

**République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de  
L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Technologie**



**Mémoire de fin d'études**

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

**Option : Structures**

**Thème**

***Etude de l'effet de zonage sismique sur la stabilité  
d'un bâtiment en béton armé***

**Réalisé par**

M<sup>lle</sup>.Rania MAROUF

M<sup>lle</sup>.Fatima Zahra MOUSSAOUI

**Encadré par**

Dr. Touhami TAHENNI

**Promotion 2020**

# REMERCIEMENT

*Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer notre profonde et nos vifs remerciements :*

*Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur : Dr. Tahenni Touhami*

*Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de Djilali Bounaama Khemise Miliana.*

*Ingenieur mohamed attia , Architecteur mehdi torrîche .*

*Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner nôtres travail.*

*Tous les personnes qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.*

# *Dédicace*

*"و ما توفيقى الا بالله"*

*je dédie ce travail*



*A mon cher père, ABDALLAH ,ma chère ma mère*

*,AICHA en reconnaissance de tout ce qu'ils ont fait pour moi tout au long de mon existence ,pour leurs soutiens ,l'encouragement continuel,la patience les sacrifices,les consiels éclairés et pour tout l'amour et l'affection portés en ma personne*



*mes chers frères AMINE,HOCIN ,DHAYAE  
DINNE,YOUCEF*



*a ma souer HABIBA,et tes enfants wassim ,alae*



*ma chère ma cousine NAIMA*



*a mon binome MAROUF RANIA*



*mes amies FATIMA ZAHRA ,FELLA,  
INES,AMINA,FIFI*




*a toute la promotion 2019/2020 Génie civil.*

# *Dédicace*

*"وما توفيقي الا بالله"*

*je dédie ce travail*

 *A mon cher père, AMER ,ma chère ma mère ,FOZIA en reconnaissance de tout ce qu'ils ont fait pour moi tout au long de mon existence ,pour leurs soutiens ,l'encouragement continuel,la patience les sacrifices,les consiels écalairés et pour tout l'amour et l'affection portés en ma personne*

 *mes chers frères MOHAMED, ABED HAKIM, YASINE, ALAA DINE, CHAKIB , YOUCEF*

 *a ma souer LINDA*

 *a mon binome MOUSSAOUI FATIMA ZAHRA*

 *mes amies INES*

*,FELLA, SANAA, YASMIN ,ASMA*

 *a toute la promotion 2019/2020 Génie civil.*



## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة مدى تأثير التقسيم الزلزالي على استقرار عمارة من خرسانة مسلحة مكونة من طابق أرضي زائد ستة ودراسة نفس العمارة مع (III) و الثالثة (IIa) طوابق ذات استعمال سكني. لتحقيق هذا الهدف قمنا باختيار المنطقة الزلزالية الثانية و معايير الأستقرار المقترحة من طرف القواعد الجزائرية المضادة للزلازل لسنة ETABS مقارنة التحليل الزلزالي عن طريق برنامج 99 والمراجعة في 2003 وكذلك حساب التسليح للعناصر الهيكلية وللأساسات في كل منطقة. بينت نتائج الدراسة أن العمارة التي تقع في المنطقة الزلزالية الثالثة تتمتع بقوة زلزالية عالية و كذلك ازاحة كبيرة للطوابق مع زيادة في كمية التسليح للعناصر الهيكلية خاصة الحجابيات مقارنة مع المنطقة الزلزالية الثانية. في الواقع لضمان سلوك ديناميكي أحسن للبنية الأمكنة الجيدة للحجابيات أكثر أهمية من عددها داخل البنية لضمان لدان أحسن للهياكل خاصة و جودة هيكلية جد مهمة في المناطق ذات نشاط زلزالي عالي.

## Résumé

L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet de zonage sismique sur la stabilité d'un bâtiment en béton armé composé de rez-de-chaussée plus six étages à usage d'habitation. Pour atteindre cet objectif, on a choisi les deux zones sismiques IIa et III et on a étudié le même bâtiment avec comparaison de l'analyse sismique à l'aide de logiciel ETABS et les critères de stabilité exigés par les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 /Version 2003, ainsi que le calcul de ferrailage des éléments structuraux et fondations dans chaque zone. Les résultats de l'étude montrent que le bâtiment qui est situé dans la zone III présente des forces sismiques et des déplacements des étages élevées avec augmentation de la quantité de ferrailage des éléments structuraux particulièrement les voiles de contreventement, par comparaison au Zone IIa. En effet, pour assurer un bon comportement dynamique de notre bâtiment, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de ces voiles, afin de garantir une ductilité appropriée de la structure, qualité structurale indispensable dans les zones de forte sismicité.

## Abstract

The objective of this work is to study the effect of site on the stability of reinforced concrete building composed of ground floor plus six floors for residential. To achieve this objective, we chose the two seismic zones IIa and III and we studied the same building with comparison of the seismic analysis using ETABS software and the required stability criteria required by the Algerian Earthquake Rules RPA 99/2003 Version, as well as the calculation of reinforcement of structural elements and foundations in each zone. The results of the study show that the building which is located in zone III presents high seismic forces and displacements of the floors with an increase in the amount of reinforcement of structural elements, particularly the bracing walls, compared to Zone IIa. Indeed, to ensure a good dynamic behaviour of our building, the good disposition of the bracing sails is more important than the number of these sails, to ensure proper ductility of the structure, essential structural quality in areas of high seismicity.

## SOMMAIRE

Introduction général.....	01
<b>Chapitre 01 : Etude bibliographique</b>	
Introduction.....	04
1.2-Le séisme.....	04
1.3-Origine de séisme .....	05
1.4-Ondes sismiques .....	05
1.5-Action sismique .....	07
1.6-Règlement de parasismique.....	10
1.7-Carte de sismicité du nord algérien.....	11
1.8-Zonage sismique.....	12
1.9-Caractérisation du sol.....	13
<b>Chapitre 02 : Présentation du projet</b>	
2.1-Introduction .....	17
2.2-Présentation de l'ouvrage.....	17
2.3-Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	20
2.4-Hypothèses de calcul.....	30
<b>Chapitre 03: Pré dimensionnement des éléments structuraux</b>	
3.1-Introduction .....	33
3.2-Pré dimensionnement des planchers .....	33
3.3-Evaluation des charges et surcharges .....	34
3.4-Pré dimensionnement des poutres .....	37
3.5-Pré dimensionnement des poteaux.....	40
3.6-Pré dimensionnement des voiles.....	48
<b>Chapitre 04 : Etude sismique</b>	
4.1-Introduction.....	51
4.2-Caractéristiques dynamique.....	51
4.3-Presentation du programmer ETABS.....	53
4.4-Etude sismique .....	54
4.5-Interprétation des résultats .....	62
4.6-Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .....	73

4.7-Justification du choix du coefficient du comportement dynamique.....	76
<b>Chapitre 05 : Ferrailage des éléments structuraux</b>	
5.1-Introduction .....	79
5.2-Ferrailage des poteaux.....	79
5.3-Ferrailage des poutres.....	96
5.4-Ferrailage des voiles.....	110
<b>Chapitre 06 : Etude de fondation</b>	
6.1-Introduction.....	120
6.2-classification des fondations.....	120
6.3-Facteurs de choix du type de fondation .....	121
6.4-Conseils pour les fondations.....	121
6.5-Calcul des fondations .....	121
6.6-Choix de fondations .....	122
Conclusion générale.....	161

# *liste des figures*

---

<b>Figure 1.1</b> :Endommagement des structures en béton armé.....	5
<b>Figure 1.2</b> : origine du séisme .....	6
<b>Figure 1.3</b> : comportement des ondes sismique.....	6
<b>Figure 1.4</b> :comportement des ondes Let R.....	7
<b>Figure 1.5</b> :carte de sismicité du Nord algerien.....	12
<b>Figure 1.6</b> :carte de zonage sismique du territoire national.....	13
<b>Figure 2.1</b> : Essai de compresion sur éprouvette cylindrique de béton .....	22
<b>Figure 2.2</b> : Essai de traction sur un tirant en béton armé.....	23
<b>Figure 2.3</b> :Essai de flexion trois points .....	24
<b>Figure 2.4</b> :Essai de flexion quatre points .....	24
<b>Figure 2.5</b> :Essai de traction par fendage sur épouvette cylindrique de béton.....	25
<b>Figure 2.6</b> :Diagramme de calcul « porabole –rectangle ».....	27
<b>Figure 2.6</b> :Diagramme contract –déformation de l’acier.....	29
<b>Figure 3.1</b> : coupe du plancher terrasse inaccessible.....	35
<b>Figure 3.2</b> :Le plan du bâtiment étudié.....	44
<b>Figure 3.3</b> :surface revenant au poteau de rive.....	45
<b>Figure 3.4</b> : surface revenant au poteau d’angle.....	45
<b>Figure 3.5</b> : surface revenant au poteau central.....	45
<b>Figure3.6</b> :Coupe du voile en élévation.....	49
<b>Figure 4.1</b> : spectre de réponse zone III et zone IIa.....	57
<b>Figure 4.2</b> : modèle initiale de disposition des voiles .....	63
<b>Figure 4.3</b> : comportement des trois premiers modes du premier modèle .....	64
<b>Figure 4.4</b> :deuxième modèle de disposition des voiles .....	68
<b>Figure 4.5</b> :comportement des trois premiers modes du deuxième.....	69
<b>Figure 4.6</b> :évaluation des effets du second ordre.....	74
<b>Figure 5.1</b> :ferraillage des poteaux en zone III.....	94

<b>Figure 5.2:</b> ferrailage des poteaux en zone IIa .....	95
<b>Figure 5.3:</b> disposition des armatures des poteaux.....	96
<b>Figure 5.4:</b> les filles des poutres.....	97
<b>Figure 5.5.</b> Arrêt des barres.....	104
<b>Figure 5.6:</b> schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	111
<b>Figure 5.7:</b> disposition des armatures verticales dans les voiles.....	112
<b>Figure 5.8:</b> dispositif des voiles a études .....	116
<b>Figure 5.9:</b> Schéma de ferrailage du voile en zone III sous forme L.....	116
<b>Figure 5.10:</b> Schéma de ferrailage du voile en zone IIa sous formeL .....	116
<b>Figure 6.1:</b> fondations superficielles .....	120
<b>Figure 6.2:</b> Dispostion des poteaux .....	123
<b>Figure 6.3:</b> schéma statique du batiment .....	124
<b>Figure 6.4:</b> contraintes sous radier.....	127
<b>Figure 6.5:</b> vue en plan des dimentions du panneau le plus sollicite.....	128
<b>Figure 6.6:</b> Ferrailage de la dalle du radier pour zone III.....	131
<b>Figure 6.7:</b> Ferrailage de la dalle du radier pour zone IIa.....	137
<b>Figure 6.8:</b> Ferrailage des nervures pour zone III.....	138
<b>Figure 6.9:</b> Ferrailage des nervures pour zone IIa.....	138
<b>Figure 6.10.</b> Schéma statique du bâtiment.....	140
<b>Figure 6.11.</b> Contraintes sous radier.....	142
<b>Figure 6.12.</b> Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicite.....	144
<b>Figure 6.13.</b> Ferrailage de la dalle du radier pour la zone III.....	150
<b>Figure 6.14.</b> Ferrailage de la dalle du radier pour la.....	151
<b>Figure 6.15.</b> Ferrailage des nervures pour zone III.....	152
<b>Figure 6.16.</b> Ferrailage des nervures pour zone IIa.....	151

# *liste des tableaux*

<b>Table1.1</b> : Echelle de mercalli.....	8
<b>Tableau 1.2</b> :séismes célèbres et conséquences .....	9
<b>Tableau 1.3</b> :les séismes en algérien.....	10
<b>Tableau 1.4</b> : Evolution de la réglementation parasismique algérienne .....	11
<b>Tableau 1.5</b> : Zonage sismique du territoire algérien .....	13
<b>Tableau 2.1</b> : Résistances caractéristiques du béton selon BAEL99.....	22
<b>Tableau 2.2</b> :Propriétés mécaniques de l'acier.....	28
<b>Tableau3.1</b> : charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux ....	35
<b>Tableau3.2</b> :charge permanente et surcharge du plancher courant en corps creux ....	36
<b>Tableau3.3</b> :charge permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine .....	36
<b>Tableau3.4</b> :charge permanente et surcharge du plancher courant en dalle pleine .....	37
<b>Tableau3.5</b> : charges permanentes des murs extérieurs .....	37
<b>Tableau3.6</b> : charges permanentes des murs intérieurs .....	37
<b>Tableau3.7</b> : dégression des charges d'exploitation .....	41
<b>Tableau3.8</b> : résultat de loi de dégression de notre bâtiment.....	42
<b>Tableau3.9</b> : résultat de la dégression des charges .....	48
<b>Tableau3.10</b> : sections des poteaux centraux.....	48
<b>Tableau4.1</b> :facteur de qualité Q de la structure .....	60
<b>Tableau4.2</b> : paramètre sismique .....	61
<b>Tableau4.3</b> : vérification de période .....	64
<b>Tableau4.4</b> :.pourcentage des participations massiques zone III.....	65
<b>Tableau4.5</b> :.pourcentage des participations massiques zone IIa.....	65
<b>Tableau4.6</b> :calcul de forces sismiques.....	66
<b>Tableau4.7</b> :Vérification de la résultante de force sismique.....	66
<b>Tableau4.8</b> : vérification des déplacements inter-etages dans le sens X zone III.....	66
<b>Tableau4.9</b> : vérification des déplacements inter-etages dans le sens X zone.....	66
<b>Tableau4.10</b> : vérification des déplacements inter-etages dans le sens Y zone III.....	67

<b>Tableau4.11</b> : vérification des déplacements inter-etages dans le sens Y zone Iia.....	67
<b>Tableau4.12</b> : vérification des périodes .....	69
<b>Tableau4.13</b> :pourcentage des participations massiques zone III.....	70
<b>Tableau4.14</b> :pourcentage des participations massiques zone IIa.....	70
<b>Tableau4.15</b> :calcul de forces sismiques.....	71
<b>Tableau4.16</b> :Vérification de la résultante de force sismique .....	71
<b>Tableau4.17</b> : vérification des déplacements inter-étages dans le sens x zone III.....	72
<b>Tableau4.18</b> : vérification des déplacements inter-étages dans le sens x zone IIa.....	72
<b>Tableau4.19</b> : vérification des déplacements inter-étages dans le sens y zone III.....	72
<b>Tableau4.20</b> : vérification des déplacements inter-étages dans le sens y zone IIa.....	73
<b>Tableau4.21</b> : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens x zone III.....	75
<b>Tableau4.22</b> : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens x zone IIa.....	75
<b>Tableau4.23</b> : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens y zone III.....	75
<b>Tableau4.24</b> : vérification de l'effet P- $\Delta$ sens y zone IIa.....	76
<b>Tableau4.25</b> : vérification de comportement dans le sens x zone III.....	76
<b>Tableau4.26</b> : vérification de comportement dans le sens x zone IIa.....	76
<b>Tableau4.27</b> : vérification de comportement dans le sens y zone III.....	77
<b>Tableau4.28</b> : vérification de comportement dans le sens y zone IIa.....	77
<b>Tableau5.1</b> :section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour zone III.....	81
<b>Tableau5.2</b> : section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour zone IIa.....	81
<b>Tableau5.3</b> : section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour zone III .....	81
<b>Tableau5.4</b> :section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour zone IIa.....	82
<b>Tableau5.5</b> :section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour zone III.....	82
<b>Tableau5.6</b> : section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour zone IIa.....	83
<b>Tableau5.7</b> : section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour zone III .....	83
<b>Tableau5.8</b> :section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour zone IIa .....	84
<b>Tableau5.9</b> :section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour zone III.....	84
<b>Tableau5.10</b> : section des armatures des poteaux ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour zone IIa.....	84
<b>Tableau5.11</b> : section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) zone III.....	84
<b>Tableau5.12</b> :section des armatures des poteaux ( $M_{max},N_{corr}$ ) zone IIa.....	85
<b>Tableau5.13</b> : Ferrailages des poteaux pour zone III.....	85

<b>Tableau5.14</b> : Ferrailages des poteaux pour zone IIa .....	85
<b>Tableau5.15</b> :vérification des contraintes ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour zone III.....	86
<b>Tableau5.16</b> :vérification des contraintes ( $N_{max},M_{corr}$ ) pour zone IIa.....	86
<b>Tableau5.17</b> :vérification des contraintes ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour zone III.....	87
<b>Tableau5.18</b> :vérification des contraintes ( $M_{max},N_{corr}$ ) pour zoneIIa .....	87
<b>Tableau5.19</b> :vérification de sollicitation normale pour zone III.....	88
<b>Tableau5.20</b> :vérification de sollicitation normale pour zone IIa.....	88
<b>Tableau5.21</b> :vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux zone III.....	89
<b>Tableau5.22</b> :vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux zone IIa.....	90
<b>Tableau5.23</b> :espacement maximale déterminer par RPA99/version 2003 pour zone III..	91
<b>Tableau5.24</b> : espacement maximale déterminer par RPA99/version 2003 pour zone IIa...2	
<b>Tableau5.25</b> :choix des armatures transversales des poteaux pour zone III.....	92
<b>Tableau5.26</b> :choix des armatures transversales des poteaux pour zone IIa.....	93
<b>Tableau5.27</b> :Ferrailage longitudinal des poutres porteuses .....	98.
<b>Tableau5.28</b> :Ferrailage longitudinal des poutres non porteuses .....	99
<b>Tableau5.29</b> :vérification de la condition de non fragilité.....	101
<b>Tableau5.30</b> :Vérification des contraintes des poutres porteuses.....	101
<b>Tableau 5.31.</b> vérification de la contraint de cisaillement .....	102
<b>Tableau 5.32.</b> choix des armatures transversales des poutres en zone III.....	103
<b>Tableau5.33</b> : . choix des armatures transversales des poutres en zone IIa.....	103
<b>Tableau5.34</b> :moment d'inertie fictif des poutres en zone III .....	106
<b>Tableau 5.35.</b> :moment d'inertie fictif des poutres en zone IIa .....	106
<b>Tableau 5.36.</b> Vérification de la flèche des poutres en zone III .....	107
<b>Tableau5.37</b> : Vérification de la flèche des poutres en zone IIa .....	107
<b>Tableau5. 38</b> : Ferrillagees des poutres porteuses en zone III.....	108
<b>Tableau5.39</b> : Ferrillagees des poutres porteuses en zone III .....	109
<b>Tableau 5.40.</b> Ferrillagees des poutres non porteuses.....	109
<b>Tableau 5.41.</b> Caractéristiques et ferrailage des voiles.....	117
<b>Tableau 6.1.</b> sections des semelles isolées pour le zone III.....	124
<b>Tableau 6.2.</b> sections des semelles isolées pour le zone IIa.....	126
<b>Tableau 6.3.</b> dimension des semelles filantes le zone III.....	129



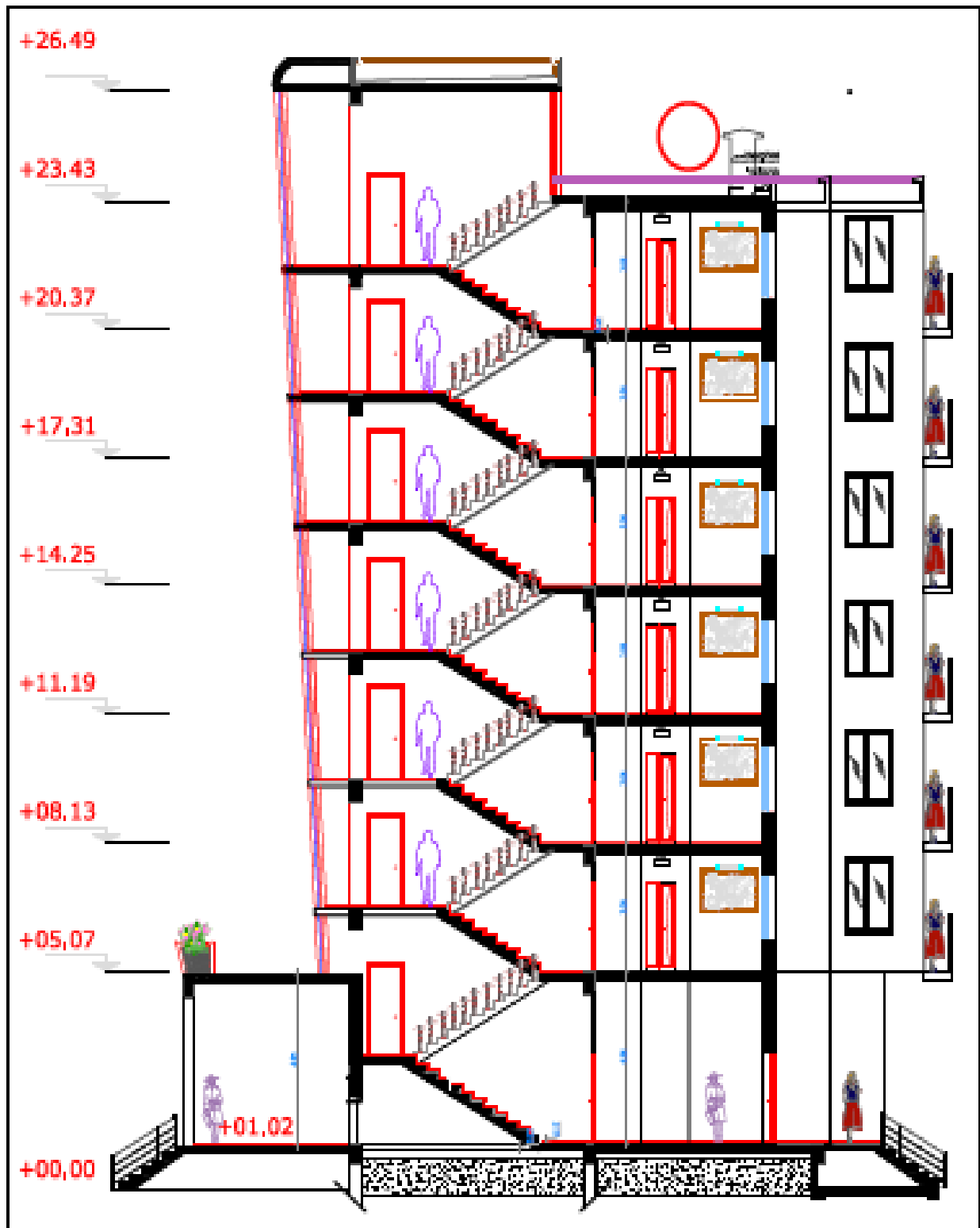
<b>Tableau 6.4.</b> dimension des semelles filantes le zone IIa.....	130
<b>Tableau 6.5.</b> contraintes sous le radier le zone III.....	143
<b>Tableau 6.6.</b> contraintes sous le radier le zone III.....	144
<b>Tableau 6.7.</b> Calcul des moments à L'ELU et L'ELS pour zone III et IIa.....	147
<b>Tableau 6.8.</b> Ferrailage de la dalle pour la ZONE III et ZONE IIa.....	147
<b>Tableau 6.9.</b> Vérification des contraintes pour la ZONE III et ZONE IIa.....	149
<b>Tableau 6.10.</b> Ferrailage final de la dalle pour les zones III et IIa.....	149
<b>Tableau 6.11.</b> Vérification des contraintes pour la zone III et IIa.....	150
<b>Tableau 6.12.</b> Ferrailage des nervures pour les zones III et zoneIIa dans les deux sens..	152
<b>Tableau 6.13.</b> Vérification des contraintes pour zone III et zone IIa.....	152
<b>Tableau 6.14.</b> Ferrailage final des nervures pour les zones III et IIa.....	153
<b>Tableau 6.15.</b> Espacement des armatures transversales pour la zone III et IIa.....	155
<b>Tableau 6.16.</b> Choix des armatures transversales pour la zone III et IIa.....	157
<b>Tableau 6.17.</b> Ferrailage de débord pour zone III et zone IIa.....	157
<b>Tableau 6.18.</b> Vérification des contraintes du débord pour zone III et zone IIa.....	159

## LISTE DES SYMBOLES

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $\eta$ : *Facteur de correction d'amortissement*
- $A_T$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\emptyset$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\varphi$ : Angle de frottement.
- $\bar{q}$ : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.
- $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité de béton.
- $\sigma_s$ : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bs}$ : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$ : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bs}$ : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\mathcal{T}_u$ : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\mathcal{T}$ : Contrainte tangentielle.
- $\beta$ : Coefficient de pondération.
- $\sigma_{sol}$ : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$ : Contrainte moyenne.
- $G$ : Charge permanente.
- $\zeta$ : Déformation relative.
- $V_0$ : Effort tranchant à la base.
- E.L.U: Etat limite ultime.
- E.L.S: Etat limite service.
- $N_{ser}$ : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$ : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$ : Effort tranchant ultime.
- $T$ : Effort tranchant.
- $S_t$ : Espacement.

- : Elancement.
- e: Epaisseur.
- F: Force concentrée.
- f: Flèche.
- $\bar{f}$ : Flèche admissible.
- D: Fiche d'ancrage.
- L: Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- d: Hauteur utile.
- $F_e$ : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$ : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$ : Moment à l'état limite ultime de service.
- $M_t$ : Moment en travée.
- $M_a$ : Moment sur appuis.
- $M_0$ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I: Moment d'inertie.
- $f_i$ : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$ : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$ : Moment d'inertie fictif pour les d'déformations instantanées.
- $I_{fv}$ : Moment d'inertie fictif pour les d'déformations différées.
- M: Moment, Masse.
- $E_{ij}$ : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$ : Module d'élasticité différé.
- $E_s$ : Module d'élasticité de l'acier.
- $E_{c28}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 joursd'Age.
- $E_{t28}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'Age.
- $F_{cj}$ : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'Age.
- $\delta$ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y: Position de l'axe neutre.
- $I_0$ : Moment d'inertie de la section totale homogène.





Coupe A-A



# ***Introduction générale***

## **Introduction générale**

Le séisme est une secousse ou succession de secousses plus ou moins violentes du sol.

Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille. Ces secousses peuvent être imperceptibles ou très destructrices. Pour une année le nombre de séismes est estimé à environ un million, toute fois la plupart d'entre eux sont trop faibles pour être ressentis (James Mitchell, 1978). La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par le mouvement d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre où s'enfonce sous une autre plaque. Une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques dont les effets sont catastrophiques (L.Zeghichi et al.,2005), ces séismes font peser de graves menaces sur les populations, peuvent semer la mort en détruisant les habitations, les édifices publics, les ponts, les barrages et glissement de terrains....Le désastre de Chlef en 1980 a réveillé les consciences, c'est ainsi le centre national de recherche appliquée en génie sismique CGS est créé en 1985.

L'objectif du présent travail est de faire une étude comparative de l'effet de zonage sismique sur la stabilité d'une structure d'un bâtiment en béton armé composé de rez-de-chaussée plus six étages (R+6) à usage d'habitation, situé dans deux zone sismiques différentes (Zone IIa et Zone III).

La structure de Mémoire est composée de six (06) chapitres :

- Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les séismes.
- Le deuxième chapitre présente une définition de l'ouvrage étudié et ses caractéristiques géométriques, ainsi que les propriétés physico-mécaniques du matériau béton armé et les différentes hypothèses utilisées pour le calcul des structures en béton armé.
- Dans le chapitre 03, nous présentons l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges et le prédimensionnement des éléments structuraux.
- Le chapitre 04 présente l'étude sismique et le choix de la méthode de calcul, les modèles de disposition des voiles de contreventement dans la structure, ainsi que l'analyse des résultats de différents critères de stabilité exigés par les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003 dans les deux zones sismiques étudiées. Le logiciel de calcul des structures ETABS a été utilisé pour déterminer les différentes sollicitations de calcul.
- Le calcul de ferrailage des éléments structuraux (voiles-portiques) est présenté dans le



chapitre 05.

- Le chapitre 06 présente le choix et le calcul de ferrailage de type de fondation choisi pour notre structure.
- Et nous terminons notre étude, par une conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées.

# *Chapitre 01 :*

## **ETUDE Bibliographique**

## 1.1. Introduction

Toute la côte nord de l'Algérie se trouve dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Cette zone est classée parmi les zones les plus actives sismologiquement parlant. En octobre 1980, un grand séisme dévaste Al Asnam (Chlef actuellement), ce tremblement de terre fait 3 000 morts, et détruit 80 % de la ville de Chlef, et cause des dégâts estimés à 10 milliards de dinars algériens (G. Rancinan, 1998). Ensuite, en Mai 2003, un second terrible séisme fait plus de 2000 morts et plusieurs milliers de blessés et de sans-abri à Boumerdès (Stephen Smith, 2003). Ce séisme à lui fait 1 400 victimes dans la wilaya de Boumerdès, et à cause des dégâts estimés à 5 milliards de dollars américains (T.Madjid, 2007). « *La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasiennne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région* » (L'Agence Nationale du Patrimoine Minier, partie géologie de l'Algérie, 2010). L'Algérie est divisée en deux plaques tectoniques séparées par la faille sud-atlasique. Au Nord se trouve la tectonique alpine et au Sud, la plate-forme saharienne, qui est assez stable. Cette activité sismique est due principalement à la nature géologique de la région maghrébine et à ses caractéristiques tectoniques à la frontière des plaques Africaine et Eurasienne qui sont en mouvement permanent.

## 1.2. Le séisme

Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre, qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille et un rebond élastique. Ces secousses peuvent être imperceptibles ou très destructrices.

Les structures en béton armé sont généralement soumises aux mouvements sismiques tridimensionnels. Dans les dernières décennies, plusieurs études approfondies ont été investies pour l'analyse dynamique de ces structures en considérant le mouvement sismique horizontal tandis que la composante verticale de l'excitation a été sous-estimée ou pratiquement ignorée. Cependant, l'importance du mouvement sismique vertical a été développée progressivement vu l'observation des dommages causés par ce mouvement, spécialement l'endommagement des éléments horizontaux non structuraux, notamment les porte-à-faux de grande portée par le mouvement sismique vertical et aussi avec l'accroissement du nombre des réseaux d'enregistrement des signaux sismiques près des sources. La Figure 1.1 présente quelques structures en béton armé endommagées par le séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003.



(a) : Écroulement en mille feuilles.



(b) : Écroulement d'un étage souple intermédiaire.



(c) : Perte d'équilibre par renversement.



(d) : Dislocation de la structure -éclatement de tous les nœuds-

**Figure 1.1.** Endommagement des structures en béton armé.  
(Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2013)

### 1.3. Origine du séisme

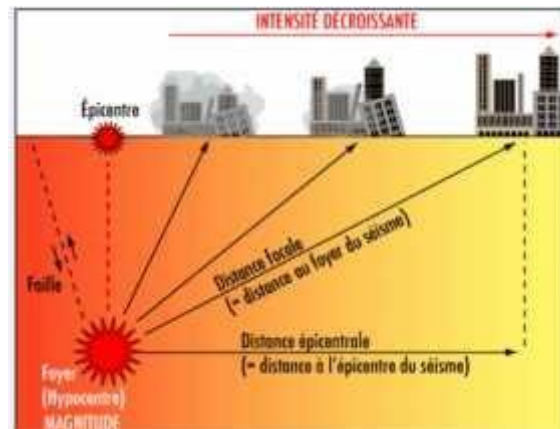
Les séismes peuvent être d'origines artificielles comme ceux induits par l'activité humaine (tires d'explorations sismiques, essais nucléaires souterrains), ou d'origines naturelles comme les séismes tectoniques, les séismes volcaniques et les séismes d'effondrements.

On retiendra que seuls les séismes d'origine tectonique, c'est-à-dire liés aux déplacements relatifs des plaques terrestres peuvent avoir des longueurs de ruptures suffisantes pour que leur magnitude soit élevée et justifie d'une politique de prévention visant la résistance aux oscillations (Le préfet des côtes d'Armor, 2011).

### 1.4. Ondes sismiques

Le point d'origine d'un tremblement de terre est appelé hypocentre ou foyer, il peut se trouver entre la surface et moins 700 km en dessous de la surface terrestre. On parle souvent aussi de l'épicentre qui est le point situé à la surface de la terre, à la

verticale du foyer (Figure 1.2).

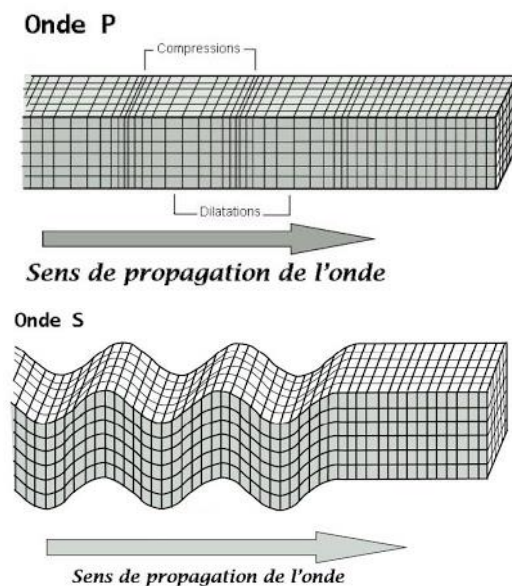


**Figure 1.2.** Origine du séisme.

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes sismiques. Ces dernières sont des ondes élastiques qui peuvent traverser un milieu sans le modifier durablement. Il existe deux types d'ondes sismiques : les ondes de volume et les ondes de surface.

#### 1.4.1. Ondes de volume

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, elles sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface. Ce sont des ondes qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie (leurs fréquences d'oscillation sont proches de celles des constructions qu'elles peuvent mettre en résonance) (DSPR, 2008). Les ondes sismiques sont classées en deux catégories, *ondes primaires (P)* et *ondes secondaires (S)* (Figure 1.3).



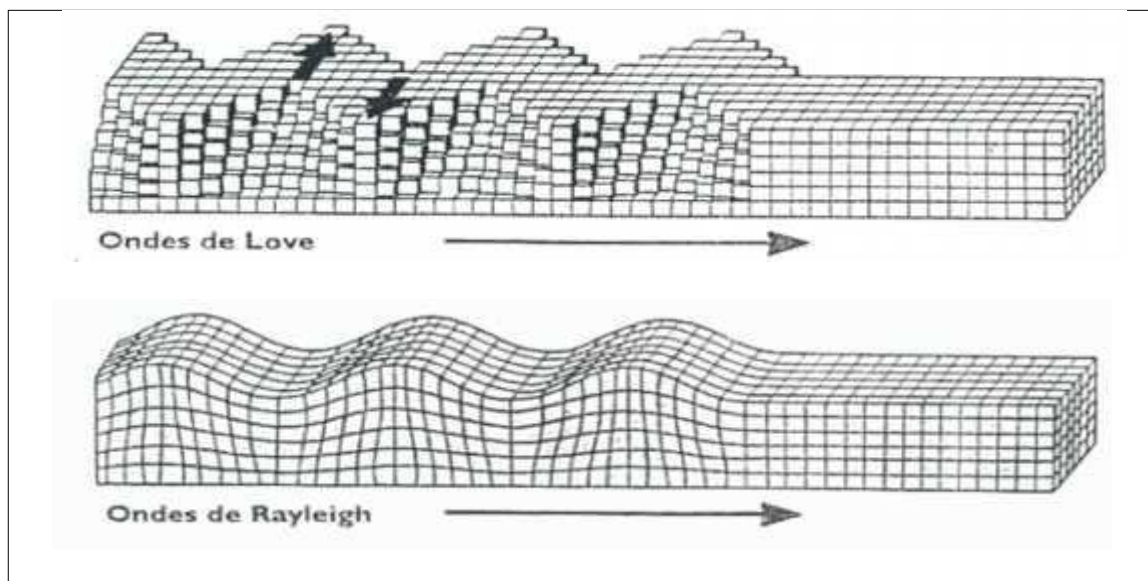
(a) : Onde primaire.

(b) : Onde secondaire.

**Figure 1.3.** Comportement des ondes sismiques.

#### 1.4.1. Ondes de surface

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes. Elles concernent les couches superficielles des sols. Les ondes de surfaces sont cassées en deux catégories, Onde de Love (L) et ondes de Rayleigh (R) (DSPR, 2008). Ces ondes ont un contenu fréquentiel qui concerne certaines structures, mais leur influence sur les constructions courantes est négligeable (Figure 1.4).



**Figure 1.4.** Comportement des ondes L et R.

#### 1.5. Action sismique

Le séisme est caractérisé par trois mouvements indépendants, suivant deux directions horizontales et une direction verticale. Ces mouvements agissent sur les surfaces en contact avec le sol.

Chacun de ces mouvements est défini par :

- Un ou plusieurs spectres de réponse à la surface du sol, en champ libre, valable pour les deux directions horizontales et la direction verticale :

\* Spectre élastique si la structure doit être maintenue dans le domaine élastique.

