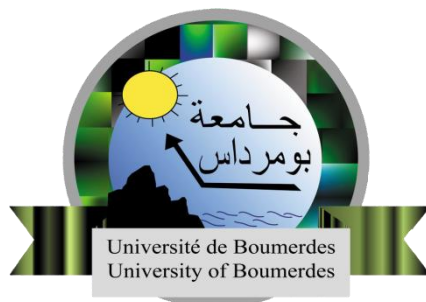


République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

**UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES**



**Faculté des Sciences de l'Ingénieur**

**Mémoire de Master**

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

Génie civil

Option : structure

**Thème :**

**Détection des dommages et analyse des renforcements  
de structures survenus lors de séismes récents, cas de la  
cité 1200 sise à Boumerdès.**

**Présenté par :**

**Mr Zidi Kamel  
Mr Tiziatia Salah**

**proposé et dirigé par :**

**Dr Bédaoui Safia**

- Promotion Juin 2017



## **Résumé :**

Le confortement des ouvrages après séisme est une tâche difficile. En effet le choix du type de confortement nécessite une étude approfondie. La procédure d'analyse statique non linéaire est un outil performant car elle permet de construire les courbes de fragilités qui constituent une donnée fondamentale afin de déterminer le degré de dommage et de prendre la décision d'une éventuelle réhabilitation ou démolition.

Ce projet de fin d'étude a pour but d'étudier le confortement et son impact sur les bâtiments des 1200 logements a Boumerdes suite au séisme de Zemmouri (2003), tout en recherchant le parfait équilibre entre : Sécurité, durabilité et économie.

Une analyse « Push-over » est effectuée à l'aide du logiciel « SAP 2000 (version 2014), en utilisant une modélisation numérique tridimensionnelle par éléments finis. En effet, cette analyse permet de mieux appréhender le comportement post-élastique et d'estimer les niveaux de performance de la structure.

**Mots clés :** analyse push over, séisme, performance, réhabilitation.

---

---

## **Abstract:**

The strengthening of earthquake structures is a difficult task. Indeed the choice of the type of reinforcement requires an in-depth study. The nonlinear static analysis procedure is a powerful tool because it makes it possible to construct the fragility curves which constitute a fundamental data in order to determine the degree of damage and to take the decision of a possible rehabilitation or demolition.

The aim of this end-of-study project is to study the reinforcement and its impact on the buildings of the 1200 units in Boumerdes following the Zemmouri earthquake (2003), while striking the perfect balance between: Safety, sustainability and economy.

A "push-over" analysis is carried out using the software "SAP 2000 (version 2014), using a three-dimensional numerical modeling by finite elements. Indeed, this analysis makes it possible to better understand the post-elastic behavior and to estimate the levels of performance of the structure.

**Keyword:** pushover analysis, Earthquake, performance, rehabilitation

## ملخص:

عمل التعزيز بعد الزلزال هو مهمة صعبة. في الواقع، لذلك فإن اختيار نوع التعزيز يتطلب دراسة متأنية. إن إجراء تحاليل ساكنة غير الخطية هي أداة قوية لأنه يساعد على بناء منحنيات هاشة هي التي تشكل الأساس لتحديد درجة الضرر واتخاذ القرار لاحتمال إعادة التأهيل أو الهدم.

وتهدف هذه الدراسة النهائية للمشروع لدراسة تعزيز وتأثيرها على المباني السكنية ببومرداس حي 1200 مسكن أثناء زلزال

زموري(2003)، في حين تبحث هذه الدراسة عن التوازن المثالي: السلامة والمتانة والاقتصاد.

بمساعدة يوفر هذا (SAP 2000) النسخة 2014، وذلك باستخدام النمذجة العددية ثلاثي الأبعاد من قبل عناصر محدودة في الواقع

التحليل التبصر في السلوك بعد مرنة وتقدير مستويات الأداء الهيكلي.

**الكلمات المفتاحية:** تحليل الدفع البطيء، الزلزال، نتائج قياسية، إعادة التأهيل.



## **Remerciements**

*Nous remercions DIEU qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.*

*Nous exprimons nos sincères remerciements :*

*A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.*

*A nos promotrice M<sup>me</sup>: BEDAOUI S pour leur aide.*

*A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civile.*

*Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire.*

*En fin, nos remerciements au jury qui a accepté de juger avec volonté notre travail et d'avoir contribué à notre formation.*



# *Dédicaces*

*Pour que ma réussite soit complète je le partage avec tous les personnes*

*que j'aime, je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents qui n'ont pas cessé de prier pour moi et qui  
m'ont aidé durant toute la durée de mes études, que dieu les garde  
pour nous.*

*À mes très chères frères et ma chères sœurs qu'ils mon fourni tous leur  
effort et moyen pour que je termine mes études.*

*A mes très chers cousins*

*À mon binôme Salah avec qui j'ai partagé les plus beaux moments  
durant notre cursus ainsi que tous les amis*

*À tous mes amis de lycée Chfai Ahmed*

*À toute personne ayant contribué de près ou de loin à la  
concrétisation de ce travail*

*À tous mes amis d'UMBB particulièrement la promo de génie civil*

*2015*

*Enfin à tous ceux que j'aime et à tous ceux qui m'aiment.*

*kamel*

# *Dédicaces*

*À mes très chers parents qui n'ont pas cessé de prier pour moi et qui m'ont aidé durant toute la durée de mes études, que dieu les garde pour nous.*

*À mes très chères frères et sœurs qu'ils m'ont fourni tous leur effort et moyen pour que je termine mes études.*

*À mes très chers cousins*

*À mon binôme et meilleur ami Kamel avec qui j'ai partagé les plus beaux moments ainsi que toute sa famille.*

*À ceux que j'ai eu la chance de connaître, dans les meilleurs et pires moments de ma vie, à mes amis les plus fidèles.*

*À tous ceux que j'aime, à tous ceux qui m'aiment, je dédie ce modeste travail.*

*Salah*



# Sommaire



# Sommaire

---

<b>Chapitre I</b>	<b>Etude de la sismicité du Nord algérien</b>
<b>I.La sismicité en Algerie.....</b>	<b>1</b>
<b>I.1 introduction :.....</b>	<b>1</b>
<b>I.2 Sismicité historique.....</b>	<b>2</b>
<b>I.3 Caractéristiques de la sismicité du Nord algérien .....</b>	<b>4</b>
<b>I.4 Paramètres caractérisant le mouvement sismique .....</b>	<b>5</b>
<b>I.4.1 Accélération, vitesse et déplacement maxima du sol .....</b>	<b>6</b>
<b>I.4.2 Durée effective du mouvement fort .....</b>	<b>6</b>
<b>I.4.3 Contenu fréquentiel .....</b>	<b>7</b>
<b>I.4.3.1 Spectre de Fourier .....</b>	<b>7</b>
<b>I.4.3.2 Spectre de réponse.....</b>	<b>8</b>
<b>I.5 Présentation du Séisme de Boumerdes-Zemmouri du 21 mai 2003.....</b>	<b>9</b>
<b>I.5.1 Caractéristique du séisme de Boumerdes .....</b>	<b>10</b>
<b>I.6 Représentation temporelle et fréquentiel d'un accélérogramme du séisme de boumerdes :.....</b>	<b>11</b>
<b>I.7 Conclusion :.....</b>	<b>13</b>
<b>Chapitre II</b>	<b>description et expertise de l'ouvrage</b>
<b>II.1. Introduction.....</b>	<b>14</b>
<b>II.2. caractéristiques du bloc type A, constituant l'ensemble de tous les bâtiments : ....</b>	<b>15</b>
<b>II.3. Présentation des désordres constatés sur les bâtiments de la cite 1200 suite au séisme de 21 mai 2003 : .....</b>	<b>16</b>
<b>II.4. Classification des blocs visités vis-à-vis du niveau des dommages .....</b>	<b>20</b>
<b>II.5. Identification des causes des dommages de désordres de la citée 1200 dus au séisme de 21 mai 2003. ....</b>	<b>21</b>
<b>II.5.1. Les expertises qui eut ont lieu ont montré que la majorité des dommages son été occasionnés aux insuffisances suivantes : .....</b>	<b>21</b>
<b>II.5.2. Sur les éléments non structuraux.....</b>	<b>22</b>
<b>II.7.Conclusion : .....</b>	<b>23</b>

## Sommaire

---

### Chapitre III vérifications des éléments des structures existantes

III.1. Introduction .....	24
III.2. classification des constructions.....	24
III.3. analyse dynamique .....	25
III.3.1. caractéristiques géométriques des deux bâtiments.....	26
III.4. méthode d'analyse dynamique spectrale :.....	28
III.5. vérification des exigences .....	32
III.5.1. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage .....	32
III.5.2. vérification de la largeur de joint sismique .....	33
III.5.3. vérification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ ) .....	34
III.5.4. vérification de la stabilité au renversement.....	35
III.5.5. vérification de la période fondamentale.....	37
III.6. Vérification des poteaux.....	37
III.6.1. vérification de coffrage des poteaux.....	37
III.6.2. vérification de la section des poteaux .....	38
III.6.3. vérification de l'effort normal réduit .....	39
III.7. vérification des poutres :.....	40
III.7.1. vérification des coffrages des poutres : .....	40
III.7.2. vérification de la section des poutres.....	41
III.8. Conclusion :.....	41

### Chapitre IV vérifications du ferrailage des éléments principaux

IV. 1. Introduction :.....	43
IV.2. Ferrailage de ferrailage des poteaux .....	43
IV.2.1. Combinaisons de charges : .....	44
IV.2.2. Calcul des armatures longitudinales .....	45
IV.2.3. Exemple de calcul.....	47
III.2.4. Vérifications diverses : .....	50
III.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant BAEL 91(Art 7-4-3-1) :.....	50
IV.2.4.2. Vérification des contraintes .....	51
IV.2.4.3. Vérification au flambement .....	52

## Sommaire

---

IV.2.4.4. Vérification de l'effort normale ultime.....	52
IV.2.4.5. dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant.....	53
IV.3. vérifications du ferrailage des poutres.....	54
IV.3.1. prescriptions données par le RPA 99 .....	54
IV.3.2. ferrailage longitudinales .....	55
IV.3.3. calcul des armatures transversales .....	59
IV.3.4. vérification nécessaire pour les poutres : .....	60
IV.4. vérification des ferrailages existant.....	63
IV.4.1. vérification des ferrailages des poteaux .....	63
IV.4.2. vérification des ferrailages des poutres .....	64
IV. 5. Conclusion : .....	65

## Chapitre V

## étude de renforcement de la structure

V.1. introduction : .....	66
V.2 . analyse dynamique de la structure (A) après renforcement : .....	68
V.2.1. coordonnée du nœud maitre et de centre de torsion .....	68
V.2.2. période et facteur de participation modales.....	68
V.3. vérification des exigences : .....	70
V.3.1. vérification de la période fondamentale .....	70
V.3.2. Vérification vis-à-vis des déplacements inter.....	70
V.3.3. Vérification de la largeur de joint sismique.....	71
V.3.4. Vérification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ ).....	72
V.3.5. Vérification de la stabilité au renversement : .....	73
V.3.6. l'effort tranchant à la base .....	74
V.3.7. vérification de l'effort normal réduit.....	75
V.3.8. Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) .....	75
V.3.9. vérifications des ferrailages .....	77
V.3.9.1. vérification de ferrailage des poteaux : .....	77
V.3.9.2. Vérification de ferrailage des poutres .....	78
V.4 .Conclusion : .....	80

## Sommaire

---

### **Chapitre VI                                      Analyse et étude du renforcement proposé**

<b>VI.I. Introduction :</b> .....	<b>81</b>
<b>VI.2.Etude dynamique de la structure renforcée .....</b>	<b>81</b>
<b>VI.2.1. période et facteur de participation modales .....</b>	<b>81</b>
<b>VI.3. Ferrailage des voiles ajoutés .....</b>	<b>83</b>
<b>V.3.1. Détermination des armatures .....</b>	<b>84</b>
<b>VI.3.2.Procèdes de calcul pour le Ferrailage verticale.....</b>	<b>86</b>
<b>VI.3.3. Exemple de calcul : Ferrailage du voile V1 .....</b>	<b>87</b>
<b>VI.4.Conclusion :</b> .....	<b>91</b>

### **Chapitre VII    Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance**

<b>VII.1. Introduction .....</b>	<b>93</b>
<b>VII.2. But de l'analyse Push over .....</b>	<b>94</b>
<b>VII.3. Les étapes de l'analyse Push over :.....</b>	<b>94</b>
<b>VII.4. approche de FEMA 356 .....</b>	<b>95</b>
<b>VII.5. Méthode de capacité spectrale ATC40 .....</b>	<b>95</b>
<b>VII.5.1. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique. 96</b>	
<b>VII.6. Détermination du point de performance.....</b>	<b>98</b>
<b>VII.7. résultat de l'analyse Puch Over : .....</b>	<b>101</b>
<b>VII.7.1. courbes de capacité des structures :.....</b>	<b>101</b>
<b>VII.7.2. calcul du point de performance .....</b>	<b>103</b>
<b>VII.7.2.1. spectre de réponse .....</b>	<b>103</b>
<b>VII.7.2.2. calcule le point de performance selon la méthode ATC40 .....</b>	<b>104</b>
<b>VII.7.2.3. Type de comportement .....</b>	<b>108</b>
<b>VII.8.Conclusion :</b> .....	<b>112</b>



