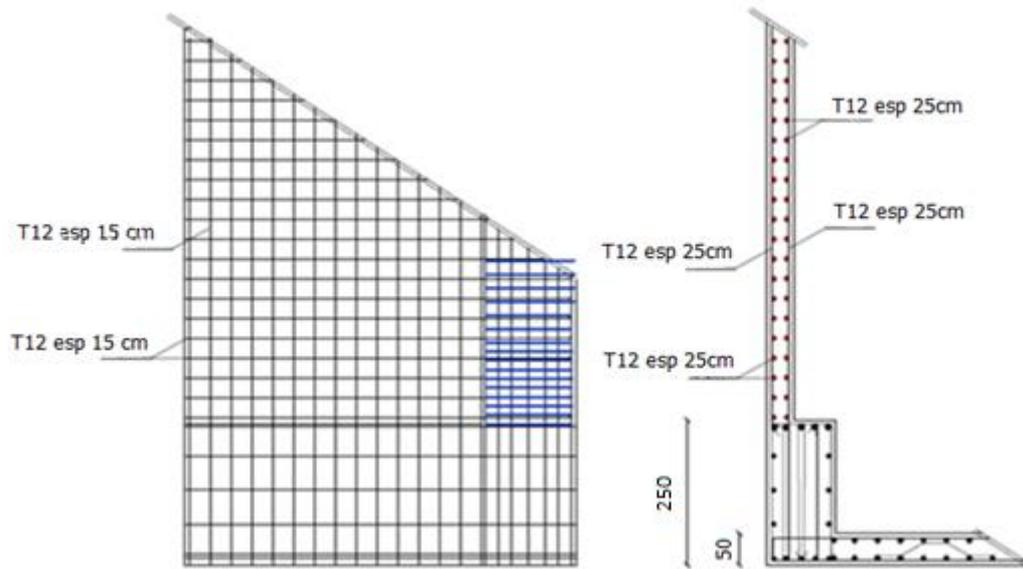
**b. Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau 6.16 : Vérification des contraintes à l'ELS**

	Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	19.92	6,79	4.91	15	246.2	250	verifier
	y-y	6.95	6,79	1.71	15	92.9	250	verifier
Appui	x-x	5.22	4,52	1.34	15	69.7	250	verifier
	y-y							



**Figure 6.14** : Ferrailage du Voile Périphérique.

## Conclusion générale

---

### Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquies durant notre cycle de formation, de les approfondir en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les logiciels de calcul récents (**ETABS (version 18.0.2)**, **SOCOTEC**, **EXPERT**), et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone sismique.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut-être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

# Références bibliographiques

---

## Références bibliographiques

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- [1] : **BAEL91 modifié** : béton armé aux états limites.
- [2] : **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne
- [3] : **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme
- [4] : **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)
- [5] : **D.T " EUROCODE 2"**.
- [6] : **BA13NF120/260**.
- [7]. Y L Liew. Quality Control Testing of Plasterboard for Bracing Applications , The University of Melbourne and Swinburne University of Technology, 2008.
- [8]. Liew YL, Duffield CF and Gad EF. 2002. The influence of plasterboard clad walls on the structural behavior of low rise residential buildings. The Electronic Journal of Structural Engineering, 2: 1–16.
- [9]. ( [Liew, Y. L. (2004). Plasterboard as a bracing material: from quality control to wall performance. PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Melbourne.)
- [10]. ( Saifullah.I and Gad .I and al ..Structural Behaviour Of Ceiling Diaphragms In Steel –Framed Residential Structure ,australasian structural engineering conference 23-25noveber 2016brisbane ).

➤ **Logiciels :**

- ETABS 18.0.2 .....Analyse des structures
- AUTOCAD 2018.....Dessin
- EXCEL 2016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte.
- SOCOTEC et EXPERT... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple).