\* Spectre de dimensionnement, assorti du coefficient de comportement approprié.

- Une accélération nominale horizontale au sol qui définit le niveau de calage à fréquence infinie du spectre pour les deux directions horizontales.

- Une accélération verticale au sol égale à :

70% de l'accélération horizontale, pour les bâtiments à risque normal.

2/3 de l'accélération horizontale, pour les bâtiments à risque spécial.

Dans le cas où le rapport du sol retient plusieurs sites, il y a lieu de prendre en compte l'enveloppant des spectres correspondants.

### 1.5.1. Intensité et magnitude d'un séisme

La notion de magnitude est incomparablement supérieure à celle d'intensité : pour un même tremblement de terre, il y'a de très nombreuses intensités, mais il n'existe qu'une seule magnitude.

#### 1.5.1.1. Intensité

L'évaluation de l'intensité d'un séisme sur une échelle d'intensité ne se réfère pas aux mesures des mouvements du sol par des instruments, mais dépend des observations des effets produits dans la zone macrosismique. Cette échelle descriptive reste importante, d'abord, parce que dans de nombreuses régions sismiques il n'y a pas d'accélérographe, ensuite, par ce que les archives historiques des pays sismiquement actifs sont fondées sur de telles descriptions (A.Plumier et H.Degée, 2011). Le Tableau 1.1 présente l'échelle de Mercalli utilisée pour l'évaluation de l'intensité sismique.

**Tableau 1.1.** Echelle de Mercalli.

Intensité	Dégâts matériels
Degré I	secousse imperceptible par l'homme, inscrite seulement par les sismographes.
Degré II	secousse ressentie par un petit nombre de personnes, surtout par ceux situés aux étages supérieurs des maisons.
Degré III	secousse faible ressentie par un certain nombre d'habitants, comme le serait l'ébranlement produit par une voiture lancée à grande vitesse; la direction et la durée de la secousse peut parfois être appréciée.
Degré IV	ébranlement constaté par quelques personnes en plein air, mais beaucoup à l'intérieur des maisons; vibration de vaisselle, craquement de planchers et des plafonds.
Degré V	ébranlement constaté par toute la population; réveil des dormeurs; ébranlement de meubles et de lits.
Degré VI	des personnes effrayées sortent des habitations; tintement général des sonnettes, arrêt des pendules, crépis fendillés, vaisselle brisée, cloches mises en branle, chute de plâtras.
Degré VII	maisons légèrement endommagées, lézardes dans les murs, chutes de cheminées isolées en mauvais état; écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites.

Degré VIII	sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, des clochers; renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires; fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides; chutes de rochers en montagne.
Degré IX	de solides maisons en construction européenne sont sérieusement endommagées, un grand nombre, rendues inhabitables; d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.
Degré X	la plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits avec leurs fondations; fentes dans les murs en briques; rails de chemins de fer légèrement recourbés; dommages aux ponts; tuyaux de conduites brisés, fentes et plis ondulés dans les rues; éboulements; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage.

### 1.5.1.2. Magnitude

La notion de magnitude a été introduite en 1935 par le sismologue américain Richter. Elle caractérise l'énergie libérée par la rupture de la faille dans la zone épacentrale. Les relations entre magnitude et intensité sont complexes et dépendent notamment de la profondeur du foyer. À magnitude égale, les dégâts à l'épicentre sont d'autant plus importants que la profondeur du foyer est faible. Corrélativement, la zone des dégâts est moins étendue. Le Tableau 1.2 donne quelques exemples de séismes célèbres et ses conséquences.

**Tableau 1.2.** Séismes célèbres et conséquences.

Localité	Date	Magnitude	Observation
Chili	22/05/1960	8.5	Graves dommages notamment sur les hôpitaux, il fut ressenti jusqu'aux environs de 900 km de l'épicentre.
Alaska	28/03/1964	8.4	Sinistre de l'hôpital El mendorf, un nombre significatif de bâtiments scolaires furent touchés parmi lesquels les écoles de Denali Grade School, Anchorage High School et Gouvernement Hill Grade School. De nombreux dégâts sont la conséquence de plusieurs glissements de terrain. Il fut ressenti jusqu'à 700 km aux alentours de l'épicentre.
Mexico	19/03/1985	8.1	Le groupe hospitalier de la ville de Mexico fut touché de façon très importante, de nombreux bâtiments stratégiques furent sinistrés, par exemple on peut noter le Centro Medico Nacional, l'Hôpital Général de la Secrétariat de la Salud. De même, plusieurs établissements scolaires furent aussi touchés par les secousses, ainsi que les bâtiments assez « vieux » présentant de fortes charges et une mauvaise structure résistante.



Kobe	17/01/1955	7.2	Plusieurs dizaines de milliers de bâtiments rencontrent des problèmes de fissures, et beaucoup sont détruits notamment à cause d'incendies postérieurs au tremblement de terre (du fait des dommages au niveau des réseaux gaz, électricité, eau). Nous rencontrons aussi des problèmes sur les bâtiments stratégiques.
------	------------	-----	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Le Tableau 1.3 présente les séismes majeurs qui frappent l'Algérie durant la période entre 1365 et 2003.

**Tableau 1.3.** Les séismes en Algérie.

Lieu	Date	Intensité maximale	Magnitude	Victimes
Alger	03 janvier 1365	X	/	plusieurs
Alger	10 mars 1673	/	/	/
Alger	03 février 1716	X	/	20000
Oran	09 octobre 1790	X	/	2000
Blida	02 mars 1825	X	/	7000
Djidjelli	22 aout 1856	X	/	/
Mitidja	02 janvier 1867	X – XI	7.5	100
Aures	16 novembre 1869	IX	6.5	30
El- kalaa	29 novembre 1887	IX – X	/	20
Gouraya	15 janvier 1891	X	4.5	38
S-El-Ghozlane	24 juin 1910	X – VIII	6.6	81
M'sila	12 février 1946	VII – VIII	5.6	264
El Asnam	09 septembre 1954	X-XI	6.7	1234
M'sila	21 février 1960	VIII-IX	5.6	47
El Asnam	10 octobre 1980	IX	7.3	2633
Constantine	27 octobre 1985	VIII	6.0	5
Tipaza	29 octobre 1989	VIII	6.0	22
Mascara	18 aout 1994	VII	5.6	172
Ain benian	04 septembre 1996	VII	5.7	172
Ain Témouchent	22 décembre 1999	VII	5.8	
Beni-ouartilane	10 novembre 2000	VI	5.4	02
Boumerdés	21 mai 2003	X-XI	6.8	2278

## 1.6. Réglementation parasismique

Les règles parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une

conception et un dimensionnement appropriés. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Afin de pouvoir établir un dimensionnement suivant les probabilités d'occurrence sismique, il a été établi par la réglementation parasismique un zonage de sismicité classifiant les différentes zones d'un pays où les règles parasismiques sont applicables. Il s'agit en fait des zones où il y a risque d'avoir un jour un tremblement de terre.

Un code sismique de la construction, est «de mettre à la disposition des intervenants dans l'acte de bâtir des règles minimales pour protéger la vie en particulier et celle sociale qui taxe sévèrement l'économie non seulement de la zone touchée par le séisme mais nationale. Le Tableau 1.4 présente l'évolution de la réglementation parasismique Algérienne en fonction de séisme.

**Tableau 1.4.** Evolution de la réglementation parasismique Algérienne.

Année	Localité	Règlement
1716	Alger	Mesures parasismiques – Dey Chaouch Alger
1954	Orléans	Recommandations de constructions parasismiques AS55
1980	El Asnam	Addenda 02/82 au PS 69
1985	Constantine	Règles parasismiques Algériennes RPA 81et 83
1989	Tipaza	Révision en RPA88
1999	Ain Témouchent	Révision du zonage en RPA99
2003	Boumerdes	Révision du RPA99 en RPA2003

## 1.7. Carte de sismicité du nord Algérien

Le nord algérien est frappé régulièrement par des séismes parfois importants mais souvent modérés à faibles. Par ailleurs, les séismes modérés à fort génèrent bien souvent des cataclysmes (El Asnam 10 Octobre 1980, Boumerdes 21 Mai 2003) difficiles à surmonter car notre pays, à l'instar des beaux autres, reste encore mal préparé pour affronter de tels cataclysmes (Figure .1.5) (A.Yelles, 2010)

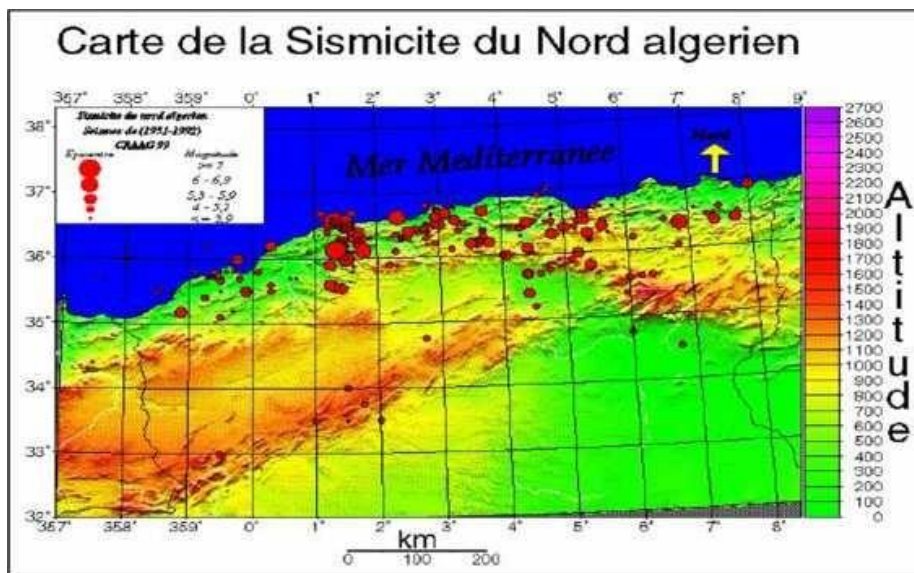


Figure 1.5. Carte de sismicité du nord Algérien.

## 1.8. Zonage sismique

La réponse sismique d'un site dépend très fortement de la rigidité dynamique des différentes couches de sols qui le constituent ainsi que leurs épaisseurs. La classification des sites selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 /v2003) est basée sur des données géotechniques et géophysiques à travers les valeurs moyennes et spécialement la vitesse d'onde de cisaillement sur les 20 premiers mètres.

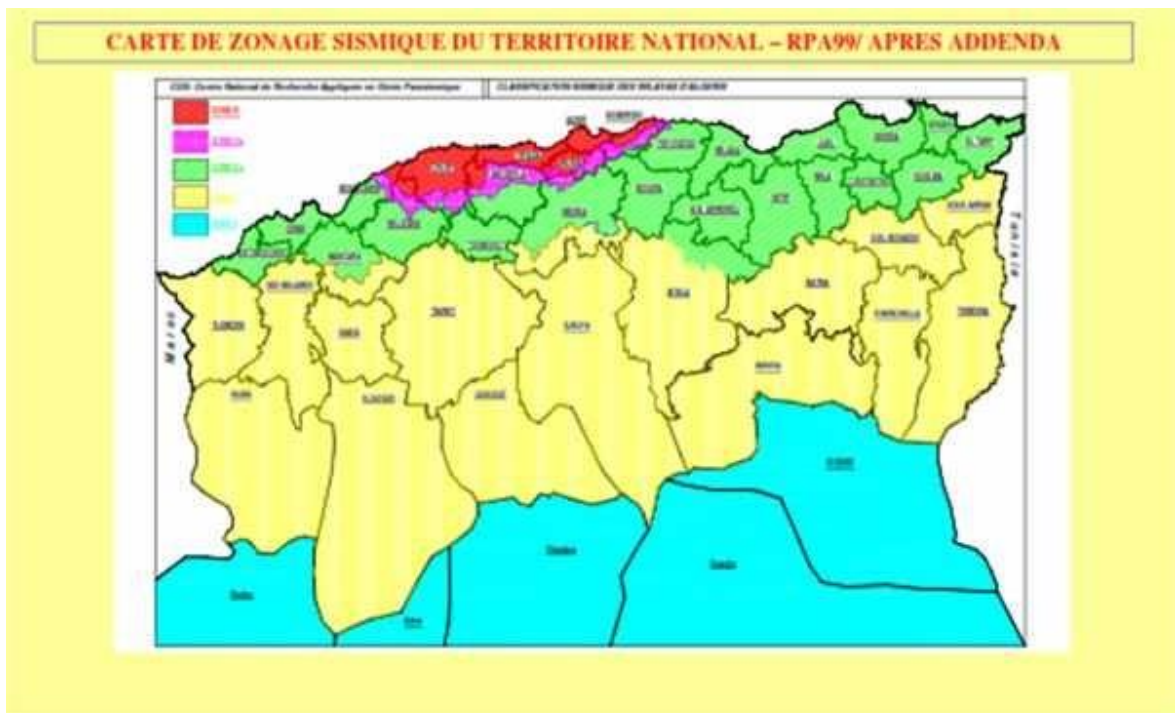
La pratique géotechnique de terrain est loin d'être en mesure de caractériser un site. Une investigation géotechnique doit nous renseigner sur la nature des différentes couches constituant le site et donner les caractéristiques physiques et dynamiques (densité, épaisseurs, rigidité,  $V_s$ , rapport d'impédance, ...) en se basant sur les

essais in situ et de laboratoire. En zone sismique, le comportement dynamique du sol doit être évalué afin de prédire les conséquences en surface libre.

Le territoire Algérien est divisé en cinq zones (05) de sismicité croissante (Tableau 1.5), défini sur la carte des zones de séismicité (Figure 1.6) qui précise cette répartition sur les 48 wilayas d'Algérie (RPA99/v2003).

**Tableau 1.5.** Zonage sismique du territoire Algérien.

Zone	Nature de sismicité
0	sismicité négligeable
I	séismicité faible
II a et II b	séismicité moyenne
III	séismicité élevée



**Figure 1.6.** Carte de zonage sismique du territoire national.

## 1.9. Caractérisation du sol

### 1.9.1. Classification du sol

Selon la disponibilité des différents résultats des essais, le site sera classé dans la catégorie

la plus appropriée. En cas de doute, classer dans la catégorie immédiatement la plus défavorable. Les conditions de site qui nécessitent des investigations approfondies sont les suivantes :

- Présence de sols instables sous les actions sismiques telles que : sols liquéfiables, sols faiblement cimentés, anciens remblais. Présence de sols vaseux ou d'argile avec une très forte teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 m. présence d'argile très plastique (indice de plasticité  $I_p > 75$ ) sur une épaisseur de plus de 6 m.
- Présence sur une épaisseur de plus de 30 m d'une couche d'argile molle à moyennement raide (RPA99/v2003).

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- Catégorie  $S_1$  (site rocheux) Roches ou autres formations géologiques caractérisées par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement  $V_s \geq 800$  m/s.
- Catégorie  $S_2$  (site ferme) Dépôts de sable et de graviers très denses ou d'argile sur-consolidée sur 10 ou 20 m d'épaisseur, ou les deux ou même temps avec  $V_s \geq 400$  m/s.
- Catégorie  $S_3$  (site meuble) Dépôts de sable et de graviers de densité moyenne ou d'argile moyennement raide avec  $V_s < 200$  m/s à partir de 10 m de profondeur.
- Catégorie  $S_4$  (site très meuble) Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle. Dépôts d'argile molle à moyennement raide. Pour les deux types la vitesse moyenne d'onde de cisaillement  $V_s \leq 200$  m/s dans les 20 premiers mètres.

### **1.9.2. Accélération maximale en surface (PGA)**

La valeur de l'accélération maximale en surface (Peak Ground Acceleration) est le premier paramètre qui sert de base à la classification des enregistrements, d'où de nombreuses études visant à trouver des corrélations entre ce terme et les dommages observés. On la retrouve en dynamique des sols dans la prévision d'un risque de liquéfaction (SEED et IDRIS 197) et ses dérivées (DOBRY et al., 1980). Ce facteur ne peut représenter à lui seul le pouvoir destructeur d'un séisme sur un site car on a observé des séismes de niveau élevé ne donnant pas suite à des dommages importants. Inversement, certains séismes de faibles accélérations ont produit des

destructions massives. Intuitivement, on peut penser que le paramètre de niveau n'est pas suffisant. En effet, si des niveaux faibles de sollicitations sont maintenus longtemps, leur effet pourrait se révéler catastrophique (Chloé Lesueur, 2012).

### **1.9.3. Vitesse maximale du sol (PGV)**

Il existe de nombreuses utilisations de la vitesse maximale du sol, appelée encore PGV (Peak Ground Velocity) en sismologie et en génie parasismique. Le PGV permet l'estimation entre autres l'intensité macrosismique et des dommages structurels (Yih-Min Wu et al, 2003) ont constaté que les dommages causés par les tremblements de terre (notamment pour les conduites enterrées) semblent beaucoup mieux corrélés avec les PGV qu'avec les PGA. Cette quantité est obtenue en intégrant une fois temporellement le signal d'accélération. Pour des séismes destructeurs, le PGV va de quelques cm/sec à plusieurs dizaines de cm/sec, et peut dépasser le m/sec à proximité immédiate de l'épicentre.

Le PGA correspond à la partie haute fréquence du signal, et est plus représentative pour les ouvrages raides à courtes périodes, le PGV est représentatif des fréquences intermédiaires entre 1 à 2 Hz, et sera un meilleur indicateur de la nocivité pour les structures les plus souples (Chloé Lesueur, 2012).

### **1.9.4. Déplacement maximum du sol (PGD)**

Le déplacement maximum du sol PGD (Peak Ground Displacement) qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à sa base : quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un mètre en zone très sismique. La durée du séisme liée à la magnitude est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Cette durée d'un séisme est maximale d'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zones peu sismiques (Chloé Lesueur, 2012).

***Chapitre 02 :***

**Présentation de  
l'ouvrage**

## ***Chapitre 02***

### ***Présentation du projet***

#### **2.1. Introduction**

Après avoir passé en revue dans un premier chapitre l'étude bibliographique sur les séismes et le zonage sismique, nous présentons dans ce chapitre les descriptions générales de notre projet, telles que les dimensions et la classification de l'ouvrage, les différents éléments composants la structure, les propriétés physico-mécaniques des matériaux utilisés et les hypothèses de calcul en béton armé.

#### **2.2. Présentation de l'ouvrage**

##### ***2.2.1. Classification de l'ouvrage***

Ce projet consiste à l'étude d'un bâtiment en béton armé composé d'un rez-de-chaussée plus huit étages à usage d'habitation (R+6) avec terrasse inaccessible.

##### ***2.2.1.1. Classification selon leur importance***

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage vis-à-vis des objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application doit être classé dans l'un des quatre groupes ci-après (Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003).

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale (bâtiments des établissements publics de santé, bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours...), groupe 1B : ouvrages de grande importance (bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels et commerciaux...), groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne (autres bâtiments pouvant accueillir au plus de 300 personnes simultanément, parking de stationnement publics...) et groupe 3 : ouvrage de faible importance (constructions provisoires, bâtiments à risque limité pour les personnes...).

Le bâtiment étudié à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m, donc il est classé selon dans le « *groupe 2* ».

##### ***2.2.1.2. Classification selon la zone sismique***



Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante. Cette répartition est précisée par wilaya et par commune dans, soit : Zone 0 : sismicité négligeable, Zone I : sismicité faible, Zone II a et IIb : sismicité moyenne et Zone III : sismicité élevée.

L'objectif de ce travail est de faire une comparaison de la stabilité du présent bâtiment s'il est situé dans les deux zones sismiques IIa, et III.

## **2.2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage**

### **2.2.2.1. Dimension en plan**

La structure présente une forme irrégulière en plan (forme V), dont les dimensions en projections sont :

- Longueur totale suivant le sens longitudinal Y-Y' : .....26.23 m
- Largeur totale suivant le sens transversal X-X' : .....26.23 m

### **2.2.2.2. Dimension en élévation**

- Hauteur totale du bâtiment : .....23.04 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : ..... 4.08 m
- Hauteur de l'étage courant .....3.06 m
- Hauteur de l'acrotère .....0.60 m

### **2.2.3. Ossature de l'ouvrage**

Le système de contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques, tout en justifiant l'interaction portiques-voiles pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques). Selon RPA99/Version 2003 notre ouvrage est un système de contreventement de *type 4a*.

Pour ce type de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### **2.2.4. Planchers**

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Le bâtiment comporte deux types de planchers :

- Plancher à corps creux pour les panneaux réguliers.
- Plancher à dalle pleine pour les panneaux irréguliers.

#### **2.2.4.1. Planchers à corps creux (en partie courante)**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriqués en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

#### **2.2.4.2 Planchers dalle pleine**

Actuellement une très large utilisation dans la construction immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

#### **2.2.5. Terrasse**

La terrasse de notre bâtiment est une terrasse inaccessible.

#### **2.2.6. Maçonnerie**

La maçonnerie la plus utilisée au niveau de nos chantiers est en brique creuses. Dans notre ouvrage, Les murs sont réalisés en deux types :

##### **2.2.6.1. Murs extérieurs**

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigides, elles sont constituées de :

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

##### **2.2.6.2. Murs intérieurs**

Ils sont constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

#### **2.2.7. Revêtement**

Le revêtement de notre structure est composé de plusieurs matériaux :

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2cm pour les différents planchers et escaliers.

- Enduit de plâtre de 2cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

### 2.2.8. Escalier

Les escaliers sont des éléments en béton armé qui permettent de relier deux niveaux différents de construction, dans notre ouvrage les escaliers sont constitués de deux volées droites et un palier de repos et escaliers hélicoïdale en métal (la cage d'escalier commence de rez-de-chaussée jusqu'à 8<sup>ème</sup> étage).

## 2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé.

### 2.3.1. Béton

Le béton est un matériau complexe obtenu en mélangeant : un liant qui est généralement du ciment, du sable et des matériaux pierreux, de l'eau et éventuellement des adjuvants. Ce mélange "fait prise" (il se solidifie), puis durcit (il devient résistant). Ce matériau ainsi obtenu résiste très bien à la compression mais sa résistance à la traction est considérablement faible. Sa résistance à la compression est de l'ordre de 20 MPa à 40 MPa, alors que sa résistance à la traction n'est que de l'ordre de 2 à 4 MPa. Pour pallier à cette insuffisance, on est conduit à associer au béton un matériau possédant une meilleure résistance à la traction : l'acier qui résiste très bien aux deux sollicitations.

La composition courante d'1 m<sup>3</sup> de béton est approximativement la suivante :

- 350 Kg de ciment de type CPJ 42.5
- 400 litres de sable  $D_g < 5$  mm
- 800 litres de gravillons 3/8 et 8 /15
  
- 175 à 180 litres d'eau de gâchage.

Le béton employé dans les constructions en béton armé doit posséder des propriétés physico-mécaniques bien déterminées ; il doit être **résistant**, présenter une bonne **adhérence** aux armatures et très convenables **compact** et **étanche** pour protéger les aciers contre la corrosion.

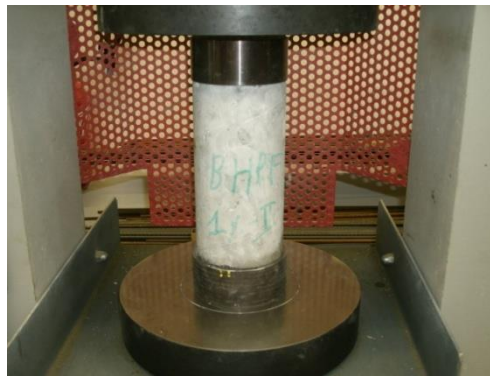
Ce projet a été réalisé avec un béton ordinaire de résistance égale à 25 MPa.

#### 2.3.1.1. Résistance à la compression

D'une manière générale, la résistance du béton dépend d'un grand nombre de facteurs et peut varier dans de larges limites pour des bétons de même composition confectionnés

dans des conditions similaires. Cette résistance dépend de l'âge du béton, des conditions de son durcissement, de la forme et des dimensions des éprouvettes, et du type de sollicitations.

Dans les cas courants, le béton est défini du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur, donnant une section de  $200 \text{ cm}^2$ , écrasées en compression (Figure 2.1). La valeur de la résistance à la compression est définie par la charge ultime sur la section de l'éprouvette.



**Figure 2.1.** Essai de compression sur éprouvette cylindrique de béton.

Lors de l'établissement des projets, la qualité du béton qui sera mis en place est inconnue a priori. Le règlement BAEL 91/modifiées 99 admet les résistances caractéristiques suivantes pour des conditions de chantier courantes (Tableau 2.1).

**Tableau 2.1.** Résistances caractéristiques du béton selon BAEL 99.

Qualité du béton	Dosage en ciment (Kg /m <sup>3</sup> )	Résistance moyenne (MPa)	Résistance caractéristique à 28 j (MPa)	
			Compression	Traction
Béton de faible résistance	300	20 à 25	16	1.6
Béton courant	350	25 à 30	20	1.8
Béton de résistance modérée	375	30 à 35	25	2.1
Résistance élevée	400 + Adjuvant	40 à 50	30	2.4

### 2.3.1.2. Résistance à la traction

La résistance à la traction du béton est gouvernée par les trois paramètres suivants :

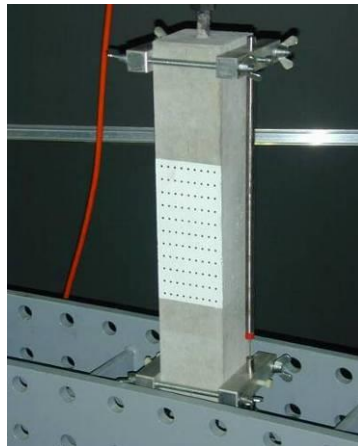
- La résistance des gros granulats, c'est-à-dire la capacité des granulats à résister aux Contraintes de traction qui lui sont appliquées.
- L'adhérence entre le granulat et la pâte de ciment durcie.
- La forme des granulats ; les formes allongées et plate, ne résistent pas à la fissuration.

La résistance à la traction est en générale 10 à 12 fois plus faible que celle à la compression du béton. La mesure directe de la résistance du béton à la traction est difficile à réaliser.

On peut citer trois méthodes permettant de déterminer la résistance du béton à la traction.

#### *a- Essai de traction directe*

L'essai de traction directe est l'essai le plus représentatif du phénomène de la traction mais, il est entre autre, très délicat à réaliser. L'application directe d'un effort de traction pure, en dehors de toute excentricité, est très difficile car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite. La Figure 2.2 montre un tirant en béton armé soumis à des efforts de traction directe.



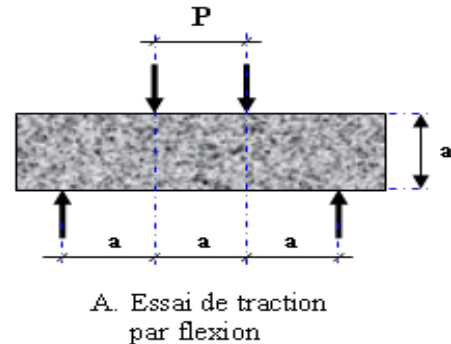
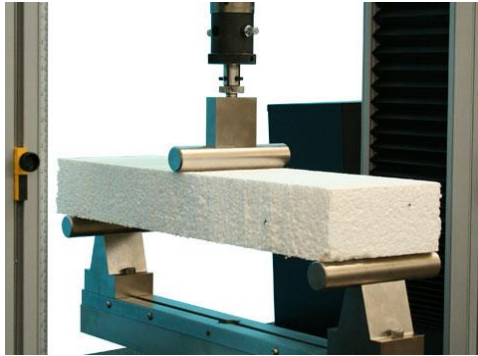
**Figure 2.2.** Essai de traction sur un tirant en béton armé.

#### *b- Essai de traction par flexion*

Dans cet essai, un prisme de béton non armé, d'un élancement 4 (7x7x28 cm) reposant sur deux appuis, est soumis à un effort de flexion soit par application :

- D'une charge concentrée unique appliquée au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre). La charge étant placée au centre du prisme, l'essai est dit « *flexion à trois points* » (Figure 2.3).

- De deux charges concentrées, symétriques, égales, appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges). Les points d'applications de la charge étant placés aux tiers de la portée, l'essai est dit « flexion quatre points » (Figure 2.4).



**Figure 2.3.**Essai de flexion trois points      **Figure 2.4.**Essai de flexion quatre points

Le module de rupture ( $f_r$ ) est calculé suivant la théorie de l'élasticité et est donc égal à :

$$f_r = \frac{M.v}{I} = \frac{\left(\frac{P.a}{2}\right)\left(\frac{a}{2}\right)}{\left(\frac{a^4}{12}\right)} = \frac{3P}{a^2}$$

Où :

- P : charge totale maximale appliquée sur le prisme (N).
- a : largeur du prisme (égal à la hauteur du prisme) (mm).

Adam Neville a montré que la valeur de la résistance à la traction est en fait environ égale aux 3/4 de la valeur du module de rupture théorique :  $f_{tj} = 3/4 f_{rj}$

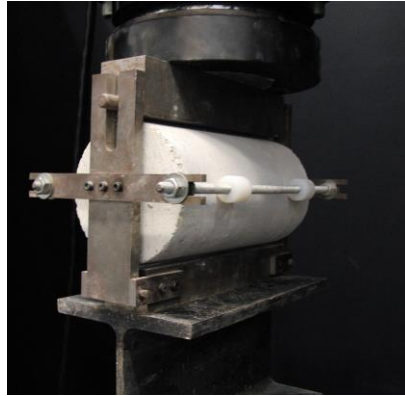
Le module de rupture dépasse la contrainte de traction du béton (mesurée par fendage ou par essai de traction directe) de 40 % ;  $f_r \approx 1.4f_t$

D'après le BAEL 91/modifiées 99, la résistance caractéristique à la traction du béton à J Jours est déduite de celle à la compression par la relation:  $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$  pour

$f_{cj} \leq 60$  MPa.

### **c- Essai de traction par fendage (essais Brésilien)**

Lors de l'essai de fendage, le cylindre du béton est placé à l'horizontale entre les plateaux de la presse et la charge est augmentée jusqu'à la rupture par traction indirecte, qui apparaît sous forme de fendage le long du diamètre vertical du cylindre (Figure 2.5).



**Figure 2.5.** Essai de traction par fendage sur éprouvette cylindrique de béton.

### 2.3.1.3. Diagramme contrainte-déformation de calcul

#### a- Etat Limite Ultime (E.L.U)

L'E.L.U correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées par les coefficients de pondération et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites des ruptures minorées.

Au diagramme réel, on substitue un diagramme non linéaire dit "*parabole-rectangle*" pour le calcul. Ce diagramme, qui représente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement est constitué de :

- Entre les abscisses 0 et 2 ‰, par un arc de parabole du second degré passant par l'origine et de sommet A, ce sommet ayant pour coordonnées  $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$  et  $\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$

- Entre les abscisses 2 ‰ et 3.5 ‰ par une horizontale d'ordonnée:

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

$\theta$  = coefficient qui tient compte de la durée du chargement.

$\theta = 1$  quand la durée probable du chargement est  $> 24h$ .

$\theta = 0.9$  quand cette durée est comprise entre 1h et 24h.

$\gamma_b$  = coefficient de sécurité du matériau béton; il tient compte d'éventuels défauts ainsi que de la réduction possible de la résistance du matériau mis en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique définie préalablement au laboratoire.

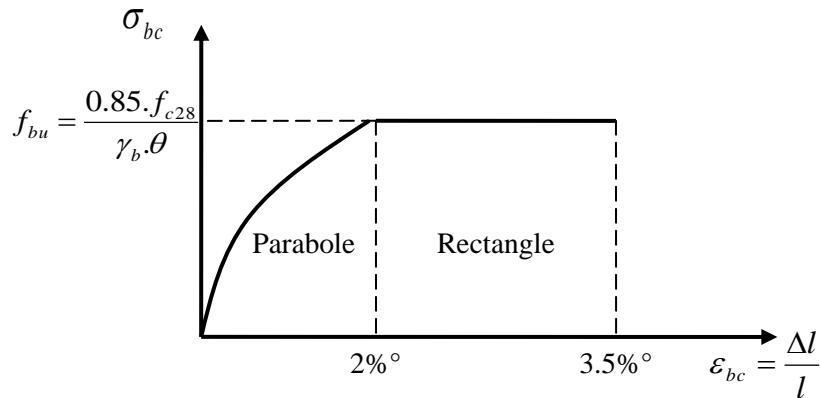
$\gamma_b = 1.5$  pour les situations durables (presque dans tous les cas);  $\gamma_b = 1.15$  pour les situations accidentelles.

Pour une section rectangulaire ou en T, la contrainte ultime du béton en compression est:

$$f_{bu} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$$

Pour une section circulaire ou triangulaire:  $f_{bu} = (0.80 f_{c28}) / (\gamma_b \theta)$

Le coefficient de minoration 0.85 (ou 0.80) tient compte du risque d'altération du béton sur les parement comprimé et du fait que la résistance caractéristique est déterminée à partir de l'application de charges instantanées aux éprouvettes alors qu'en réalité les charges sont de longue durées et donc ceci entraîne une diminution de la résistance réelle.



**Figure 2.6.** Diagramme de calcul "parabole-rectangle".

#### 2.3.1.4. Module de déformation longitudinale (module d'élasticité $E_b$ )

- Sous charges instantanées (durée d'application inférieure à 24heures).

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec  $E_{ij}$  et  $f_{cj}$  (résistance caractéristiques à j jours) en MPa.

- Sous charges de longue durée d'application: le module de déformation du béton à J jours

est Pris égal à: 
$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

#### 2.3.1.5. Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton, de longueur L à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal  $\Delta L$ , mais également un gonflement transversal.

Si "a" est la dimension initiale du coté de l'éprouvette, cette dimension devient  $\Delta a + a$ .

Variation du cote de la section / raccourcissement unitaire : 
$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

On admet que, pour un béton fissuré (E.L.U) :  $\nu = 0$ , et pour un béton non fissuré (E.L.S) :

$$\nu = 0.2.$$



### 2.3.2. Acier

Pour combler le manque de résistance à la traction du béton, on lui associe l'acier pour reprendre les efforts de traction. Les aciers utilisés pour constituer les éléments en béton armé sont donnés dans le Tableau 2.2.

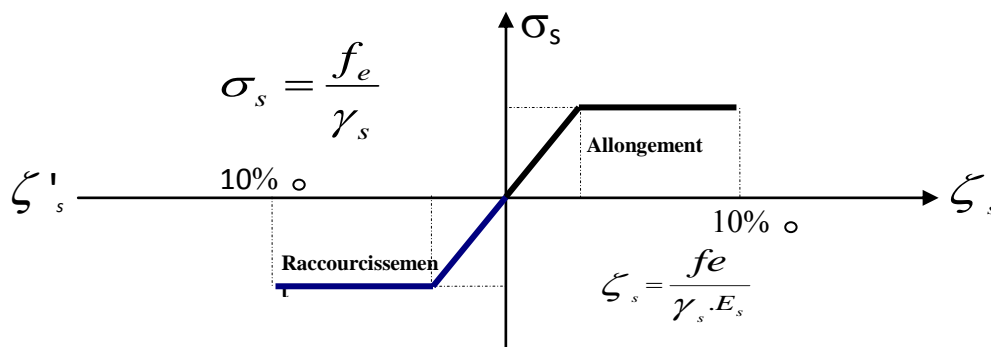
**Tableau 2.2.** Propriétés mécaniques de l'acier.

Aciers	Désignations	Limites d'élasticité	Diamètre nominaux	Utilisation
Rond lisses (RL)	F <sub>e</sub> E22 F <sub>e</sub> E24	215 235	6-8-10-12- 14-16-20	Armatures transversales
Haute adhérence (HA)	F <sub>e</sub> E40	400	6-8-10-12- 14-16-20-25- 32-40	Armatures longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	≤ 6	Emplois courants pour : radiers, et dallage.

#### 2.3.2.1. Contraintes limite de calcul

##### a - Contrainte limite à l'E.L.U

La Figure 2.7 présente la variation des contraintes de calcul  $\sigma_s$  en fonction de déformations des armatures longitudinales  $\epsilon_s$ .



**Figure 2.7.** Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

Avec :

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.15 \text{ Cas d'actions courantes} \\ 1.00 \text{ Cas d'actions accidentelles} \end{array} \right.$$

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :  $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

### ***b- Contraintes limite à l'E.L.S***

**1-** Cas où la fissuration est considérée **peu préjudiciable** ; ce cas s'applique pour les éléments de structures situés dans les locaux couverts et clos, non soumis aux condensations répétées, ou quand les éléments susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures. Pour ce cas, aucune vérification particulière n'est demandée.

**2-** Cas où la fissuration est considérée comme **préjudiciable**. La fissuration est considérée comme préjudiciable pour les éléments exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés dans une eau douce.