# Figures

# Liste des figures

---

## **Chapitre I** **Etude de la sismicité du Nord algérien**

<b>Figure I.1 Configuration actuelle des plaques tectoniques Amérique du Nord, Amérique Du Sud, Afrique et Eurasie (modifié d'après Nocquet, 2002).</b> .....	<b>1</b>
<b>Figure I.2 Carte sismotectonique du Nord d'Algérie. Mécanismes au foyer des principaux séismes ayant secoués l'Algérie et structures actives du nord algérien (Carte inédite établit par le laboratoire sismotectonique du CRAAG).</b> .....	<b>3</b>
<b>Figure I.3 Carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après CGS 2003).</b> .....	<b>4</b>
<b>Figure I .4 représentation d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique.</b> .....	<b>8</b>
<b>Figure I.5 localisation de l'épicentre du séisme de Boumerdes selon le EMSC (centre sismologique Euro-méditerranéen)</b> .....	<b>11</b>
<b>Figure I.6 : la représentation temporelle de signal</b> .....	<b>12</b>
<b>Figure I.7 la représentation fréquentielle de signal.</b> .....	<b>13</b>

## **Chapitre II** **description et expertise de l'ouvrage**

<b>Figure II-1 : perspective réel d'un bâtiment existante.</b> .....	<b>14</b>
<b>Figure II.2 : plancher d'une structure en portiques auto stable.</b> .....	<b>15</b>
<b>Figure II.3 : structures portant des voiles sur les deux niveaux du bâtiment.</b> .....	<b>15</b>
<b>Figure II.4. Basculement de certains bâtiments.</b> .....	<b>17</b>
<b>Figure II.5. Fissures en « X ».</b> .....	<b>17</b>
<b>Figure II.6. Dislocation de la section. d'armatures</b> .....	<b>17</b>
<b>Figure II.7. Flambement Longitudinale</b> .....	<b>17</b>
<b>Figure II.8. Eclatement du béton d'enrobage au niveau des zones nodales.</b> .....	<b>18</b>
<b>Figure II.9. Rupture de panneaux de maçonnerie intérieures et ceux des façades du RDC.</b> .....	<b>18</b>
<b>Figure II.10. Eclatement du béton du deuxième volet de la cage d'escaliers avec apparition du ferrailage des deux nappes de la paillasse.</b> .....	<b>19</b>
<b>Figure II.11. Étage souple.</b> .....	<b>19</b>

## **Chapitre III** **vérifications des éléments des structures existantes**

<b>Figure III.1. Distribution des bâtiments détruits dans la « cité des 1200 logements » suites au séisme de Zemmouri 2003</b> .....	<b>24</b>
--	-----------

## Liste des figures

---

Figure.III.2 : bâtiment A « vue en 3D » .....	25
Figure III.3. bâtiment B « vue en 3D » .....	26
Figure III.4. Spectre de réponse de la structure (A) .....	29
Figure III.5. Spectre de réponse de la structure (B).....	29

### **Chapitre IV**                                    **vérification ferrailage des éléments principaux**

Figure IV.1 : flexion bi axial d'un poteau .....	43
Figure IV.2. Schéma de Ferrailage des poteaux centraux et de rive .....	54
Figure IV.3: schéma des poutres principales et secondaires .....	55
Figure. IV.4 : ferrailages des poutres principales (secondaires).....	63

### **Chapitre V**                                    **étude de renforcement de la structure**

Figure V.1. Schéma de renforcement de la structure auto stable .....	66
Figure V.2. Schéma de renforcement de la structure (B).....	67
Figure V.3. La vue en 3D de bâtiment (A) renforcée. ....	67

### **Chapitre VI**                                    **Analyse et étude du renforcement proposé**

Figure VI.1. La vue en 3D de bâtiment a deux blocs jointés .....	81
Figure V.2 : Disposition des armatures verticales dans le voile.....	84
Figure.VI.3. Schéma de ferrailage des voiles V1et V2 .....	92

### **Chapitre VII**    **Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance**

Figure VII.1. Courbe de capacité (Push over) d'une structure .....	93
Figure VII.2. Schématisation de l'énergie dissipée par la structure. ....	97
Figure VII.3. Spectre élastique et courbe de capacité.....	99
Figure VII.4. Détermination du point ( $a^*$ , $d^*$ ) .....	100
Figure VII.5. Détermination du point ( $a_y$ , $d_y$ ) .....	100
Figure VII.6. Courbe de capacité de la structure auto stable dans le sens longitudinale et transversale .....	101

## Liste des figures

---

<b>Figure VII.7. Courbe de capacité de la structure mixte dans le longitudinale et transversale .....</b>	<b>102</b>
<b>Figure VII.8. Courbe de capacité de la structure renforcée dans le sens longitudinale et transversale .....</b>	<b>102</b>
<b>Figure VII.9. Courbe de capacité des trois structures dans le sens longitudinale.....</b>	<b>103</b>
<b>Figure VII.10. Courbe de capacité des trois structures dans le sens transversale .....</b>	<b>103</b>
<b>Figure VII.11. Le spectre de réponse selon le RPA.....</b>	<b>104</b>
<b>Figure VII.12. Transformation Sa-T sous format ADRS.....</b>	<b>104</b>
<b>Figure VII.13. détermination du point (dpi , api) .....</b>	<b>105</b>
<b>Figure VII.14. détermination du point (dy ,ay).....</b>	<b>105</b>
<b>Figure VII.15. Courbe de capacité de la structure auto stable suivant l'axe x-x .....</b>	<b>106</b>
<b>Figure VII.16. Courbe de capacité de la structure auto stable suivant l'axe y-y .....</b>	<b>106</b>
<b>Figure VII.17. Courbe de capacité de la structure mixte suivant l'axe x-x .....</b>	<b>107</b>
<b>Figure VII.18. Courbe de capacité de la structure mixte suivant l'axe y-y .....</b>	<b>107</b>
<b>Figure VII.19. Courbe de capacité de la structure mixte suivant l'axe x-x .....</b>	<b>108</b>
<b>Figure VII.20. Courbe de capacité de la structure mixte suivant l'axe y-y .....</b>	<b>108</b>
<b>Figure VII.21. Variation de période effectif en fonction des étapes de chargement, structure initiale auto stable.....</b>	<b>109</b>
<b>Figure VII.22. Variation de période effectif en fonction des étape de chargement, structure initiale avec voile .....</b>	<b>110</b>
<b>Figure VII.23. Variation de période effectif en fonction des étapes de chargement, structure renforcé.....</b>	<b>111</b>





# Tableaux

## Liste des tableaux

---

### **Chapitre I** **Etude de la sismicité du Nord algérien**

**Tableau I.1 : Principaux événements sismiques en Algérie (1365-2003) ..... 5**

**Tableau 1.2 Durée de la rupture de la faille en fonction de la magnitude ..... 7**

### **Chapitre II** **description et expertise de l'ouvrage**

**Tableau II.1. La classification des blocs visités vis-à-vis du niveau des dommages..... 20**

### **Chapitre III** **vérifications des éléments des structures existantes**

**Tableau III.1 Section de ferrailage existant..... 25**

**Tableau III.2. Caractéristiques géométriques de la structure « A » ..... 27**

**Tableau III.3. Caractéristiques géométriques de la structure « B »..... 28**

**Tableau III.4 : période, mode et facteur de participation massique modes « Bât A »... 29**

**Tableau III.5 : période, mode et facteur de participation massique modes structure « B »  
..... 30**

**Tableau.III.6. déplacement inter étage dans le sens X-X. .... 32**

**Tableau.III.7. déplacement inter étage dans le sens Y-Y. .... 32**

**Tableau.III.8. déplacement inter étage dans le sens X-X. .... 33**

**Tableau.III.9. déplacement inter étage dans le sens X-X ..... 33**

**Tableau. III.10. vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens X-X..... 34**

**Tableau. III.11. vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens Y-Y..... 34**

**Tableau. III.12. vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens X-X..... 35**

**Tableau. III.13. vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens Y-Y..... 35**

**Tableau. III.14. Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment A » ..... 36**

**Tableau. III.15. Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment B ». ..... 36**

**Tableau III.16. Vérification de stabilité au renversement..... 36**

**Tableau III.17. Vérification de section de poteau centrale..... 38**

**Tableau III.18. Vérification de section de poteau rive..... 39**

**Tableau III.19 : Vérification de l'effort normal réduit « poteau centrale » ..... 39**

**Tableau III.20 : Vérification de l'effort normal réduit « poteau de rive » ..... 40**

**Tableau III.21 : Vérification de l'effort normal réduit « poteau centrale » ..... 40**

## Liste des tableaux

---

### Chapitre IV vérification ferrailage des éléments principaux

Tableau IV.1: valeur des contraintes.....	44
Tableau IV.2: Les sollicitations obtenues par ETABS.....	44
Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques des poteaux centrales.....	45
Tableau IV.4 : Caractéristiques géométriques des poteaux de rive .....	45
Tableau IV.5 : ferrailage maximale et minimale.....	47
Tableau IV.6 : ferrailage longitudinale de poteau central (20x50).....	49
Tableau IV.7 : armature transversale (zone courant) .....	51
Tableau IV.8 : résumé de ferrailage transversal.....	51
Tableau IV.9 : vérification des contraintes .....	52
Tableau IV.10 : vérification de l'effort ultime.....	53
Tableau IV.11 : vérification du nœud vis-à-vis des moments fléchissant .....	53
Tableau IV.12 : Ferrailage des poutres principales .....	58
Tableau IV.13 : Ferrailage des poutres secondaires .....	59
Tableau IV.14 : choix des barres des poutres principales (secondaires).....	59
Tableau IV.15 : Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS .....	60
Tableau IV.16 : Vérification des contraintes d'adhérences .....	61
Tableau IV.17 : Vérification de ferrailage des poteaux.....	63
Tableau IV.18. Vérification de ferrailage des poutres : .....	64

### Chapitre V étude de renforcement de la structure

Tableau V.1. Caractéristiques géométriques de la structure .....	68
Tableau V.2. Période, mode et facteur de participation massique modes .....	68
Tableau V.3. déplacement inter étage .....	71
Tableau V.5. vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens X-X .....	72
Tableau V. 6. Effort tranchant et moment de renversement .....	73
Tableau V.7. Vérification de stabilité au renversement .....	73
Tableau V.8 : Vérification de la résultante des forces sismique .....	75
Tableau V.9 : Vérification de l'effort normal réduit .....	75
Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentes dans le sens (X-X).....	76
Tableau V.11. Vérification des contraintes tangentes dans le sens (Y-Y).....	76
Tableau V.12. Sollicitation les plus défavorable sur les poteaux .....	77

## Liste des tableaux

---

**Tableau V.13. Vérification de ferrailage des poteaux..... 78**

**Tableau V.14. Vérification de ferrailage des poutres : ..... 78**

### **Chapitre VI**

#### **Analyse et étude du renforcement proposé**

**Tableau VI.1. Période, mode et facteur de participation massique modes ..... 81**

**Tableau.VI.2. Ferrailage et vérification de voile V1 de longueur 5.35 m ..... 88**

**Tableau.VI.3. Ferrailage et vérification de voile V2 de longueur 4.15 m ..... 89**

**Tableau.VI.4. Ferrailage et vérification de voile V1et V2 ..... 89**

### **Chapitre VII    Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance**

**Tableau VII.1. Détermination de l'amortissement effectif de la structure..... 98**

**Tableau VII.2. Type de comportement structurel ..... 98**

**Tableau VII.3. capacité-demande de la structure auto-stable « sens transversal » ..... 108**

**Tableau VII.4. capacité-demande de la structure auto-stable « sens longitudinal » ..... 109**

**Tableau VII.5. capacité-demande de la structure avec voile « sens transversal » ..... 109**

**Tableau VII.6. capacité-demande de la structure avec voile « sens longitudinal » ..... 110**

**Tableau VII.7. capacité-demande de la structure renforcé « sens transversal » ..... 110**

**Tableau VII.8. capacité-demande de la structure renforcé « sens longitudinal » ..... 111**



# Introduction générale

# Introduction général

---

L'action de prévention sur le bâti existant se nourrit de la connaissance des comportements des structures et des mécanismes de rupture observés lors de tremblements de terre. En effet, dans ce contexte, nous proposons d'analyser les dommages survenus lors du séisme de Boumerdès 2003 et d'étudier le comportement des structures vis-à-vis de l'ampleur de ce séisme. Pour ce faire, nous avons pris comme exemple la cité des 1200 logements que pratiquement plus que 90 % des structures ont été fortement endommagées. En premier lieu, l'objectif de notre travail est de détecter les causes d'incapacité de ce bâti à résister vis-à-vis de l'action sismique subie et en deuxième lieu d'analyser le comportement du renforcement qui a été fait par l'organisme de contrôle algérien le CTC et le troisième point visé et d'essayer de proposer un confortement pour éliminer certaines anomalies non prises en compte par le renforcement qui a été établi. Ainsi, notre travail aborde sept grands volets:

- Le premier volet rappelle l'historique des séismes que l'Algérie a connue et aborde l'analyse temporelle et fréquentielle du séisme de boumerdès.
- Le deuxième volet aborde la collecte d'information sur le bâtiment et nous avons présenté les dommages et désordres constatés sur cette dernière située au séisme de boumerdes
- Le troisième volet consiste à vérifier les éléments principaux des structures existantes
- Le quatrième volet est basé sur les vérifications de ferrailage des éléments principaux
- Le cinquième volet traite l'analyse de renforcement établie par le CTC
- Le sixième volet l'étude de renforcement que nous avons proposé
- Le septième volet traite l'analyse de la capacité de la structure confortée à résister à l'action sismique par la méthode de Puch over.