**ORGANIGRAMME -I-**

**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**

**LES DONNEES**  
Caractéristique du béton et l'acier  
Sollicitation  $M_u$

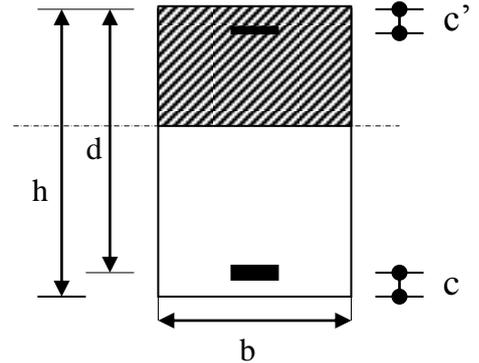
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



**Situation durable :**

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

**Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ( $A_s' = 0$ )

Non ( $A_s' \neq 0$ )

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

Oui

Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,50/100 \cdot \left[ \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

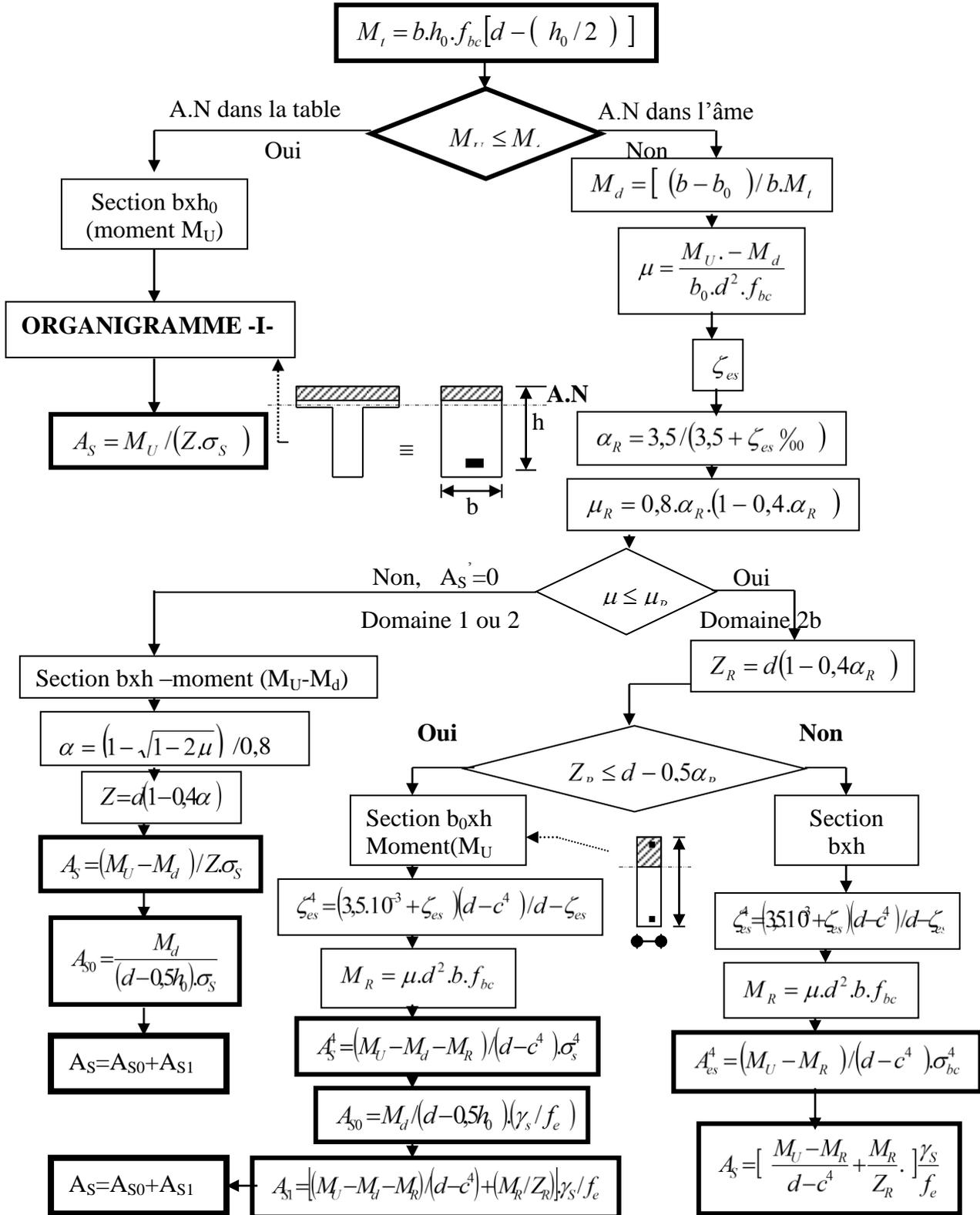
$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[ \frac{M_U - M_R}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