Pour ce cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\} = \xi$$

$\eta$  = coefficient de fissuration qui dépend de la qualité de l'adhérence acier-béton.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$  pour les barres à hautes adhérences.

**3-** Cas où la fissuration est considérée comme **très préjudiciable**. La fissuration est considérée comme très préjudiciable quand les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité ; comme milieux agressifs on range l'eau de mer, l'atmosphère marine et les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Pour ces cas, la contrainte de traction des aciers est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \cdot \xi$$

### 2.3.2.2. Module d'Elasticité

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à 200000 MPa.

### 2.3.2.3. Coefficient d'équivalence

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

Avec :

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

$E_b$  : module de déformation du béton

## 2.4. Hypothèses de calcul

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

- **Conservation des sections :** Les sections droites, planes avant déformation, restent planes après déformation. C'est l'hypothèse classique de Navier Bernoulli, qu'est à la base de tous les calculs de flexion. Il en résulte que le diagramme des déformations est représenté par une droite et que la déformation d'une fibre est proportionnelle à sa distance à l'axe neutre.

- **Adhérence acier-béton:** on suppose qu'il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. Il en résulte que chaque barre d'acier subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure ; cette gaine de béton étant supposée non fissurée pour les armatures tendues.

**3- Le béton tendu est négligé dans les calculs:** étant donné que la résistance à la traction du béton est faible, on néglige par mesure de sécurité, le béton tendu en considérant que sa résistance à la traction est nulle. Il en résulte que les contraintes de traction doivent être équilibrées par les efforts existant dans les armatures uniquement.

***Chapitre 03 :***

**Pré-dimensionnement  
des éléments  
structuraux**

## ***Chapitre 03***

### ***Prédimensionnement des éléments structuraux***

#### **3.1. Introduction**

Le prédimensionnement des éléments résistants d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le RPA99 /Version 2003, BAEL 99 et CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet de la structure vers la base (*planchers, poutres, poteaux et voiles*).

#### **3.2. Prédimensionnement des planchers**

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Le bâtiment étudié, est composé des planchers suivants :

- Plancher en corps creux d'une terrasse inaccessible.
- Plancher en corps creux des étages courants.
- Plancher en dalle pleine.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

##### **3.2.1. Condition de résistance 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

On adopte  $e = 16 \text{ cm}$ .

##### **3.2.2. Isolation phonique**

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On propose une épaisseur de **16 cm**.

### 3.2.3. Résistance à la flexion

#### 3.2.3.1. Plancher à corps creux

Pour les dalles qui reposent sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

L : la plus grande portée (entre nus d'appuis) des poutres principales, soit  $L_{\max} = 560\text{cm}$

$$\frac{560}{50} \leq e \leq \frac{560}{40} \Rightarrow 11.2 \text{ cm} \leq e \leq 14 \text{ cm}$$

#### 3.2.3.2. Dalle pleine

• Pour les dalles qui reposent sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

• Pour les dalles qui reposent sur deux appuis (les balcons) :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

On a  $L = 5.60\text{m}$ ,  $\frac{560}{35} \leq e \leq \frac{560}{30} \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq e \leq 18.66 \text{ cm}$

### 3.2.4. Condition de déformation (flèche)

L'épaisseur « e » est conditionnée par :

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

$$\frac{560}{25} \leq e \leq \frac{560}{20} \Rightarrow 22.4 \text{ cm} \leq e \leq 28 \text{ cm}$$

### 3.2.5. Conclusion

Concernant le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux l'épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ . Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de  $16 \text{ cm}$  et une dalle de compression de  $4 \text{ cm}$  (Figure 2.1).
- Pour les dalles pleines nous adopterons une épaisseur de  $11 \text{ cm}$  pour les balcons.

## 3.3. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage selon le document technique DTR-B.C.2.2

### 3.3.1. Planchers en corps creux

Les Tableaux 3.1 et 3.2 présentent la charge permanente et la charge d'exploitation données par le document technique DTR B.C.2.2 et appliquées sur le plancher terrasse et les planchers des étages courants réalisés en corps creux.

**Tableau 3.1** .Charge permanente et surcharge du plancher terrasse en corps creux.

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	20	0.05	1.00	<b>1.00</b>
étanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
Forme de pente	22	0.10	2.20	
Isolation thermique	4	0.04	0.16	
Plancher en corps creux	/	0.20	2.85	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
			<b>G<sub>T</sub> = 6.53</b>	

**Tableau 3.2.** Charge permanentes et surcharge des planchers courants en corps creux.

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	<b>1.50</b>
Mortier de Pose	20	0.02	0.40	
Lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en corps creux	/	0.20	2.85	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Cloisons de distribution	9	0.10	0.90	
Enduit de ciment sur cloison	20	0.04	0.80	
			<b>G<sub>T</sub> = 6.09</b>	

### 3.3.2. Plancher en dalle pleine

Les Tableaux 3.3 et 3.4 présentent la charge permanente et la charge d'exploitation données par le document technique DTR B.C.2.2 et appliquées sur le plancher terrasse et les planchers des étages courants réalisés en dalle pleine

**Tableau 3.3.** Charges permanente et surcharge du plancher terrasse en dalle pleine.

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillons	20	0.05	1.00	<b>1.00</b>
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12	
Forme de pente	22	0.10	2.20	
Isolation (liège)	4	0.04	0.16	
Plancher en dalle pleine	25	0.16	4.00	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
			<b>G<sub>T</sub> = 7.68</b>	

**Tableau 3.4.** Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine.

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )
revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	<b>1.50</b>
Mortier de Pose	20	0.02	0.40	
lit de sable	18	0.03	0.54	
Plancher en dalle pleine	25	0.16	4.00	
enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
cloisons de distribution	9	0.10	0.90	
enduit de ciment sur cloison	20	0.04	0.80	
			<b>G<sub>T</sub> 7.24</b>	

### 3.3.3. Maçonnerie

Les Tableaux 3.5 et 3.6 donnent la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs réalisés en double cloison.



**Tableau 3.5.** Charges permanentes des murs extérieurs.

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit en ciment extérieur	20	0.02	0.40
Briques creuses	9	0.15	1.35
L'âme d'air	/	0.05	/
Briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en plâtre intérieur	10	0.02	0.20
			<b>G<sub>T</sub> = 2.85</b>

**Tableau 3.6.** Charges permanentes du mur intérieur.

Désignation	e (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Enduit en plâtre	0.04	20	0.80
Brique en creuse	0.10	/	0.90
Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			<b>G<sub>T</sub> = 2.06</b>

### 3.4. Prédimensionnement des poutres

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

Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91/ modifié 99.

Et les sections trouvées doivent être vérifié les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien RPA99/Version 2003.

Les deux étapes principales de pré dimensionnement sont résumées ci-dessous:

► Selon le BAEL 91 /modifié 99 :

- La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- $L_{\max}$  : La plus grande portée de la poutre (entre nus d'appuis)

Soit  $L_{\max} = 5.60$  m de poutre principale et  $L_{\max} = 4.00$  m de poutre secondaire.

- $h$  : hauteur de la poutre.
- $b$  : largeur de la poutre.

► Selon le RPA 99 / version 2003 (**Zone IIa et Zone III**)

La section du béton dans les poutres ne change pas dans les différentes zones sismiques (RPA 99/version 2003), elle doit respecter les dimensions ci-après :

- 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 entre hauteur et largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$

### 3.4.1. Poutres principales

#### 3.4.1.1. Vérification selon le BAEL91/ modifié 99

$$37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section de **(30 x 40) cm<sup>2</sup>**.

#### 3.4.1.2. Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions sont vérifiées.}$$

### 3.4.2. Poutres secondaires

#### 3.4.2.1. Vérification selon le BAEL91 /modifié 99

$$26.67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On adopte une section de **(30 x 35) cm<sup>2</sup>**

#### 3.4.2.2. Vérification selon le RPA 99 /version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Les trois conditions sont vérifiées.}$$

### Conclusion

Poutres principales zone IIa et Zone III :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires zone IIa et Zone III :  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

### 3.5. Prédimensionnement des poteaux

#### 3.5.1. Principe de prédimensionnement

Les poteaux sont prédimensionnés en compression simple, en choisissant le poteau central, le poteau d'angle et le poteau de rive les plus sollicités de la structure. Chaque type de ces poteaux supporte une surface du plancher chargé. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge et on Appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

#### 3.5.2. Etapes de prédimensionnement

Les étapes de pré dimensionnement des poteaux sont :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de compression à chaque niveau.
- La section du poteau est calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la Compression simple.

La section du poteau obtenue doit être vérifiée les conditions minimales imposées par le RPA99 /version 2003.

#### 3.6.3. Loi de dégression des charges d'exploitation

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations. (Y.Chérit, 2006).

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

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... $Q_0$
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage n quelconque..... $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

Lorsque **les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages**, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de **10 %** par étage jusqu'à **0.5 Q** valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

Les Tableaux 3.7 et 3.8 résument la loi de dégression appliquée dans le cas de notre bâtiment.

**Tableau 3.7.** Dégression des charges d'exploitation.

Niveau du plancher	Surcharge	Somme des surcharges
Terrasse	$Q_0$	$Q_0$
1	$Q_1$	$Q_0+Q_1$
2	$Q_2$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2$
3	$Q_3$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3$
4	$Q_4$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4$
5	$Q_5$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5$
6	$Q_6$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5Q_6$
RDC	$Q_7$	$Q_0+Q_1+0.9Q_2+0.8Q_3+0.7Q_4+0.6Q_5+0.5(Q_6+ Q_7)$

**Tableau 3.8.** Résultat de la loi de dégression de notre bâtiment.

Niveau	Q (KN/m <sup>2</sup> )	
	Avant dégression	Après dégression
Terrasse	1.0	1.00
1	1.5	2.50
2	1.5	3.85
3	1.5	5.05
4	1.5	6.10
5	1.5	7.00
6	1.5	7.75
RDC	1.5	8.50

### 3.5.4. Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

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

Avec :

$N_u$  : effort normal ultime (compression)  $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$

$\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ( $\alpha = f(\lambda)$ ).

$\lambda$  : élancement d'EULER  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .

$l_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

Et perpendiculaire au plan de flambement  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$

$B$  : surface de la section du béton ( $B = a \times b$ ).

$\gamma_b$  : 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 ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).

$f_{c28}$  : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 50 \text{ MPa}$ ).

$A_s$  : section d'acier comprimée.

$Br$  : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle  $I_{cm}$  d'épaisseur sur toute sa périphérie ( $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ ) [ $m^2$ ].

**Selon le BAEL91 /modifié 99 :**

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

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

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

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0.038 N_u$$

Le minimum requis par RPA99 /version 2003 (Zone III) :

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

$$\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < a/b < 4$$

Avec

$(a ; b)$  : dimensions de la section.

$h_e$  : hauteur libre de l'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ( $a=b$ ).

### A l'état limite de service

On vérifie la section à l'état limite de service selon le BAEL 99.

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + n A_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2.2)$$

Avec :

$N_{\text{ser}}$  : Effort normal pondéré à l'E.L.S tel que  $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$B$  : Section du béton du poteau.

$n$  : Coefficient d'équivalence :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

$A_s$  : La section d'acier qui sera prise à 1 %  $B$ . (zone III)

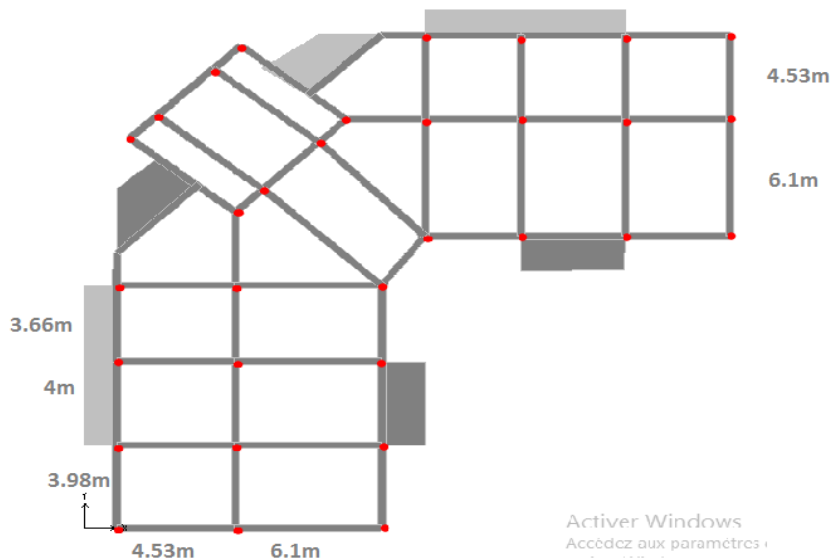
$\sigma_{\text{ser}}$  : La contrainte de compression à l'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 30\text{MPa} \dots \dots \dots (2.3)$$

### 3.5.5. Surfaces revenants aux poteaux

La Figure 3.1 présente le plan du bâtiment étudié.



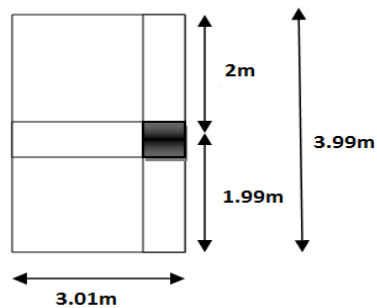
**Figure 3.1.** Le plan du bâtiment étudié.

### 3.5.5.1. Poteau de rive (H-2)

Dans chaque coté, le poteau supporte la moitié de la charge du plancher.

La surface du plancher revenant au poteau de rive le plus sollicité est donnée par :

$$S = (2 + 1.99) \times 3.01 = 12.009\text{m}^2.$$

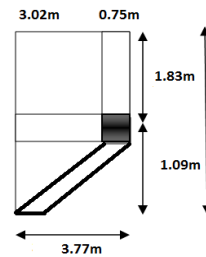


**Figure 3.2.** Surface revenant au poteau de rive.

### 3.5.5.2. Poteau d'angle (F-3)

La surface du plancher revenant au poteau d'angle le plus sollicité est donnée par

$$S = 3.77 \times 2.92 = 11.08$$



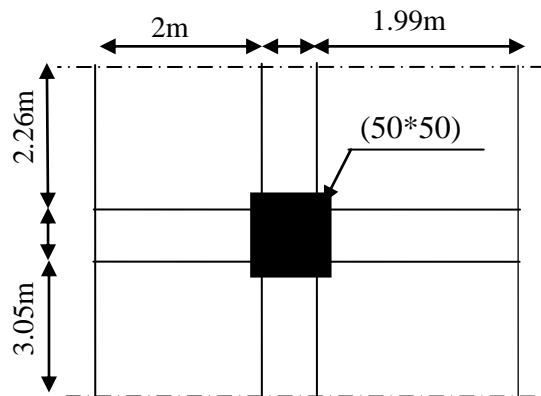
**Figure 3.3.** Surface revenant au poteau d'angle.

### 3.5.5.3. Poteau central

La surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité est donnée par :

$$S = 4.25 \times 4.25 = 18.06 \text{ m}^2.$$

Parmi les trois types des poteaux, le poteau central est le plus sollicité (surface maximale).



**Figure 3.4.** Surface revenant au poteau central.

## 3.5.6. Détermination des charges

### 3.5.6.1. Charges permanente

#### Niveau 1

Poids plancher terrasse  $G_{PT} = 6.53 \times 21.18 = 138.30 \text{ KN}$

Poids des poutres principales  $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 5.6 \times 25 = 16.8 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires  $G_{PS} = 0.35 \times 0.3 \times 4.0 \times 25 = 10.57 \text{ KN}$

Poids du poteau  $PP = (0.50 \times 0.50) \times 25 \times 3.06 = 19.12 \text{ KN}$

$$\mathbf{N_{GIT} = 184.79 \text{ KN}}$$



**Niveau 2**

Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :  $N_{G1T} = 184.79\text{KN}$

Poids plancher courants  $G_{PT} = 6.09 \times 21.18 = 128.98\text{KN}$

Poids des poutres principales  $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 5.6 \times 25 = 16.8\text{KN}$

Poids des poutres secondaires  $G_{PS} = 0.35 \times 0.3 \times 4.03 \times 25 = 10.57\text{KN}$

Poids du poteau  $PP = (0.50 \times 0.50) \times 25 \times 3.06 = 19.12\text{ KN}$

$$N_{G2T} = 360.26\text{kN}$$

**Niveau 3**

Poids revenant 4<sup>ème</sup> étage :  $N_{G2T} = 360.26\text{kN}$

Poids plancher courants  $G_{PT} = 6.09 \times 21.18 = 128.98\text{KN}$

Poids des poutres principales  $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 5.6 \times 25 = 16.8\text{KN}$

Poids des poutres secondaires  $G_{PS} = 0.35 \times 0.3 \times 4.03 \times 25 = 10.97\text{KN}$

Poids du poteau  $PP = (0.50 \times 0.50) \times 25 \times 3.06 = 19.12\text{ KN}$

$$N_{G3T} = 535.73\text{KN}$$

**Niveau 4**

Poids revenant 3<sup>ème</sup> étage  $N_{G3T} = 535.73\text{KN}$

Poids plancher courants  $G_{PT} = 6.09 \times 21.18 = 128.98\text{KN}$

Poids des poutres principales  $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 5.6 \times 25 = 16.8\text{KN}$

Poids des poutres secondaires  $G_{PS} = 0.35 \times 0.3 \times 4.03 \times 25 = 10.57\text{KN}$

Poids du poteau  $PP = (0.50 \times 0.50) \times 25 \times 3.06 = 19.12\text{ KN}$

$$N_{G4T} = 711.20\text{KN}$$

**Niveau 5**

Poids revenant 2<sup>ème</sup> étage  $N_{G4T} = 711.20\text{KN}$

Poids plancher courants  $G_{PT} = 6.09 \times 21.18 = 128.98\text{KN}$

Poids des poutres principales  $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 5.6 \times 25 = 16.8\text{KN}$

Poids des poutres secondaires  $G_{PS} = 0.35 \times 0.3 \times 4.03 \times 25 = 10.57\text{KN}$

Poids du poteau  $PP = (0.50 \times 0.50) \times 25 \times 3.06 = 19.12\text{ KN}$

$$N_{G5T} = 886.67\text{KN}$$

**Niveau 6**

Poids revenant 1<sup>ème</sup> étage  $N_{G5T} = 886.67\text{KN}$

Poids plancher courants  $G_{PT} = 6.09 \times 21.18 = 128.98\text{KN}$

Poids des poutres principales  $G_{PP} = 0.3 \times 0.4 \times 5.6 \times 25 = 16.8\text{KN}$

Poids des poutres secondaires  $GPS = 0.35 \times 0.3 \times 4.03 \times 25 = 10.57 \text{KN}$

Poids du poteau  $PP = (0.50 \times 0.50) \times 25 \times 3.06 = 19.12 \text{ KN}$

$$N_{G5T} = 1062.14 \text{KN}$$

### **Niveau 7 (RDC)**

Poids revenant RDC  $N_{G6T} = 1062.14 \text{ KN}$

Poids plancher courants  $GPT = 6.09 \times 21.18 = 128.98 \text{ KN}$

Poids des poutres principales  $GPP = 0.3 \times 0.4 \times 5.6 \times 25 = 16.8 \text{KN}$

Poids des poutres secondaires  $GPS = 0.35 \times 0.3 \times 4.03 \times 25 = 10.57 \text{KN}$

Poids du poteau  $PP = (0.50 \times 0.50) \times 25 \times 3.06 = 19.12 \text{ KN}$

$$N_{G7T} = 1237.61 \text{KN}$$

**Nota :** d'après le BAEL, le poteau central est majoré entre 10% et 15%.

$$N_{GT} = N_{G7T} + (N_{G7T} \times 0.15) = 1423.25 \text{K}$$

### **3.5.6.2. Charges d'exploitation**

Le Tableau 3.9 présente la charge d'exploitation dans chaque niveau ( $N_Q = S \times Q$ ) après dégression des charges.

**Tableau. 3.9.** Résultats de la dégression des charges.

Niveau	Q (KN/m <sup>2</sup> )	N <sub>Q</sub> (KN)
Terrasse	1.00	21.18
1	2.50	52.95
2	3.85	81.54
3	5.05	106.95
4	6.10	129.19
5	7.00	148.2
6	7.75	164.14
RDC	8.50	180.03

Le choix final des sections des poteaux centraux, et la vérification des sections selon RPA 99/ Version 2003, sont récapitulés dans le Tableau 3.10

**Tableau 3.10 : Section des poteaux centraux.**

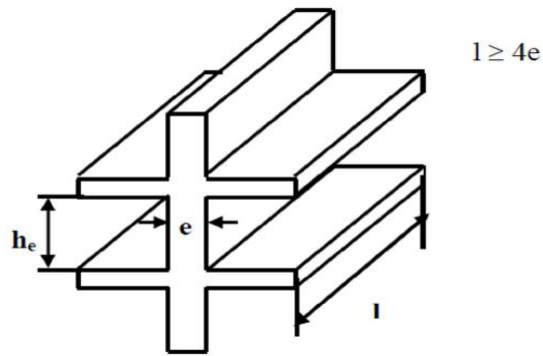
Niveaux	$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)	$N_u$ (KN)	Br. (cm <sup>2</sup> )	a = b (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix (E <sub>vi</sub> )	N <sub>ser</sub> (KN)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{ser}$ (Mpa)	condition
1	184.79	21.18	281.23	185.61	13.64	30*30	30*30	205.97	1.99	30	OK
2	360.26	52.95	565.77	373.40	19.34	30*30	30*30	413.21	3.99	30	OK
3	535.73	81.54	845.54	558.05	23.64	30*30	35*35	517.27	3.67	30	OK
4	711.20	106.95	1120.54	739.55	27.21	30*30	40*40	818.15	4.44	30	OK
5	886.67	129.19	1390.78	917.91	30.31	30*30	45*45	1015.86	4.36	30	OK
6	<b>1062.14</b>	<b>148.2</b>	<b>1664.80</b>	<b>1098.7</b>	<b>33.16</b>	<b>30*30</b>	<b>50*50</b>	<b>1210.34</b>	<b>4.23</b>	<b>30</b>	<b>OK</b>
RDC	<b>1237.61</b>	<b>164.18</b>	<b>1917.04</b>	<b>1265.2</b>	<b>35.58</b>	<b>30*30</b>	<b>55*55</b>	<b>1401.79</b>	<b>3.54</b>	<b>30</b>	<b>OK</b>

Les sections des poteaux choisies dans le Tableau 3.10 avec module d'élasticité instantané sont vérifiées dans l'analyse sismique, mais ne sont pas vérifiées avec module d'élasticité différé (effet du fluage), donc on propose d'augmenter la résistance à la compression ( $f_{c28} = 65$  MPa) et la section des poteaux.

### 3.7. Prédimensionnement des voiles

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales (séisme ou vent). Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. Pour dimensionner les voiles de notre bâtiment, nous avons utilisé les recommandations du RPA99 / version 2003, dont l'épaisseur minimale est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Figure 3.5.** Coupe du voile en élévation.

Dans notre structure :

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

Avec :

$h_e$  : hauteur libre d'étage

$a_{\min}$  : épaisseur du voile

- **Pour le RDC:**  $h_e = (4.08 - 0.50) = 3.58 \text{ m}$ .

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 17.9 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 18 \text{ cm}$$

- **Pour l'étage courant :**  $h_e = (3.06 - 0.50) = 2.56 \text{ m}$

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; 12.8 \text{ cm} \right\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Pour le RDC et les étages courants, on adopte une épaisseur du voile  $a_{\min} = 20 \text{ cm}$ .

# ***Chapitre 04 :***

# **ETUDE**

# **Sismique**

## Chapitre 04

### Etude sismique

#### 4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur l'étude du comportement dynamique sous l'action sismique des structures secouées. L'objectif initial de l'étude sismique de notre structure, est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations libres non- amorties. L'étude de notre structure comme elle se présente est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de rechercher un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible de son comportement réel, en tenant compte la masse et la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure afin de simplifier suffisamment l'analyse dynamique.

#### 4.2. Caractéristique dynamique

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\}.....(1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$  : Vecteur des accélérations.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : vecteur des amplitudes

$\omega$  : Fréquence de vibration

$\varphi$  : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

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  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée **équation caractéristique**.

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en ( $\omega$ ).

Les n solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des 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  $\{\mathbf{A}\}_j$  ou forme modale.

### 4.3. Etude sismique

#### 4.3.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suite :

- 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 (niveaux  $i$  et  $i+1$ ).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Wall à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### 4.3.2. Modélisation de masse

- La masse 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.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2.5t/m^3$ .
- La masse 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).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

#### 4.3.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.



- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **4.3.3.1. La méthode statique équivalente**

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
  - \* groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
  - \* groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
  - \* 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 classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (31.62 m).

#### **4.3.3.2. La méthode modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la recherche 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.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.

- 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N représente le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

#### 4.3.4. Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ). Pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Pour le groupe d'usage 2, ce coefficient égale à :

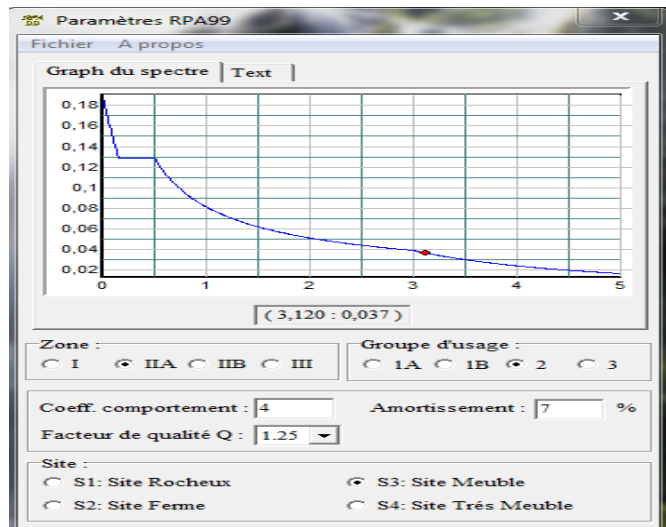
**A = 0.15** en Zone IIa et **A = 0.25** en Zone III.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

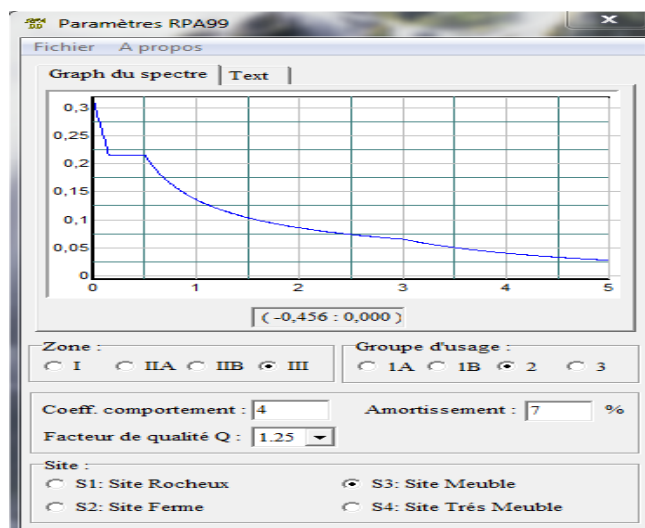
R : Coefficient de comportement (R = 4 : système de contreventement mixte voiles-portiques)

Q : Facteur de qualité

Les Figure 4.1 (a) et (b) ci-dessous, montrent la représentation graphique du spectre de réponse dans les deux zones sismiques considérées dans ce travail (Zone IIa et Zone III).



(a) : En Zone IIa



(b) : En Zone III

**Figure 4.1.** Spectre de réponse de la structure.

#### • Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases}$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

• **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 :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage :

$$(C_T = 0.05)$$

$h_n$ : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $h_n = 23.04m$ )

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré :

$$\begin{cases} D_x=26.23m \\ D_y=26.23m \end{cases}$$

**Sens x-x**

$$T_x = \min \begin{cases} T=0.09* 23.04/(\sqrt{26.23}) =0.40sec \\ T=0.05*(23.04)^{3/4}=0.52sec \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.40 sec$$

**Sens y-y**

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 * 23.04 / (\sqrt{26.23}) = 0.40 \text{ sec} \\ T = 0.05 * (23.04)^{3/4} = 0.52 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.40 \text{ sec}$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \quad \text{Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \quad \text{Si } T_2 < T_y < 3.0 \text{ sec}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Pour notre bâtiment on prend  $\xi = 10$  %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

$$D_y = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 * 0.76 * \left( \frac{0.5}{0.4} \right)^{2/3} = 2.20$$

• **R** : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement Tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système mixte (voiles-portique) en béton armé (R=4).

- Q : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :
  - redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
  - régularité en plan et en élévation
  - la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec :

$P_q$  représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, Ces pénalités sont résumées dans le Tableau 4.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

**Tableau 4.1.** Facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

- T : Périodes caractéristiques :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right\} \text{site } S_3$$

- W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i \text{ étant donné par : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$W_i$ : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher "i";

$W_{Gi}$ : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

$W_{Qi}$ : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Le Tableau 4.2 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment.

**Tableau 4.2.** Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique III	0.25
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	4
Q	$1 + \sum P_q$	1.25
E	-	10%
H	$[(7 / (2 + \epsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
$T_1$	Site 3	0.15 s
$T_2$	Site 3	0.50 s

#### • Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) par le rapport :  $\frac{0.8V}{V_t}$

#### 4.4.6. Vérifications exigées par le RPA 99/Version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/Version 2003 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- Vérification des périodes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques.
- Vérification de déplacements inter-étages.

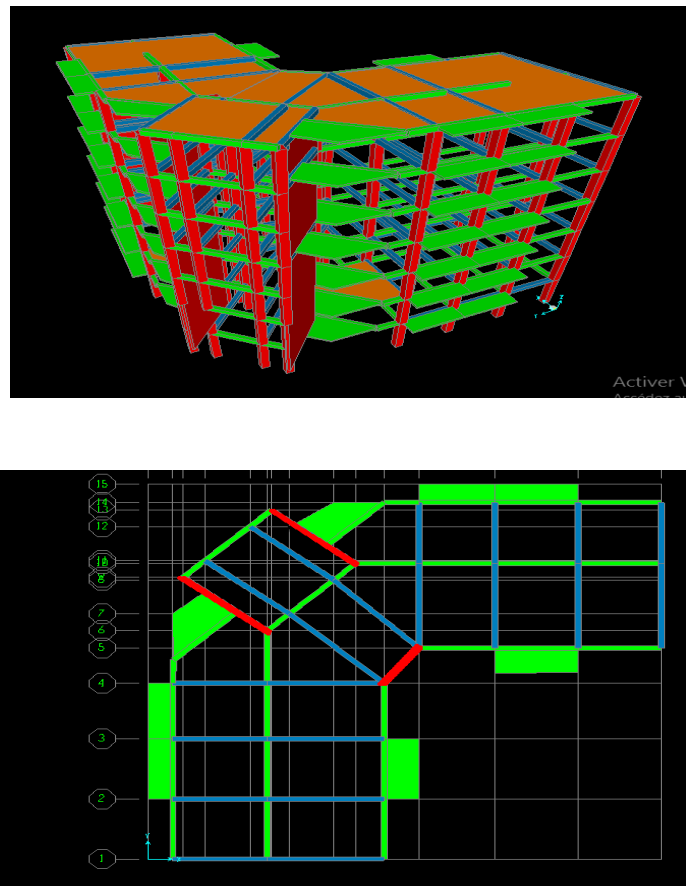
- Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .

#### 4.4. Disposition des voiles de contreventement

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par logiciel ETABS.

##### 4.4.1. Premier modèle

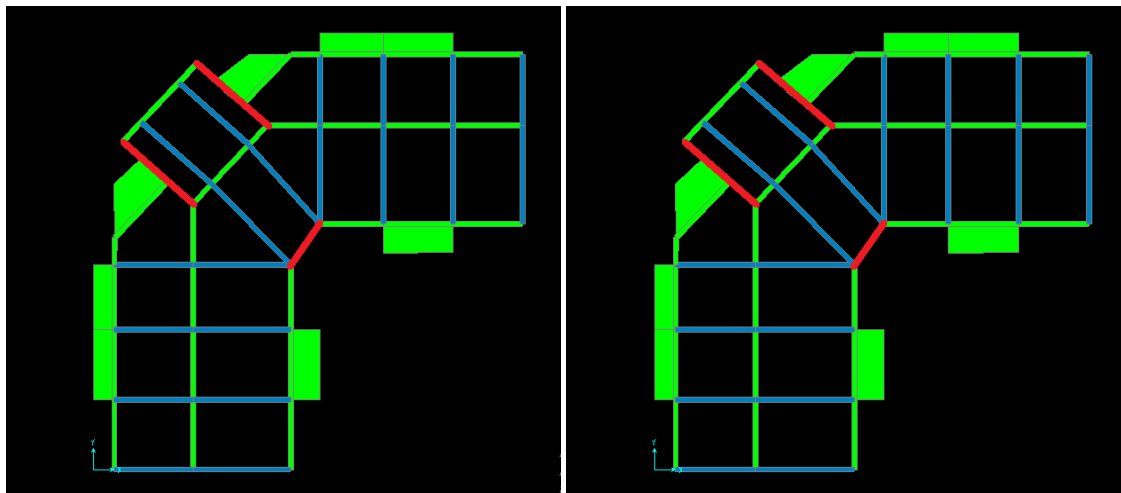
La Figure 4.2 présente le premier modèle de disposition des voiles de contreventement dans les angles de notre bâtiment, s'il est implanté dans les deux zones étudiées (Zone IIa et Zone III).



**Figure 4.2.** Modèle initial de disposition des voiles.

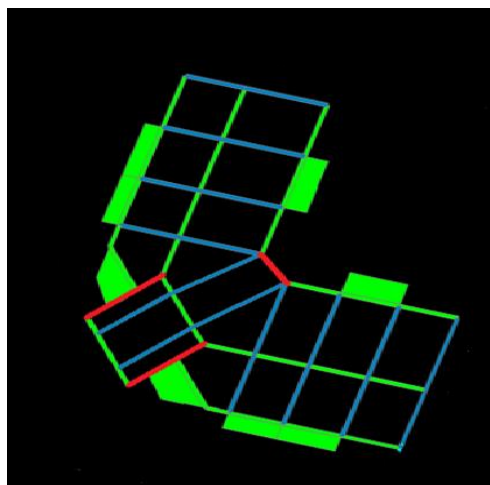
Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.3 ci-dessous.





**Mode 1.** Translation selon X

**Mode 2.** Translation selon Y



**Mode 3.** Rotation selon Z

**Figure 4.3.** Comportement des trois premiers modes du premier modèle.

#### 4.4.1.1. Vérification des périodes

La vérification des périodes fondamentales est donnée au Tableau 4.3. Ce Tableau montre que la période d'une structure en béton armé, calculée par RPA 99 /Version 2003 est la même si cette structure est implantée dans la Zone IIa ou Zone III. Cependant, on a enregistré une augmentation de 30 % de période dans la deuxième zone par rapport à la première zone.

En effet, le RPA ne prend en considération que le système de contreventement et les caractéristiques géométriques de la structure, et le logiciel ETABS tient en compte les

caractéristiques dynamiques et la variation de la zone sismique (coefficient d'accélération de zone A) dans le calcul de la période. La deuxième structure située en Zone III, est considérée comme déformable et donc mieux ductile que celle située en Zone IIa.

**Tableau 4.3.** Vérification des périodes dans les deux zones sismiques.

		$T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS}$ (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
Zone IIa	X	0.40	1.226	0.52	Non vérifiée
	Y	0.40	1.226	0.52	Non vérifiée
Zone III	X	0.40	1.604	0.52	Non vérifiée
	Y	0.40	1.604	0.52	Non Vérifiée

#### 4.4.1.2. Vérification de participation massique

D'après RPA99/ Version 2003, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale au moins 90% de la masse totale de la structure.

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée aux Tableaux 4.4 et 4.5. Les participations massiques dans les deux sens (X et Y) sont vérifiées à partir du 8<sup>ème</sup> mode pour les deux zones sismiques (Zone IIa et Zone III).