# Chapitre I

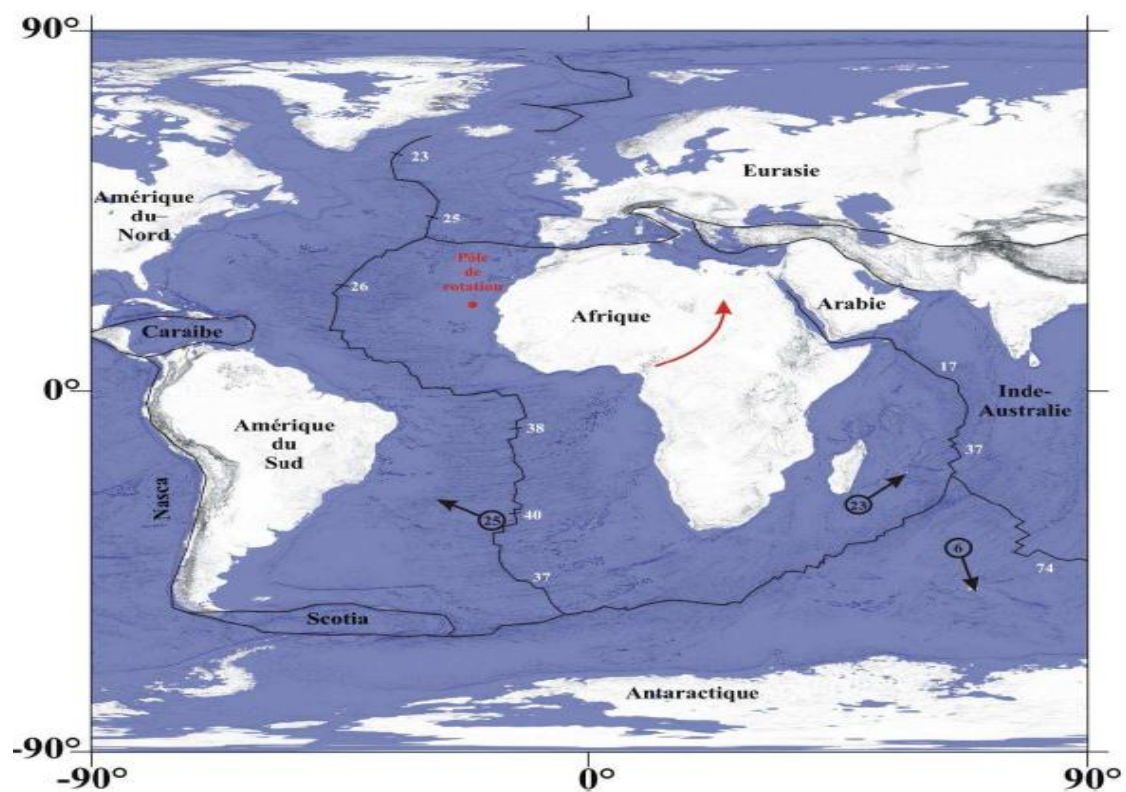
## I. La sismicité en Algérie

### I.1 introduction :

Le nord algérien est caractérisé par une sismicité qui est causée par l'affrontement des plaques Africaine et eurasiatique : Cette sismicité se matérialise généralement par des séismes modérés à faibles quoique parfois des séismes violents puissent se produire. Ces séismes génèrent bien souvent des catastrophes telles qu'à savoir les séismes d'El Asnam du 10/10/1980, et de **Boumerdes** du 21/05/2003.

Dans le nord de l'Algérie, l'activité sismique qui résulte de cette convergence se reconcentre principalement dans la chaîne Tellienne où des événements modérés à forts se sont produits. La région la plus active reste la partie côtière de la chaîne dans la jonction avec la partie offshore. De nombreux événements importants sont mentionnés dans les catalogues comme événement d'Oran de 1790, les événements d'Alger de 1365, 1716, l'événement Djidjel de 1856 et le dernier de Boumerdes en 2003.

La sismicité au nord de l'Algérie trouve donc son origine dans le contexte géodynamique de la région ouest méditerranéenne. [1]



**Figure I.1** Configuration actuelle des plaques tectoniques Amérique du Nord, Amérique Du Sud, Afrique et Eurasie (modifié d'après Nocquet, 2002)



**I.2 Sismicité historique**

La sismicité algérienne est principalement située dans la partie nord de l'Algérie. Une partie de ces tremblements de terre s'est produite dans la partie offshore indiquant que la marge algérienne est également active. Les hauts plateaux sont marqués par une faible sismicité, car aucun des événements sismiques ont été rapportés. L'Algérie a connu plusieurs séismes de forte magnitude, qui a généré parfois des pertes humaines et matérielles importantes. Le plus ancien séisme recensé par les études historiques remonte au le 2 janvier 1365, date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger. En Algérie, actuellement, les principales failles actives montrent une activité associée à des chevauchements (cas de la faille de Chélif, de Tipaza, Boumerdes-Zemmouri).

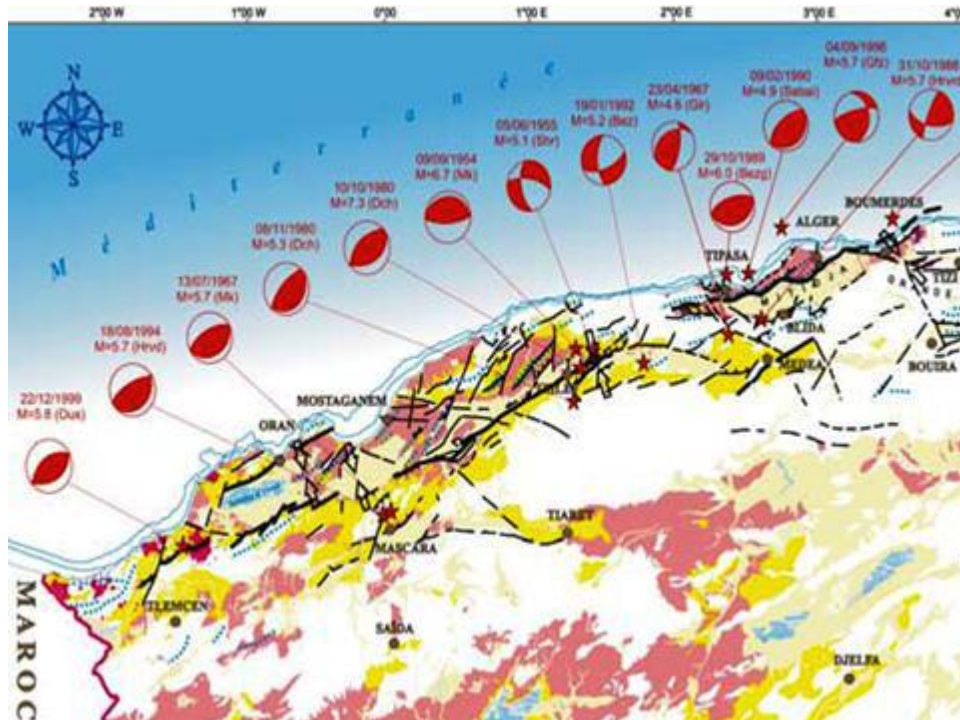
L'étude de quelques séismes recense, exemple; Constantine, 1985 ; Tipaza, 1989 ; ont permis de préciser les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie. Ces séismes sont produit généralement par des plis, plis failles ou failles inverses de direction NNE-SSW témoignant un raccourcissement, comme l'indiquent les différents mécanismes au foyer. Les études de sismicité historique montrent que les séismes les plus violents, voire les plus meurtriers, sont ceux qui se sont produits dans la région littorale, particulièrement dans la région d'Alger en 1716 et en 1755, à Blida en 1825, à Djidjel en 1856 et à Gouraya en 1891. Au cours de la première moitié du XXe siècle, l'Algérie a été touchée par deux autres séismes importants : celui de Sour-El-Ghozlane (24 juin 1910, Ms = 6,4) et celui d'Orléansville (9 septembre 1954, Ms = 6,7).

Après l'indépendance de l'Algérie, Roussel (1973 a, 1973 b) a édité un catalogue qui a été précis, y compris les paramètres d'un séisme tels que l'amplitude, la profondeur ... Il a été suivi plus tard par les catalogues publiés après le tremblement de terre El Asnam (10 octobre, 1980).

Le catalogue de Mokrane et al. (1994) a complété les précédents en incluant tous les événements survenus entre 1365 et 1992. Benouar en 1996 a publié un catalogue de la période entre 1900 et 1990, en utilisant toutes les sources sismiques, en donnant des détails sur tous les grands événements.

Boudiaf en 1996 a édité un nouveau catalogue de la région d'Alger en essayant de combiner tous les événements sismiques rapporté dans le catalogue de la sismicité Méditerranéenne.

Un nouveau catalogue a été publié récemment par Yelles et al. (2002) portant des informations sur l'activité sismique survenant entre 1992-2001.[1]



**Figure I.2** Carte sismotectonique du Nord d'Algérie. Mécanismes au foyer des principaux séismes ayant secoués l'Algérie et structures actives du nord algérien (Carte inédite établit par le laboratoire sismotectonique du CRAAG),[1]

Cinq zones sismiques sont définies en Algérie en fonction de la sismicité croissante(Fig.I.3):  
[2]

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II (II a – II b) : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

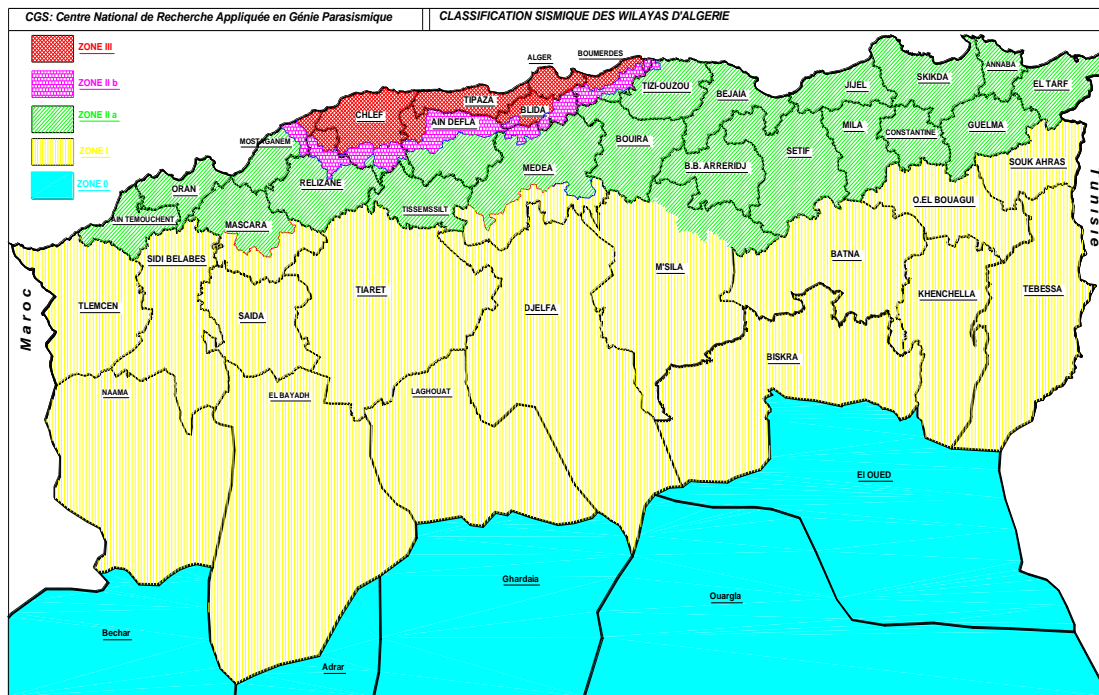


Figure I.3 Carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après CGS 2003).

### I.3 Caractéristiques de la sismicité du Nord algérien

Les différentes études menées ont d'ailleurs permis d'obtenir les caractéristiques des principales structures actives en Algérie du nord. Les différents mécanismes au foyer montrent un raccourcissement, selon une direction NNW–SSE (N140 E) dans les régions occidentales et centrales.