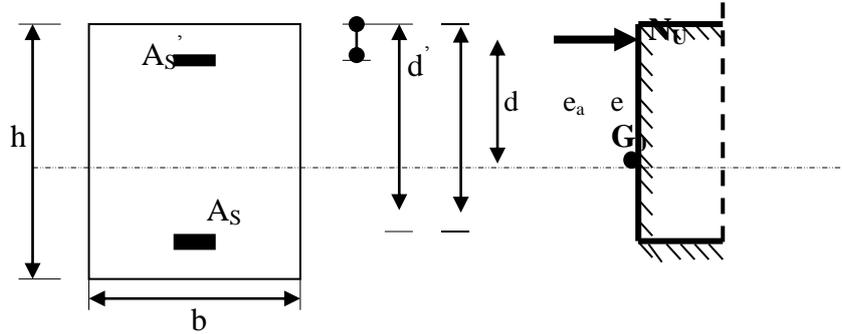
**ORGANIGRAMME -II-**

**CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -III-**

**CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE**



**LES DONNEES**  
 $B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui / Non  
 $w. < 0.81$

Calculer  $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left( \frac{d^4}{h} \right) - \left[ \frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left( \frac{6}{7} \right) - \left( \frac{d'}{h} \right)}$$

Oui / Non  
 $\rho < \rho$

Oui / Non  
 $\gamma < 0.19$

Section entièrement comprimée **E.L.U**  
 Non atteint % minimal d'armatures  $A=4 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de parement  
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée **E.L.U**  
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée **PIVOT C**