**Tableau 4.4.** Pourcentage de participation massique (**Zone IIa**).

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	1.2260	20.5582	20.5577	11.0023	11.0020
2	0.8962	44.1128	44.1126	11.0011	11.0009
3	0,53697	1.2333	1.2323	44.1213	44.1211
4	0,39652	16.5200	16.5200	47.444	47.442
5	0,22378	4,4785	4,4781	77.3352	77.3351
6	0,185247	2.36987	2.36966	81.7714	81.7711
7	0,166782	0.1222	0.1200	89.1142	89.1138
8	0,11741	9.36477	9.36476	90.1236	90.1233
9	0,099125	1.8500	1.8499	91.2591	91.2595
10	0,088527	3.5821	3.5811	94.2583	94.2591
11	0,05874	0,1118	0,1109	95,6574	95,6577
12	0,04257	0,0845	0,0843	96.0123	96.0121

13	0,035627	0.0356	0.0351	96.8521	96.8518
----	----------	--------	--------	---------	---------

**Tableau 4.5.** Pourcentage de participation massique (**Zone III**).

Mode	Période (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	1.604301	20.6549	20.6549	11.2356	11.2333
2	1.604301	44.6325	43.2568	11.8932	11.8931
3	0.526485	1.2368	1.2368	44.6932	44.6988
4	0.453557	16.5236	16.5236	47.598	47.590
5	0.329486	4,4652	4,4648	77.5632	77.5611
6	0.262319	2.36987	2.36986	81.8963	81.8964
7	0.253315	0.1236	0.1222	89.2564	89.2555
8	0,218106	9.36478	9.36466	91.5632	91.5636
9	0.206123	1.8596	1.8590	92,0089	92,0091
10	0,156982	3.5824	3.5823	94.3698	94.3691
11	0,112986	0,1128	0,1120	95,77892	95,77855
12	0,096327	0,0896	0,0891	96.1112	96.1121
13	0,064653	0.0365	0.0362	96.9638	96.9644

#### 4.4.1.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux 4.6 et 4.7 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques dans les deux zones. Pour la même structure, le changement de la zone sismique de Zone IIa vers Zone III, augmente la résultante de la force sismique de 57 % et de 67 % dans les deux sens (X et Y) respectivement. Cette augmentation est due à la valeur du coefficient d'accélération de zone (A), ce qui montre que le zonage sismique a un effet direct sur la force sismique.

**Tableau 4.6.** Calcul de la force sismique.

	A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	R	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>	∑W <sub>i</sub> (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
Zone IIa	0.15	1.9	2.20	4	1.25	1.25	33689.74	3000.49	3474.25
Zone III	0.25	1.9	2.20	4	1.25	1.25	33689.74	4716.56	5790.42

**Tableau 4.7.** Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

		V <sub>t</sub> (KN)	V (KN)	0.8V	V <sub>t</sub> ≥ 0.8V
Zone IIa	X	3000.49	2307.23	2400.39	Non vérifiée
	Y	3474.25	2307.23	2779.4	Non vérifiée
Zone III	X	4716.56	3623.05	3773.24	Non Vérifiée
	Y	5790.42	3623.05	4632.33	Non Vérifiée

**4.4.1.4. Vérification des déplacements**

Les déplacements inter-étages de notre structure, dans les deux sens sont présentés dans les Tableaux 4.8, 4.9, 4.10 et 4.11 ci-dessous. L'augmentation de la force sismique dans la Zone III (Tableau 4.6 et 4.7) augmente le déplacement d'étage ( $\delta_e$ ) par rapport au Zone IIa, dans les deux sens de la structure.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  Déplacement du aux forces sismique

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser :  $\Delta$  K-limite = 0.01h<sub>e</sub>

h<sub>e</sub> : la hauteur de l'étage k

**Tableau 4.8.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone IIa**).

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 h <sub>e</sub> (m)	vérification
Terrasse	0,024529	0.098116	0.01616	0,0306	Oui
6	0,020489	0.081956	0.01224	0,0306	Oui
5	0,017429	0.069716	0.01668	0,0306	Oui
4	0,013258	0.053032	0.016684	0,0306	Oui
3	0,008239	0.032956	0.020076	0,0306	Oui
2	0,002479	0.009916	0.02304	0,0306	Oui
1	0,001323	0.005292	0.005292	0,0306	Oui

**Tableau 4.9.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone III**).

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0,026581	0.10632	0.01597	0,0306	Oui
6	0,022589	0.09035	0.01186	0,0306	Oui
5	0,019624	0.07849	0.01949	0,0306	Oui
4	0,014752	0.05900	0.02197	0,0306	Oui
3	0,009259	0.03703	0.01774	0,0306	Oui
2	0,004823	0.01929	0.01395	0,0306	Oui
1	0,001335	0.00534	0.00534	0,0306	Oui

**Tableau 4.10.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone IIa**).

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0,024529	0.098116	0.01616	0,0306	Oui
6	0,020489	0.081956	0.01224	0,0306	Oui
5	0,017429	0.069716	0.01668	0,0306	Oui
4	0,013258	0.053032	0.016684	0,0306	Oui
3	0,008239	0.032956	0.020076	0,0306	Oui
2	0,002479	0.009916	0.02304	0,0306	Oui
1	0,001323	0.005292	0.005292	0,0306	Oui

**Tableau 4.11.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone III**).

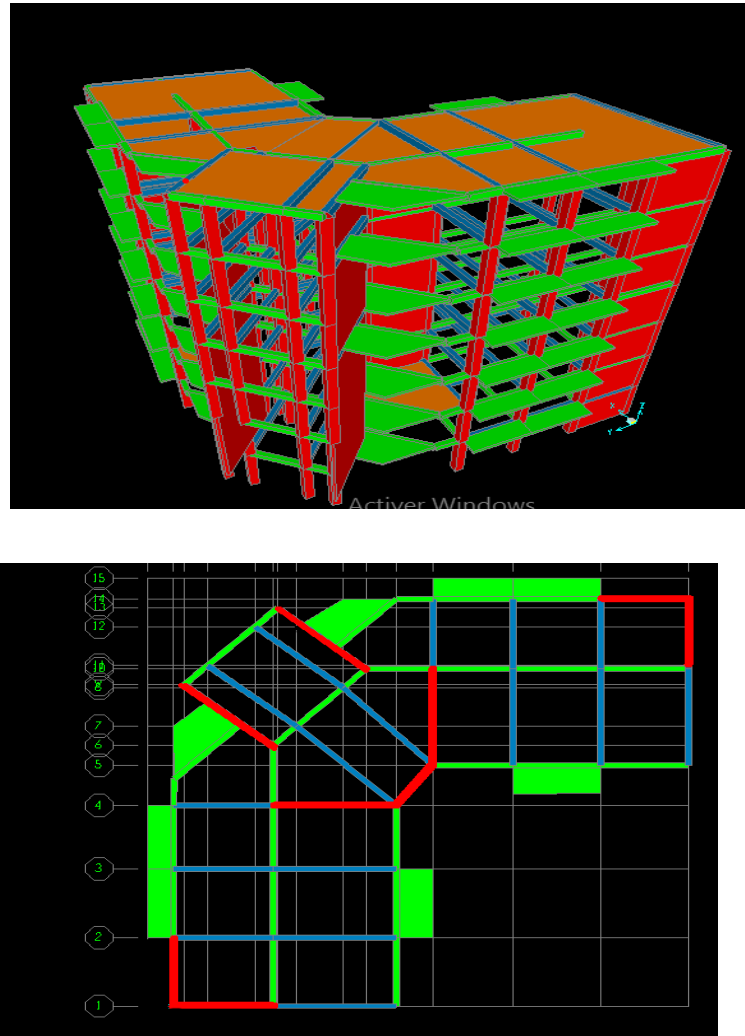
Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0,026581	0.10632	0.01597	0,0306	Oui
6	0,022589	0.09035	0.01186	0,0306	Oui
5	0,019624	0.07849	0.01949	0,0306	Oui
4	0,014752	0.05900	0.02197	0,0306	Oui
3	0,009259	0.03703	0.01774	0,0306	Oui
2	0,004823	0.01929	0.01395	0,0306	Oui
1	0,001335	0.00534	0.00534	0,0306	Oui

### Conclusion

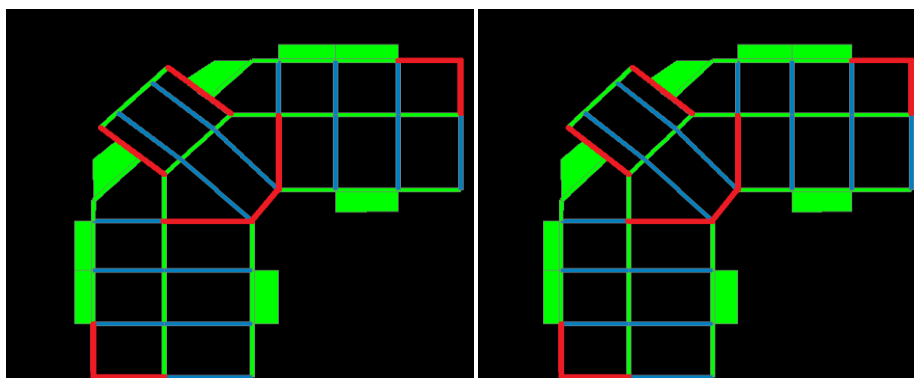
Les périodes fondamentales et la résultante des forces sismiques de notre structure, ne sont pas vérifiées dans les deux sens et pour les deux zones sismiques de comparaison (Zone IIa et Zone III), donc on doit augmenter la rigidité de la structure par augmentation de nombre des voiles de contreventement.

#### 4.4.2. Modèle final

La Figure 4.4 présente la disposition finale des voiles de contreventement dans les deux structures étudiées. Le comportement des trois premiers modes est montré sur la Figure 4.5.

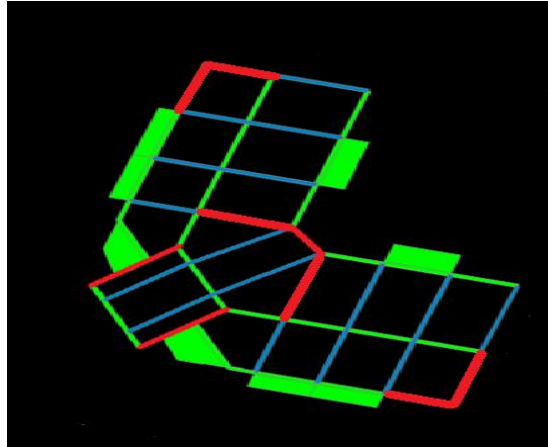


**Figure 4.4.** Modèle final de disposition des voiles de contreventement.



**Mode 1.** Translation selon X

**Mode 2.** Translation selon Y



**Mode 3.** Translation selon Z

**Figure 4.5.** Comportement des trois premiers modes dans le modèle final.

#### 4.4.2.1. Vérification des périodes

Les valeurs des périodes données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

**Tableau 4.12.** Vérification des périodes.

		$T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS}$ (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
Zone IIa	X	0.40	0.48	0.52	Vérifiée
	Y	0.40	0.48	0.52	Vérifiée
Zone III	X	0.40	0.50	0.52	vérifiée
	Y	0.40	0.50	0.52	Vérifiée

#### 4.4.2.2. Vérification de participation massique

**Tableau 4.14.** Pourcentage de participation massique (**Zone IIa**).

Mode	T (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0,482591	37.4121	37.4120	44.5285	44.5288
2	0,475238	33.7454	33.7450	46.2296	46.2294
3	0,335247	0,441	0,420	51.7892	51.7890
4	0,185247	10.7888	10.7889	62.002	62.001
5	0,152896	8.5795	8.5798	79.2588	79.2577
6	0,095274	0,245	0.241	88.1201	88.1202

7	0,074258	2.4719	2.4701	91.7786	91.7780
8	0,062578	2,7425	3,4221	92.0050	92.0049
9	0,052365	0,1471	0.1460	94.3615	94.3617
10	0,044785	0,0964	0,0964	95.1100	95.1100
11	0,041478	0,0077	0,0082	96.7891	96.7891
12	0,040258	0,0042	0,0040	96.9907	96.9904
13	0,040074	0,0001	0,0001	97.0000	97.001

**Tableau 4.13.** Pourcentage de participation massique (**Zone III**).

Mode	T (s)	Participation massique		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0,50235	37.4123	37.4122	44.5289	44.5290
2	0,492817	33.7458	33.7450	46.2296	46.2296
3	0,445823	0,444	0.423	51.7895	51.7891
4	0,312589	10.7895	10.7895	62.004	62.000
5	0,222589	8.5796	8.5799	79.2589	79.2577
6	0,123571	0,247	0.244	88.1200	88.1204
7	0,096357	2.4719	2.4700	91.7789	91.7781
8	0,074522	2,7428	3,4222	92.0052	92.0048
9	0,046187	0,1479	0.1462	94.3616	94.3618
10	0,047452	0,0963	0,0963	95.1102	95.1101
11	0,045824	0,0074	0,0080	96.7894	96.7894
12	0,032587	0,0044	0,0041	96.9910	96.9908
13	0,034582	0,0003	0,0003	97.0001	97.000

#### 4.4.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux 4.15 et 4.16 présentent les valeurs de la force sismique et la résultante dans les deux zones.

**Tableau 4.15.** Calcul de la force sismique.

	A	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	R	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>	$\sum W_i$ (KN)	V <sub>x</sub> (KN)	V <sub>y</sub> (KN)
Zone IIa	0.15	1.90	2.20	4	1.25	1.25	27965.17	2237.21	2796.51
Zone III	0.25	1.90	2.20	4	1.25	1.25	27965.17	3915.12	4754.07



**Tableau 4.16.** Vérification de la résultante de force sismique.

		$V_t$ (KN)	V (KN)	0.8V	$V_t \geq 0.8V$
Zone IIa	X	2237.21	3122.07	1789.76	Vérifiée
	Y	2796.51	3122.07	2237.20	Vérifiée
Zone III	X	3915.12	3890.00	3132.096	Vérifiée
	Y	4754.07	3890.00	3803.25	Vérifiée

**4.4.2.4. Vérification des déplacements**

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les Tableaux 4.17 à 4.18 ci-dessous.

**Tableau 4.17.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone IIa**)

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0,012489	0.05156	0.009604	0,0306	Oui
6	0,010489	0.041956	0.00786	0,0306	Oui
5	0,008524	0.034096	0.00786	0,0306	Oui
4	0,006684	0.026736	0.00736	0,0306	Oui
3	0,003423	0.013692	0.013044	0,0306	Oui
2	0,001881	0.007524	0.006168	0,0306	Oui
1	0,000514	0.002056	0,002561	0,0306	Oui

**Tableau 4.18.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (**Zone III**)

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0,013269	0.053076	0.008636	0,0306	Oui
6	0,011110	0.04444	0.01526	0,0306	Oui
5	0,007295	0.02918	0.008232	0,0306	Oui
4	0,005237	0.020948	0.00578	0,0306	Oui
3	0,003792	0.015168	0.009348	0,0306	Oui
2	0,001473	0.005892	0.003248	0,0306	Oui
1	0,000661	0.002644	0.002644	0,0306	Oui

**Tableau 4.20.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone IIa**)

Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	vérification
Terrasse	0,012489	0.05156	0.009604	0,0306	Oui
6	0,010489	0.041956	0.00786	0,0306	Oui
5	0,008524	0.034096	0.00786	0,0306	Oui
4	0,006684	0.026736	0.00736	0,0306	Oui
3	0,003423	0.013692	0.013044	0,0306	Oui
2	0,001881	0.007524	0.006168	0,0306	Oui
1	0,000514	0.002056	0,002561	0,0306	Oui

**Tableau 4.19.** Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y (**Zone III**)

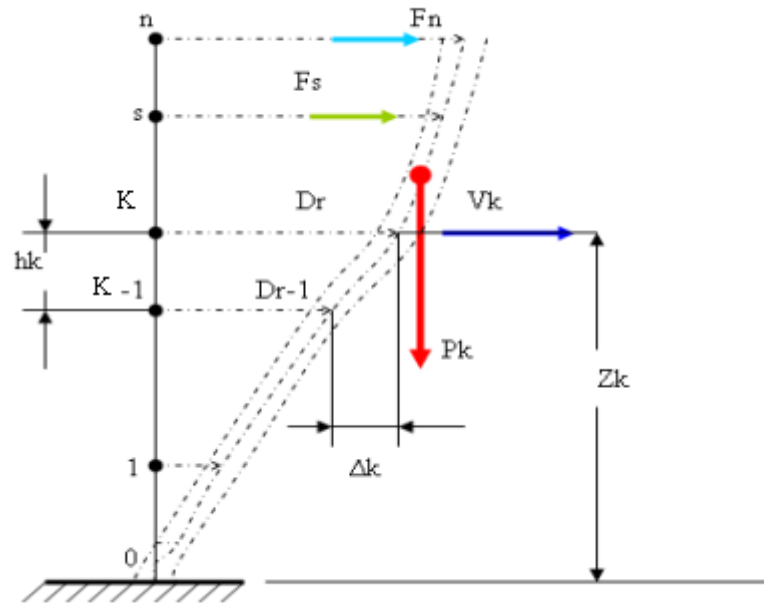
Niveau	$\delta_e$ (m)	$\delta_K = R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	0.01 he (m)	Vérification
Terrasse	0,013269	0.053076	0.008636	0,0306	Oui
6	0,011110	0.04444	0.01526	0,0306	Oui
5	0,007295	0.02918	0.008232	0,0306	Oui
4	0,005237	0.020948	0.00578	0,0306	Oui
3	0,003792	0.015168	0.009348	0,0306	Oui
2	0,001473	0.005892	0.003248	0,0306	Oui
1	0,000661	0.002644	0.002644	0,0306	Oui

### Conclusion

Les cinq vérifications exigées par le RPA 99/ Version 2003, qui sont : la vérification de comportement pour les trois premiers modes, la vérification des périodes, la vérification de participation massique, la vérification de la résultante des forces sismiques et la vérification des déplacements inter-étages, sont satisfaites avec le modèle final de disposition des voiles de contreventement dans notre bâtiment et dans les deux zone sismiques (Zone IIa et Zone III). A fin de choisir le modèle final, on doit vérifier le dernier paramètre qui présente la vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ .

### 4.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

L'effet P- $\Delta$  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 (Figure 4.20).



**Figure 4.20.** Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

- $p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K' :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

- $V_K$  : 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.

Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

premier ordre par le facteur :  $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si  $\theta > 0.20$ , la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous résument les vérifications de l'effet P- $\Delta$  dans les deux sens et sous les effets du module d'élasticité instantané et du module d'élasticité différé.

**Tableau 4.21.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens X (Zone IIa).

Niveaux	$P_k(\text{kn})$	$\Delta_k(\text{m})$	$V_k(\text{KN})$	$h_k(\text{m})$	$\Theta_x$	Condition
Terrasse	2064.87	0.009	668.31	3,06	0.009	Vérifiée
6	4466.17	0.007	925.52	3,06	0.011	Vérifiée
5	5118.57	0.007	1027.33	3,06	0.011	Vérifiée
4	5380.87	0.007	1317.35	3,06	0.009	Vérifiée
3	5596.60	0.013	1532.77	3,06	0.015	Vérifiée
2	5915.42	0.006	1765.68	3,06	0.006	Vérifiée
1	6124.48	0,002	1933.14	3,06	0.002	Vérifiée

**Tableau 4.22.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens X (Zone III).

Niveaux	$P_k(\text{kn})$	$\Delta_k(\text{m})$	$V_k(\text{KN})$	$h_k(\text{m})$	$\Theta_x$	Condition
Terrasse	2084.49	0.008	694.26	3,06	0.0078	Vérifiée
6	4585.97	0.01	891.43	3,06	0.0168	Vérifiée
5	5222.87	0.008	996.10	3,06	0.0137	Vérifiée
4	5483.49	0.005	1308.54	3,06	0.0068	Vérifiée
3	5695.39	0.009	1550.70	3,06	0.0108	Vérifiée
2	5915.56	0.003	1767.66	3,06	0.0032	Vérifiée
1	6165.03	0.002	1934.20	3,06	0.0020	Vérifiée

**Tableau 4.23.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y (Zone IIa).

Niveaux	$P_k(\text{kn})$	$\Delta_k(\text{m})$	$V_k(\text{KN})$	$h_k(\text{m})$	$\Theta_y$	Condition
Terrasse	2064.87	0.009	668.31	3,06	0.009	Vérifiée
6	4466.17	0.007	925.52	3,06	0.011	Vérifiée
5	5118.57	0.007	1027.33	3,06	0.011	Vérifiée
4	5380.87	0.007	1317.35	3,06	0.009	Vérifiée
3	5596.60	0.013	1532.77	3,06	0.015	Vérifiée
2	5915.42	0.006	1765.68	3,06	0.006	Vérifiée
1	6124.48	0,002	1933.14	3,06	0.002	Vérifiée

**Tableau 4.24.** Vérification de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y (**Zone III**).

Niveaux	$P_k(\text{kn})$	$\Delta_k(\text{m})$	$V_k(\text{KN})$	$h_k(\text{m})$	$\Theta_x$	Condition
Terrasse	2084.49	0.008	694.26	3,06	0.0078	Vérifiée
6	4585.97	0.01	891.43	3,06	0.0168	Vérifiée
5	5222.87	0.008	996.10	3,06	0.0137	Vérifiée
4	5483.49	0.005	1308.54	3,06	0.0068	Vérifiée
3	5695.39	0.009	1550.70	3,06	0.0108	Vérifiée
2	5915.56	0.003	1767.66	3,06	0.0032	Vérifiée
1	6165.03	0.002	1934.20	3,06	0.0020	Vérifiée

### Conclusion générale

La structure est justifiée vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ , donc toutes les vérifications exigées par les règles RPA99/Version 2003 sont satisfaites avec le modèle final.

### 4.6. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Le système de contreventement des deux structures est considéré comme portiques en béton armé contreventés par voiles, donc il est indispensable de justifier que les voiles supportent plus de 75% des efforts horizontaux et les 25 % restantes doivent être supportés par les portiques. Cette vérification est présentée dans les Tableaux ci-dessous.

**Tableau 4.25 :** Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (**Zone IIa**).

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	3891.24	77.08% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	2999.48		

**Tableau 4.26.** Vérification du coefficient du comportement dans le sens X (**Zone III**).

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	3756.43	79.67% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	2993.11		

**Tableau 4.27.** Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (**Zone IIa**).

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	3891.24	77.08% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	2999.48		

**Tableau 4.28.** Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y (**Zone III**).

	Effort horizontal (KN)	Pourcentage (%)	Condition
Bâtiment	3756.43	79.67% des efforts horizontaux sont supportés par les voiles	Vérifiée
Voiles	2993.11		

# ***Chapitre 05 :***

# **Ferraillages des éléments structuraux**

## Chapitre 05

### Ferrailage des éléments structuraux

#### 5.1. Introduction

Le contreventement d'un bâtiment, est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (vent, séisme, choc, freinage, etc.). Ces éléments structuraux transmettent également les charges verticales aux fondations, et son ferrailage devra être conforme aux règles CBA 93 et RPA99 /Version 2003. Notre structure est contreventée par portiques (poteaux-poutres) et voiles en béton armé.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons définies par les règles CBA 93 : (ELU :  $1.35G + 1.5Q$  et ELS :  $G + Q$ ).
- Combinaisons définies par les règles RPA99 /Version 2003 : ( $G + Q \pm E$  et  $0.8G \pm E$ )

Avec (G, Q et E) représentent successivement les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et les charges sismiques.

#### 5.2. Ferrailage des poteaux

##### 5.2.1. Principe de calcul

Les poteaux sont des éléments verticaux constituent les points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts de pesanteurs vers les fondations. Ils sont sollicités à la flexion composée (N, M) et en considérant que le plus grand des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau, avec un des cas suivants : section entièrement tendue (S.E.T), entièrement comprimée (S.E.C) ou partiellement comprimée (S.P.C). On distingue les deux combinaisons suivantes :

- Effort normal maximum et moment correspondant ( $N_{max}, M_{corr}$ ).
- Moment maximum et effort normal correspondant ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

La section d'armatures finale est la valeur maximale obtenue par ces deux combinaisons (cas plus défavorable).

##### 5.2.2. Recommandation selon RPA 99 (version 2003)

D'après le RPA les recommandations suivantes sont exigées :

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochet.

\* Leur pourcentage **minimal** est de 0.8% en **Zone IIa** et 0.9% en **Zone III**.

\* Leur pourcentage **maximal** est de :



4% en zone courante (Z.C)

6% en zone de recouvrement (Z.R)

Où  $A_s$  est la section d'acier ( $\text{cm}^2$ ) et B la section du béton ( $\text{cm}^2$ )

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales.

### 5.2.3. Calculs du ferrailage

#### 5.2.3.1 Situation accidentelle

Les Tableaux 5.1, 5.2, 5.3 et 5.4 ci-dessous, récapitulent la section d'armatures des poteaux du bâtiment étudié en Zone IIa et Zone III sous la combinaison ( $G + Q \pm E$ ).

**Tableau 5.1.** Section d'armatures des poteaux en **Zone IIa** sous ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N_{\max}$ (KN)	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	Type de section	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(\text{min})}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	55x55	-1750.22	-41.34	S.E.C	0.00	0.00	24.2
6	50x50	-1735.37	-39.88	S.E.C	0.00	0.00	20
5	45x45	-895.86	-18.22	S.E.C	0.00	0.00	16.2
4	40x40	-600.22	-8.04	S.E.C	0.00	0.00	12.8
3	35x35	-499.36	-6.87	S.E.C	0.00	0.00	9.8
2-1	30x30	-421.10	-5.01	S.E.C	0.00	0.00	7.2

**Tableau 5.2.** Section d'armatures des poteaux en **Zone III** sous ( $N_{\max}$ ,  $M_{\text{corr}}$ ).

Niveau	Section	$N_{\max}$ (KN)	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	Type de section	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(\text{min})}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	55x55	-1700.42	-46.05	S.E.C	0.00	0.00	27.22
6	50x50	-1750.85	-40.789	S.E.C	0.00	0.00	22.5
5	45x45	-999.92	-19.455	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	-632.36	-9.189	S.E.C	0.00	0.00	14.4
3	35x35	-578.43	-7.012	S.E.C	0.00	0.00	11.02
2-1	30x30	-438.70	-5.562	S.E.C	0.00	0.00	8.1

**Tableau 5.3.** Section d'armatures des poteaux en **Zone IIa** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	51.324	280.35	S.E.C	0.00	0.00	24.2
6	50x50	49.52	243.49	S.E.C	0.00	0.00	20
5	45x45	-42.595	-795.64	S.E.C	0.00	0.00	16.2
4	40x40	-33.51	-542.66	S.E.C	0.00	0.00	12.8
3	35x35	-27.48	-272.1	S.E.C	0.00	0.00	9.8
2-1	30x30	-24.22	-234.16	S.E.C	0.00	0.00	7.2

**Tableau 5.4.** Section d'armatures des poteaux en **Zone III** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	-49.621	-1100.62	S.E.C	0.00	0.00	27.22
6	50x50	-47.495	-1055.95	S.E.C	0.00	0.00	22.5
5	45x45	-40.950	-710.52	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	33.62	-520.01	S.E.C	0.00	0.00	14.4
3	35x35	28.769	-99.45	S.P.C	0.00	0.29	11.02
2-1	30x30	23.78	.89.55	S.P.C	0.00	0.12	8.1

Les Tableaux 5.5, 5.6, 5.7 et 5.8 ci-dessous, récapitulent la section d'armatures des poteaux du bâtiment étudié en Zone IIa et Zone III sous la combinaison (**0.8G ± E**).

**Tableau 5.5.** Section d'armatures des poteaux en **Zone IIa** sous ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	-1584.58	-45.384	S.E.C	0.00	0.00	24.20
6	50x50	-1495.34	-43.80	S.E.C	0.00	0.00	22.50
5	45x45	-1009.1	-21.32	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	-500.01	-13.89	S.E.C	0.00	0.00	14.40
3	35x35	-423.09	-14.025	S.E.C	0.00	0.00	11.02
2-1	30x30	-324.19	-12.53	S.E.C	0.00	0.00	8.10

**Tableau 5.6.** Section d'armatures des poteaux en **Zone III** sous ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	-1601.85	-43.12	S.E.C	0.00	0.00	27.22
6	50x50	-1595.23	-41.25	S.E.C	0.00	0.00	22.50
5	45x45	-1000.90	-24.579	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	-965.24	-19.654	S.E.C	0.00	0.00	14.40
3	35x35	-500.10	-10.325	S.E.C	0.00	0.00	11.02
2-1	30x30	-400.20	-6.620	S.E.C	0.00	0.00	8.10

**Tableau 5.7.** Section d'armatures des poteaux en **Zone IIa** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	50.119	420.12	S.E.C	0.00	0.00	24.20
6	50x50	48.316	-499.35	S.E.C	0.00	0.00	22.50
5	45x45	-35.241	-519.92	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	27.300	-352.95	S.E.C	0.00	0.00	14.40
3	35x35	27.300	-235.87	S.E.C	0.00	0.00	11.02
2-1	30x30	23.231	-178.42	S.E.C	0.00	0.00	8.10

**Tableau 5.8.** Section d'armatures des poteaux en **Zone III** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	50.423	-1094.01	S.E.C	0.00	0.00	27.22
6	50x50	-48.825	-1000	S.E.C	0.00	0.00	22.50
5	45x45	38.106	-811.35	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	29.524	-722.09	S.E.C	0.00	0.00	14.40
3	35x35	26.321	-524.01	S.E.C	0.00	0.00	11.02
2-1	30x30	24.788	-98.54	S.E.C	0.00	0.00	8.10

### 5.2.3.2. Situation durable

Les Tableaux 5.9, 5.10, 5.11 et 5.12 ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux en Zone IIa et Zone III et sous la combinaison (1.35G + 1.5Q).

**Tableau 5.9.**Section d'armatures des poteaux en **Zone IIa** sous ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	-1795.20	9.01	S.E.C	0.00	0.00	24.2
6	50x50	-1723.65	9.95	S.E.C	0.00	0.00	22.50
5	45x45	-1325.32	15.98	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	-842.23	19.85	S.E.C	0.00	0.00	14.40
3	35x35	-575.68	17.70	S.E.C	0.00	0.00	11.02
2-1	30x30	-501.32	16.98	S.E.C	0.00	0.00	8.10

**Tableau 5.10.**Section d'armatures des poteaux en **Zone III** sous ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (KN.m)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	-1783.32	9.65	S.E.C	0.00	0.00	27.22
6	50x50	-1703.98	8.958	S.E.C	0.00	0.00	22.50
5	45x45	-1283.22	17.32	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	-1200.38	16.231	S.E.C	0.00	0.00	14.40
3	35x35	-722.65	18.42	S.E.C	0.00	0.00	11.02
2-1	30x30	-463.54	16.67	S.E.C	0.00	0.00	8.10

**Tableau 5.11.**Section d'armatures des poteaux en **Zone IIa** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (min) (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	-51.001	-1465.65	S.E.C	0.49	0.00	24.20
6	50x50	-43.21	-1100.25	S.E.C	0.00	0.00	22.50
5	45x45	-42.231	-965.64	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	-32.89	-755.32	S.E.C	0.00	0.00	14.40
3	35x35	-31.38	-400.63	S.E.C	0.00	0.00	11.02
2-1	30x30	-30.342	-323.54	S.E.C	0.00	0.00	8.10

**Tableau 5.12.** Section d'armatures des poteaux en **Zone III** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$M_{max}$ (KN.m)	$N_{corr}$ (KN)	Type de section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s (min)}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	-49.461	-1400.32	S.E.C	0.00	0.00	27.22
6	50x50	-47.624	-1365.85	S.E.C	0.00	0.00	22.50
5	45x45	-40.56	-898.65	S.E.C	0.00	0.00	18.22
4	40x40	-37.84	-775.65	S.E.C	0.00	0.00	14.40
3	35x35	-28.21	-702.12	S.E.C	0.00	0.00	11.02
2-1	30x30	24.31	-100.01	S.E.C	0.00	0.00	8.10

### 5.2.4. Choix des armatures

Le choix final des armatures longitudinales des poteaux de la structure en Zone IIa et Zone III est résumé dans les Tableaux 5.13 et 5.14 ci-dessous.

**Tableau 5.13.** Ferrailage des poteaux en **Zone IIa**.

Niveau	Section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s (min)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s (max)}$ (Z-C)	$A_{s (max)}$ (Z-R)	Choix	$A_{s (adop)}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	0.49	0.00	24.20	96.8	145.2	8T20	25.13
6	50x50	0,00	0.00	22.50	90	135	4T20+8T14	24.89
5	45x45	0.00	0.00	18.22	72.88	109.32	12T14	18.48
4	40x40	0.00	0.00	14.40	57.6	86.4	8T16	16.09
3	35x35	0.00	0.00	11.02	44.08	66.12	8T14	12.32
2-1	30x30	0.00	0.00	8.10	32.4	48.6	8T12	9.05

**Tableau 5.14.** Ferrailage des poteaux en **Zone III**.

Niveau	Section	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s (min)}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s (max)}$ (Z-C)	$A_{s (max)}$ (Z-R)	Choix	$A_{s (adop)}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	0.00	0.00	27.22	108.88	163.32	8T16+4T20	28.65
6	50x50	0,00	0.00	22.50	90	135	4T20+8T14	24.89
5	45x45	0,00	0.00	18.22	72.88	109.3	12T14	18.48
4	40x40	0.00	0.00	14.40	57.6	86.4	8T16	16.09
3	35x35	0.00	0.29	11.02	44.08	66.12	8T14	12.32
2-1	30x30	0.00	0.12	8.10	32.4	48.6	8T12	9.05

## Commentaire

Les résultats récapitulés dans les Tableaux 5.13 et 5.14, montrent que les poteaux du bâtiment étudié présentent les mêmes sections dans tous les niveaux en Zone IIa et Zone III, ainsi que l'analyse par logiciel ETABS ne donnent pas une grande différence des sollicitations ce qui donne un ferrailage identique dans les deux zones sismiques.

### 5.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les Tableaux 5.15 à 5.18 présentent la vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS et dans les deux zones sismiques (Zone IIa et Zone III), sous la combinaison (G + Q).

**Tableau 5.15.** Vérifications des contraintes en **Zone IIa** sous ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ KN	$M_{corr}$ KN.m	Type de section	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	Condition
RDC	55x55	-1321.03	7.31	S.E.C	54.6	5.24	Vérifiée
6	50x50	-995.22	6.87	S.E.C	53.5	3.98	Vérifiée
5	45x45	-927.11	12.83	S.E.C	51.46	3.84	Vérifiée
4	40x40	-564.78	14.95	S.E.C	40.4	2.55	Vérifiée
3	35x35	-400.21	13.861	S.E.C	30.9	1.9	Vérifiée
2-1	30x30	-351.64	12.32	S.E.C	29.02	1.66	Vérifiée

**Tableau 5.16.** Vérifications des contraintes en **Zone III** sous ( $N_{max}, M_{corr}$ ).

Niveau	Section	$N_{max}$ KN	$M_{corr}$ KN.m	Sollicitation	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	Condition
RDC	55x55	-1400.20	9.4	S.E.C	63.30	5.66	Vérifiée
6	50x50	-1234.52	6.553	S.E.C	62.21	4.88	Vérifiée
5	45x45	-898.99	12.553	S.E.C	61.85	3.73	Vérifiée
4	40x40	-878.2	11.835	S.E.C	60.2	3.6	Vérifiée
3	35x35	-574.4	14.238	S.E.C	40.0	2.53	Vérifiée
2-1	30x30	-400.22	11.398	S.E.C	32.5	1.8	Vérifiée

**Tableau 5.17.** Vérifications des contraintes en **Zone IIa** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$M_{max}$ KN.m	$N_{corr}$ KN	Type de section	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	Condition
RDC	55x55	-37.001	-1053.08	S.E.C	58.2	5.15	Vérifiée
6	50x50	-33.25	-764.32	S.P.C	56.65	4.92	Vérifiée
5	45x45	-30.862	-600.01	S.P.C	64.42	3.21	Vérifiée
4	40x40	-26.314	-556.52	S.P.C	65.73	2.89	Vérifiée
3	35x35	-23.156	-257.32	S.E.C	57.33	1.69	Vérifiée
2-1	30x30	-20.963	-195.32	S.E.C	48.59	1.41	Vérifiée

**Tableau 5.18.** Vérifications des contraintes en **Zone III** sous ( $M_{max}, N_{corr}$ ).

Niveau	Section	$M_{max}$ KN.m	$N_{corr}$ KN	Sollicitation	$\sigma_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	Vérification
RDC	55x55	36.1	-1132.61	S.E.C	70.32	5.46	Vérifiée
6	50x50	- 35.01	-995.64	S.E.C	68.56	4.87	Vérifiée
5	45x45	-31.35	-831.02	S.E.C	70.91	4.08	Vérifiée
4	40x40	-24.95	-710.23	S.E.C	73.71	3.41	Vérifiée
3	35x35	-20.31	-535.61	S.E.C	81.9	2.6	Vérifiée
2-1	30x30	17.64	-231.00	S.P.C	50.56	1.41	Vérifiée

### 5.2.6. Vérification de l'effort normal

Les Tableaux 5.19 et 5.20 donnent la vérification de sollicitation normale des poteaux. La relation suivante doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_r f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

$N_d$  : effort normal appliqué sur le poteau.