En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays sont soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays d'ouest en Est, les massifs des Traras sont le siège de nombreux séismes. C'est le cas également des massifs de Beni Chougrane, au sud d'Oran, où s'est produit le séisme de Mascara. Les monts de l'Ouarsenis ainsi que du Dahra Zaccar ont connu, de par le passé, de nombreux séismes importants. La région des Hauts Plateaux se caractérise par très peu de sismicité. Le réseau sismologique n'enregistre que très peu de secousses dans cette région. En effet, il suffit de considérer le dernier séisme meurtrier du 21 mai 2003. [3]

Tableau I.1 : Principaux événements sismiques en Algérie (1365-2003) [1]

Les régions	date	Intensité max	magnitude	victime
Alger	03/01/1365	X	/	Plusieurs
Alger	03/02/1716	X	/	20000
Mascara	22/11/1851	VII	5.7	/
Mascara	03/1819	X	7.5	/
Oran	09/11/1790	X	7.5	2000
Blida	02/03/1825	X	/	7000
Mitidja	02/01/1867	X-XI	7.5	100
Aurès	16/11/1869	IX	.5	30
El kalaa	29/11/1887	IX-X	/	20
Gouraya	15/01/1891	X	7.5	38
Sour el ghozlane	24/06/1910	X-XIII	6.6	81
	12/02/1946	VII-VIII	5.5	264
Béni saf	13/05/1964	VII	5.2	
Orléanville	09/09/1954	IX	6.7	1243
El Asnam	10/10/1980	X	7.3	3000
Constantine	27/10/1985	VIII	6.0	5
Tipaza	29/10/1987	VIII	6.0	22
Mascara	18/08/1994	XII	5.7	171
Ain beniane	04 /09 /1996	VII	5.7	5
Ain timouchent	22/ 12 /1999	VII	5.8	25
Beniourtiline	10/ 11/ 2000	VI	5.7	2
Zammouri	21 /05 /2003	X	6.5	2200

#### I.4 Paramètres caractérisant le mouvement sismique

Un tremblement de terre est toujours mesuré par un accélérographe qui enregistre l'accélération du sol en un lieu donné. Trois composantes orthogonales (deux horizontales et une verticale) sont enregistrées par l'instrument qui peut se situer sur le sol lui-même ou monté sur une structure.

L'accélérogramme ainsi obtenu (accélération du sol en fonction du temps) est corrigé puis intégré pour obtenir l'histoire de la vitesse et du déplacement du sol. Bien que les valeurs maximales de l'accélération, de la vitesse et du déplacement du mouvement du sol ne décrivent pas eux-mêmes l'intensité du tremblement de terre, elles demeurent cependant un outil intéressant.

Les caractéristiques importantes d'un tremblement de terre dont les applications au calcul sismique sont essentiellement :

1. Les valeurs maximales de l'accélération, de la vitesse et du déplacement du sol.
2. La durée effective du mouvement fort du tremblement de terre.
3. Le contenu fréquentiel du tremblement de terre.
4. Les observations post-sismiques des sites et des ouvrages endommagés ont montré l'insuffisance des trois maximums, déplacement, vitesse et accélération, pour interpréter le potentiel de dommages d'un séisme. Par contre, la durée du mouvement, ainsi que son contenu fréquentiel sont des paramètres importants dans l'interprétation des dommages occasionnés.

#### **I.4.1 Accélération, vitesse et déplacement maxima du sol**

Les pics de ces trois enregistrements ont une influence directe sur l'amplitude des vibrations. L'accélération maximale a été presque toujours utilisée pour normaliser les spectres de réponse et les accélérogrammes. Des études récentes recommandent en plus de l'accélération maximale du sol, de tenir compte des deux paramètres (vitesse et déplacement maximums), pour la normalisation de certains spectres. Il a été constaté aussi que la valeur de la vitesse maximale joue un rôle important dans la dissipation de l'énergie par un système structurel.

Il est bien reconnu que, ces trois maxima sont indispensables pour contrôler les réponses dans respectivement, les faibles, moyennes et grandes périodes.

#### **I.4.2 Durée effective du mouvement fort**

La durée a une influence sur la fatigue de la structure. En effet un tremblement de terre ayant une accélération maximale du sol modérée et de longue durée peut causer beaucoup plus de dégâts qu'un tremblement de terre avec une accélération maximale du sol importante mais de faible durée.

La durée du mouvement fort est un des paramètres qui caractérise le potentiel de dommage d'un séisme. Dans un comportement non-linéaire, l'énergie d'hystérésis que doit dissiper la structure avec ses déformations inélastique, est liée à la durée du mouvement de

sol. De même, le nombre de cycles, la dégradation de rigidité et de résistance par le phénomène de fatigue sont gouvernés par la durée d'excitation.

L'énergie du mouvement sismique n'est pas uniforme dans le temps. Une grande partie de cette énergie est induite dans un temps réduit du mouvement. Cette « durée effective » est liée aux conditions géologiques et sismologiques du site.

La durée d'un séisme est définie comme étant la durée des vibrations à fortes amplitudes. Plusieurs méthodes ont été proposées pour estimer cette durée. La méthode d'Husid consiste à calculer la fonction :

$$h(t) = \frac{\int_0^t [\ddot{x}(t)]^2 dt}{\int_0^T [\ddot{x}(t)]^2 dt} \quad (\text{I.1})$$

Où  $T$  représente la durée totale du séisme.

La durée significative peut être alors déterminée comme le temps nécessaire pour passer de 5% à 95%. Cette durée est égale à  $(t_2 - t_1)$

Par ailleurs, il peut être admis que cette durée correspond à la durée de la rupture de la faille. D'autre part, Housser a estimé la vitesse de rupture de la faille à 3.2 Km/s et établi le tableau suivant :

**Tableau 1.2** Durée de la rupture de la faille en fonction de la magnitude

Magnitude de Richter	Durée de la rupture (s)
5	5
6	15
7	25 - 30

### I.4.3 Contenu fréquentiel

Le contenu fréquentiel d'un séisme est évalué par deux grandeurs : le spectre de Fourier et le spectre de réponse.

#### I.4.3.1 Spectre de Fourier

Le contenu fréquentiel peut s'obtenir en passant du domaine temporel au domaine fréquentiel par la transformée de FOURIER.

Soit un accélérogramme  $a(t)$ , sa transformée de FOURIER est alors :

$$F(\omega) = \int_0^T a(t)e^{i\omega t} dt = \int_0^T a(t)(\cos \omega t + i \sin \omega t) dt \tag{I.2}$$

Où  $T$  est la durée de l'accélérogramme.

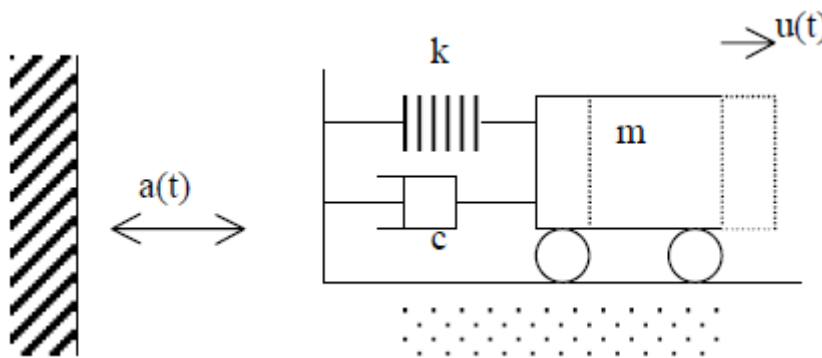
Le spectre d'amplitude de FOURIER est défini comme suit :

$$FS(\omega) = \sqrt{\left(\int_0^T a(t) \sin \omega t dt\right)^2 + \left(\int_0^T a(t) \cos \omega t dt\right)^2} \tag{I.3}$$

$FS(\omega)$  À l'amplitude d'une vitesse puisque  $a(t)$  est une accélération.

### I.4.3.2 Spectre de réponse

Le but du spectre de réponse en accélération, vitesse ou déplacement est de caractériser un séisme d'après la réponse d'une structure. Par définition un spectre de réponse en accélération est la courbe donnant l'accélération maximale d'oscillateur simple à un degré de liberté et de fréquence propre variable



**Figure I .4** représentation d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique

Le principe fondamental de la dynamique s'écrit pour cet oscillateur : [4]

$$\mu \ddot{u} + c \dot{u} + \kappa u = m a(t) \tag{I .4}$$

On posant

$\omega_n = \frac{k}{m}$ ,  $\xi = \frac{c}{2m}$  et  $\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2}$ , la réponse de l'oscillateur a pour expression

Le mouvement relatif de la masse ( $M$ ) par rapport au repère fixe est régi par l'équation différentielle :

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega_n(1-\tau)} \sin[\omega_D(t-\tau)] dt \quad (I.5)$$

La résolution de cette équation différentielle pour diverses valeurs de la fréquence propre  $f = \omega/2\pi$  permet de connaître l'accélération maximale subie par la masse  $M$ . En représentant cette opération pour différentes valeurs de  $\beta(\omega, c)$  on obtient les spectres de réponse.

L'établissement du spectre de réponse, nous permet d'avoir l'accélération maximale que peut subir une structure assimilable à un oscillateur simple.

Les réponses dynamiques d'une structure sont caractérisées par l'interaction de ses fréquences propres avec celles du mouvement de sol. Dans un comportement non-linéaire, cette interaction suit la variation des fréquences propres au cours de l'endommagement de la structure. Le contenu fréquentiel est, donc, un paramètre indispensable pour le choix du spectre ou de l'accélérogramme de calcul. Bien que sa mise en paramètre de calcul ne soit pas évidente, plusieurs études ont été menées pour le définir. Des études menées sur des spectres élastiques d'accélérogrammes issus des régions différentes ont montré que le rapport de

l'accélération maximale, à la vitesse maximale  $\left( \frac{\ddot{x}_{g_{\max}}}{\dot{x}_{g_{\max}}} \right)$  est un paramètre d'analyse du contenu

fréquentiel et d'estimation de la période prédominante du mouvement de sol. Il a été montré que :

$$T_p = 2\pi \frac{S_v \dot{x}_{g_{\max}}}{S_a \ddot{x}_{g_{\max}}} \quad (I.6)$$

Avec  $S_v$  et  $S_a$  sont respectivement le spectre de vitesse et le spectre d'accélération.

## I.5 Présentation du Séisme de Boumerdes-Zemmouri du 21 mai 2003

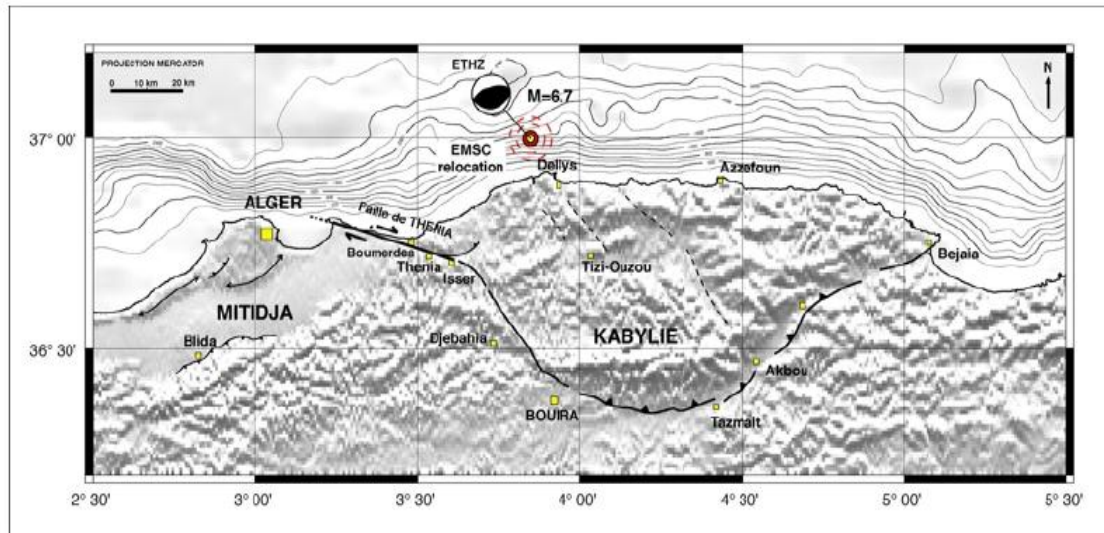
Le 21 mai 2003, à 19h 45 heure locale, un séisme de magnitude de moment  $M_w=6.8$  s'est produit dans les eaux côtières de la wilaya de Boumerdes, à l'est d'Alger, Algérie. On a estimé que 2266 personnes ont été tuées, 10260 blessées, et que plus de 200000 sont devenues sans-abri. Environ 7400 constructions ont été détruites et 7000 autres fortement endommagées. Presque 8500 appartements ont été perdus et 20 000 autres hautement détériorés. En outre, parmi les habitations détruites beaucoup étaient des immeubles d'habitations collectives en béton armé de trois à cinq niveaux et individuelles. Ces habitations ce sont soit totalement soit partiellement effondré ce qui les rendait dangereuses à être occupées. Beaucoup des immeubles qui se sont effondrés avaient moins de trois ans. Construites selon les applications des normes parasismique. Dans la zone sinistrée par le séisme de



boumerdes, on retrouve comme partout ailleurs dans le pays, plusieurs types de constructions utilisant différents systèmes de contreventement. Il a été constaté que le système constructif ayant le plus souffert est le portique auto stable alors que l'introduction des voiles dans le contreventement de certaines constructions a montré une grande amélioration de la résistance vis-à-vis des forces sismiques. Par ailleurs, la diversité dans l'assiduité et la figure des acteurs intervenant dans la construction, notamment en matière d'application des normes de construction et de réalisation, des règles parasismiques algériennes (RPA) et de suivi de chantier, a conduit à une grande variété des dommages constatés allant de constructions parfaitement résistantes aux constructions fortement endommagées ou complètement effondrées, et ce indépendamment du site dans lequel elles sont implantées.[3]