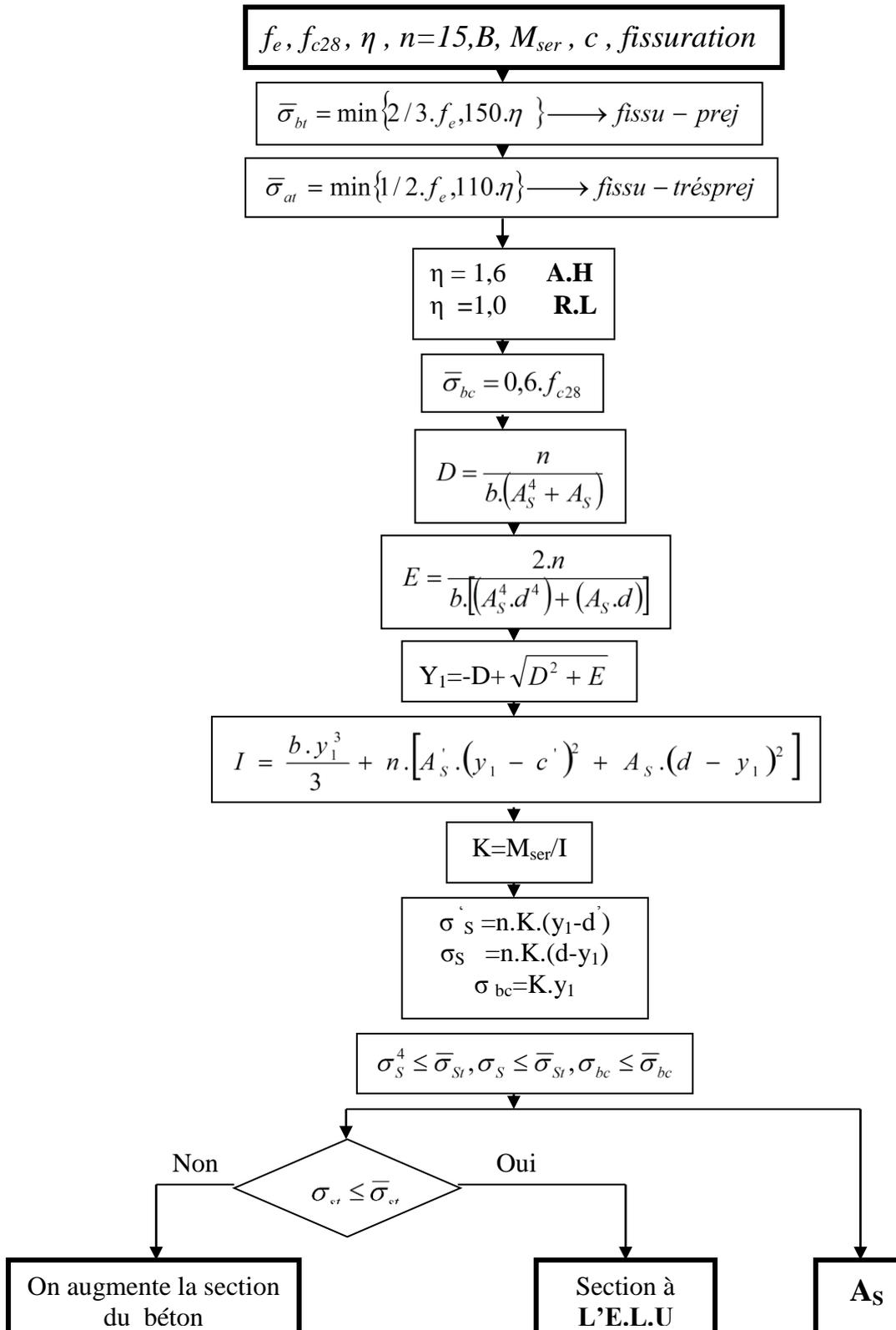
Oui / Non  
 $X >$

$A_s = 0$   
 $A_s = 0$

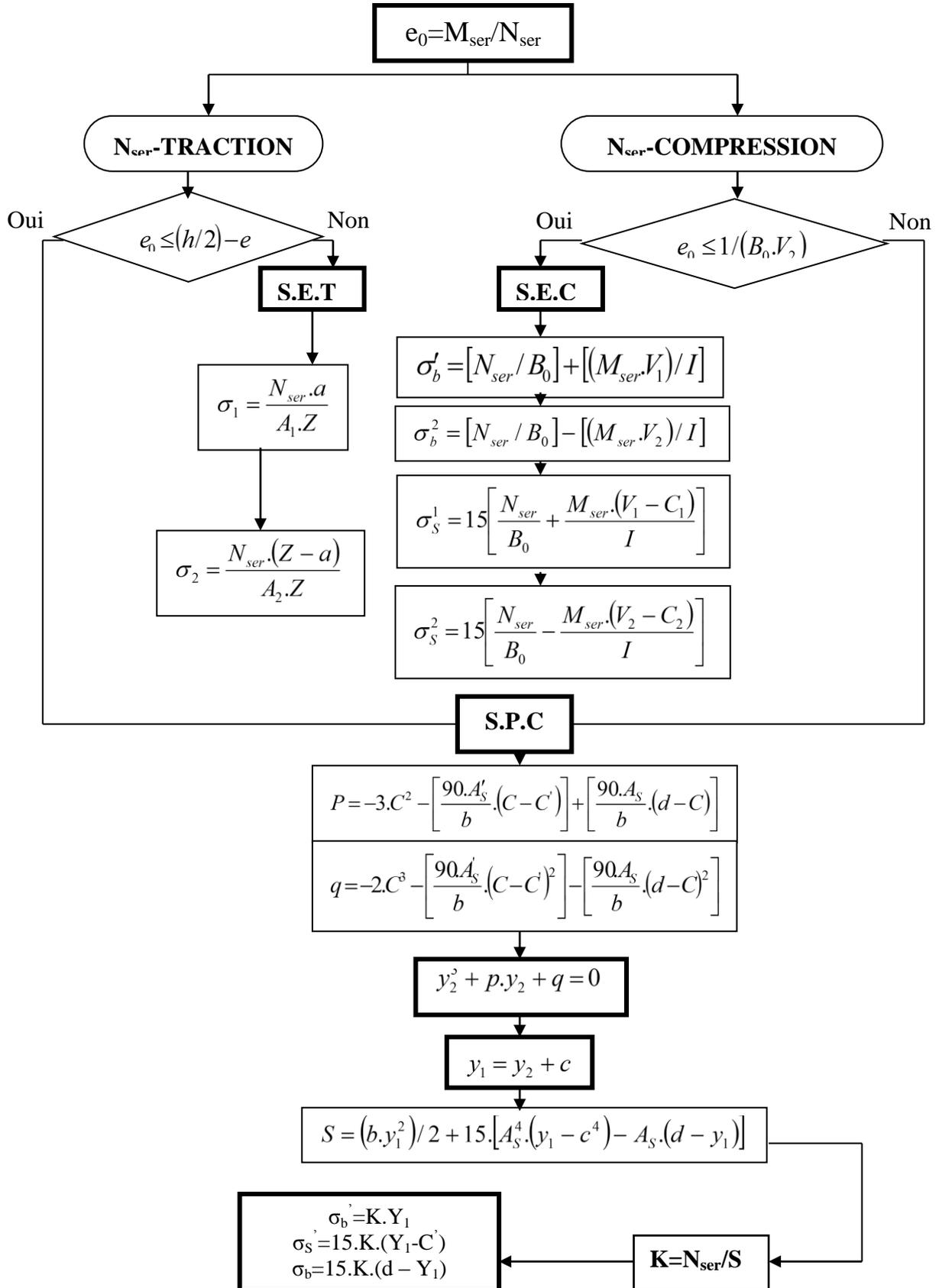
$A_s \neq 0$   
 $A_s \neq 0$

**ORGANIGRAMME -IV-**

**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

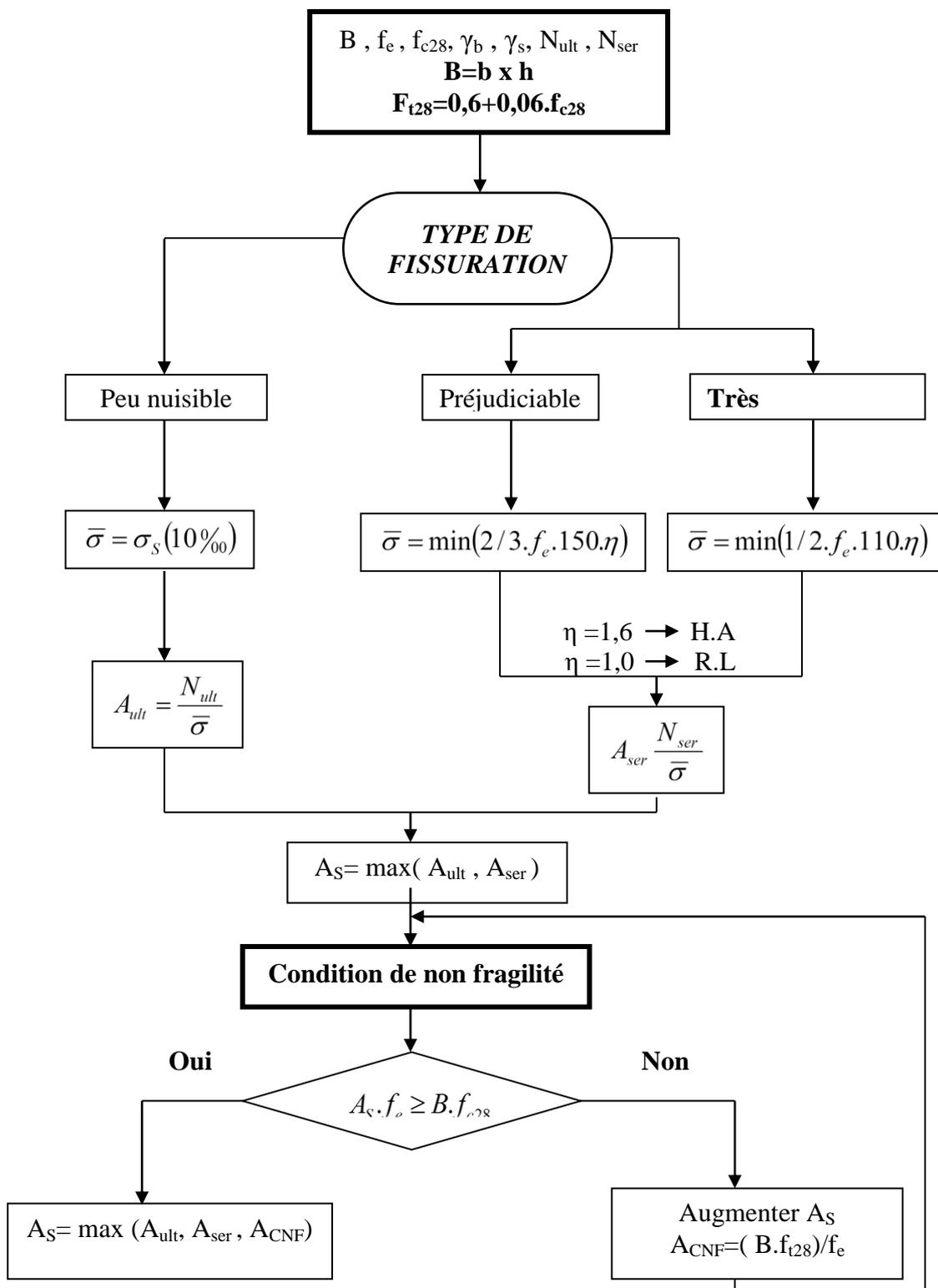


**ORGANIGRAMME-V-**  
**FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S**



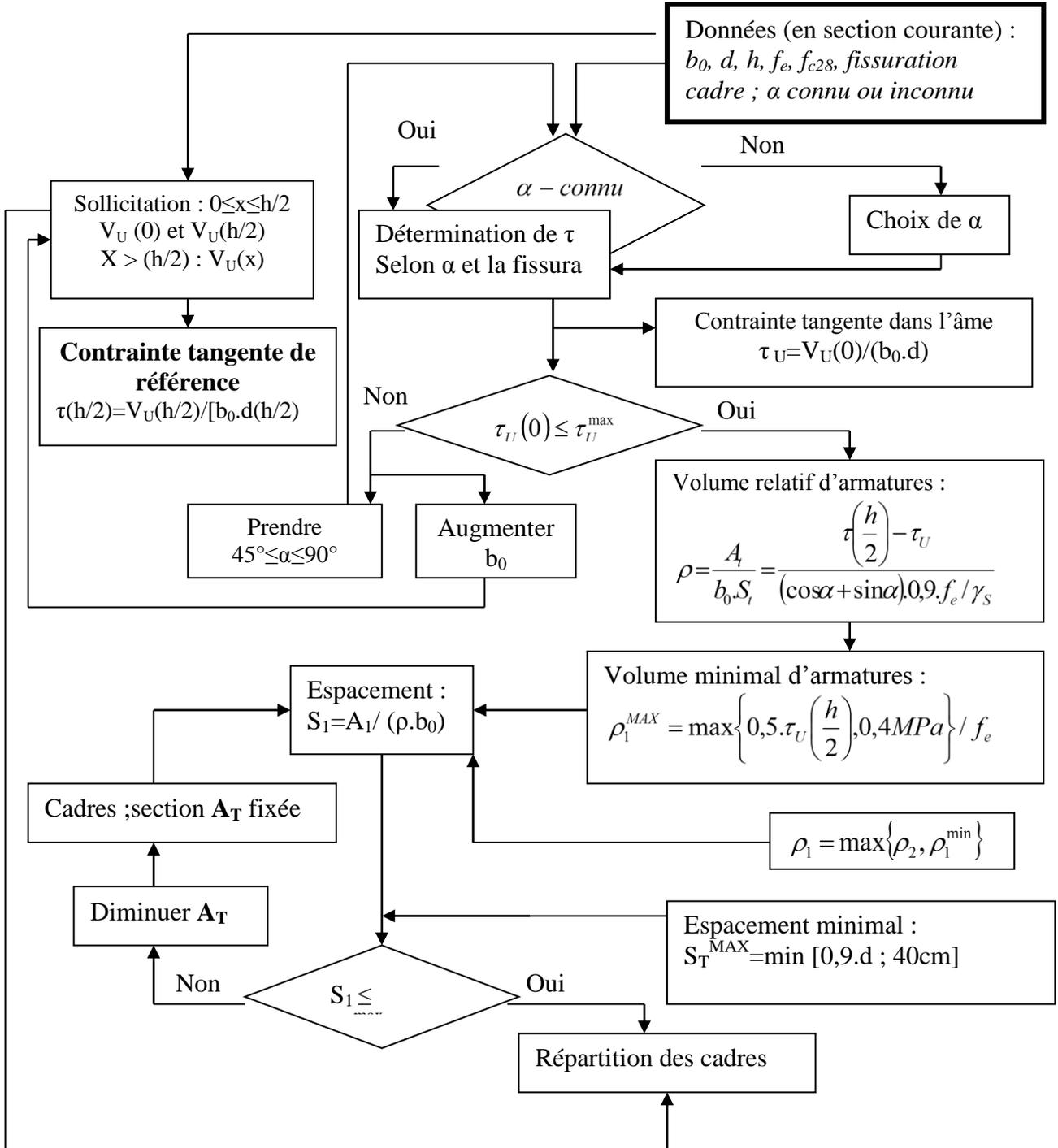
**ORGANIGRAMME -VI-**

**TRACTION SIMPLE**



**ORGANIGRAMME -VII-**

**CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**



## Annexe

### Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre $\phi$ en mm

$\phi$ \ N	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

### Tableau des armatures

## Annexe

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.0110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.01098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.01087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.01075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.01063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.01051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.01038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.01026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.01013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.01000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.05956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000