$B_r$  : section brute du béton

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton = 25 MPa.

**Tableau 5.19.** Vérification de sollicitation normale en **Zone IIa**.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	$\nu$	Condition
6 <sup>étage</sup>	30x30	213.21	0.09	Vérifiée
5 <sup>étage</sup>	30x30	395.34	0.10	Vérifiée
4 <sup>étage</sup>	35x35	554.22	0.18	Vérifiée
3 <sup>étage</sup>	40x40	733.54	0.19	Vérifiée
2 <sup>étage</sup>	45x45	1020.6	0.20	Vérifiée
1 <sup>étage</sup>	50x50	1229.43	0.23	Vérifiée
RDC	55x55	1525.03	0.24	Vérifiée

**Tableau 5.20.** Vérification de sollicitation normale en **Zone III**.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (KN)	$\nu$	Condition
6 <sup>étage</sup>	30x30	241.23	0.10	Vérifiée
5 <sup>étage</sup>	30x30	421.7	0.18	Vérifiée
4 <sup>étage</sup>	35x35	561.54	0.20	Vérifiée
3 <sup>étage</sup>	40x40	658.91	0.17	Vérifiée
2 <sup>étage</sup>	45x45	1000.23	0.19	Vérifiée
1 <sup>étage</sup>	50x50	1220.59	0.23	Vérifiée
RDC	55x55	1501.87	0.24	Vérifiée

### 5.2.7. Vérification de l'effort tranchant

Les Tableaux 5.21 et 5.22 donnent la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant des poteaux. Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T<sub>u</sub> : effort tranchant à ELU.

b : largeur de la section du poteau.

d : hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$  : contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}$  doit être limitée aux valeurs suivantes :



**Selon le CBA 93**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28}, 5\text{MPa})$  Si la fissuration est peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$  Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

**Selon RPA99 /Version 2003 :**  $\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$  si l'élanement du poteau  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.040$  si l'élanement du poteau  $\lambda < 5$

Avec :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  et  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour une section carrée:  $\lambda = \frac{l_f}{a} \cdot \sqrt{12}$

$i$  : rayon de giration,  $I$  : moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée,

$B$  : section du poteau, et  $L_f$ : longueur de flambement ( $L_f = 0.7L_0$ ).

Les résultats sont regroupés dans les Tableaux 5.21 et 5.22.

**Tableau 5.21.** Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux en **Zone IIa**.

Niveau	Section	$T_u$ (KN)	$\tau_u$	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u$ (RPA)	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	Condition
RDC	55x55	32.45	0.10	16.31	0.075	3.75	5	Vérifiée
01	50x50	34.28	0.13	15.73	0.075	3.75	5	Vérifiée
02	45x45	31.14	0.15	15.00	0.075	3.75	5	Vérifiée
03	40x40	29.77	0.18	18.62	0.075	3.75	5	Vérifiée
04	35x35	23.81	0.19	23.15	0.075	3.75	5	Vérifiée
05	30x30	20.46	0.22	21.95	0.075	3.75	5	Vérifiée
06	30x30	19.85	0.21	21.95	0.075	3.75	5	Vérifiée

**Tableau 5.22.** Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux en **Zone III**.

Niveau	Section	$T_u$ (KN)	$\tau_u$	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u$ (RPA)	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	Vérification
RDC	55x55	32.68	0.108	15.52	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
01	50x50	30.31	0.121	14.67	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
02	45x45	24.12	0.119	19.31	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
03	40x40	19.98	0.124	18.64	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
04	35x35	20.64	0.168	22.03	0.075	1.875	2.5	Vérifiée

05	30x30	19.65	0.218	24.82	0.075	1.875	2.5	Vérifiée
06	30x30	22.34	0.248	24.82	0.075	1.875	2.5	Vérifiée

### 5.2.8. Ferrailage transversal des poteaux

Dans un poteau en béton armé, les armatures longitudinales sont maintenues et protégées par les armatures transversales contre le flambement. Le ferrailage transversal doit être espacé régulièrement et resserré dans les zones de recouvrement avec les barres en attente. Les armatures transversales sont déterminées par la formule de RPA99 /Version 200 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec  $A_t$  représente la section d'armatures transversales,  $S_t$  l'espacement des armatures transversales,  $T_u$  l'effort tranchant à l'ELU,  $f_e$  la contrainte limite des aciers,  $h$  la hauteur totale du poteau et  $\rho_a$  le coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2.50 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique} \left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

L'espacement des armatures transversales est fixé comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_1, 15\text{cm}) \quad \text{en Zone IIa}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{en Zone III}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\Phi_1 \quad \text{en Zone IIa}$$

$$S_t \leq \min(b/2, h/2, 10\Phi_1) \quad \text{en Zone III}$$

Avec  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Le pourcentage minimale d'armatures transversales est donné par :

$$0.3\% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{et} \quad 0.8\% \quad \text{si } \lambda_g \leq 3.$$

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  on fait une interpolation entre les valeurs trouvées dans les deux cas précédents.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimums.

Les Tableaux 5.23, 5.24, 5.25 et 5.26 présentent la quantité d'armatures transversales et l'espacement maximum exigé par RPA 99/Version 2003. Le ferrailage transversal des poteaux est constant dans les deux zones sismiques.

**Tableau 5.23.** Choix d'armatures transversales des poteaux en **Zone IIa**.

Niveau	Section	$L_f$	$\lambda_g$	$\rho_a$	$Tu^{\max}$ (KN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	2.142	3.894	3.75	33.95	N	10	0.778	4T10	3.14
						C	20	1.560	4T10	3.14
6	50x50	2.142	4.284	3.75	30.82	N	10	0.944	4T10	3.14
						C	14	1.321	4T10	3.14
5	45x45	2.142	4.76	3.75	27.63	N	10	0.846	4T10	3.14
						C	14	1.185	4T10	3.14
4	40x40	2.142	5.35	2.5	24.35	N	10	0.497	4T10	3.14
						C	16	0.795	4T10	3.14
3	35x35	2.142	6.12	2.5	26.81	N	10	0.547	4T10	3.14
						C	14	0.766	4T10	3.14
2-1	30x30	2.142	7.14	2.5	23.51	N	10	0.480	4T10	3.14

**Tableau 5.24.** Choix d'armatures transversales des poteaux en **Zone III**.

Niveau	Section	$L_f$	$\lambda_g$	$\rho_a$	$Tu^{\max}$ (KN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{ado}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	55x55	2.142	3.894	3.75	34.35	N	10	0.78	4T10	3.14
						C	16	1.25	4T10	3.14
6	50x50	2.142	4.284	3.75	31.64	N	10	0.96	4T10	3.14
						C	14	1.35	4T10	3.14
5	45x45	2.142	4.76	3.75	27.12	N	10	0.830	4T10	3.14
						C	12	0.997	4T10	3.14
4	40x40	2.142	5.35	2.5	25.36	N	10	0.517	4T10	3.14
						C	16	0.828	4T10	3.14
3	35x35	2.142	6.12	2.5	20.00	N	10	0.408	4T10	3.14
						C	14	0.571	4T10	3.14
2-1	30x30	2.142	7.14	2.5	23.12	N	10	0.472	4T10	3.14
						C	12	0.566	4T10	3.14

**Tableau 5.25.** Espacement maximales selon RPA99 /Version 2003 en **Zone IIa.**

Niveau	Section	Barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (mm)	
				ZN	Z.C
RDC	55x55	8T20	20	10	20
6	50x50	4T20+8T14	14	10	14
5	45x45	12T14	14	10	14
4	40x40	8T16	16	10	16
3	35x35	8T14	14	10	14
2-1	30x30	8T12	12	10	12

**Tableau 5.26.** Espacement maximale selon RPA99 /Version 2003 en **Zone III.**

Niveau	Section	Barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (mm)	
				ZN	Z.C
RDC	55x55	8T16+4T20	16	10	16
6	50x50	4T20+8T14	14	10	14
5	45x45	8T12	12	10	12
4	40x40	8T16	16	10	16
3	35x35	8T14	14	10	14
2-1	30x30	8T12	12	10	12

### 5.2.9. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de  $(40 \Phi_l)$  en Zone IIa et  $(50 \Phi_l)$  en Zone III.

La longueur de la zone nodale est donnée par :  $H' = \max (he/6; b; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$ .

Le ferrailage des poteaux reste le même dans les deux Zones sismiques.

Les Figures 5.1, 5.2, 5.3 et 5.4 présentent le ferrailage longitudinal et transversal de différentes sections des poteaux.

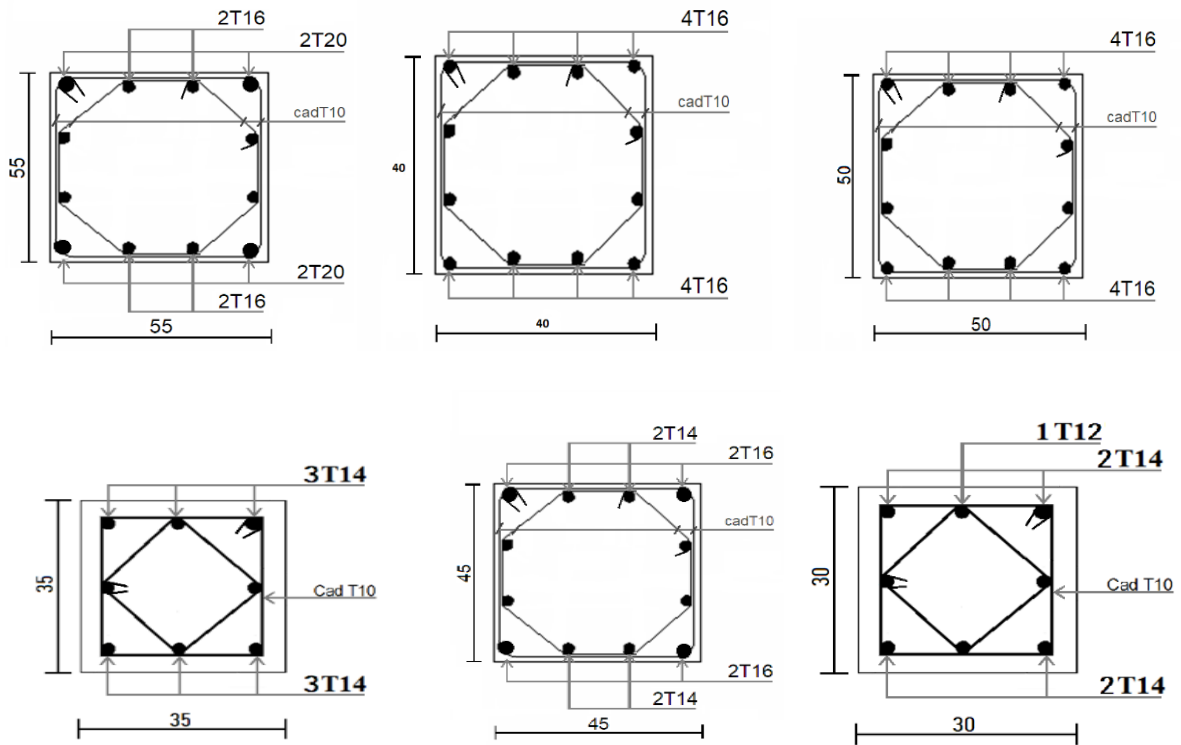


Figure 5.1. Ferrailage des poteaux en Zone IIa.

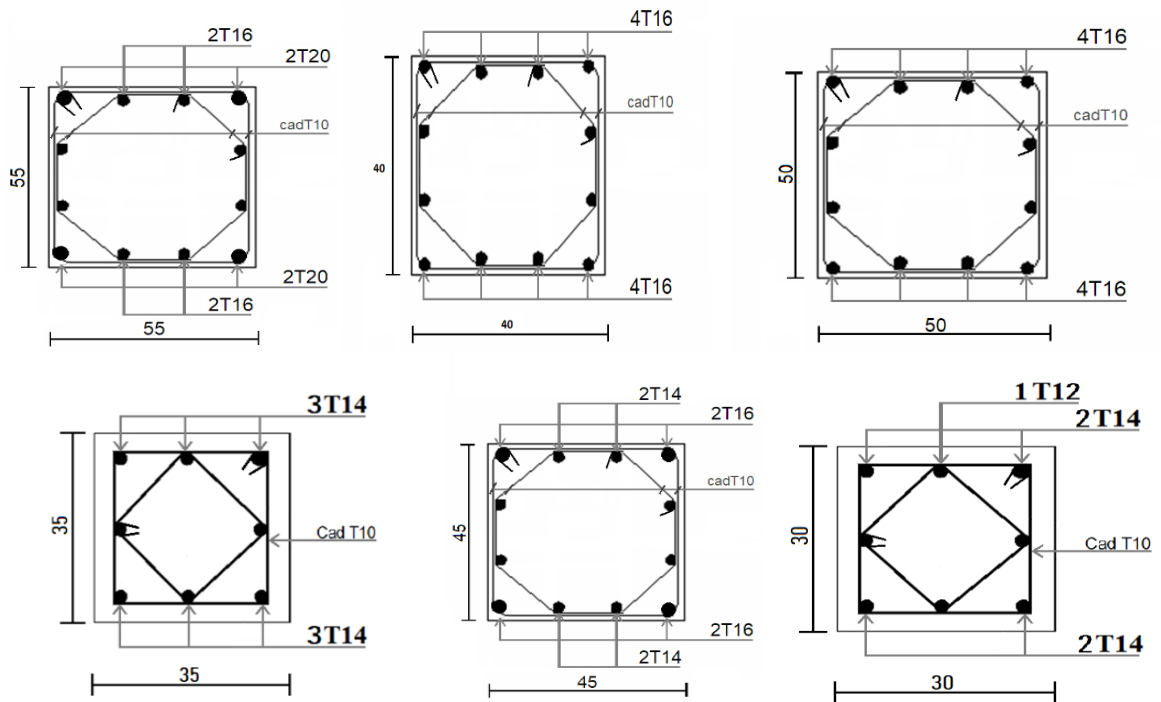


Figure 5.2. Ferrailage des poteaux en Zone III.

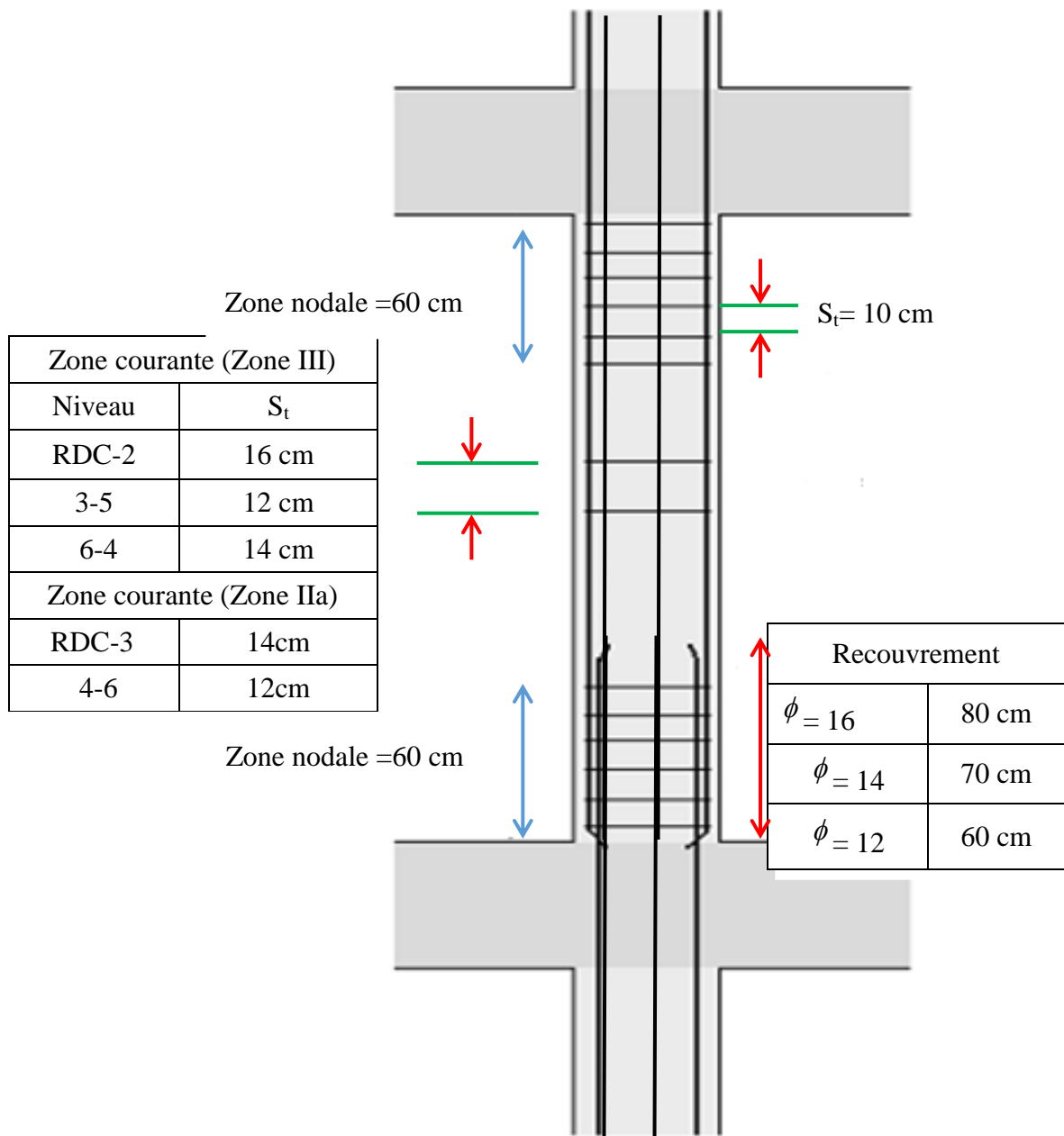


Figure 5.3. Disposition des armatures des poteaux.

## 5.3. Ferrailage des poutres

### 5.3.1. Introduction

Les poutres sont ferrillées à la flexion simple avec moments en travée ( $M_t = 0.8M_0$ ), et sur appuis sont déterminés par la combinaison  $G+Q\pm E$ .

### 5.3.2. Recommandations selon RPA99 (version 2003)

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre ( $\rho_s = 0.5\%B$ )

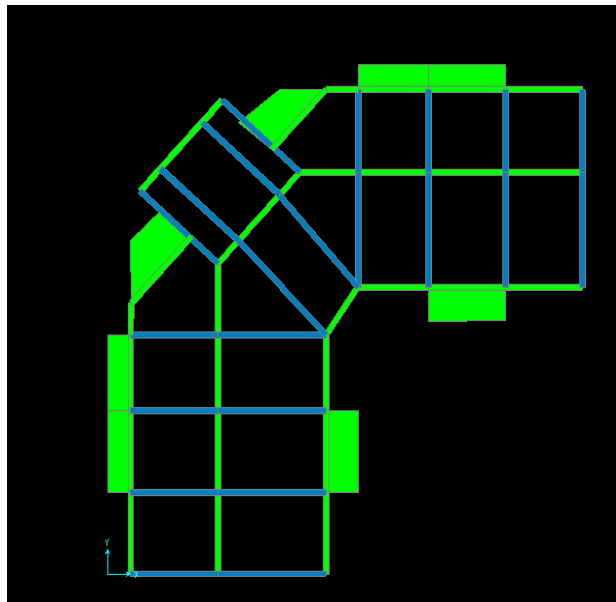
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et 6% en zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces sismiques latérales qui doivent avoir des armatures symétriques, avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi_1$  en zone II<sub>a</sub> et  $50 \Phi_1$  en Zone III.

### 5.3.3. Calcul du ferrailage

Les sollicitations sont déterminées par logiciel ETABS. Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées des poutres porteuses et non porteuses dans les deux zones sismiques (Zone II<sub>a</sub> et Zone III) sont résumés dans les Tableaux 5.27 et 5.28. La section minimale exigé par RPA99 (version 2003) et pris en considération dans le choix des armatures).

Les résultats donnés aux Tableaux 5.27 et 5.28 montrent que la quantité de ferrailage des poutres dans la Zone III est élevée par rapport à celle en Zone II<sub>a</sub>, particulièrement sur appuis où les moments fléchissant sont déterminés par la combinaison  $G+Q\pm E$  et l'effort sismique est plus élevé en Zone III.

La Figure 5.5 présente les axes et les files des poutres dans le bâtiment étudié.



**Figure 5.5.** Axes et files des poutres dans le bâtiment étudié.

**Tableau 5.27.** Ferrailage longitudinal des poutres porteuses.

Etages	Zone sismique	Section de poutre (cm <sup>2</sup> )	M (kn.m)		A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )
			M <sub>a</sub>	M <sub>t</sub>			
Etage 6	III	30x40	M <sub>a</sub>	70.56	0.00	5.88	6T12 (6.79)
			M <sub>t</sub>	55.28	0.00	4.51	5T12 (5.66)
	IIa	35x40	M <sub>a</sub>	68.23	0.00	5.59	4T14 (6.16)
			M <sub>t</sub>	39.23	0.00	3.14	3T12 (3.39)
Etage 5	III	30x40	M <sub>a</sub>	58.63	0.00	4.82	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	33.45	0.00	2.68	3T12 (3.39)
	IIa	35x40	M <sub>a</sub>	54.36	0.00	4.41	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	30.89	0.00	2.46	3T12 (3.39)
Etage 4	III	30x40	M <sub>a</sub>	49.99	0.00	4.07	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	29.89	0.00	2.39	3T12 (3.39)
	IIa	35x40	M <sub>a</sub>	48.63	0.00	3.93	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	28.55	0.00	2.27	3T12 (3.39)
Etage 3	III	30x40	M <sub>a</sub>	51.63	0.00	4.21	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	30.01	0.00	2.4	3T12 (3.39)
	IIa	35x40	M <sub>a</sub>	49.86	0.00	4.03	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	29.99	0.00	2.39	3T12 (3.39)
Etage 2	III	30x40	M <sub>a</sub>	54.22	0.00	4.44	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	32.59	0.00	2.61	3T12 (3.39)
	IIa	35x40	M <sub>a</sub>	50.01	0.00	4.05	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	31.09	0.00	2.48	3T12 (3.39)
			M <sub>a</sub>	52.17	0.00	4.26	5T12 (5.66)



Etage 1	III	30x40					
			$M_t$	29.99	0.00	2.4	3T12 (3.39)
	IIa	35x40	$M_a$	51.89	0.00	4.2	5T12 (5.66)
			$M_t$	29.00	0.00	2.31	3T12 (3.39)
RDC	III	30x40	$M_a$	44.63	0.00	3.62	5T12 (5.66)
			$M_t$	26.53	0.00	2.11	3T12 (3.39)
	IIa	35x40	$M_a$	42.50	0.00	3.42	5T12 (5.66)
			$M_t$	20.36	0.00	1.61	3T12 (3.39)

**Tableau 5.28.** Ferrailage longitudinal des poutres non porteuses.

Etages	Zone sismique	Section de poutre (cm <sup>2</sup> )	M (kN.m)		A <sub>s</sub> ' (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )
Etage 6	III	30x35	M <sub>a</sub>	59.23	0.00	5.76	4T14 (6.16)
			M <sub>t</sub>	26.58	0.00	2.47	3T12 (3.39)
	IIa	35x35	M <sub>a</sub>	51.36	0.00	4.88	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	15.59	0.00	1.42	2T12 (2.26)
Etage 5	III	35x35	M <sub>a</sub>	43.55	0.00	4.14	6T10 (4.71)
			M <sub>t</sub>	17.99	0.00	1.65	3T12 (3.39)
	IIa	35x35	M <sub>a</sub>	37.52	0.00	3.51	4T12 (4.53)
			M <sub>t</sub>	17.01	0.00	1.56	3T12 (3.39)
Etage 4	III	35x35	M <sub>a</sub>	46.55	0.00	4.44	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	21.01	0.00	1.94	4T10 (3.14)
	IIa	35x35	M <sub>a</sub>	43.96	0.00	4.14	4T12 (4.53)
			M <sub>t</sub>	20.78	0.00	1.91	4T10 (3.14)
Etage 3	III	35x35	M <sub>a</sub>	45.65	0.00	4.35	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	24.36	0.00	2.26	4T10 (3.14)
	IIa	35x35	M <sub>a</sub>	44.89	0.00	4.27	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	23.99	0.00	2.21	4T10 (3.14)
Etage 2	III	35x35	M <sub>a</sub>	46.99	0.00	4.49	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	26.77	0.00	2.49	4T10 (3.14)
	IIa	35x35	M <sub>a</sub>	45.01	0.00	4.25	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	26.01	0.00	2.4	4T10 (3.14)
Etage 1	III	35x35	M <sub>a</sub>	42.07	0.00	3.99	4T12 (4.53)
			M <sub>t</sub>	21.88	0.00	2.02	4T10 (3.14)

	IIa	35x35	M <sub>a</sub>	40.99	0.00	3.85	4T12 (4.53)
			M <sub>t</sub>	21.00	0.00	1.93	4T10 (3.14)
Etage RDC	III	35x35	M <sub>a</sub>	48.55	0.00	4.65	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	27.00	0.00	2.51	4T10 (3.14)
	IIa	35x35	M <sub>a</sub>	46.77	0.00	4.42	5T12 (5.66)
			M <sub>t</sub>	30.22	0.00	2.8	4T10 (3.14)

### 5.3.4. Condition de non fragilité

La relation suivante doit être vérifiée :  $A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

**Tableau 5.29.** Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{S(\min)}^{choisi}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	Condition
30x40 (Zone III)	5.88	1.30	Vérifiée
35x40 (Zone IIa)	5.59	1.52	Vérifiée
30x35 (Zone III)	5.76	1.14	Vérifiée
35x35 (Zone IIa)	4.88	1.33	Vérifiée

La longueur minimale de recouvrement est :  $L_r = 40\phi_t$  en zone IIa et  $L_r = 50\phi_t$  en zone III.

### 5.3.5. Vérification à l'ELS

Les vérifications des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS sont présentées dans le Tableau 5.36. Pour le béton on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Pour l'acier on doit vérifier que:  $\sigma_{st} = \frac{n.M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

y : position de l'axe neutre déterminée par l'équation suivante :  $\frac{b.y}{2} - n.A_s(d - y) = 0$

I : moment d'inertie calculé par la formule suivante :  $I = \frac{b}{3} y^3 + n.A_s.(d - y)^2$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

**Tableau 5.30.** Vérification des contraintes des poutres porteuses

Poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)		$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{st}$	$\overline{\sigma}_s$	Condition
				MPa	MPa	MPa	MPa	
Porteuse (Zone III)	30x40	$M_a$ (max)	70.56	11.8	15	365	201.63	Vérifiée
		$M_t$ (max)	55.28	10.2	15	367.5	201.63	Vérifiée
Non porteuse (Zone III)	30x35	$M_a$ (max)	59.23	12.7	15	362.9	201.63	Vérifiée
		$M_t$ (max)	26.58	7.78	15	365.8	201.63	Vérifiée
Porteuse (Zone IIa)	35x40	$M_a$ (max)	68.23	10.5	15	366.7	201.63	Vérifiée
		$M_t$ (max)	54.36	9.16	15	366.4	201.63	Vérifiée
Non porteuse (Zone IIa)	35x35	$M_a$ (max)	51.36	10.6	15	365.7	201.63	Vérifiée
		$M_t$ (max)	15.56	5.22	15	363.9	201.63	Vérifiée

### 5.3.6. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte ultime de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$$

Avec  $T_u$  : effort tranchant ultime.

b : largeur de la section de la poutre.

d : hauteur utile de la poutre.

$$\overline{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

**Tableau 5.31.** Vérification de la contrainte de cisaillement

Poutre	Section	$T_u^{\max}$ (KN)	$\tau_u$ MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Vérification
Porteuse (Zone III)	30x40	111.99	1.03	2.5	Vérifiée
Non porteuse (Zone III)	30x35	69.48	0.73	2.5	Vérifiée
Porteuse (Zone IIa)	35x40	101.07	0.80	2.5	Vérifiée
Non porteuse (Zone IIa)	35x35	64.56	0.58	2.5	Vérifiée

### 5.3.7. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales est de type Haute Adhérence (HA) et de nuance  $F_e E400$

#### - Selon le BAEL91 modifié 99

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

#### -Selon le RPA99 (version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1.14\text{cm}$$

On prend :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  (Zone III et Zone IIa).

Les résultats de calcul sont résumés dans les Tableaux ci-dessous.

**Tableau 5.32.** Choix des armatures transversales des poutres en **zone IIa**.

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> MPa	BEAL	RPA		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN	ZC		
35x40	101.07	0.80	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
35x35	64.56	0.58	28.35	8.75	17.5	8	15	1.35	4T8

**Tableau 5.33.** Choix des armatures transversales des poutres en **zone III**.

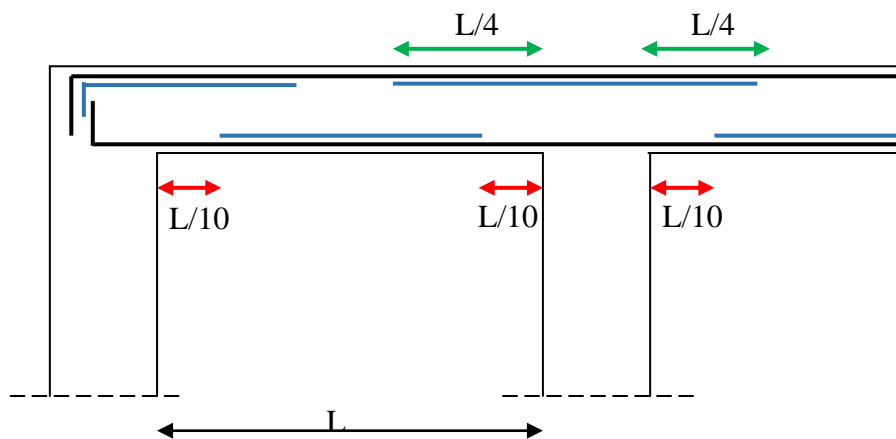
Section	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> MPa	BEAL	RPA		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN	ZC		
30*40	111.99	1.03	32.4	10	20	10	15	1.35	4T8
30*35	69.48	0.73	28.35	8.75	17.5	8	15	1.35	4T8

### 5.3.8. Arrêt des barres

$$\left. \begin{array}{l} \text{Armatures inférieures : } h \leq \frac{L}{10} \frac{L^{MAX}}{4} \\ \text{Armatures supérieures : } h' \geq \frac{L^{MAX}}{5} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Appuis en travée de rive.} \\ \text{Appuis en travée intermédiaire.} \end{array}$$

Avec :

$$L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$$

**Figure 5.5.** Arrêt des barres

### 5.3.9. Vérification de la flèche

La fléchée des poutres est calculée par :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$f_i$  : flèche due aux charges instantanées.

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

$\bar{f}$  : flèche admissible

- Poutre porteuse :  $L = 560 \text{ cm}$  et  $\bar{f}_1 = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.06 \text{ cm}$

- Poutre non porteuse :  $L = 400 \text{ cm}$  et  $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm}$

- Position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Moments d'inerties fictifs :  $I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$  ;  $I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Avec :  $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$  Pour déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$  Pour déformation différée (longue durée).

Pourcentage des armatures longitudinales :  $\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \therefore$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

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

Les résultats sont récapitulés dans les Tableaux 5.34 et 5.35.

**Tableau 5.34.** Moment d'inertie fictif des poutres en **zone III**

	$M_{Ser}$ KN.m	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
PP*	70.56	5.88	21.09	0.005	333.33	4.2	0.58	141818.86	45401.84	71828.83
PNP**	59.23	5.76	18.56	0.006	326.44	3.5	0.63	94358.69	32385.19	50137.45

\* PP = Poutre Porteuse \*\* PNP = Poutre Non Porteuse

**Tableau 5.35.** Moment d'inertie fictif des poutres en **zone IIa.**

	$M_{Ser}$ KN.m	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
PP	68.23	5.59	20.9 0	0.00 4	339.04	5.25	0.5 1	168682.03	50455.53	76051.41
PNP	51.36	4.88	18.2 8	0.004	334.11	5.25	0.5 0	112994.64	34288.02	55119.33

Les modules d'élasticité instantané et différé sont donnés par :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86MPa$$

- Fleche due aux déformations instantanées :  $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}}$

- Fleche due aux déformations différées :  $f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}}$

Les résultats sont récapitulés dans les Tableaux 5.36 et 5.37.

**Tableau 5.36.** Vérification de la flèche des poutres en **Zone IIa.**

	L (cm)	$f_i$ (mm)	$f_v$	$f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Condition
PP	560	9.68	17.23	7.55	10.6	Vérifiée
PNP	403	3.96	8.99	5.03	8.06	Vérifiée



**Tableau 5.37.** Vérification de la flèche des poutres en **Zone III**.

	L (cm)	$f_i$ (mm)	$f_v$	$f$ (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Condition
PP	560	6.22	12.36	6.14	10.6	Vérifiée
PNP	403	4.48	11.85	7.37	8.06	Vérifiée

Les schémas de ferrailage des poutres sont présentés sur les Tableaux 5.38 ,5.39 et 5.40.

- **Poutres porteuses**

- **Tableau 5.38.**Ferrailage des poutres porteuses en **Zone III**.

	Ferrailage	
	En Travée	En appui
etages 1,2,3,4, 5 et RDC		
etage 6		

**Tableau 5.39.**Ferraillage des poutres porteuses en **Zone IIa.**

Étage	Ferraillage	
	En travée	En appui
RDC		
Étages 1,2,3,4,5		
Étage 6		

## • Poutres non porteuses

**Tableau 5.40.** Ferrailage des poutres non porteuses.

	Ferrailage	
	En Travée	En appui
RDC,1,2,3,4, 5,6		

## 5.4. Ferrailage des voiles

### 5.4.1. Introduction

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils présentent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Un voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

### 5.4.2. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. Le voile est sollicité par un effort normal ( $N$ ) et un effort tranchant ( $V$ ) constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant ( $M$ ) qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

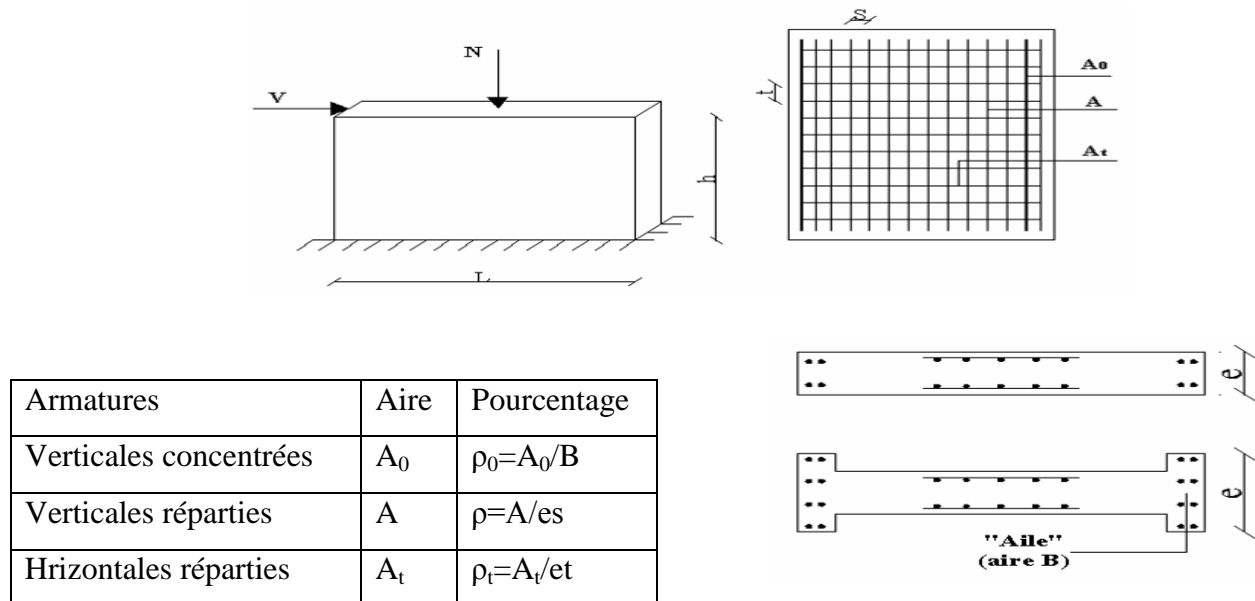
- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{V0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_V$ )

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 5.6.** Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

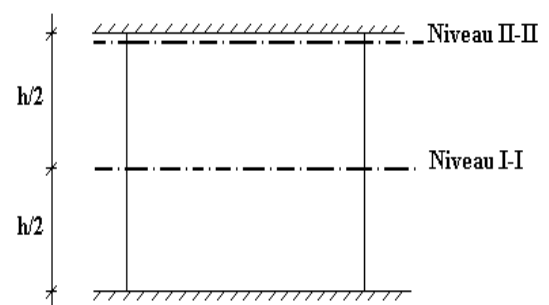
#### 5.4.2.1. Niveaux de vérification

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.