### **I.5.1 Caractéristique du séisme de Boumerdes**

Le séisme de Boumerdes ou de zemmouri de 2003 est caractérisé par le mouvement d'une faille inverse au large résultant du mouvement de compression des plaques. L'intensité maximum X sur l'échelle MMI a provoqué des dommages importants entre Alger et la cote Dellys. Plusieurs localisations et solutions de magnitudes variables du séisme ont été proposées. Le service géologique américain calcule une magnitude de moment  $M_w = 6.8$ , ce que nous rapportons ici. Le centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS), qui est responsable du réseau d'accélérographes pour mouvement fort en Algérie, a déterminé l'épicentre à  $3^{\circ}53E$ ,  $36^{\circ}91N$ , une magnitude de moment  $M_w=7.0$ , et une durée de mouvement fort d'environ 10 secondes. Le réseau sismologique algérien qui est la responsabilité du CRAAG a situé l'épicentre du choc principal sur la marge méditerranéenne à  $3^{\circ}58E$ ,  $36^{\circ}81N$ . [3]



**Figure I.5** localisation de l'épicentre du séisme de Boumerdes selon le EMSC (centre sismologique Euro-méditerranéen),[3]

Selon plusieurs références, le mécanisme au foyer correspond à une faille inverse d'orientation Nord-est/Sud- Ouest. Une profondeur de 10 km a été déterminée, ce qui est semblable à celle de la plupart des séismes Algériens précédents. Plus d'un mois et demi après le choc principal, plus de 1000 répliques avaient été enregistrées, avec deux événements principaux de magnitude  $M_1=5.8$  les 24 et 28 mai. Plusieurs secousses secondaires significatives de magnitude supérieure à 5.5 ont causé davantage de dommage.

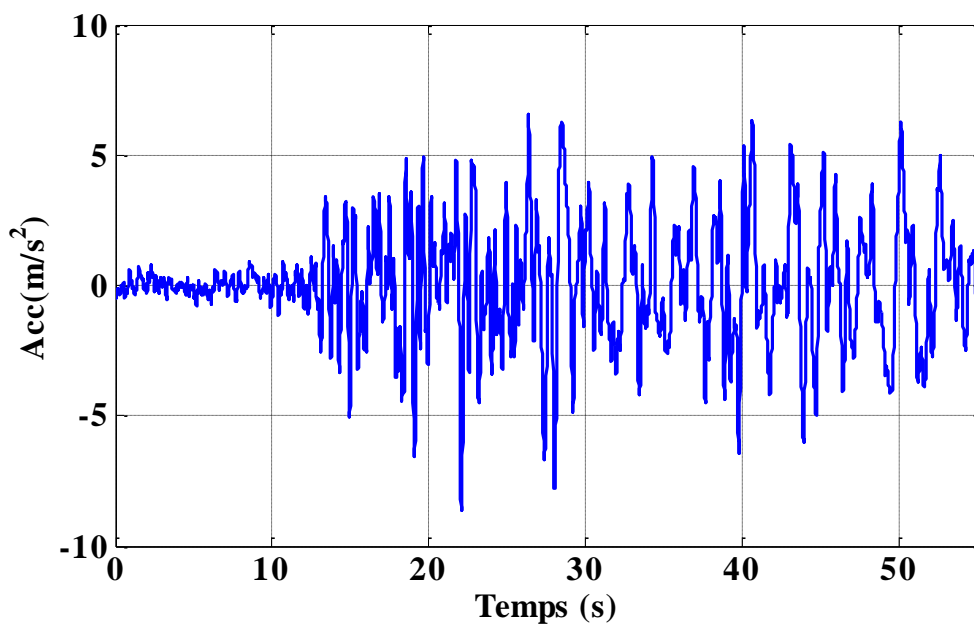
Sur la base d'enquêtes géophysiques et géophysiques et préliminaires, le séisme semble avoir été produit par une faille large orientée  $N 45^\circ$  s'étendant sur environ 35 km à partir de la région Dellys. Cette faille de Zemmouri est interprète comme la conjuguée de la faille décrochant de Thenia.[3]

## **I.6 Représentation temporelle et fréquentielle d'un accélérogramme du séisme de boumerdes :**

La façon la plus simple d'analyser un enregistrement sismique est d'observer son allure en fonction du temps, dans ce que suite, nous représentons la variation temporelle d'un accélérogramme du séisme de boumerdes.

A l'aide de MATLAB nous développons le programme ci-dessous qui nous permet d'avoir la représentation temporelle de l'enregistrement sismique.

```
clear all;  
close all;  
clc  
value;% le nom de fichier qui comporte les valeurs de notre accélérogramme  
dt=0.01;  
%présentation temporelle  
figure(1);plot(t,a),grid on
```



**Figure I.6** .la représentation temporelle de signal

Pour la représentation de ce séisme, nous avons utilisé directement les toolbox de Matlab, comme indique ci-dessous :

```
Clear all;  
close all;  
clc  
value;% le nom de fichier qui comporte les valeurs de notre accélérogramme  
dt=0.01;  
%présentation fréquentielle  
[freq,tf,nbfourier]=tf_fourier(a',dt,1);  
y=abs(tf);  
figure(2);plot(freq,y),grid on
```

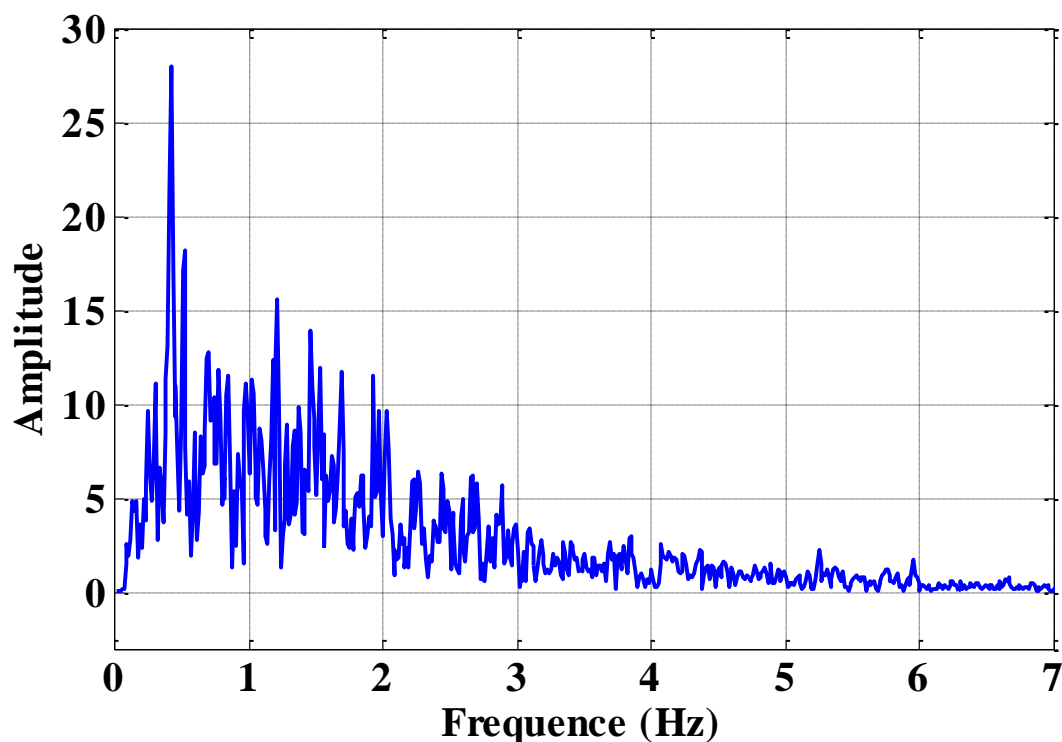


Figure I.7.la représentation fréquentielle de signal

### I.7 Conclusion :

Dans cette partie de travail nous avons défini la sismicité en Algérie ainsi que les dégâts qui sont provoqué et nous avons parlé de séisme de boumerdes 2003 et nous avons défini tous le caractéristique tell que intensité, magnitude, épicentre et courbes temporel et fréquentiel de ce dernier.

Dans le chapitre suivant nous intéressons à l'expertise et description de l'ouvrage.



# Chapitre II

## II.1. Introduction

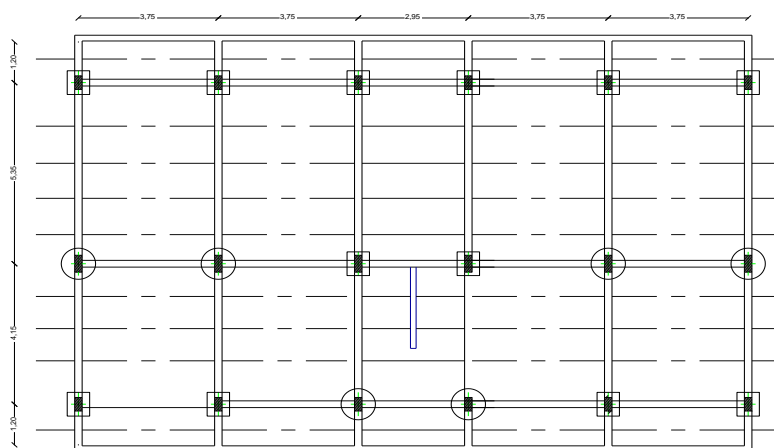
L'ouvrage choisi pour mener notre étude sont des bâtiment existants ,faisant partie des bâtiments de la cite 1200 logements située au centre de Boumerdes , environ 50 kilomètres à l'est d'Alger. Les bâtiments se présentent sous plusieurs dimensions en plans : des bâtiments d'un bloc, deux blocs, trois blocs, quatre blocs. Il s'agit d'une répétition d'un même bloc en termes de structure, Ils sont séparés par des joints de dilatation de largeur 2 cm, voir la figure (II.1). Tous les bâtiments sont à usage d'habitation en ( R+4),composés d'un sous-sol RDC et 4 étages. La construction des bâtiments date de 1973 ; ils ont réceptionnés en 1977. Leur étude a été faite avant les prescriptions parasismiques algériennes RPA. Selon les règle parasismiques RPA99, la zone de Boumerdès est classée en zone II et elle est de sismicité moyenne.



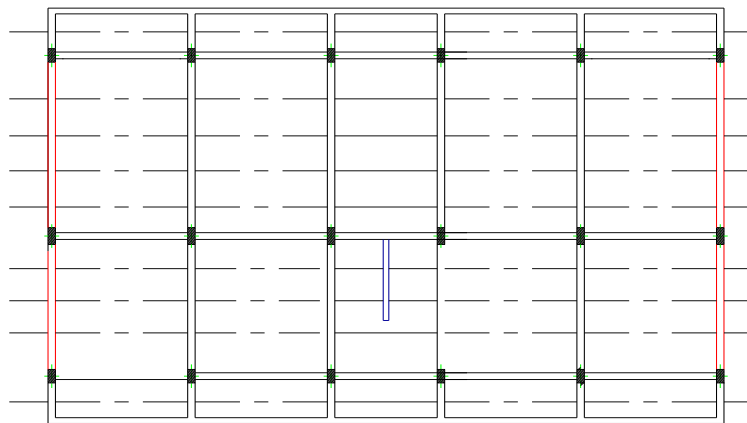
**Figure II.1** : perspective réel d'un bâtiment existante

Lors de la collecte des informations au niveau du CTC il nous été donné d'appréhender que parmi tout l'ensemble des bâtiments un seul bloc n'a pas subi des dommages considérables et il a été classé en vert 2 et lors de notre visite sur terrain et la discussion avec les gens nous avons pu situer ce bâtiment qui a montré un comportement assez résistant au séisme. Il s'avère que ce bâtiment classé en vert 2, N°62, il a subit un renforcement lors de sa réalisation par l'ajout de voile périphérique dans le sens transversal sur deux niveaux, le niveau RDC et

le premier niveau. Ainsi notre première préoccupation a porté sur la compréhension de la différence de comportement de ce bâtiment par rapport à l'ensemble de tous les autres bâtiments de la cité 1200. Par conséquent, nous avons envisagé d'aborder l'analyse de deux types de structures initiales avant renforcement : structures en portiques auto stables uniquement notée (A) et structures portant des voiles sur les deux niveaux du bâtiment notée (B). figure (II.2) et (II.3)



**Figure II.2 :** plancher d'une structure en portiques auto stable, structure type A



**Figure II.3 :** structures portant des voiles sur les deux niveaux du bâtiment structure type B

## II.2. caractéristiques du bloc type A, constituant l'ensemble de tous les bâtiments :

A part la présence de voiles sur deux niveaux pour la structure type B, tous les blocs sont identiques :

- Ils sont formés de portiques en béton armé avec remplissage de panneaux en maçonnerie de briques et parpaings en plus d'un voile transversal au niveau de la cage d'escaliers.