### 5.4.2.2. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003)

#### ❖ Aciers verticaux

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2 %.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

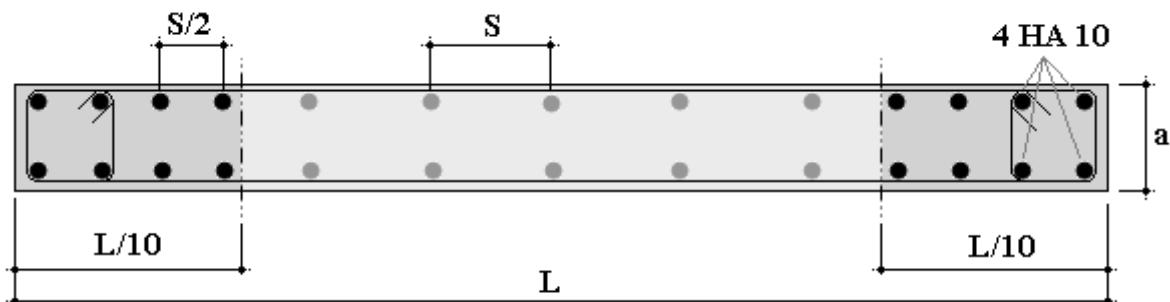


Figure 5.7. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

#### ❖ 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.

#### ❖ 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

$$\text{deux valeurs suivantes : } S \leq \begin{cases} 1.5a \\ 30cm \end{cases}$$

- 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  $\frac{1}{10}$  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.

### 5.4.2.3. Méthode de ferrailage des voiles

On calcul les contraintes maximales et minimales par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas :

**1<sup>ère</sup> cas :**

- ✚ Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$  ..... la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ( $A_{\min} = 0,2\% a.l$ )

**2<sup>ème</sup> cas :**

- ✚ Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$  ..... la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$

- ✚ La section des armatures verticales  $A_V = \frac{F_t}{f_e}$

On compare  $A_V$  avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si  $A_V \leq A_{\min} = 0,20\% a.L$  on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_V > A_{\min} = 0,20\% a.L$  on ferraille avec  $A_V$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimale est suivant :

$$A_h = 0,15\% a.100 (1ml)$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

- ✚ Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**Armature horizontale**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7-7-2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 4MPa$$

Avec :  $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0,9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$  : Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,5MPa \Rightarrow A = 0,15\% a.1m$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} = 0.5 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.25\% a.1m$$

**Espacement :** d'après le RPA 2003  $S \leq (1.5a ; 30\text{cm})$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\phi$  les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.
- $20\phi$  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des 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 :  $A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

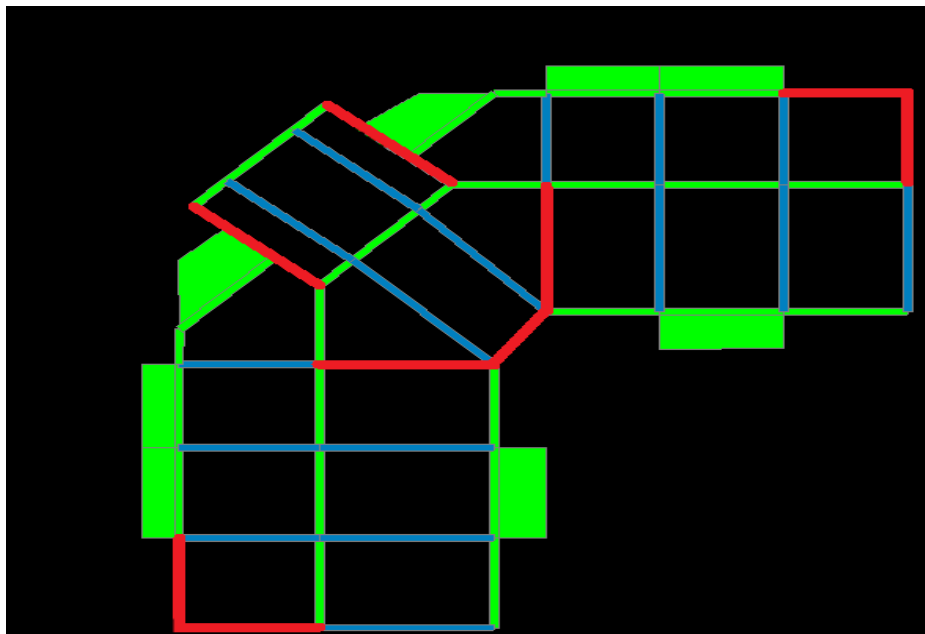
L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

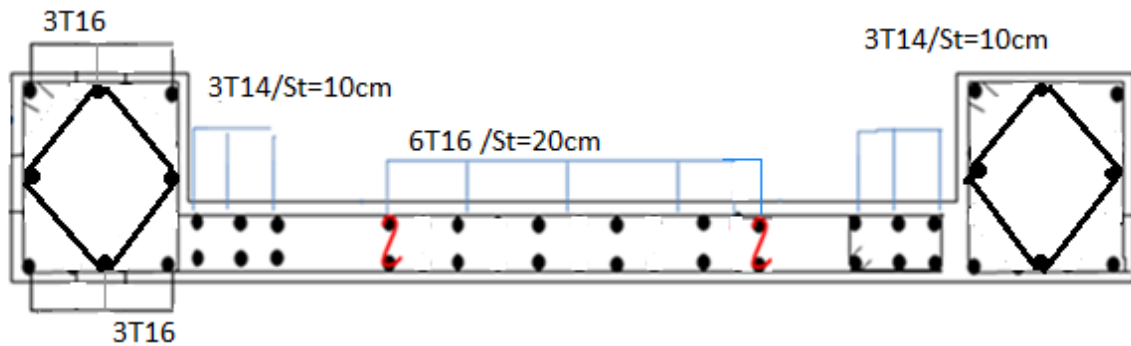
La Figure 5.8 montre la disposition des voiles de contreventement dans notre bâtiment.



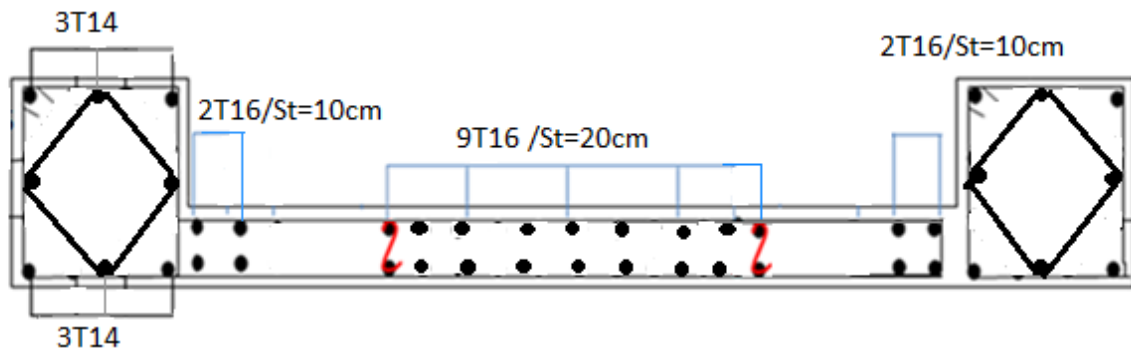
**Figure 5.8.** Dispositif des voiles dans le bâtiment étudié.



Un exemple de calcul de ferrailage des voiles pleins en Zone IIa et Zone III sous forme L et U est présenté dans l'Annexe B. Les Figures 5.9, 5.10 montrent les schémas de ferrailage de ces voiles.



**Figure 5.9.** Schéma de ferrailage du voile sous forme U en zone III.



**Figure 5.10.** Schéma de ferrailage du voile sous forme U en zone IIa.

Le Tableau 5.41 ci-dessous résume le ferrailage des autres voiles.

**Tableau 5.41.** Caractéristiques et ferrailage des voiles.

Voile	L (m)	V (m)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	A m <sup>2</sup>	I m <sup>4</sup>
VL1 en U Zone III	6.1	3.05	3581.07	1223.07	251.08	1.52	6.14
VL1 en U Zone IIa	6.1	3.05	2891.82	1124.98	244.56	1.52	6.14
VL2 en U Zone III	3.98	1.99	2871.03	1028.84	202.7	1.09	1.94

<b>VL2 en U Zone IIa</b>	3.98	1.99	2671.24	998.07	199.24	1.09	1.94
<b>VL3 en U Zone III</b>	4.53	2.26	4127.00	1324.87	288.27	1.20	2.77
<b>VL3 en U Zone IIa</b>	4.53	2.26	4027.11	1286.09	279.81	1.20	2.77
<b>VL3 en U Zone III</b>	4.7	2.35	3087.41	1287.29	189.28	1.24	3.05
<b>VL4 en U Zone IIa</b>	4.7	2.35	2998.87	1279.74	180.01	1.24	3.05

<b>Voile</b>	<b>X (m)</b>	$\sigma_1$ <b>Mpa</b>	$\sigma_2$ <b>MPa</b>	$\sigma_3$ <b>MPa</b>	<b>A<sub>min</sub> RPA</b>	<b>A<sub>Calcul</sub></b>	<b>A<sub>vj</sub></b>	<b>A<sub>Tot</sub>= A<sub>cal</sub>+A<sub>vj</sub></b>	<b>A<sub>adopté</sub></b>
<b>VL1 en U Zone III</b>	6.1	1.8	1.8	1.5	2.44	A <sub>G</sub> =30.5	5	A <sub>G</sub> =35.5	A <sub>p</sub> = 8T16 A <sub>v-p</sub> =2(5T16) A <sub>C</sub> =2(10T16)
						A <sub>D</sub> =20		A <sub>D</sub> = 25	
<b>VL1 en U Zone IIa</b>	6.1	1.7	1.7	1.4	2.44	A <sub>G</sub> = 30.5	5	A <sub>G</sub> = 35.5	A <sub>p</sub> = 8T14 A <sub>v-p</sub> = 2(4T16) A <sub>C</sub> = 2(11T16)
						A <sub>D</sub> = 19		A <sub>D</sub> = 24	
<b>VL2 en U Zone III</b>	3.98	1.5	1.5	1.1	1.5	A <sub>G</sub> =19.9	4	A <sub>G</sub> = 23.9	A <sub>p</sub> = 8T16 A <sub>v-p</sub> =2(3T14) A <sub>C</sub> =2(6T16)
						A <sub>D</sub> = 12		A <sub>D</sub> = 16	
<b>VL2en U</b>	3.98	1.5	1.5	1.1	1.5	A <sub>G</sub> =19.9	4	A <sub>G</sub> = 23.9	A <sub>p</sub> = 8T14

<b>Zone IIa</b>						$A_D=12$		$A_D=16$	$A_{V,P}=2(2T16)$ $A_C=2(9T16)$
-----------------	--	--	--	--	--	----------	--	----------	------------------------------------

VL3 en U <b>Zone III</b>	4.53	2.3	2.3	1.8	1.8	$A_G=22.6$	6	$A_G=28.6$	$A_P=8T16$ $A_{V,P}=2(7T16)$ $A_C=2(8T16)$
						$A_D=21$		$A_D=27$	
VL3 en U <b>Zone IIa</b>	4.53	2.2	2.2	1.7	1.8	$A_G=22.6$	5	$A_G=27.6$	$A_P=8T14$ $A_{V,P}=2(7T16)$ $A_C=2(7T16)$
						$A_D=20$		$A_D=25$	
VL4 en U <b>Zone III</b>	4.7	2.8	2.8	2.2	1.88	$A_G=23.5$	4	$A_G=27.5$	$A_P=8T16$ $A_{V,P}=2(8T16)$ $A_C=2(10T14)$
						$A_D=26$		$A_D=30$	
VL4 en U <b>Zone IIa</b>	4.7	2.7	2.7	2.1	1.88	$A_G=23.5$	3	$A_G=26.5$	$A_P=8T14$ $A_{V,P}=2(7T16)$ $A_C=2(7T16)$
						$A_D=25$		$A_D=28$	

### Commentaire

Les voiles présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Dans la Zone III, on a enregistré une résultante de l'effort horizontal du au séisme autour de 70% par rapport à celle trouvée en Zone IIa. En effet, la quantité de ferrailage des voiles de contreventement dans la zone de forte sismicité (Zone III) est élevée par comparaison à celle en zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

***Chapitre 06 :***

**Etude de fondation**

## Chapitre 06

### Etude de fondation

#### 6.1. Introduction

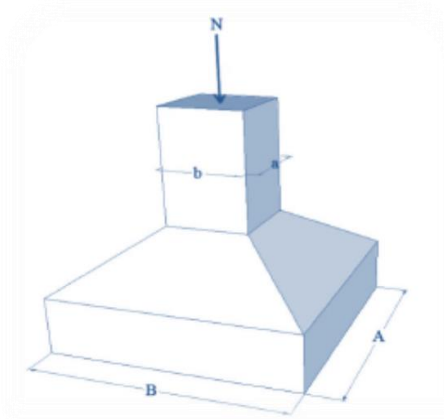
Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux). Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

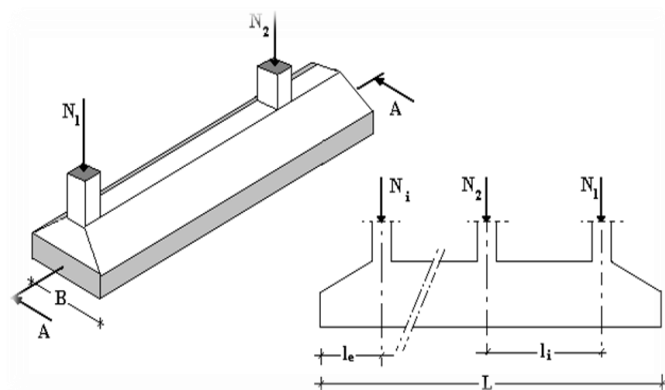
#### 6.2. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

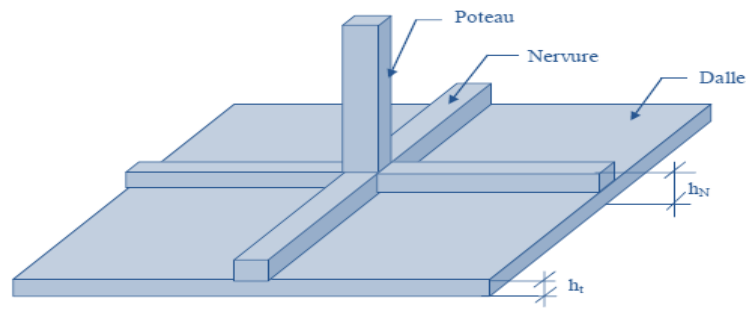
Lorsque l'ouvrage est léger ou lorsque le sol a une bonne capacité portante, on envisage de réaliser des fondations superficielles. Parmi les fondations superficielles on distingue trois types : semelles isolées (Figure 6.1(a)), semelles filantes ou continues (Figure 6.1 (b)) et les radiers (Figure 6.1(c)). Lorsque la profondeur du sol résistant est importante, on envisage de réaliser des fondations semi-profondes (puits) ou profondes (pieux).



(a) Semelle isolée



(b) Semelle filante



(c) Radier général.

**Figure 6.1.** Fondations superficielles.

### 6.3. Calcul des fondations

Dans un premier temps, l'ingénieur cherchera à fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols autorisent). Il devra alors se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter les charges et les surcharges appliquées sur la superstructure. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. La capacité portante et le tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations.

### 6.4. Choix de type de fondations

On propose en premier lieu, de fonder notre ouvrage sur des semelles isolées, si la condition de résistance n'est pas vérifiée on passe au deuxième type qui est les semelles filantes, si non on choisit un radier général.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

- N : Effort normal appliqué sur la fondation à l'E.L.S.
- S : La surface de la fondation.

-  $\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol = 2 bars.

### Remarque

La contrainte du sol doit être déterminée à partir des résultats d'essai du sol. Dans certains cas, les contraintes limites du sol, sous fondations superficielles, peuvent être fixées à l'avance pour des sols rencontrés, des réalisations existantes, etc... (Document technique réglementaire DTR-BC 233.1). Pour notre projet et selon les réalisations existantes nous avons pris une contrainte admissible du sol égale à 2 bars sur 3 m de profondeur.

#### 6.4.1. Semelle isolée

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B)(Figure 6.1).

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :  $a = b$  donc  $A = B \rightarrow S = A^2$

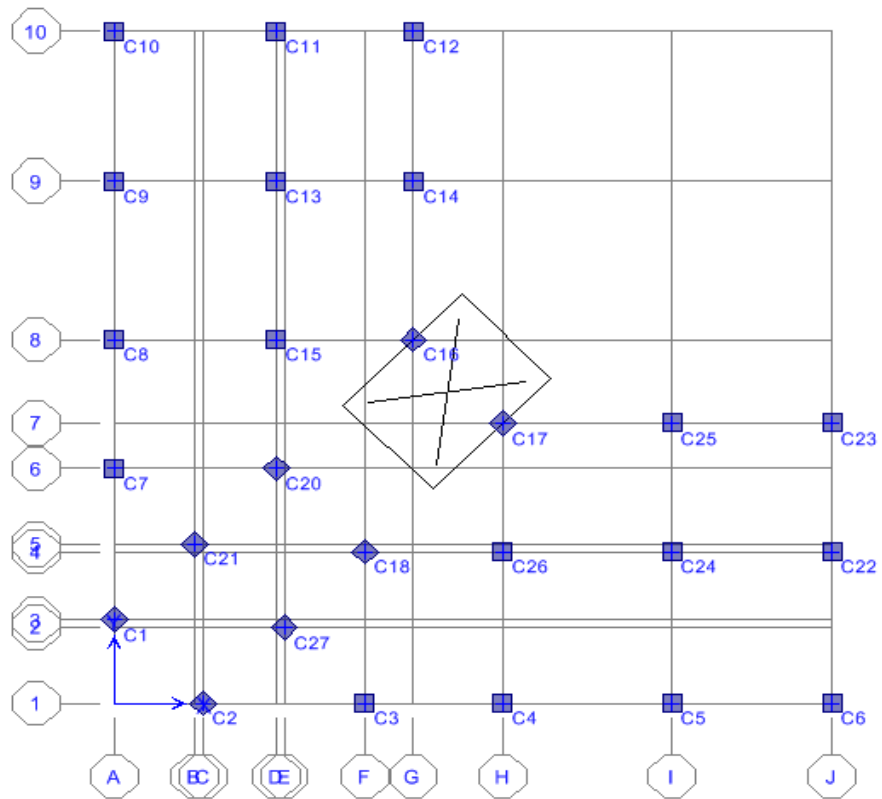
Avec :

S : La surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$



**Figure 6.2.** Axes et files des poteaux dans le bâtiment.

❖ **Etude en zone III**

L'effort normal appliqué sur chaque poteau et les sections des semelles isolées adoptées dans le cas d'une étude dans la zone III, sont représenté sur le Tableau 6.1 ci-dessous.

**Tableau 6.1.** Sections des semelles isolées en zone III.

Poteau	N (KN)	A(m)	A choisie (m)
C1	422.10	1.45	1.5
C2	385.63	1.38	1.4
C3	527.45	1.62	1.7
C4	612.03	1.74	1.8
C5	851.69	2.06	2.1
C6	635.52	1.78	1.8
C7	452.42	1.50	1.5
C8	1433.63	2.67	2.7
C9	842.23	2.05	2.1
C10	631.95	1.77	1.8
C11	995.54	2.23	2.3



C12	765.19	1.95	2
C13	998.21	2.23	2.4
C14	1423.25	2.66	2.7
C15	832.91	2.02	2.1
C16	795.83	1.99	2
C17	1200.45	2.44	2.5
C18	1100.67	2.44	2.5
C20	1165.54	2.34	2.5
C21	782.65	1.97	2
C22	421.46	1.45	1.5
C23	352.74	1.32	1.4
C24	1423.52	2.66	2.7
C25	521.89	1.61	1.7
C26	465.96	1.52	1.6
C27	720.32	1.89	1.9
C28	1653.54	2.87	2.9
C29	854.32	2.06	2.1
C30	687.98	1.85	1.9
C31	484.65	1.55	1.6
C32	578.31	1.5	1.5

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :  $1.5 \times B \leq L_{min}$

Tel que :  $L_{min} = 3.16 \text{ m}$  (valeur minimal entre axe de deux poteaux).

Et :  $B = A = 2.90 \text{ m}$

Alors :

$1.5 \times 2.50 = 4.35 \text{ m} > L_{min} = 3.16 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$

#### ❖ Etude dans la zone IIa

L'effort normal appliqué sur chaque poteau et les sections des semelles isolées adoptée dans le cas d'une étude dans la zone IIa , sont représenté sur le Tableau 6.2 ci-dessous.

**Tableau 6.2.** Sections des semelles isolées pour zone IIa.

Poteau	N (KN)	A (m)	A <sub>Choisie</sub> (m)
C1	400.01	1.41	1.50
C2	320.22	1.26	1.30
C3	421.32	1.45	1.50
C4	512.98	1.60	1.60
C5	654.91	1.80	1.80
C6	521.63	1.61	1.70
C7	320.51	1.26	1.30
C8	1207.23	2.45	2.50
C9	623.65	1.76	1.80
C10	574.37	1.69	1.70
C11	824.94	2.03	2.10
C12	532.95	1.61	1.70
C13	725.32	1.90	1.90
C14	1235.64	2.48	2.50
C15	623.87	1.76	1.80
C16	645.23	1.79	1.80
C17	1123.45	2.37	2.40
C18	992.75	2.22	2.30
C20	1025.61	2.26	2.30
C21	652.12	1.80	1.80
C22	385.39	1.38	1.40
C23	345.23	1.40	1.50
C24	1208.95	2.45	2.50
C25	462.75	1.52	1.60
C26	386.95	1.39	1.40
C27	624.46	1.76	1.80
C28	1345.64	2.59	2.60
C29	735.45	1.91	2
C30	548.76	1.65	1.70
C31	385.51	1.38	1.40
C32	421.94	1.45	1.50

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :  $1.5 \times B \leq L_{min}$

Tel que :  $L_{min} = 3.16 \text{ m}$  (valeur minimal entre axe de deux poteaux).

$$\text{Et : } B = A = 2.60 \text{ m}$$

Alors :

$$1.5 \times 2.60 = 3.90 \text{ m} > L_{\min} = 3.16 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

## Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles dans les deux zones sismiques, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

### 6.4.2. Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

N : effort normal provenant de l'axe ou la file considéré ( $N_{\text{Poteau}} + N_{\text{Voiles}}$ ).

S : section de la semelle ( $S=B.L$ ).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

#### ❖ Etude dans la zone III

Les sections des semelles filantes pour la zone III sont représentées sur le Tableau 6.3.

**Tableau 6.3.** Dimensions des semelles filantes en zone III.

Sens	Axe	File	N (KN)	L (m)	B (m)	B <sub>Choisie</sub> (m)
X-X	1		4132.52	18.86	1.095	1.10
	2		4032.95	18.86	1.067	0.10
	3		831.84	18.86	0.220	0.30
	4		3637.12	18.86	0.964	1.00
	5		731.85	18.86	0.194	0.20
	6		2374.23	19.10	0.621	0.65

	7		3856.21	18.86	1.022	1.10
	8		4135.25	9.01	2.294	2.30
	9		3294.12	9.89	1.665	1.70
	10		2864.84	9.89	1.448	1.50
Y-Y		A	6231.85	18.86	1.652	1.70
		B	753.89	18.86	0.199	0.20
		C	684.78	18.86	0.181	0.20
		D	4018.32	18.86	1.065	1.10
		E	763.53	18.86	0.202	0.20
		F	2167.96	19.10	0.567	0.60
		G	3872.6	18.86	1.026	1.10
		H	4258.96	9.89	2.153	2.20
		I	3254.23	9.89	1.645	1.65
		J	3120.85	9.89	1.577	1.60

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :  $2.5 \times B \leq L_{min}$

Avec :

$L_{min}$  : Représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

\* **Sens X-X** : ( $L_{min} = 3.0 \text{ m}$ )

$$2.5 \times B = 2.5 \times 2.3 = 5.75 \text{ m} > L_{min} = 3.16 \text{ m} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

\* **Sens Y-Y** : ( $L_{min} = 3.0 \text{ m}$ )

$$2.5 \times B = 2.5 \times 2.20 = 5.50 \text{ m} > L_{min} = 3.16 \text{ m} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

**Tableau 6.4.** Dimensions des semelles en zone IIa.

Sens	Axe	File	$N$ (KN)	$L$ (m)	$B$ (m)	$B_{Choisie}$ (m)
X-X	1		4035.37	18.86	1.069	1.10
	2		3965.21	18.86	1.051	1.10
	3		685.69	18.86	0.181	0.20
	4		3236.96	18.86	0.858	0.90
	5		632.74	18.86	0.167	0.20
	6		2000.85	19.10	0.523	0.60
	7		3295.21	18.86	0.873	0.90
	8		3624.25	9.01	2.011	2.10
	9		2654.23	9.89	1.341	1.40
	10		1995.23	9.89	1.008	1
Y-Y		A	5623.84	18.86	1.490	1.50
		B	673.54	18.86	0.178	0.20
		C	558.34	18.86	0.148	0.20
		D	3536.32	18.86	0.937	1.00
		E	694.27	18.86	0.184	0.20
		F	1895.25	19.10	2.695	2.70
		G	2354.87	18.86	0.624	0.70
		H	3584.78	9.89	1.812	1.90
		I	2587.96	9.89	1.308	1.30
		J	2995.87	9.89	1.514	1.60

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :  $2.5 \times B \leq L_{min}$

Avec :  $L_{min}$  représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

\* **Sens X-X** : ( $L_{min} = 3.16$  m)

$2.5 \times B = 2.5 \times 2.10 = 5.25$  m  $> L_{min} = 3.16$  m ... .. *Condition non vérifiée.*

\* **Sens Y-Y** : ( $L_{min} = 3.16$  m)

$2.5 \times B = 2.5 \times 2.70 = 6.75$  m  $> L_{min} = 3.016$  m ... .. *Condition non vérifiée.*

## Conclusion

Les deux conditions ne sont pas vérifiées dans les deux sites (zone III et zone IIa), donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

### 6.4.3. Radier général

Notre bâtiment est fondé sur un radier nervuré qui est le plus économique que les autres types et le plus utilisé à la pratique. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

#### 6.4.3.1. Surface nécessaire

La contrainte maximale de la superstructure ne doit pas dépasser celle provoquée par la fondation.

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{P_{ser}}{S_r} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_r = \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$S_r$  : Surface du radier.

$P_{ser}$  : Poids total à l'ELS

Le poids total de la structure est:

$$\begin{cases} P_{ser(zoneIII)} = 42312.64 \text{ KN} \\ P_{ser(zoneIIa)} = 38594.75 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} S_{r(zoneIII)} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{42312.64}{200} = 211.563 \text{ m}^2 \\ S_{r(zoneIIa)} \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{38594.75}{200} = 132.973 \text{ m}^2 \end{cases}$$

La surface de bâtiment est :

$$\begin{cases} S_{b(zoneIII)} = 362.154 \text{ m}^2 \\ S_{b(zoneIIa)} = 285.421 \text{ m}^2 \end{cases}$$

On constate que La surface de radier ( $S_r$ ) est inférieure à la surface de bloc ( $S_b$ ), donc on adopte un radier général sur toute la surface de bloc plus un débord sur le périphérique.

$$\text{Donc : } S_r = S_b + S_d$$

### 6.4.3.2. Pré dimensionnement du radier

#### a). Pré dimensionnement de la dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire :  $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :  $L_{max}$  : Portée maximale entre axe de deux poteaux ( $L_{max} = 5.60 \text{ m}$ )

$$\text{Donc : } h \geq \frac{560}{20} = 28 \text{ cm}$$

On prend :  $h_{R1} = 30 \text{ cm}$

- Condition de cisaillement

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{ql}{2} \text{ et } q = \frac{N_u}{S_{rad} \cdot 1ml}$$

$$T_u = \frac{ql}{2} = \frac{N_u l}{2S_{rad} \cdot bd} = \frac{N_u l}{2b \cdot S_{rad}(0.9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$L = 5.6 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\begin{cases} N_{U(\text{zoneIII})} = 124585.65 \text{ KN} \\ N_{U(\text{zoneIIa})} = 116517.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_{R2(\text{zoneIII})} \geq \frac{N_u l}{2b \cdot S_{rad}(0.9\bar{\tau})} = \frac{124585.65 \times 5.6}{2 \times 1 \times 362.154 \times (0.9 \times 2.8 \times 10^3)} \times 100 \rightarrow h_{N4} \geq 38.22 \text{ cm} \\ h_{R2(\text{zoneIIa})} \geq \frac{N_u l}{2b \cdot S_{rad}(0.9\bar{\tau})} = \frac{122214.28 \times 5.6}{2 \times 1 \times 285.421 \times (0.9 \times 2.8 \times 10^3)} \times 100 \rightarrow h_{N4} \geq 47.57 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h_{R2(\text{zoneIII})} = 45 \text{ cm} \\ h_{R2(\text{zoneIIa})} = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

#### b). Pré dimensionnement de nervures

La largeur de la nervure doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition de coffrage :  $b \geq \frac{L_{Max}}{10}$

Avec :  $L_{Max} = 5.60 \text{ m}$

$$b \geq \frac{560}{10} = 56 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 60 \text{ cm}$

- L' hauteur de la nervure :

L' hauteur de la nervure doit satisfaire aux conditions suivantes :

● Condition de non poinçonnement :

Il faut vérifier la relation suivante :  $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$N_u$ : effort normal ultime à la base du poteau le plus sollicité.

$U_c$ : périmètre de contour au niveau de feuillet moyen, avec :  $(U_c = 2[(a+b) + 2h])$

a,b : dimensions du poteau le plus sollicité (55x55)  $\text{cm}^2$ .

$$\begin{cases} N_{U(\text{zoneIII})} = 1656.54 \text{ KN} \\ N_{U(\text{zoneIIa})} = 1595.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_{U(\text{zoneIII})} \leq 0.045 \times (4a + ah)h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow h \geq 52.30 \text{ cm} \\ N_{U(\text{zoneIIa})} \leq 0.045 \times (4a + ah)h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow h \geq 58.07 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h_{N1(\text{zoneIII})} = 60 \text{ cm} \\ h_{N1(\text{zoneIIa})} = 65 \text{ cm} \end{cases}$$

● Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par:  $L_{Max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4.EI}{b.K}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier  $\left[ I = \frac{b \times h^3}{12} \right]$

E : Module d'élasticité du béton,  $\begin{cases} E_{\text{zoneIII}} = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa} \\ E_{\text{zoneIIa}} = 1.082 \times 10^4 \text{ MPa} \end{cases}$



$b$  : Largeur de la semelle par band d'un mètre,  $b = 1 \text{ m}$ .

$L$  : distance maximale entre deux poteaux,  $L_{Max} = 5.60 \text{ m}$ .

$K$  : Coefficient de raideur du sol, ( $0.5 \leq K \ll 12[\text{Kg}/\text{cm}^3]$ ).

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes:

- $K = 0,5 [\text{kg}/\text{cm}^3] \longrightarrow$  Pour un très mauvais sol.
- $K = 4 [\text{kg}/\text{cm}^3] \longrightarrow$  Pour un sol moyen (contraintes admissible 2 bars).
- $K = 12 [\text{kg}/\text{cm}^3] \longrightarrow$  Pour un très bon sol

Pour notre cas  $K = 4 \text{ Kg}/\text{cm}^3$ .

- Si les charges sont transmises à la poutre (nervure ou dalle du radier) par l'intermédiaire des poteaux de largeur «  $a$  » non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire

des contraintes du sol sur une longueur totale de la semelle égale à :  $\frac{\pi}{2} L_e + a$

- Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre sera calculée comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que cette condition soit remplie.

- Si l'entre axe des poteaux est supérieur à :  $\left[ \frac{\pi}{2} + L_e + a \right]$

Le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

Donc :  $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq L_{entreaxe}$  ;  $a = 55 \text{ cm}$  (Largeure de poteau).

$$L_{entre-axe} = 5.60 \text{ m} \rightarrow l_e \geq 3.50 \text{ m}$$

$$\text{On calcule la valeur de } h : \begin{cases} h_{N2(\text{zoneIII})} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (l_e)^4}{E}} \rightarrow h_{N2} \geq 52.32 \text{ cm} \\ h_{N2(\text{zoneIIa})} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \cdot (l_e)^4}{E}} \rightarrow h_{N2} \geq 79.37 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h_{N2(\text{zoneIII})} = 60 \text{ cm} \\ h_{N2(\text{zoneIIa})} = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

• Condition de la flèche :  $\frac{L_{Max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{Max}}{10}$

Avec :  $L_{Max} = 5.60 \text{ m}$

$$\frac{560}{15} \leq h_{N3} \leq \frac{560}{10} \rightarrow 37.33 \text{ cm} \leq h_{N3} \leq 56 \text{ cm}$$

On prend  $h_{N3} = 40 \text{ cm}$

### Conclusion

$$\begin{cases} h_{\text{Rad}}(\text{zoneIII}) = \max(h_{R1}; h_{R2}) \rightarrow h_{R(\text{zoneIII})} = 45 \text{ cm} \\ h_{\text{Rad}}(\text{zoneIIa}) = \max(h_{R1}; h_{R2}) \rightarrow h_{R(\text{zoneIIa})} = 50 \text{ cm} \\ h_{N(\text{zoneIII})} = \max(h_{N1}; h_{N2}, h_{N3}) \rightarrow h_{N(\text{zoneIII})} = 60 \text{ cm} \\ h_{N(\text{zoneIIa})} = \max(h_{N1}; h_{N2}, h_{N3}) \rightarrow h_{N(\text{zoneIIa})} = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

### Le choix final :

$$\text{Radier : } \begin{cases} h_{R(\text{zoneIII})} = 45 \text{ cm} \\ h_{R(\text{zoneIIa})} = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Nervure : } \begin{cases} h_{N(\text{zoneIII})} = 60 \text{ cm} \\ h_{N(\text{zoneIIa})} = 80 \text{ cm} \end{cases} ; b_N = 50 \text{ cm}$$

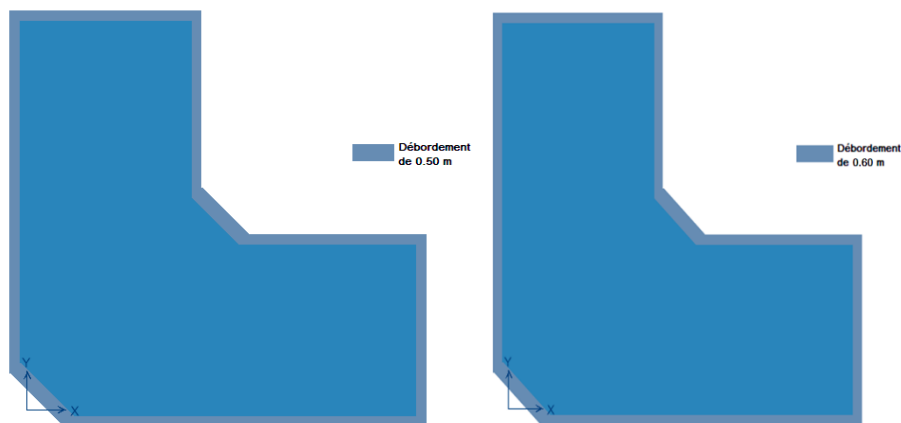
### c). Calcul de débordement

$$D \geq \max\left(\frac{h_N}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\text{On à : } \begin{cases} h_{N(\text{zoneIII})} = 60 \text{ cm} \\ h_{N(\text{zoneIIa})} = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} D \geq \max(30; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \\ D \geq \max(40; 30 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} D_{(\text{zoneIII})} = 50 \text{ cm.} \\ D_{(\text{zoneIIa})} = 60 \text{ cm.} \end{cases}$$



**Figure 6.3.**Débordement du radier en zone III **Figure 6.4.**Débordement du radier en zone IIa

Les Caractéristiques géométriques du radier sont résumées comme suit:

- Epaisseur de la dalle du radier :  $\begin{cases} h_{R(\text{zoneIII})} = 45 \text{ cm} \\ h_{R(\text{zoneIIa})} = 50 \text{ cm} \end{cases}$
- Les dimensions de la nervure :  $\begin{cases} h_{N(\text{zoneIII})} = 60 \text{ cm} \\ h_{N(\text{zoneIIa})} = 80 \text{ cm} \end{cases} \quad b_N = 50 \text{ cm}$
- Débordement :  $\begin{cases} D_{(\text{zoneIII})} = 50 \text{ cm.} \\ D_{(\text{zoneIIa})} = 60 \text{ cm.} \end{cases}$
- Nouvelle surface avec débordement :  $\begin{cases} S_{R(\text{zoneIII})} = 265.429 \text{ m}^2 \\ S_{R(\text{zoneIIa})} = 331.681 \text{ m}^2 \end{cases}$
- Position du centre de gravité :  
 $(\text{zoneIII}) : \begin{cases} X_G = 6.572 \text{ m} \\ Y_G = 6.572 \text{ m} \end{cases} \quad (\text{zoneIIa}) : \begin{cases} X_G = 6.229 \text{ m} \\ Y_G = 6.229 \text{ m} \end{cases}$
- Moments d'inertie :  
 $(\text{zoneIII}) : \begin{cases} I_{XX} = 8981.36 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 8981.36 \text{ m}^4 \end{cases} \quad (\text{zoneIIa}) : \begin{cases} I_{XX} = 8214.06 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 8214.06 \text{ m}^4 \end{cases}$

#### 6.4.3.3. Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de notre ouvrage qui est sous l'effet 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.