- Nombre de niveau : sous-sol + RDC + 4.
- Dimensions en plan : L= 17.95m ; l=12m ; h (étage) = 3.00m
- Type de la fondation : semelles filantes croisées avec un voile périphérique de 20 cm d'épaisseur (selon les plans).
- Un voile de 15cm d'épaisseur et de 2.4m de longueur au niveau de la cage d'escalier
- Les blocs sont séparés par des joints de dilatation de largeur égale à 2 cm.
- Chaque bloc présente des portes à faux sur les deux façades et sur toute la longueur de chaque bloc et au niveau de tous les étages.
- La cage d'escaliers est située au niveau de la travée centrale du bâtiment.

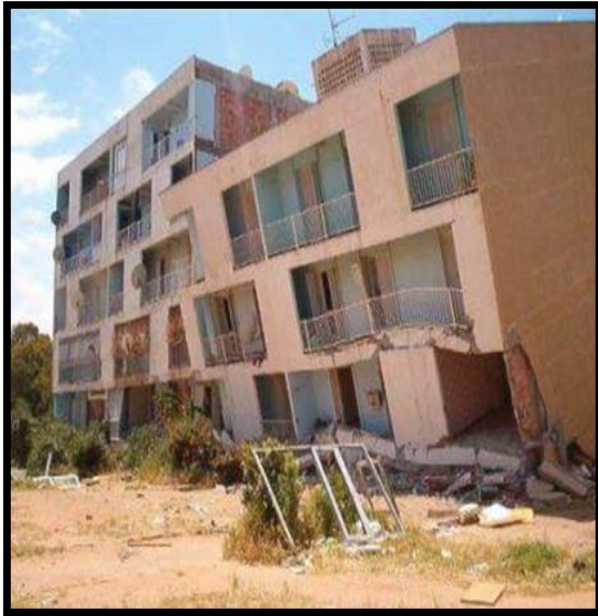
**NB** : Le bloc N°62, possède les mêmes caractéristiques avec en plus la mise en place des deux voiles pignons dans le sens transversale

### **II.3. Présentation des désordres constatés sur les bâtiments de la cite 1200 suite au séisme de 21 mai 2003 :[6]**

Les bâtiments constituant la cité des 1200 ont subi énormément de dégâts lors du séisme 2003. Les désordres observés sur les parties visibles et accessibles du bloc sont :

- Dislocation totale du béton dans les zones d'extrémités des poteaux centraux et de rive avec flambage des armatures longitudinales.
- Basculement de certains bâtiments.
- Eclatement du béton d'enrobage au niveau des zones nodales de certains poteaux avec apparition des armatures dans un état de corrosion avancé.
- Eclatement du béton du deuxième volet de la cage d'escaliers avec apparition du fer-raillage des deux nappes de la paillasse.
- Fissures en « X » dans les cloisons du RDC et obliques au niveau du premier étage.
- Rupture de panneaux de maçonnerie intérieures et ceux des façades du RDC.
- Effondrement des panneaux de Nevada de la façade postérieure du côté de la cage d'escaliers.
- Cisaillement des poteaux dans tous les étages (étage souple).





**Figure II.4.** Basculement de certains bâtiments.



**Figure II.5.** Fissures en « X ».



**Figure II.6.** Dislocation de la section.



**Figure II.7.** Flambement d'armatures

Longitudinale.



**Figure II.8.** Eclatement du béton d'enrobage au niveau des zones nodales.



**Figure II.9.** Rupture de panneaux de maçonnerie intérieures et ceux des façades du RDC.



**Figure II.10.** Eclatement du béton du deuxième volet de la cage d'escaliers avec apparition du ferrailage des deux nappes de la paillasse.



**Figure II.11.** Étage souple

#### II.4. classification des blocs visités vis-à-vis du niveau des dommages :

Selon la classification donnée e par le CGS, les dommages causés par le séisme sont classés en quatre catégories :

- Vert : contient les deux premiers niveaux de faibles dégâts 1 et 2, la construction peut être exploitée sans ou avec très peu de réparations (enduits, maçonnerie, vitres, ... )
- Orange : contient les niveaux 3 et 4, la structure a subi quelques dégâts et demande une seconde expertise approfondie pour étude de réparation ou de renforcement.
- Rouge : correspond au dernier et plus haut niveau 5. La construction est complètement effondrée ou a subit d'importances dégâts dans ses élément de résistance, elle ne peut être réparée ni renforcée.

L'expertise des bâtiments endommagés par le séisme de 2003 a donné le résultat suivant [6]

**Tableau II.1.** La classification des blocs visités vis-à-vis du niveau des dommages

N° des blocs	Classification selon fiche d'évaluation du CGS
47(A-B-C)	Orange 03
48(A-B-C)	Orange 03
49(A-B-C)	Orange 03
52(A-B-C)	Orange 03
55(A-B-C-D)	Orange 03
56(A-B)	Orange 03
59(A-B-C-D)	Orange 03
60(A-B)	Orange 03
61(A-B)	Orange 03
62(A-B)	Vert 02
63(A-B)	Orange 03
64(A-B)	Orange 03
66(A-B)	Orange 03
67(A)	Orange 03
68(A)	Orange 03

69(A)	Orange 03
70(A-B-C)	Orange 03
51(A-B-C)	Orange 04
65(A-B)	Orange 03 / Orange 04
45(A-B-C)	Orange 04
54(A-B)	Orange 04

## II.5. Identification des causes des dommages de désordres de la cité 1200 dus au séisme de 21 mai 2003

### II.5.1. Les expertises qui ont eu lieu ont montré que la majorité des dommages ont été occasionnés aux insuffisances suivantes :

- Non observation des dispositions constructives parasismique, insuffisance et mauvaise disposition des armatures dans les zones critiques autour des nœuds et dans les nœuds (formation des articulations plastiques).
- Emploi généralisé de l'acier doux pour la confection des armatures transversales.
- Recouvrement avec crosses dans les poteaux.
- Des fermetures droites aux cadres (quand le béton est très sollicité, le cadre s'ouvre et le confinement espéré n'existe jamais).
- Espacements des cadres très important.
- Absence d'épingle ou d'étrier sur les barres verticales intermédiaires.
- Insuffisance des études de conception, insuffisance de contreventement pour reprendre la force horizontale due au séisme.
- Manque de liaisons conférant un comportement monolithique au bloc (absence de chaînage intermédiaire).
- Présence d'un voile au niveau de la cage d'escalier qui ne va pas de poteau à poteau, ce dernier a bien fonctionné mais l'équilibre n'a été possible qu'en sollicitant jusqu'à l'endommagement du volet d'escaliers à laquelle il était lié en partie centrale.
- L'existence des loggias fermées en console par apport aux poteaux de la façade sur toute la hauteur de l'immeuble. Ces loggias décorées avec de grand panneau de maçonnerie, leurs extrémités on peut contribuer à fragiliser certains bâtiments, et à coup sûr certaines poutres porteuses.

- Il a été noté une rupture par effort tranchant des poutres qui tenaient le port à faux du balcon.
- Poteaux courts d'origine structurelle : c'est le cas des poteaux de la cage d'escaliers, l'importance de l'effort tranchant et l'insuffisance des armatures transversales expliquaient l'endommagement des bâtiments.
- Poteaux devenus courts : la mise en place d'un remplissage partiel de la maçonnerie placé dans un seul côté par apport au poteau de la cage d'escaliers.
  - Les assemblages poutre - poteau se sont avérés non conformes aux règles élémentaires de conception parasismique, on s'est retrouvé avec des portiques ayant 2 articulations plastiques donc rendu matériau.
  - Insuffisance des largeurs de joint entre les blocs et l'oubli des matériaux dans ces derniers prévues à l'origine vide de tout matériau.
  - La mauvaise qualité des matériaux utilisés.
  - La mauvaise qualité d'exécution (arrêt de bétonnage et reprise mal exécutée ....)

#### **Autres causes**

Atmosphère agressive (en bordure de mer) à laquelle s'ajoute un faible enrobage des armatures d'où corrosion.

#### **II.5.2. sur les éléments non structuraux**

Parmi les causes de dommages, constatés sur les éléments non structuraux, il a été constaté l'apparition de fissure en X dans les panneaux de maçonnerie ce qui explique l'interaction des panneaux de maçonnerie par apport au poteau dans le plan du portique ce phénomène est dû à des forces agissant parallèlement au plan d'un panneau de maçonnerie, ce dernier a tendance à se déformer en parallélogramme, il se découpe alors dans la maçonnerie une diagonale active comprimée et une diagonale tendue, cette dernière cède en donnant lieu à une fissure oblique, lorsque les effets s'inversent, c'est au tour de l'autre diagonale de céder, et on trouve après un séisme la classique fissuration en « X » les bielles développent à leur extrémité supérieure une composante verticale ascendante qui tend à délester le poteau, et une composante horizontale qui tend à la cisailier.

Si, en outre, l'ouvrage est soumis à une accélération verticale ascendante, les poteaux peuvent se trouver délestés dans une proportion suffisante pour que leur résistance à l'effort tranchant se trouve diminuée de façon considérable : ruine par rupture au cisaillement.

Les désordres correspondent à la rupture fragile des poteaux encadrant les panneaux en maçonnerie au Rez-de-chaussée ont agi comme des « fusible » avec un relatif bon comportement des étages.

### **II.7.Conclusion :**

Dans ce volet nous avons présenté notre ouvrage ainsi que les dommages constatés sur les bâtiments de la cite 1200 suite au séisme de 21 mai 2003 et nous avons distingué deux aspects importants :

- le premier concerne le caractère très violent du séisme de boumerdes 2003 , de point de vue statique ,il est caractérisé comme évènement rare et les niveaux d'accélération sismiques et d'énergie véhiculée ont dépassé les prévision de la réglementation parasismique ceci, peu expliquer en partie par l'ampleur des dégâts et dommages subi par la majorité des constructions .
- le deuxième aspect est naturellement lié aux insuffisantes des performances parasismique des systèmes de contreventement et surtout aux malfaçons de conception ou de réalisation.



# Chapitre III

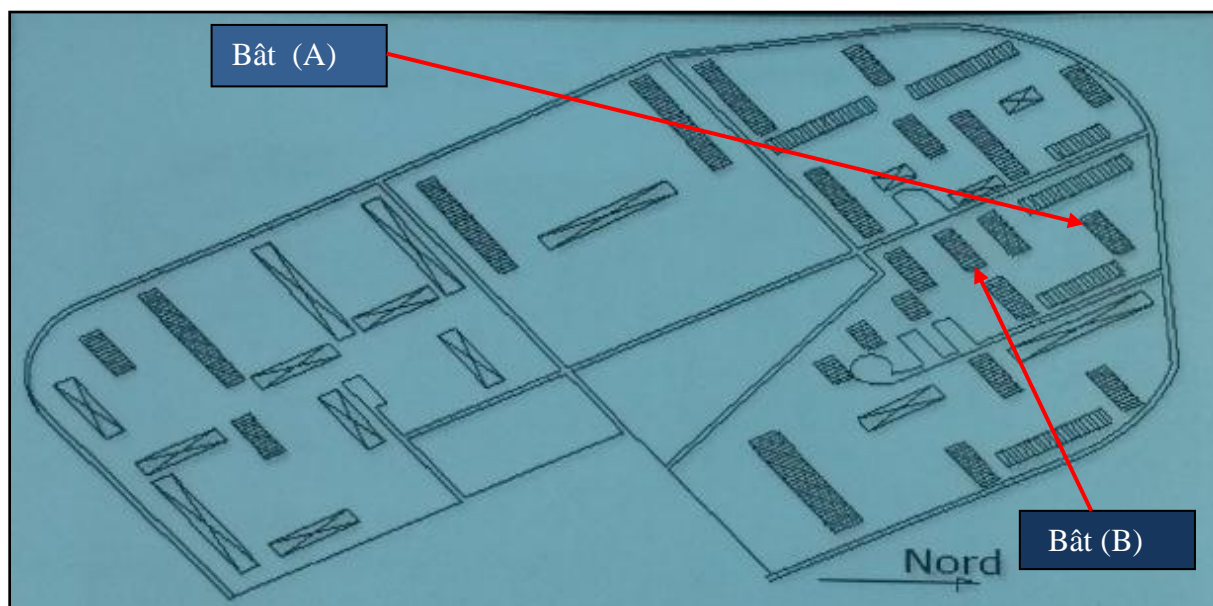


### III.1. Introduction :

Le présent chapitre a pour objet l'analyse du comportement des structures existantes et la vérification de leur aptitude conformément aux normes et règlements de la construction des ouvrages des génies civils en vigueur. Notre réflexion porte principalement sur l'étude des deux types de structures définies précédemment. Il est d'usage de bien préciser Boumerdès, après le séisme de 2003 est devenue une zone III selon le RPA99 version 2003 au lieu de zone II.

### III.2. classification des constructions

- Le bloc noté A réalisé avec un système de contreventement portique auto stable avec contreventement Portique auto stable avec remplissage de maçonnerie, a subi beaucoup de dégâts et été classée **orange 3** par l'équipe des ingénieurs de CTC/est de Boumerdes après le séisme de 2003.
- Le deuxième bloc noté B réalisé avec un système de contreventement mixte portique et deux voile dans le sens transversal Du sous-sol au 2<sup>ème</sup> étage suivant transversal, et uniquement de portique auto stable avec remplissage de maçonnerie au 2<sup>ème</sup> étage jusqu'à 4<sup>ème</sup> étage subi moins de dégâts. Ce bloc a été classée **vert 2**.