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

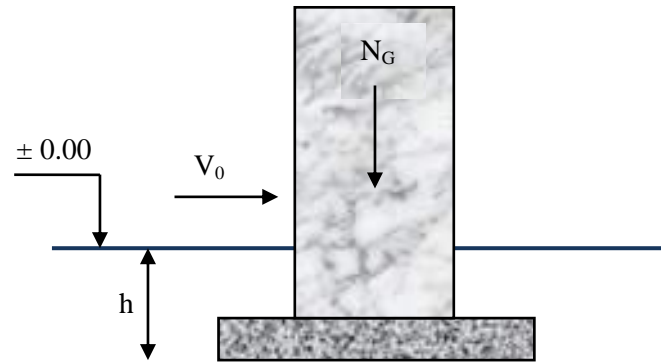
$$\text{Avec : } M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

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

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

$h$  : L'ancrage de bâtiment.

$M_0$ ,  $V_0$  sont déterminés à laide de l'ETABS.



**Figure 6.5.** Schéma statique du bâtiment.

\* **Sens X-X :**

$$M_s = P_T \times X_G$$

Avec :

$P_T$  : Poids de la structure y compris le poids du radier.

$P_S$  : Poids de la structure.

$P_R$  : Poids de radier

$X_G$  : La position de gravité

Donc:

$$\{M_s = P_T \times X_G \rightarrow \begin{cases} M_{S(zonelll)} = 48652.12 \times 6.572 = 319741.73 \text{ KN.m} \\ M_{S(zonellla)} = 42192.85 \times 6.572 = 277291.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(zonelll)} = 56312.27 \text{ KN.m} \\ M_{0(zonellla)} = 39983.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{0(zonelll)} = 3432.965 \text{ KN} \\ V_{0(zonellla)} = 3239.873 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{RX(zonelll)} = 56312.27 + 3432.965 \times 3 = 67276.766 \text{ KN.m} \\ M_{RX(zonellla)} = 49969.87 + 3239.873 \times 3 = 60425.278 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{S(zoneIII)}}{M_{RX(zoneIII)}} = \frac{319741.73}{67276.766} = 4.75 > 1.5 \\ \frac{M_{S(zoneIIa)}}{M_{RX(zoneIIa)}} = \frac{277291.14}{60425.278} = 4.58 > 1.5 \end{array} \right. \dots \dots \dots (cv)$$

\* Sens Y-Y :

$$\{M_s = P_T \times Y_G \rightarrow \begin{cases} M_{S(zoneIII)} = 34586.23 \times 6.229 = 215437.626 \text{ KN.m} \\ M_{S(zoneIIa)} = 31895.71 \times 6.229 = 198678.377 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0(zoneIII)} = 49957.65 \text{ KN.m} \\ M_{0(zoneIIa)} = 38754.634 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{0(zoneIII)} = 3451.328 \text{ KN} \\ V_{0(zoneIIa)} = 2995.765 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{RX(zoneIII)} = 49957.65 + 3451.328 \times 3 = 60311.634 \text{ KN.m} \\ M_{RX(zoneIIa)} = 38754.634 + 2995.765 \times 3 = 47741.929 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{S(zoneIII)}}{M_{RX(zoneIII)}} = \frac{215437.626}{60311.634} = 3.57 > 1.5 \\ \frac{M_{S(zoneIIa)}}{M_{RX(zoneIIa)}} = \frac{198678.377}{47741.929} = 4.16 > 1.5 \end{array} \right. \dots \dots \dots cv)$$

Le rapport de moment de stabilité et de moment de renversement est supérieur à 1.5 en zone III et zone IIa, donc les deux structures sont stables dans les deux sens.

#### 6.4.3.4. Calcul des contraintes

Les contraintes du sol sont données par:

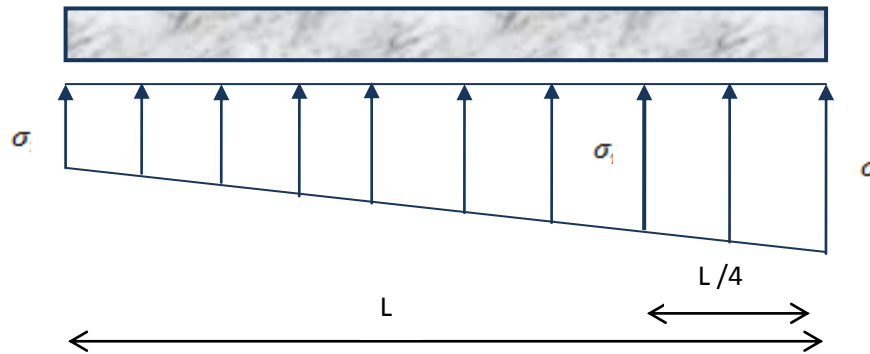
- Sollicitation du premier genre:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sol(zoneIII)} = \frac{N_{ser(zoneIII)}}{S_{rad(zoneIII)}} = \frac{35248.4}{265.429} = 1.32 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \\ \sigma_{sol(zoneIIa)} = \frac{N_{ser(zoneIIa)}}{S_{rad(zoneIIa)}} = \frac{34752.74}{321.495} = 1.080 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \end{array} \right.$$

- Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

Avec:



**Figure 6.6.** Contraintes sous radier.

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V \\ \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V \end{cases}$$

Avec :

$\sigma_1$  : contrainte maximale du sol

$\sigma_2$  : contrainte minimale du sol

On vérifie que:

$\sigma_1$  : Ne doit pas dépasser  $1.5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$  : Positif pour éviter des tractions sous le radier

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.33\sigma_{sol}$$

• **ELU :**

$$\begin{cases} N_{U(zoneIII)} = 47675.47 \text{ KN} \\ N_{U(zoneIIa)} = 52223.24 \text{ KN} \end{cases} ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau 6.5.** Contraintes sous le radier à l'ELU.

		$\sigma_1(KN/m^2)$	$\sigma_2 (KN/m^2)$	$\sigma(L/4) (KN/m^2)$
Sens X-X	(zoneIII)	217.497	116.132	195.325
	(zoneIIa)	222.264	129.824	196.964
Sens Y-Y	(zoneIII)	217.497	116.132	195.325
	(zoneIIa)	222.264	129.824	196.964
Vérification		$\sigma_1^{Max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{Min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

$$\text{ELS : } \begin{cases} N_{ser(zoneIII)} = 35433.78 \text{ KN} \\ N_{ser(zoneIIa)} = 39876.56 \text{ KN} \end{cases} ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau 6.6.** Contraintes sous le radier à l'ELS

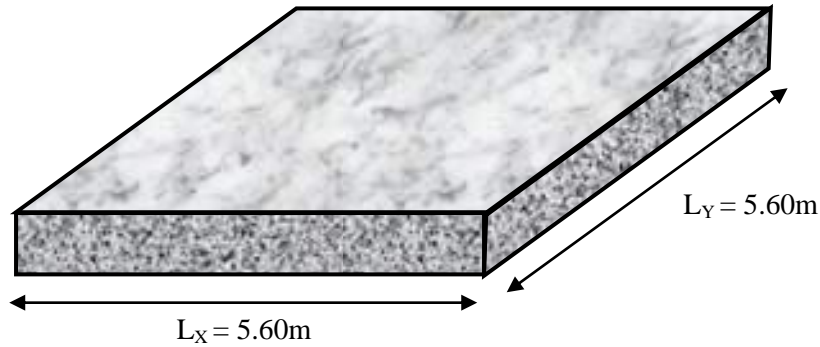
		$\sigma_1(KN/m^2)$	$\sigma_2 (KN/m^2)$	$\sigma(L/4) (KN/m^2)$
Sens X-X	(zoneIII)	201.100	101.562	150.536
	(zoneIIa)	200.869	90.731	152.348
Sens Y-Y	(zoneIII)	201.100	101.562	150.536
	(zoneIIa)	200.869	90.731	152.348
Vérification		$\sigma_1^{Max} < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{Min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

## Conclusion

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

### 6.4.3.5. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle se fait comme pour une dalle de plancher. La fissuration est considérée comme préjudiciable.



**Figure 6.7.** Vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

**a) Ferrailage de la dalle du radier**

Si  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1.0 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Si  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

$0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 1 \leq 1.0 \rightarrow$  Donc La dalle travaille dans les deux sens.

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 soient 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:  $\begin{cases} M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x \dots \dots \dots (\text{appui de rive}) \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x \dots \dots \dots (\text{autre appui}) \end{cases}$

❖ **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x \\ M_{ty} = 0.75M_y \end{cases}$

- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} q_{U(\text{zoneIII})} = \sigma_{m(\text{zoneIII})} \cdot 1 \text{ ml} = 195.325 \text{ KN/m} \\ q_{U(\text{zoneIIa})} = \sigma_{m(\text{zoneIIa})} \cdot 1 \text{ ml} = 192.964 \text{ KN/m} \end{cases}$$



$$\text{ELS} \quad \begin{cases} q_{S(\text{zoneIII})} = \sigma_{m(\text{zoneIII})} \cdot 1 \text{ ml} = 150.536 \text{ KN/m} \\ q_{S(\text{zoneIIa})} = \sigma_{m(\text{zoneIIa})} \cdot 1 \text{ ml} = 152.348 \text{ KN/m} \end{cases}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

$$\text{ELU} : \nu = 0 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.037 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \nu = 0.2 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

• **ELU :**

$$\text{zoneIII} : \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.037 \times 195.325 \times (5.60)^2 = 226.63 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1.00 \times 226.63 = 226.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{zoneIIa} : \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.037 \times 192.964 \times (5.60)^2 = 223.89 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1.00 \times 223.89 = 223.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E}_{\text{zoneIII}} : \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 226.63 = 169.972 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 226.63 = 169.972 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E}_{\text{zoneIIa}} : \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 223.89 = 167.917 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 223.89 = 167.917 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax(\text{zoneIII})} = M_{ay(\text{zoneIII})} = 0.5 M_{x(\text{zoneIII})} = 113.315 \text{ KN.m} \\ M_{ax(\text{zoneIIa})} = M_{ay(\text{zoneIIa})} = 0.5 M_{x(\text{zoneIIa})} = 111.945 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **ELS :**

$$\text{zoneIII} : \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.044 \times 150.536 \times (5.60)^2 = 207.71 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1.00 \times 207.71 = 207.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{zoneIIa} : \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.044 \times 152.348 \times (5.60)^2 = 210.21 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 1.00 \times 210.21 = 210.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{zoneIII} : \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 207.71 = 155.78 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 207.71 = 155.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{zoneIIa} : \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 0.75 \times 210.21 = 157.657 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 210.21 = 157.657 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax(\text{zoneIII})} = M_{ay(\text{zoneIII})} = 0.5 M_{x(\text{zoneIII})} = 103.605 \text{ KN.m} \\ M_{ax(\text{zoneIIa})} = M_{ay(\text{zoneIIa})} = 0.5 M_{x(\text{zoneIIa})} = 105.105 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments dans les deux zones sismiques (zone III et zone IIa) sont regroupés dans le Tableau 6.7 ci-dessous.

**Tableau 6.7.** Calcul des moments à L'ELU et L'ELS pour zone III et IIa.

		ELU	ELS
zoneIII	$M_{tx}$	169.972	155.78
	$M_{ty}$	169.972	155.78
	$M_{ax}$	113.315	103.605
	$M_{ay}$	113.315	103.605
zoneIIa	$M_{tx}$	110.261	100.135
	$M_{ty}$	110.261	100.135
	$M_{ax}$	111.945	105.105
	$M_{ay}$	111.945	105.105

#### ❖ Résultats de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec le moment maximal en travée et en appui en appliquant l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple .

Les résultats sont résumés dans le Tableau 6.8

Avec :

- (EzoneIII):  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 40.5 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- (EzoneIIa):  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 50 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 45 \text{ cm}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**Tableau 6.8.** Ferrailage de la dalle en Zone III et Zone IIa .

		Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Zone III	Travée	X-X	169.972	0.044	0.059	40.41	8.00	4T16	8.04	15
	Appui	Y-Y	113.315	0.030	0.039	40.41	6.12	5T14	7.7	10
Zone IIa	Travée	X-X	110.261	0.035	0.049	46.13	7.32	4T16	8.04	15
	Appui	Y-Y	111.945	0.025	0.032	46.45	5.31	5T14	7.7	10

**Espacement :**

$$\begin{cases} \text{Esp}(\text{zoneIII}) \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow \text{Esp}(\text{zoneIII}) \leq \min(135 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ \text{Esp}(\text{zoneIIa}) \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow \text{Esp}(\text{zoneIIa}) \leq \min(150 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Sur travée :**

\* Sens x-x et Sens y-y

$$\begin{cases} S_{t(\text{zoneIII})} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots (\text{cv}) \rightarrow \text{On opte } S_{t(\text{zoneIII})} = 15 \text{ cm} \\ S_{t(\text{zoneIIa})} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots (\text{cv}) \rightarrow \text{On opte } S_{t(\text{zoneIIa})} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Sur appui :**

\*Sens x-x et Sens y-y

$$\begin{cases} S_{t(\text{zoneIII})} = \frac{100}{12} = 8.33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots (\text{cv}) \rightarrow \text{On opte } S_{t(\text{zoneIII})} = 10 \text{ cm} \\ S_{t(\text{zoneIIa})} = \frac{100}{12} = 8.33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots (\text{cv}) \rightarrow \text{On opte } S_{t(\text{zoneIIa})} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification nécessaires**

- Condition de non fragility:

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{min \text{ adp}}$$

$$\begin{cases} (E_{\text{zoneIII}}) \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 100 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 4.890 \text{ cm}^2 < 7.7 \text{ cm}^2 \dots \text{cv} \\ (E_{\text{zoneIIa}}) \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 100 \times 50 \times \frac{2.1}{400} = 5.434 \text{ cm}^2 < 7.7 \text{ cm}^2 \dots \text{cv} \end{cases}$$

**Tableau 6.9.** Vérification des contraintes pour la Zone III et IIa.

		Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérification
Zone III	Travée	X-X	155.78	9.97	153803.08	5.31	15	423.122	240	C.N.V
	Appui	Y-Y	103.605	10	148637.72	5.37	15	312.854	240	C.N.V
zone IIa	Travée	X-X	100.135	9.34	190417.09	5.92	15	295.327	240	C.N.V
	Appui	Y-Y	105.105	9.22	184171.24	4.52	15	285.347	240	C.N.V

**Remarque**

Les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées dans les deux zones, donc on augmente les sections de ferrailages.

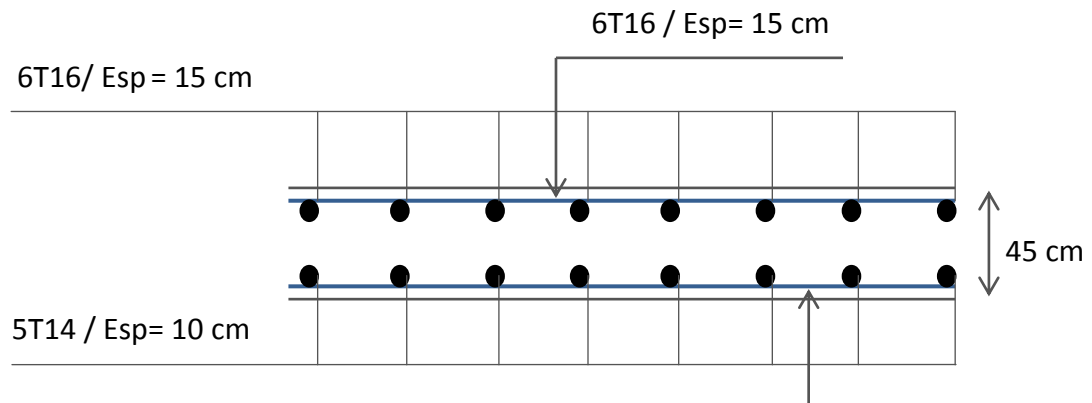
**Tableau 6.10.** Ferrailage final de la dalle en zones III et IIa.

		Sens	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$	$Esp (cm)$
Zone III	Travée	X-X Y-Y	6T16	12.06	15
	Appui		5T14	7.7	10
Zone IIa	Travée	X-X Y-Y	6T16	12.06	15
	Appui		5T14	7.7	10

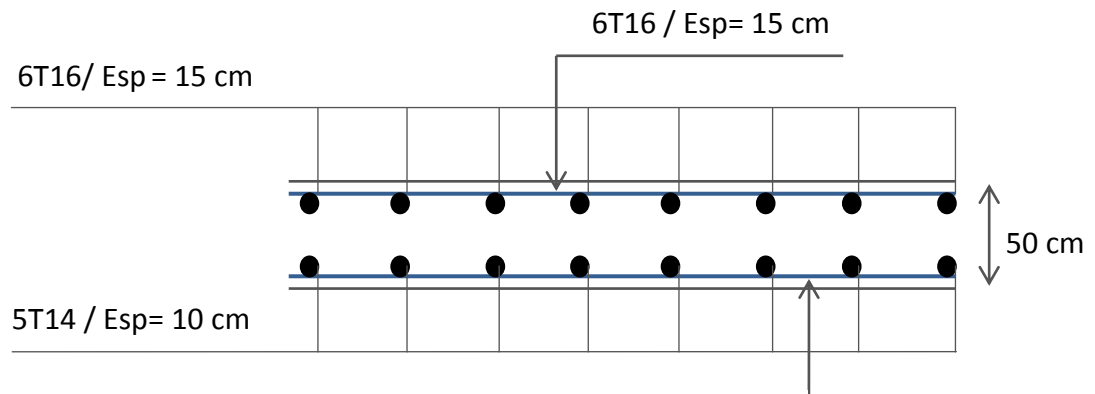
**Tableau 6.11.** Vérification des contraintes en zone III et IIa.

		Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$Y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérification
Zone III	Travée	X-X Y-Y	98.221	10.43	201391.55	5.09	15	219.98	240	C.V
	Appui		65.480	8.59	138735.63	4.05	15	225.94	240	C.V
Zone IIa	Travée	X-X Y-Y	100.135	11.08	253479.18	4.38	15	201.01	240	C.V
	Appui		66.756	9.11	173976.55	3.19	15	206.59	240	C.V

Le ferrailage de la dalle du radier est identique en zone III et en zone IIa, il est présenté sur la Figure 6.8 et 6.9.



**Figure 6.8.**Ferrailage de la dalle du radier en zone III.



**Figure 6.9.**Ferrailage de la dalle du radier e zone IIa

### ***b) Ferrailage des nervures***

Le moment est calculé par :  $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

- En travée :  $M_t = 0.85M_0$
- Sur appuis:  $M_a = 0.50M_0$

#### **❖ Calcul des armatures**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \text{zone III: } b = 50 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 0.9h = 54 \text{ cm} \\ \text{zoneIIa: } b = 50 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; d = 0.9h = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

## \* Sens X-X :

$$zoneIII : \{L_x = 5.60 \text{ m} ; P = 195.325 \text{ KN/m} ; M_0 = 512.01 \text{ KN.m} \}$$

## \* Sens Y-Y :

$$zoneIIa : \{L_y = 5.60 \text{ m} ; P = 196.964 \text{ KN/m} ; M_0 = 456.385 \text{ KN.m} \}$$

**Tableau 6.12.** Ferrailage des nervures pour les zones III et zone IIa dans les deux sens.

		Sens	P (KN/m)	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
zone III	Travée	X-X Y-Y	195.325	445.107	0.21	0.28	48.10	25	8T20	25.13
	Appui			252.395	0.12	0.16	51.62	14.01	7T16	14.07
zone IIa	Travée	X-X Y-Y	196.964	430.251	0.12	0.15	68.32	18.10	6T20	18.85
	Appui			254.521	0.07	0.09	70.42	11.03	6T16	12.06

## ❖ Vérification nécessaires

- Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{min adp}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} zoneIII \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 50 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2 < 14.07 \text{ cm}^2 \dots cv \\ zoneIIa \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 50 \times 72 \times \frac{2.1}{400} = 4.35 \text{ cm}^2 < 12.06 \text{ cm}^2 \dots cv \end{array} \right.$$

**Tableau 6.13.** Vérification des contraintes dans les deux zones sismiques.

		Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérification
Zone III	Travée	X-X Y-Y	352.247	23.42	663861.61	13.85	15	252.17	240	C.N.V
	Appui		192.052	19.58	452442.24	10.52	15	284.23	240	C.N.V
Zone IIa	Travée	X-X Y-Y	385.820	25.43	891450.24	9.27	15	271.52	240	C.N.V
	Appui		192.824	20.75	652145.51	7.52	15	241.08	240	C.N.V

### Remarque

Les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées pour les deux zones III et zone IIa, donc il faut augmenter les sections de ferraillements. Le ferraillement final des nervures est présenté au Tableau 6.14 qui montre que la section d'armatures est plus élevée en Zone III par rapport au Zone IIa.

**Tableau 6.14.** Ferraillement final des nervures en zones III et IIa.

		Sens	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$	$Esp (cm)$
Zone III	Travée	X-X	10T20	31.42	25
	Appui	Y-Y	9T16	18.10	15
Zone IIa	Travée	X-X	7T20	21.99	25
	Appui	Y-Y	7T16	14.07	15

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0.1f_{28}; 4MPa) = 2.5 MPa$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zoneIII} : \rightarrow T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{195.325 \times 5.60}{2} = 546.91 KN \\ \text{zoneIIa} : \rightarrow T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{192.964 \times 5.60}{2} = 540.299 KN \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zoneIII} : \rightarrow \tau_u = \frac{512.01 \times 10^3}{500 \times 540} = 1.8 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ \text{zoneIIa} : \rightarrow \tau_u = \frac{456.385 \times 10^3}{500 \times 720} = 1.26 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- **Armatures transversales**

- BAEL 91 modifier 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\begin{cases} \text{zoneIII} : S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \text{zoneIIa} : S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{zoneIII} : \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.9 \text{ MPa} \\ \text{zoneIIa} : \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

- RPA99 (version 2003) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0$$

$$\begin{cases} \text{zoneIII} : S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \text{zoneIIa} : S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 19.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{zoneIII} : S_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \\ \text{zoneIIa} : S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \text{zoneIII} : \phi \leq \text{min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1.6 \text{ cm} \\ \text{zoneIIa} : \phi \leq \text{min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1.6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \text{zoneIII} : b = 50 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 0.9h = 54 \text{ cm} \\ \text{zoneIIa} : b = 50 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; d = 0.9h = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

Le choix et l'espacement des armatures transversales sont représentés dans les Tableaux 6.15 et 6.16 ci-dessous.

**Tableau 6.15.** Espacement des armatures transversales en zone III et IIa

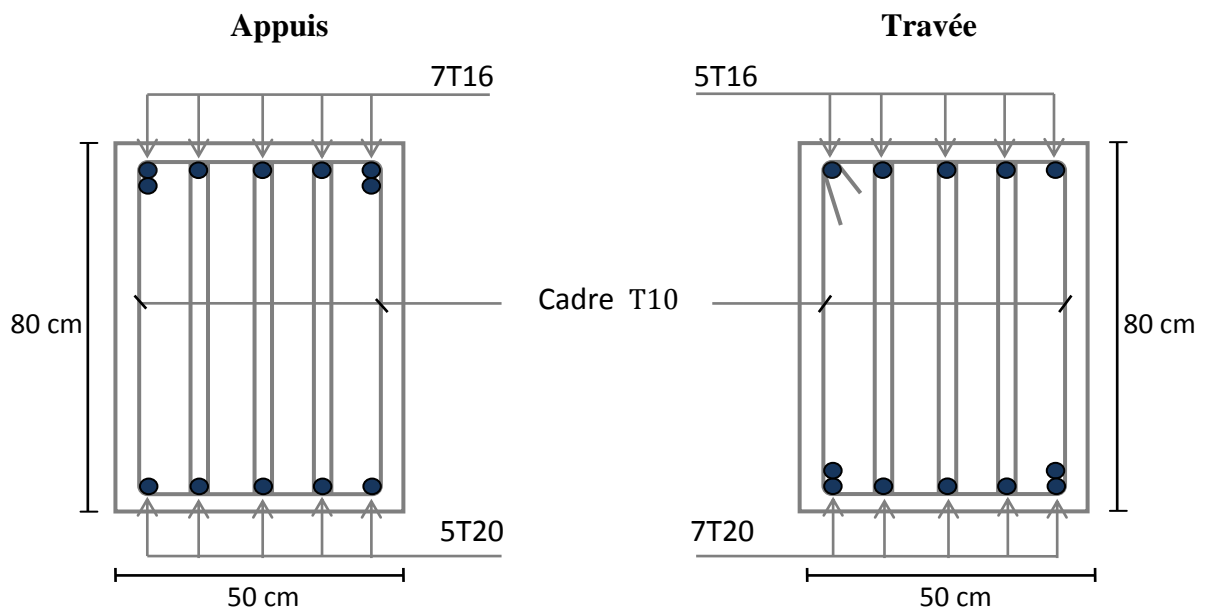
	Sens	Section	Zone	S <sub>t</sub> [RPA 99] (cm)	S <sub>t</sub> [BAEL 91] (cm)	S <sub>t</sub> Choisit (cm)
Zone III	X-X	50x60	Courante	30	40	25
	Y-Y	50x60	Nodale	15		15
Zone IIa	X-X	50x80	Courante	40	40	25
	Y-Y	50x80	Nodale	19.2		15

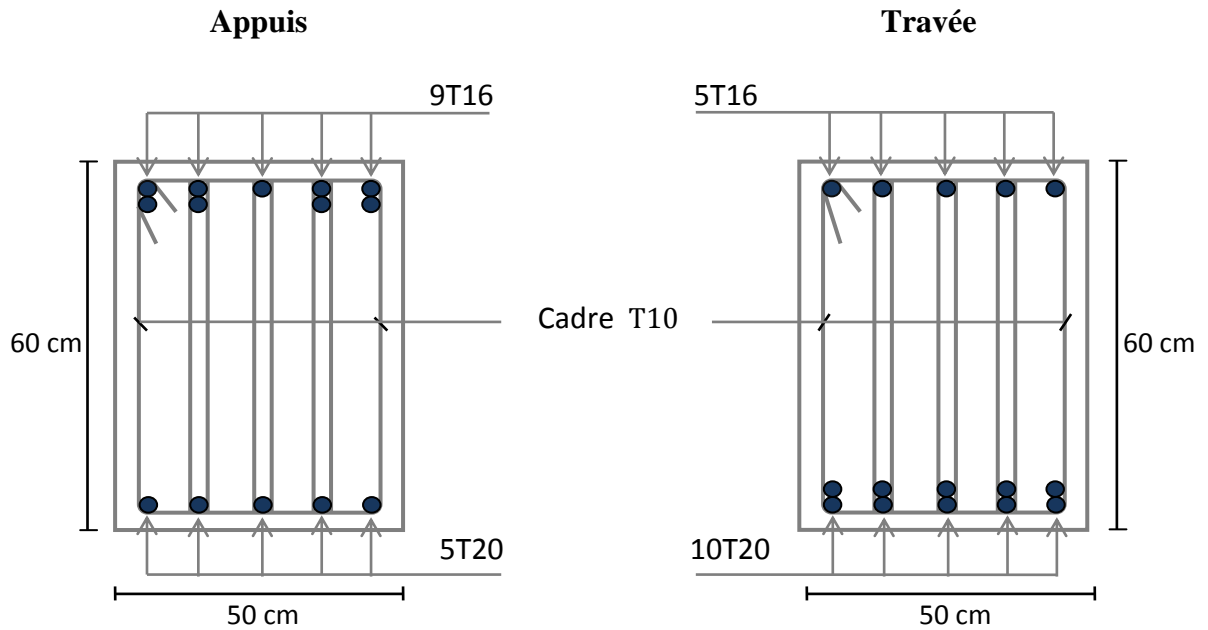


**Tableau 6.16.** Choix des armatures transversales en zone III et IIa.

	Sens	Section	Zone	$S_t$ (cm)	$\phi_t$ (mm)	$A_t^{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_t^{adp}$ ( $cm^2$ )
Zone III	X-X	50x60	courante	25	10	3.75	6T10	4.71
	Y-Y	50x60	nodale	15		3.75	6T10	4.71
Zone IIa	X-X	50x80	courante	25	10	3.75	6T10	4.71
	Y-Y	50x80	nodale	15		3.75	6T10	4.71

Le ferrailage des nervures dans les deux zones III et IIa dans les deux sens est présenté sur les Figures 6.10 et 6.11.

**Figure 6.10.** Ferrailage des nervures pour zone III.



**Figure 6.11.** Ferrailage des nervures pour zone IIa.

### b) Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L = 0.50$  m pour la structure modélisé avec zoneIII et de  $L = 0.60$  m pour la structure modélisé avec zone IIa.

Le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

#### ❖ Evaluation des charges et surcharges

##### • ELU :

$$\begin{cases} q_{U(\text{zoneIII})} = 193.254 \text{ KN/m} \\ q_{U(\text{zoneIIa})} = 198.100 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow \text{pour une bande de 1m .}$$

##### • ELS :

$$\begin{cases} q_{S(\text{zoneIII})} = 148.622 \text{ KN/m} \\ q_{S(\text{zoneIIa})} = 151.516 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow \text{pour une bande de 1m .}$$

#### ❖ Calcul des sollicitations

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

##### • ELU :

$$\begin{cases} q_{U(\text{zoneIII})} = 195.325 \text{ KN/m} \\ q_{U(\text{zoneIIa})} = 192.964 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow \text{pour une bande de 1m .}$$

• ELS :

$$\begin{cases} q_{S(\text{zoneIII})} = 150.536 \text{ KN/m} \\ q_{S(\text{zoneIIa})} = 152.348 \text{ KN/m} \end{cases} \rightarrow \text{pour une bande de } 1\text{m} .$$

❖ Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, avec :

$$\begin{cases} [\text{zoneIII}] : \rightarrow L = 50 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} ; d = 54 \text{ cm} \\ [\text{zoneIIa}] : \rightarrow L = 60 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

Les résultats de ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.16.** Ferrailage de débord en zone III et IIa

	L (m)	P (KN/m)	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )
Zone III	0.5	195.325	24.034	0.013	0.010	42.29	2.01	2T12	2.26
Zone IIa	0.6	200.401	32.41	0.015	0.015	46.72	3.00	3T12	3.39

❖ Vérification nécessaires

- Condition de non fragilité:

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{min\ adp}$$

$$\begin{cases} \text{zoneIII} \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \dots \text{c.n.v} \\ \text{zoneIIa} \rightarrow A_s^{min} = 0.23 \times 100 \times 64 \times \frac{2.1}{400} = 7.72 \text{ cm}^2 < 3.39 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{c.n.v} \end{cases}$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée pour les deux zones III et IIa. Donc on prend :

$$\begin{cases} (\text{zoneIII}) \rightarrow A_s = A_s^{min} = 6.52 \text{ cm}^2 \\ (\text{zoneIIa}) \rightarrow A_s = A_s^{min} = 7.72 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_r(\text{zoneIII}) = \frac{A_s}{4} = 1.63 \text{ cm}^2 \\ A_r(\text{zoneIIa}) = \frac{A_s}{4} = 1.93 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Armatures longitudinales :

$$\begin{cases} (\text{zoneIII}) \rightarrow A_s^{\text{choisit}} = 5T12 = 5.82 \text{ cm}^2 \\ (\text{zoneIIa}) \rightarrow A_s^{\text{choisit}} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Esp} = 10 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$\begin{cases} (\text{zoneIII}) \rightarrow A_r^{\text{choisit}} = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2 \\ (\text{zoneIIa}) \rightarrow A_r^{\text{choisit}} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{Esp} = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

- **Contrainte tangentielle**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{28}; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$\begin{cases} \text{zoneIII} : \rightarrow T_u = P_u L = 193.254 \times 0.5 = 96.627 \text{ KN.m} \\ \text{zoneIIa} : \rightarrow T_u = P_u L = 198.100 \times 0.6 = 118.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} [\text{zoneIII}] : \rightarrow \tau_u = \frac{96.627 \times 10^3}{1000 \times 405} = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier} \\ [\text{zoneIIa}] : \rightarrow \tau_u = \frac{118.86 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

Donc il n'est pas nécessaire de disposer des armatures transversales sauf les armatures de construction.

- **Contrainte normale**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

**Tableau 6.17.** Vérification des contraintes du débord pour zone III et zone IIa

	L	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérification
Zone III	0.5	19.95	8.65	115352.85	1.95	15	88.54	240	C.V
Zone IIa	0.6	28.21	10.02	176158.54	2	15	97.85	240	C.V

Les contraintes dans l'acier et dans le béton sont vérifiées pour les deux structures.

**Remarque**

Pour des raisons pratique et pour faciliter l'exécution, on optera le même ferrailage du détord que celui de la dalle du radier.

***conclusion générale***

## Conclusion générale

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sur l'effet de zonage sismique sur la stabilité d'un bâtiment en béton armé, sont résumées dans les points suivants :

- \* Le séisme en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et des plus dangereuses actions à considérer dans la conception et le calcul des structures.
- \* L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et les logiciels performants de calcul (ETABS et SOCOTEC).
- \* Grâce aux logiciels utilisés dans notre travail, l'estimation (la modélisation) de la masse de structure peut être faite avec un grand degré de précision.
- \* La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres amorties, peut être approchée de manière exacte si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la première étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.
- \* L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- \* Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de prédimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.
- \* Pour assurer un bon comportement dynamique de la structure, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de voile à placer.
- \* Pour le même bâtiment en béton armé, le zonage sismique a un effet direct sur la stabilité de la structure. En effet, en Zone III la force sismique est plus élevée par rapport au Zone IIa, ce qui donne une différence de déplacement d'étage.
- \* La période fondamentale calculée par RPA 99 /Version 2003 ne change pas dans les deux zones sismiques. Elle est définie en fonction des caractéristiques géométriques de la structure. Cependant, celle calculée par ETABS est élevée dans la zone III par comparaison au Zone IIa. Ce logiciel prend en considération les caractéristiques dynamiques de la structure.
- \* La quantité de ferrailage des éléments structuraux, particulièrement des voiles de contreventement est plus élevée en Zone III par rapport au Zone IIa. Les voiles présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des efforts horizontaux et qui sont augmentés dans la Zone III.

\* Le zonage sismique n'a aucun effet sur le type et le ferrailage de fondation.



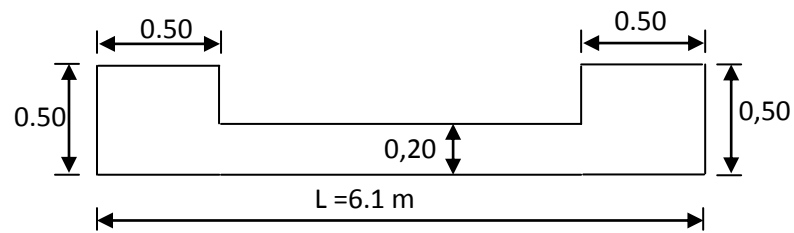
# **Annexe**

## Annex B-Ferraillage des voiles

- **5.4.5.Ferraillage des voiles:**

Les voiles sont ferraillés par la combinaison: 0.8G+E

### 5.4.5.2. Type : Voile pleine en U :



**Figure 1.1.** Vue en plan du voile plein en U.

➤ **Calcul de VL1 pour zone III :**

$$A = 1.52\text{m}^2$$

$$V = 3.05\text{m}$$

$$I = 6.14 \text{ m}^4$$

$$N = 3581.0\text{KN}$$

$$M = 1223.07\text{KN.m}$$

$$T = 251.08\text{KN}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[ \frac{3581.0}{1.52} + \frac{1223.07 \times 3.05}{6.14} \right] \cdot 10^{-3} = 1.8\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{3581.0}{1.52} + \frac{1223.07 \times 3.05}{6.14} \right] \cdot 10^{-3} = 1.8\text{MPa}$$

$(\sigma_1, \sigma_2)$  sup à 0



la section du voile est entièrement comprimé

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$$N = 2687.86\text{KN}$$

$$M = 1773.6 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{2687.86}{1.52} + \frac{1773.6 \times 3.05}{6.14} \right] \times 10^{-3} = 2.6 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 2.6 \text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

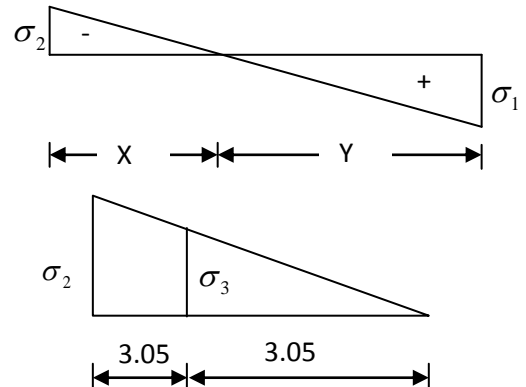
✓ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{1.8}{1.8 + 1.8} \times 6.1 = 3.05 \text{m}$$

$$Y = L - X = 6.1 - 3.05 = 3.05 \text{m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.