⊗ : Bâtiment détruit suite au séisme de Zemmouri 2003

||||| : Bâtiment non détruit suite au séisme de Zemmouri 2003

**Figure III.1.** Distribution des bâtiments détruits dans la « cité des 1200 logements » suites au séisme de Zemmouri 2003

### III.3. analyse dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques, fréquence et mode de vibration, afin de pouvoir analyser ses capacités à une excitation donnée. La détermination de ses caractéristiques dynamiques propres est obtenue en résolvant l'équation d'équilibre dynamique sans second membre. Cas de vibration libre. Cette étape peut se faire manuellement lorsque le nombre de degrés de liberté est réduit. Lorsque la structure est complexe ou à plusieurs étages, le calcul est très long et difficile pour y faire, nous avons utilisé un logiciel de calcul le plus approprié pour le calcul des structures de génie civil qui est l'ETABS version 2009.

#### III.3.1. caractéristiques géométriques des deux bâtiments

- **Poteau centrale ( du sous-sol au 4<sup>ème</sup> étage) :**

$b = 20 \text{ cm}$        $h = 50 \text{ cm}$        $d = 47 \text{ cm}$       l'enrobage  $c = 3 \text{ cm}$

- **Poteau de rive ( du sous-sol au 4<sup>ème</sup> étage) :**

$b = 20 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $d = 37 \text{ cm}$       l'enrobage  $= 3 \text{ cm}$

- **Poutres principaux (secondaires) :**

$b = 20 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$        $d = 36 \text{ cm}$       l'enrobage  $= 4 \text{ cm}$

Tableau III.1. Section de ferrailage existant

Section	Poutre (20x40)	Poteau (20x40)	Poteau (20x50)
Ferrailage	6T12	8T12	8T12

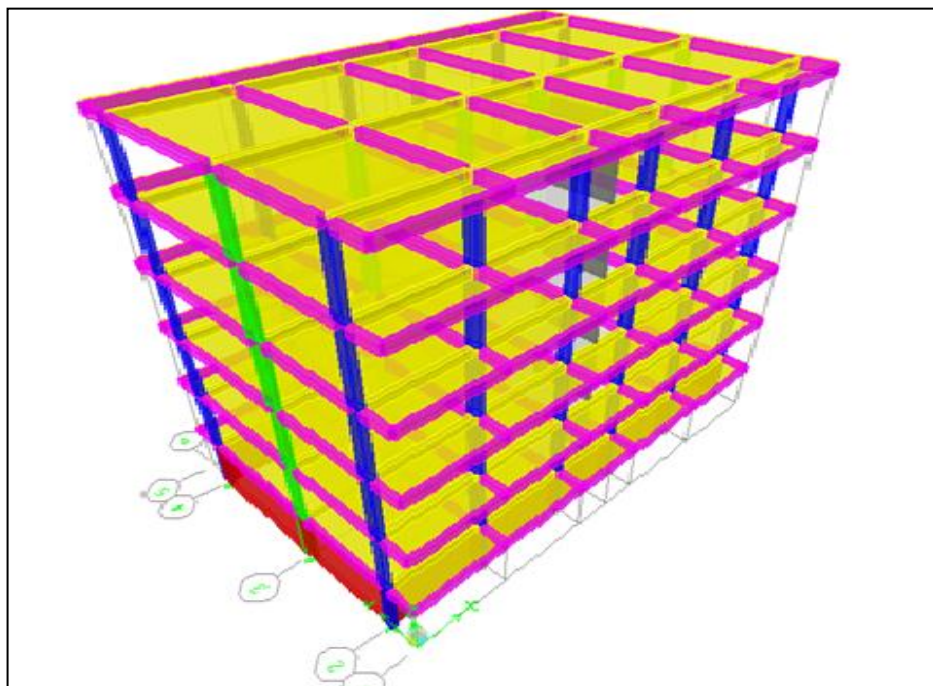
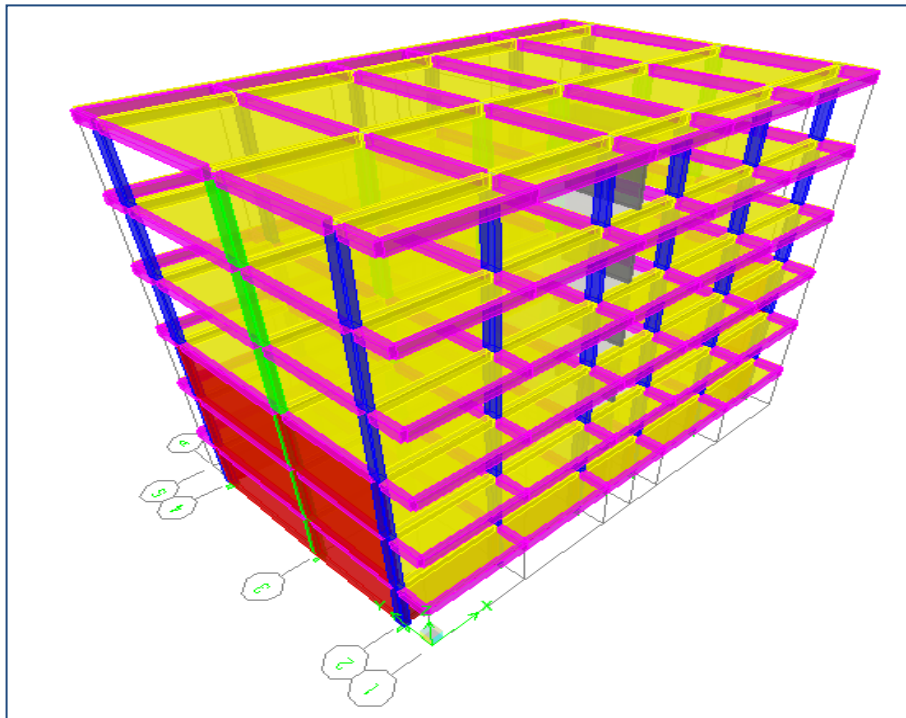


Figure.III.2 : structure A « vue en 3D »



**Figure III.3.** Structure B « vue en 3D »

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

$W_{Gi}$  = poids des charges permanentes.

$w_{Qi}$  = charge d'exploitation

$\beta$  = coefficient de pondération. Il est donné par le **RPA 99** version 2003 (tableau 4.5.) ( $\beta = 0,2$ )

➤ **Centre de masse :**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées ( $X_G$ ,  $Y_G$ ) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$M_i$  : est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$  : sont les coordonnées de l'élément "i".

### ➤ Centre de rigidité

Le centre de torsion est le centre e de rigidité des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05L$  est considérée dans le calcul (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

### ➤ Calcul de l'excentricité

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

Pour Chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale a la plus grande des deux valeurs suivantes :

#### • Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

#### • Excentricité accidentelle

La valeur des excentricités accidentelle est prise en égale à 5% de la longueur dans chaque direction de calcul considéré **RPA 99** version 2003 (art 4.3.7)

- Les tableaux suivants représentent le centre de masse et centre de torsion des structures obtenue à partir de fichier résultat de l'analyse par logiciel **Etabs**.

**Tableau III.2.** Caractéristiques géométriques de la structure « A »

étage	Masse (t)	Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité (m)	
		X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	X <sub>C</sub>	Y <sub>C</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
4 <sup>ème</sup> étage	158.023	8.975	5.966	8.975	5.577	0	0.389
3 <sup>ème</sup> étage	160.2565	8.975	5.875	8.975	5.569	0	0.306
2 <sup>ème</sup> étage	160.2565	8.975	5.875	8.975	5.565	0	0.31
1 <sup>er</sup> étage	160.2565	8.975	5.875	8.975	5.556	0	0.319
R.D.C	160.2565	8.975	5.875	8.975	5.526	0	0.349
Sous-sol	188.5842	8.975	5.898	8.975	5.991	0	-0.093

Tableau III.3. Caractéristiques géométriques de la structure « B »

étage	Masse (t)	Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité (m)	
		X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	X <sub>C</sub>	Y <sub>C</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
4 <sup>ème</sup> étage	163.9477	8.975	5.96	8.975	5.577	0	0.383
3 <sup>ème</sup> étage	167.3558	8.975	5.867	8.975	5.557	0	0.31
2 <sup>ème</sup> étage	167.3558	8.975	5.867	8.975	5.53	0	0.337
1 <sup>er</sup> étage	195.2553	8.975	5.877	8.975	5.691	0	0.186
R.D.C	195.2553	8.975	5.886	8.975	5.854	0	0.032
Sous-sol	215.2988	8.975	5.9	8.975	5.994	0	0.094

**Structure « A »**

Sens X :  $e_x = 0.05 \times 17.95 = 0.8975 \text{ m} > 0$

Sens Y :  $e_y = 0.05 \times 12 = 0.6 \text{ m} > 0.389 \text{ m}$

} **condition vérifié****Structure « B »**

Sens X :  $e_x = 0.05 \times 17.95 = 0.8975 \text{ m} > 0$

Sens Y :  $e_y = 0.05 \times 12 = 0.6 \text{ m} > 0.383 \text{ m}$

} **condition vérifié****III.4. méthode d'analyse dynamique spectrale :**

La structure a été modélisée à l'aide du logiciel de calcul ETABS en prenant en considération toutes les données recueillies lors de la phase diagnostic.

Nous avons considéré pour notre modalisation, un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec (03) DDL (2 translations et une rotation).

**Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :**

## ➤ Spectre de réponse

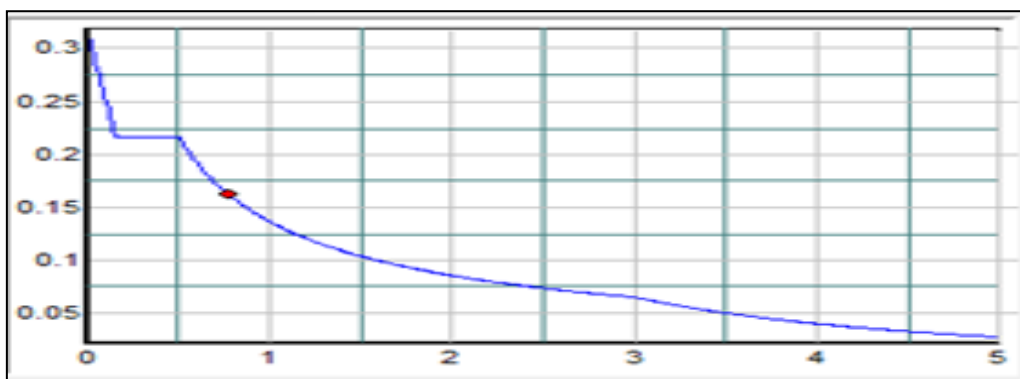


Figure III.4. Spectre de réponse de la structure (A)

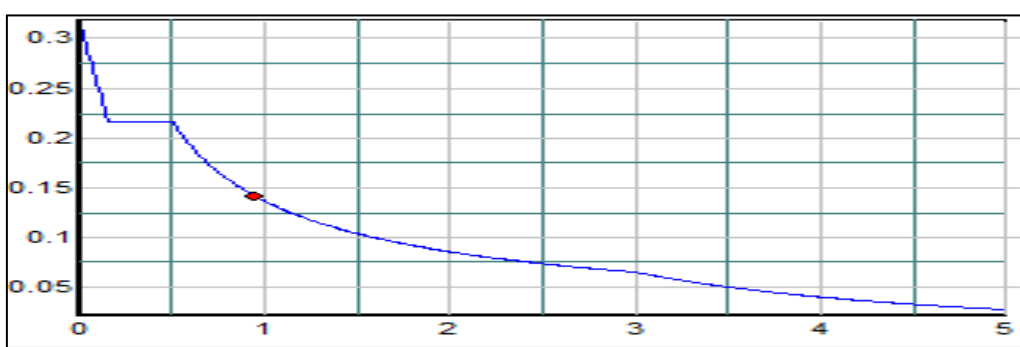


Figure III.5. Spectre de réponse de la structure (B)

**Nombre des modes à considérer**

Les résultats obtenus par le logiciel (**Etabs**) sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.4** : période, mode et facteur de participation massique modes structure « A »

Mode	Période	Masses	Masses	Masse	Masse	Masse
		Modale	Modale	Cumulées	Cumulées	Cumulées
		$U_X\%$	$U_Y\%$	$U_X[\%]$	$U_Y[\%]$	$RZ[\%]$
1	1.222046	69.701	0	69.701	0	0.1963
2	0.879185	0.2134	0	69.9143	0	66.6169
3	0.728838	0	62.3116	69.9143	62.3116	66.6169
4	0.408345	7.5887	0	77.503	62.3116	66.6402
5	0.278794	0.0277	0	77.5308	62.3116	74.9605
6	0.247632	2.3755	0	79.9062	62.3116	74.9802
7	0.18532	0	12.6533	79.9062	74.9649	74.9802
8	0.183215	0.8812	0	80.7874	74.9649	74.9804
9	0.154743	0.0045	0	80.7919	74.9649	78.18
10	0.153488	0.215	0	81.007	74.9649	78.1921
11	0.104012	0.0008	0	81.0078	74.9649	79.6518