✓ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{1.8 \times (3.05 - 0.5)}{3.05} = 1.5 \text{MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales :**

▪ **Tronçon AB :** la force de traction résultante.

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left( \frac{1.8 + 1.5}{2} \right) 0.5 \times 0.5 \times 10^3 = 599 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{599 \times 10}{400} = 14.97 \text{cm}^2$$

▪ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 0.15 \times (3.05 - 0.5) \times 0.5 \times 10^3 = 112 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{612.2 \times 10}{400} = 15.53 \text{cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 14.97 + 15.53$$

$$A_t = 30.5 \text{cm}^2$$

▪ **Calcul de  $A_{vj}$  :** On a :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1052,39 \times 10}{400} \times \frac{3,05}{6,1} = 5 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature :**  $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 30,5 + 5 = 35,5 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 30,5 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,2 \times 6,1 \times 10^4 = 2,44 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

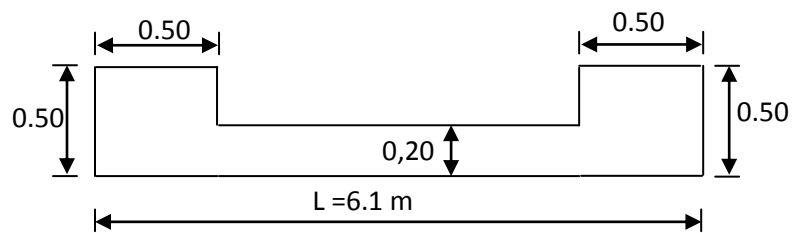
➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (3,99 - 0,407) \times 10^4 = 13,76 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armature :**

- **Les poteaux :** 8T16 = 16,09 cm<sup>2</sup>
- **La zone extrémité :** 2(5T16) = 10,06 cm<sup>2</sup> ; e = 10 cm.
- **La zone courante :** 2(10T16) = 20,11 cm<sup>2</sup> ; e = 20 cm

### V.3.4. Deuxième Type : Voile plein en U :



**Figure 5.12.** Vue en plan du voile plein en U.

➤ Calcul de VL1 pour zone II a :

$$A = 1,52 \text{ m}^2$$

$$V = 3,05 \text{ m}$$

$$I = 6.14 \text{ m}^4$$

$$N = 3581.0 \text{ KN}$$

$$M = 1124.98 \text{ KN.m}$$

$$T = 244.56 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[ \frac{3581.0}{1.52} + \frac{1124.98 \times 3.05}{6.14} \right] \cdot 10^{-3} = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[ \frac{3581.0}{1.52} + \frac{1124.98 \times 3.05}{6.14} \right] \cdot 10^{-3} = 1.7 \text{ MPa}$$

$(\sigma_1, \sigma_2)$  sup à 0 ➔ la section du voile est entièrement comprimé

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$$N = 2687.86 \text{ KN}$$

$$M = 1773.6 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[ \frac{2687.86}{1.52} + \frac{1773.6 \times 3.05}{6.14} \right] \times 10^{-3} = 2.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 2.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

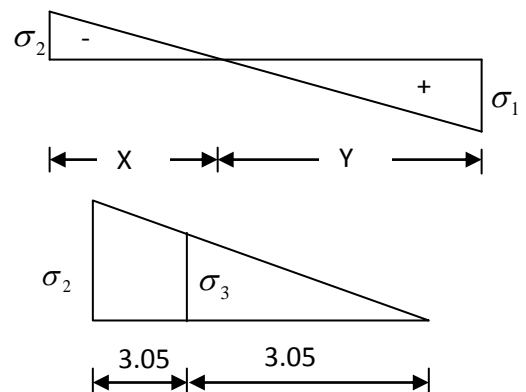
✓ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{1.7}{1.7 + 1.7} \times 6.1 = 3.05 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 6.1 - 3.05 = 3.05 \text{ m}$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.



✓ **Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{1.7 \times (3.05 - 0.5)}{3.05} = 1.4 \text{ MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales :**

▪ **Tronçon AB :** la force de traction résultante.

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left( \frac{1.7 + 1.4}{2} \right) \cdot 0.5 \times 0.5 \times 10^3 = 589.3 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{589.3 \times 10}{400} = 14.73 \text{ cm}^2$$

▪ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 0.049 \times (3.05 - 0.5) \times 0.2 \times 10^3 = 216.3 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{216.3 \times 10}{400} = 15.77 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 14.73 + 15.77$$

$$A_t = 30.5 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de Avj :** On a :

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 1055.61 \times 10}{400} \times \frac{3.05}{6.1} = 5 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature :**  $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 30.5 + 5 = 35.5 \text{ cm}^2$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} = 35.5 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0.2\% \cdot 0.2 \times 0.36 \times 10^4 = 12.2 \text{ cm}^2$$

▪ **L'espacement :**

$$S_v \leq \min(1.5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

▪ **Choix d'armature :**

- **Les poteaux :** 8T14 = 12.32 cm<sup>2</sup>
- **La zone extrémité :** 2(4T16) = 8.05 cm<sup>2</sup> ; e = 10 cm.
- **La zone courante :** 2(11T16) = 22.13 cm<sup>2</sup> ; e = 20 cm

# **ORGANIGRAMME**

**ORGANIGRAMME -1-**

**Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple**

**Cas général**

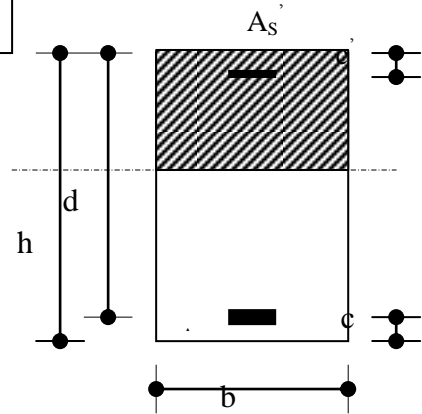
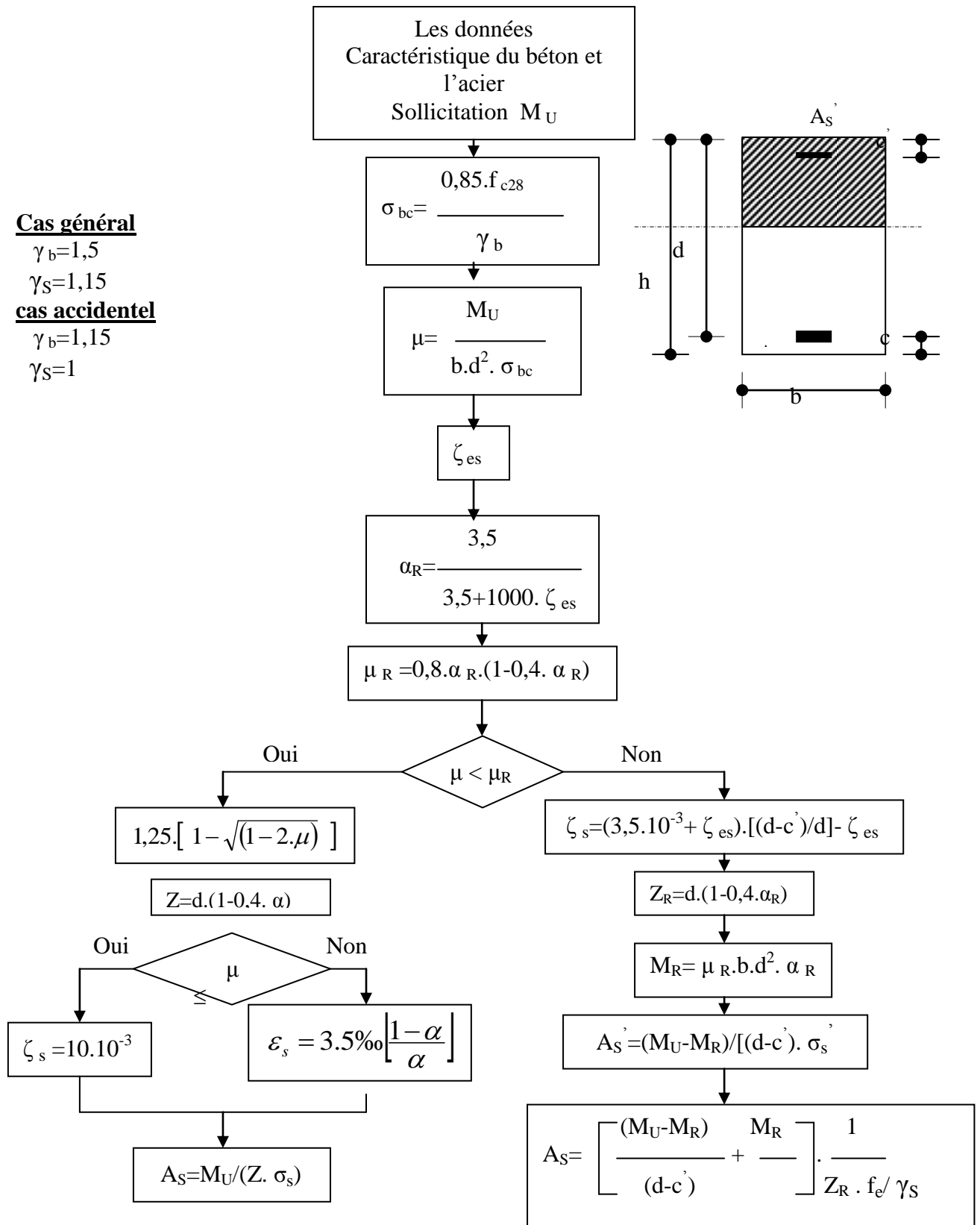
$\gamma_b=1,5$

$\gamma_s=1,15$

**cas accidentel**

$\gamma_b=1,15$

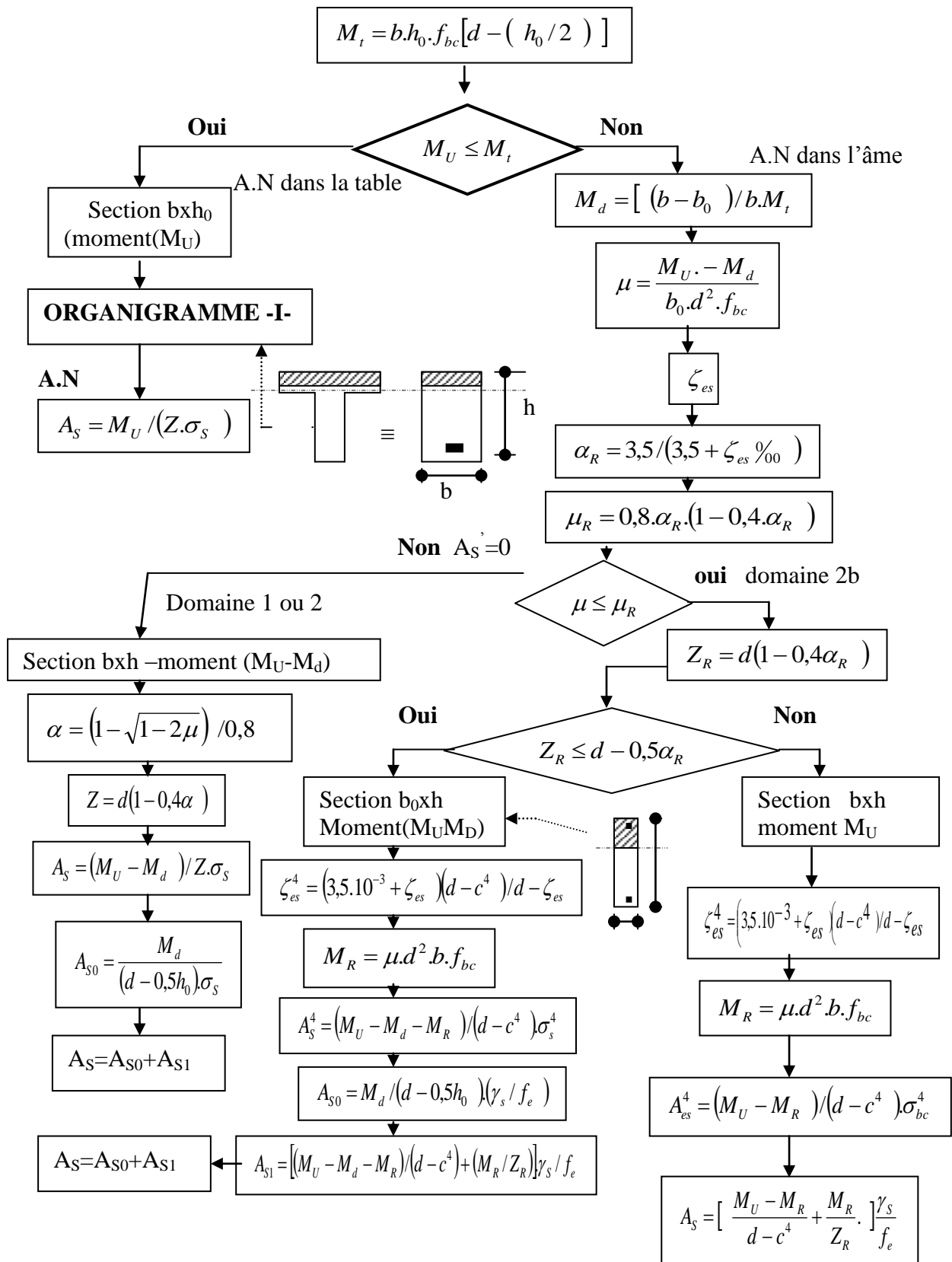
$\gamma_s=1$





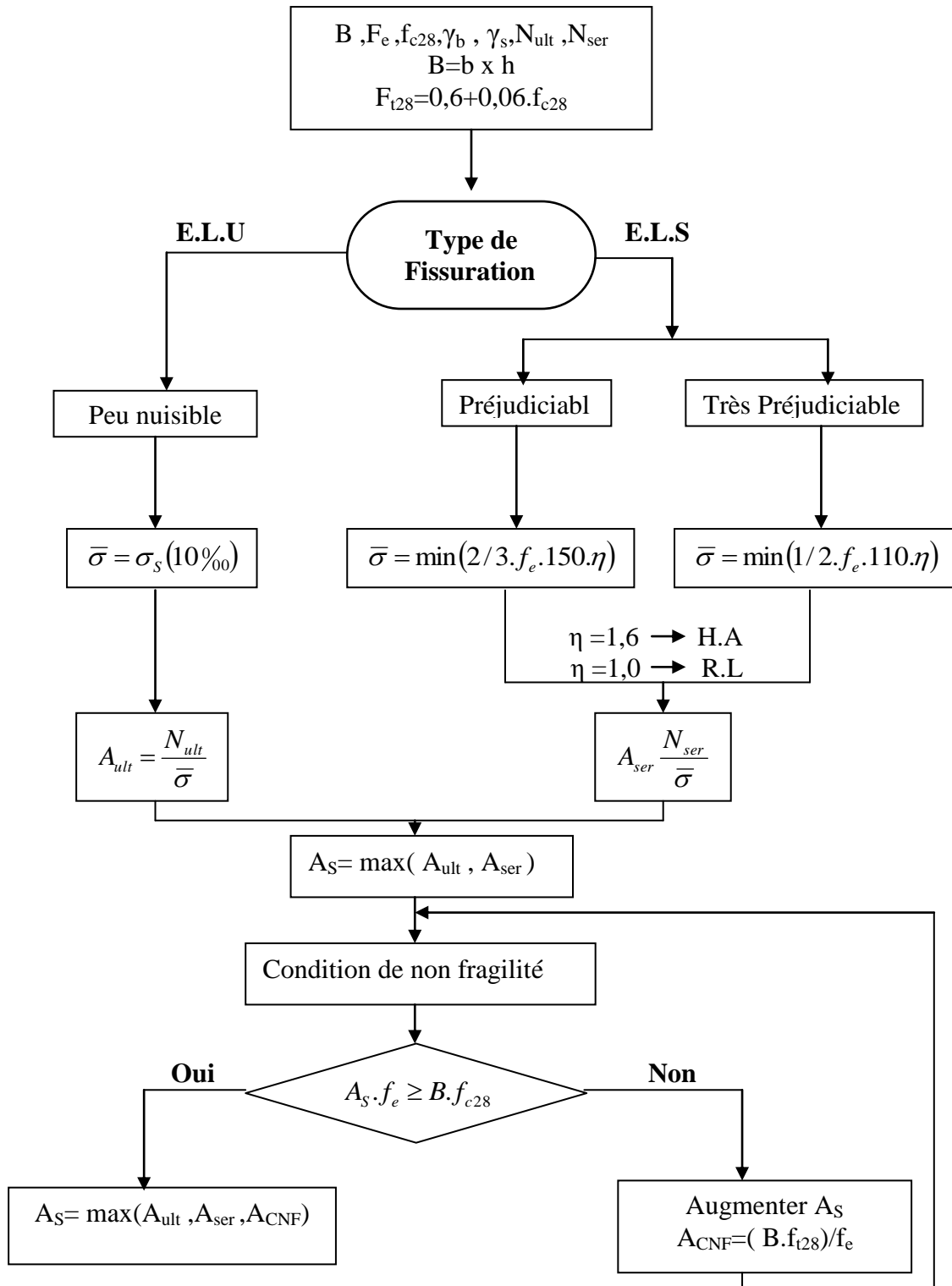
**Organigramme -2-**

**Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple**



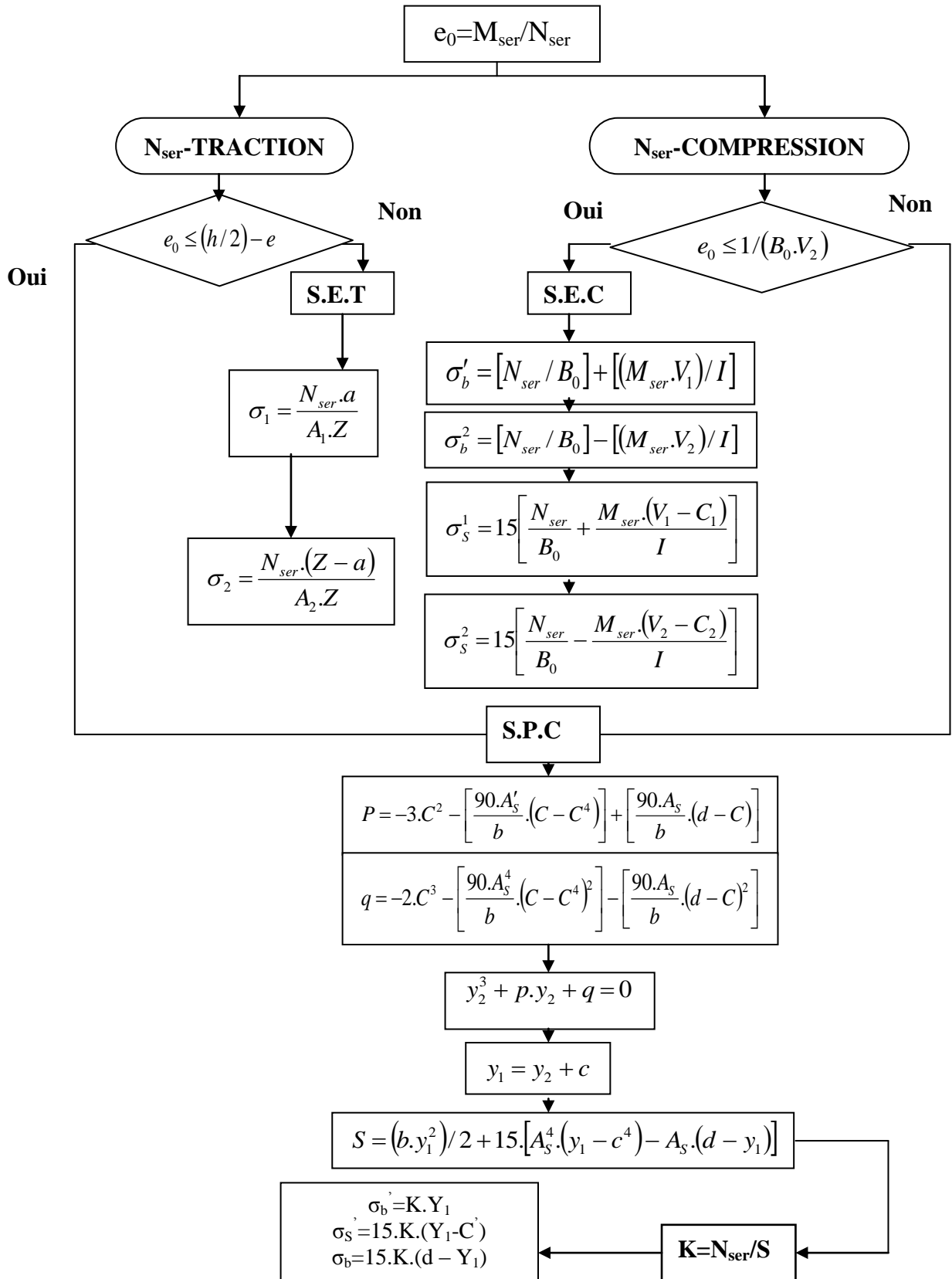
**ORGANIGRAMME -3-**

**Traction simple**



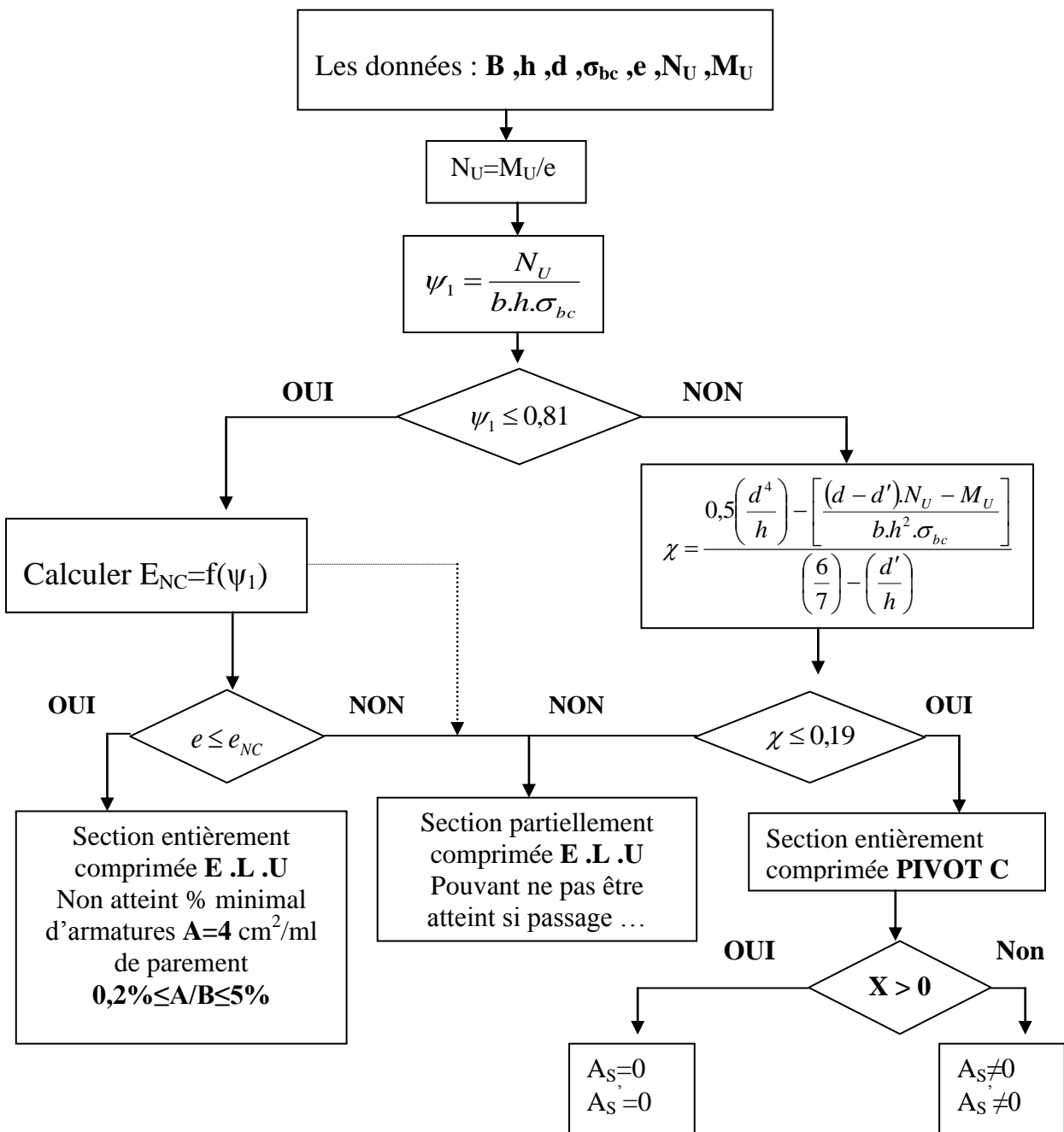
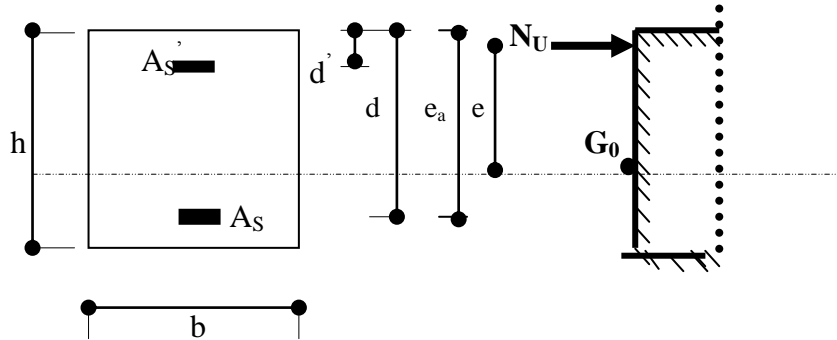
**ORGANIGRAMME-4-**

**Flexion composee à E.L.**



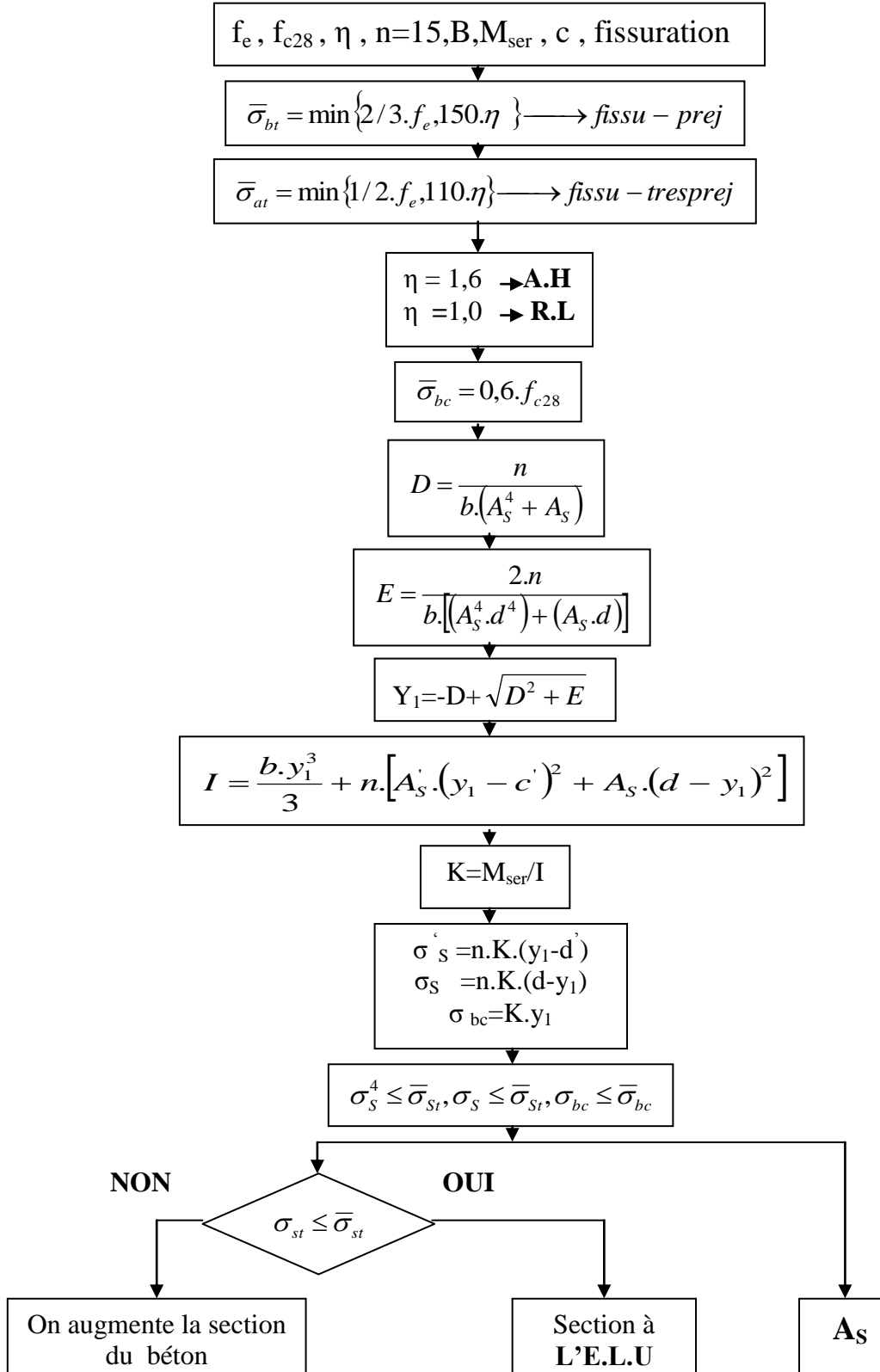
**Organigramme -5-**

**Calcul d'une section rectangulaire  
A P.E.L.U en flexion composee**



**Organigramme -6-**

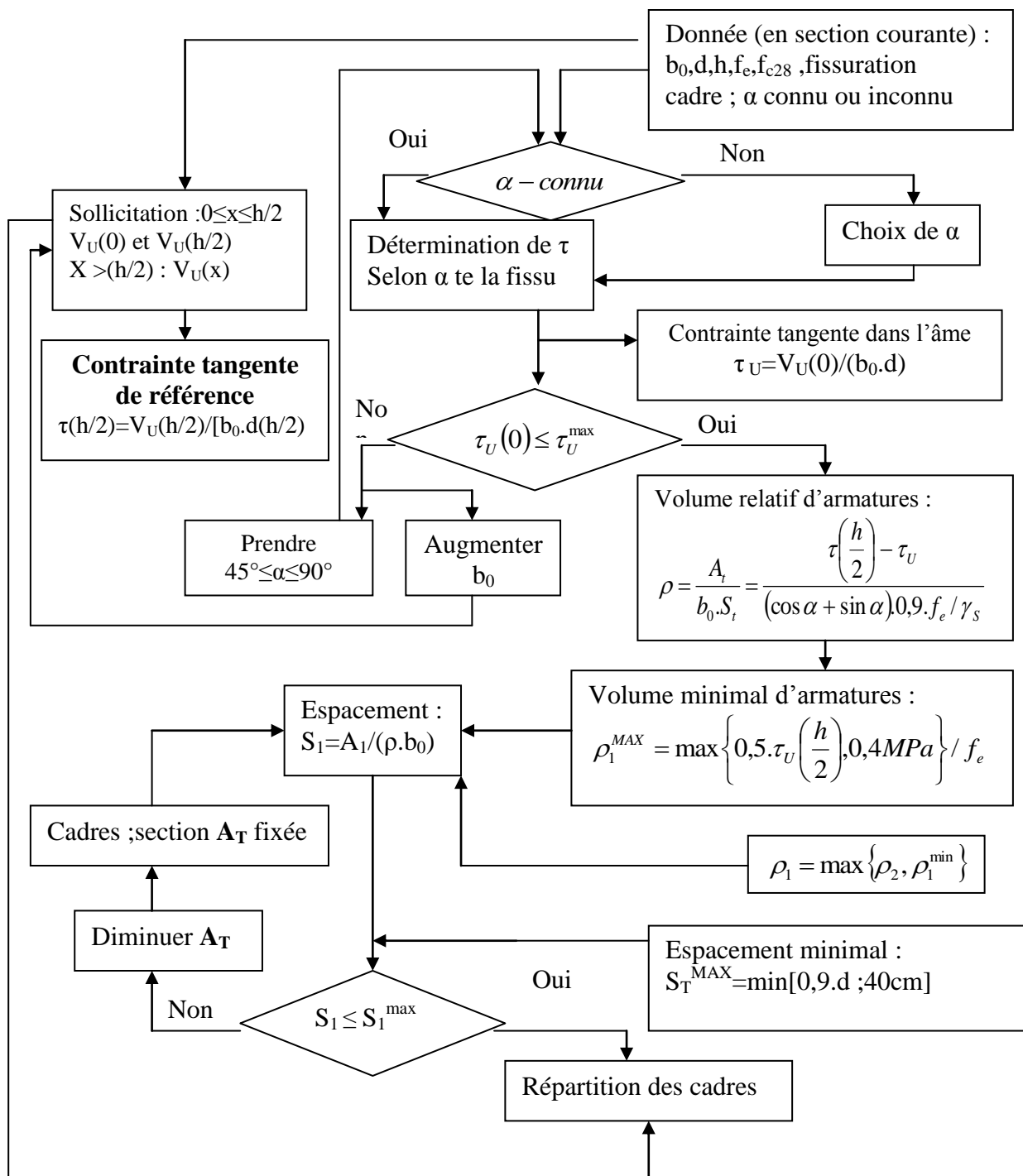
**Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-**



### Organigramme -7-

#### Calcul des armatures d' une poutre soumise

#### A l'effort tranchant



***Références***

***bibliographiques***

L.Zeghichi, A. Merzoughui et B. Mezghiche. (2005). Lecture dans le règlement parasismique Algérien., Courrier du savoir, N°6, Juin, pp.67-69.

G. Rancinan (1998). Tremblement de terre à El Asnam, sur [www.lexpress.fr](http://www.lexpress.fr), L'Express, 31 décembre (consulté le 13 mai 2010).

Stephen Smith (2003). Un tremblement de terre meurtrier dévaste Alger et sa région », sur [www.algeria-watch.org](http://www.algeria-watch.org), Le Monde, 23 mai 2003 (consulté le 13 mai 2010).

Madjid T (2007). L'autre réplique du séisme de Boumerdès », sur [www.algeria-watch.de](http://www.algeria-watch.de), Liberté, 26 juin (consulté le 13 mai 2010).

L'Agence Nationale du Patrimoine Minier, partie géologie de l'Algérie (2010).

K. Yelles-chaouche Les séismes en Algérie du nord CRAAG Algérie

Règlement parasismique Algérie RPA99version 2003

Boumédiène DERRAS, thèse de doctorat (2011). Contribution des données accélérométriques de KIKN et à la prédiction du mouvement sismiques par l'approche neuronale avec la prise en compte des effets de site.

Chloé la sueur (2012). Relation entre les mesure de mouvement du sol et les observations macrosismiques en France .

GFZ-posdam website [HTTP://seismohazard.gfz-potsdam.de/projects/en/](http://seismohazard.gfz-potsdam.de/projects/en/)

Neville A.M. (2000). Propriétés des bétons, Édition Eyrolles, 755 p.

BAEL 91/modifiées 99 (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats-Limites, éditions eyrolles, France, 330 p.

Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.

Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.

Y.Chérit (2006). Calcul des ouvrages en béton armé, Règles CBA 93 et RPA 2003, 2<sup>ème</sup> Edition, 310 p.