12	0.081266	0.0002	0	81.008	74.9649	80.0773
----	----------	--------	---	--------	---------	---------

Tableau III.5 : période, mode et facteur de participation massique modes structure « B »

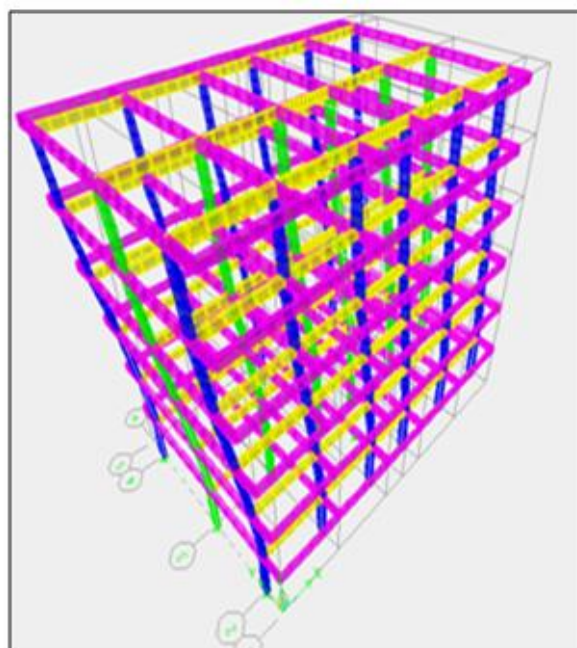
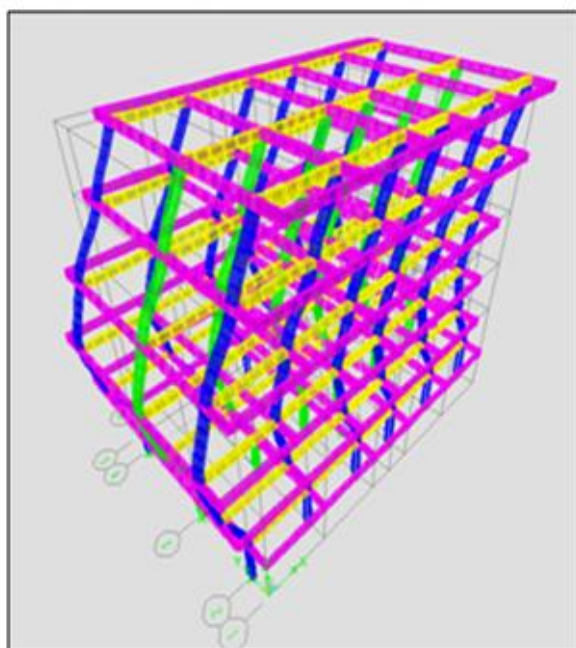
Mode	Période	Masses Modale U <sub>X</sub> %	Masses Modale U <sub>Y</sub> %	Masse Cumulées U <sub>X</sub> [%]	Masse Cumulées U <sub>Y</sub> [%]	Masse Cumulées RZ[%]
1	1.119751	64.4158	0	64.4158	0	0.0095
2	0.547393	0.0612	0	64.477	0	37.7018
3	0.432849	0	39.7253	64.477	39.7253	37.7018
4	0.387993	9.7994	0	74.2764	39.7253	37.7644
5	0.236537	2.9544	0	77.2309	39.7253	37.7721
6	0.170623	0.8517	0	78.0826	39.7253	37.7998
7	0.166979	0.0001	0	78.0827	39.7253	43.1893
8	0.127759	2.4096	0	80.4922	39.7253	43.1899
9	0.100344	0	16.4154	80.4922	56.1407	43.1899
10	0.093776	0.0001	0	80.4923	56.1407	45.0244
11	0.051432	0	28.5734	80.4923	84.7141	45.0244
12	0.037738	0.0001	0	80.4925	84.7141	84.9464

## ❖ Schémas des trois premières modes des vibrations :

- 1<sup>er</sup> mode : c'est un mode de translation suivant l'axe (X-X)

$$T_A = 1.222 \text{ sec}$$

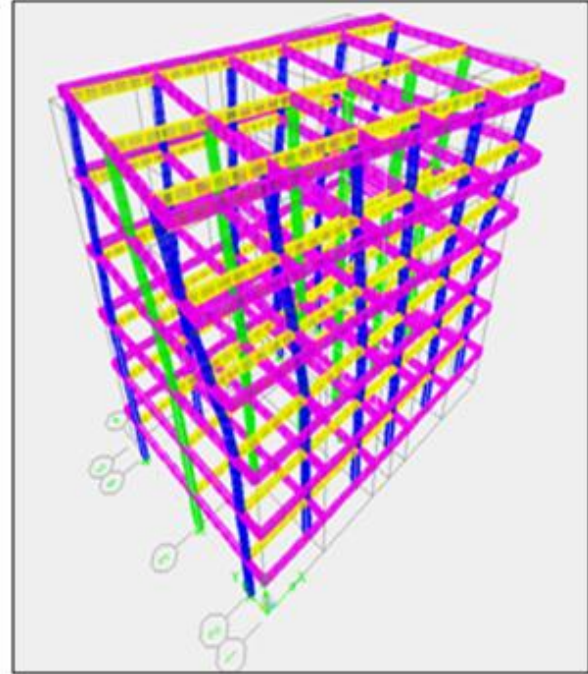
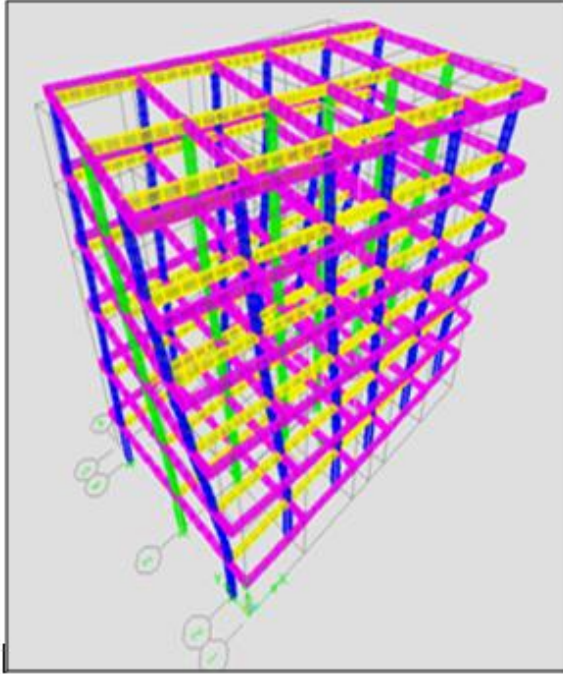
$$T_B = 1.119 \text{ sec}$$



**2<sup>ème</sup> mode** : c'est un mode de rotation suivant l'axe (Z-Z)

$$T_A = 0.879 \text{ sec}$$

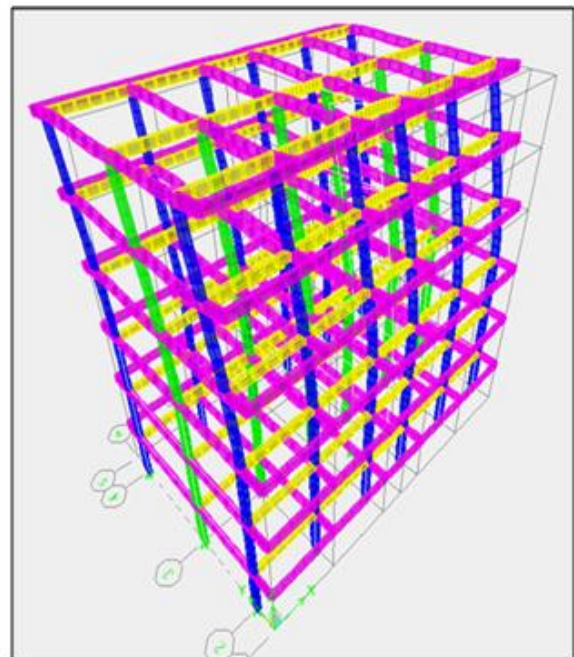
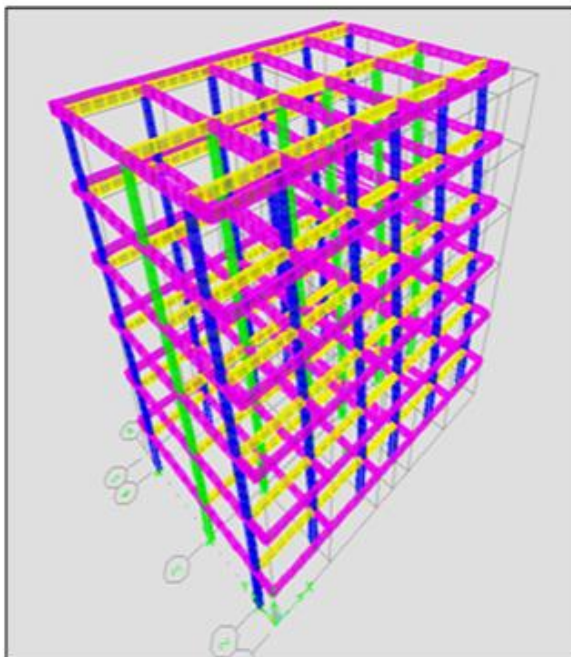
$$T_B = 0.547 \text{ sec}$$



**3<sup>ème</sup> mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe (Y-Y)

$$T_A = 0.728 \text{ sec}$$

$$T_B = 0.432 \text{ sec}$$





1) Les périodes fondamentales des structures sont : 
$$\left\{ \begin{array}{l} T_N = 1.22 \text{ s pour la structure « A »} \\ T_N = 1.11 \text{ s pour la structure « B »} \end{array} \right.$$

2)  $F = \frac{1}{T} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} F = 0.82 \text{ HZ pour la structure « A »} \\ F = 0.9 \text{ HZ pour la structure « B »} \end{array} \right.$

D'après la figuré (I.7), le contenu fréquentielle la des structures A et B est situé dans la bande énergétique de l'accélérogramme du séisme de Boumerdès 2003

3) L'importance des périodes ce qui signifie un manque de rigidité.

### III.5. vérification des exigences : [2]

#### III.5.1. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage

Le **RPA 99** version 2003 exige de vérifie que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. (Le déplacement admissible est :  $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\%h_0$ )

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{RPA 99 version 2003 ( art 4-19 )}$$

Avec:

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

$h_0$  : est la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA 99 version 2003 ( art 4)}$$

#### ❖ Structure « A »

➤ sens x-x

**Tableau.III.6.** déplacement inter étage dans le sens X-X

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(x)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k(x)$	$\Delta_{k \text{ adm}}$	observation
4 <sup>ème</sup> étage	0.0673	3.5	0.23555	0.21455	0.021	0.030	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	0.0613	3.5	0.21455	0.1764	0.03815	0.030	non vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	0.0504	3.5	0.1764	0.1239	0.0525	0.030	non vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	0.0354	3.5	0.1239	0.06055	0.06335	0.030	non vérifié
R.D.C	0.0173	3.5	0.06055	0	0.06055	0.030	non vérifié

Sous-sol	0	3.5	0	0	0	0.026	vérifié
----------	---	-----	---	---	---	-------	---------

➤ sens y-y

Tableau.III.7. déplacement inter étage dans le sens Y-Y

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(y)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k(y)$	$\Delta_k adm$	observation
4 <sup>ème</sup> étage	0.0363	3.5	0.12705	0.1022	0.02485	0.030	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	0.0292	3.5	0.1022	0.07385	0.02835	0.030	vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	0.0211	3.5	0.07385	0.4375	-0.36365	0.030	non vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	0.0125	3.5	0.04375	0.1645	-0.12075	0.030	non vérifié
R.D.C	0.0047	3.5	0.01645	0.00035	0.0161	0.030	vérifié
Sous-sol	0.0001	3.5	0.00035	0	0.00035	0.026	vérifié

❖ structure « B »

➤ sens x-x

Tableau.III.8. déplacement inter étage dans le sens X-X

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(x)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k adm$	observation
4 <sup>ème</sup> étage	0.035	3.5	0.1225	0.10885	0.01365	0.030	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	0.0311	3.5	0.10885	0.08505	0.0238	0.030	vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	0.0243	3.5	0.08505	0.0518	0.03325	0.030	vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	0.0148	3.5	0.0518	0.0224	0.0294	0.030	vérifié
R.D.C	0.0064	3.5	0.0224	0	0.0224	0.030	vérifié
Sous-sol	0	3.5	0	0	0	0.026	vérifié

➤ sens x-x

Tableau.III.9. déplacement inter étage dans le sens X-X

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(x)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k adm$	observation
4 <sup>ème</sup> étage	0.0087	3.5	0.03045	0.0203	0.01015	0.030	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	0.0058	3.5	0.0203	0.00875	0.01155	0.030	vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	0.0025	3.5	0.00875	0.00105	0.0077	0.030	vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	0.0003	3.5	0.00105	0.0007	0.00035	0.030	vérifié
R.D.C	0.0002	3.5	0.0007	0.00035	0.00035	0.030	vérifié
Sous-sol	0.0001	3.5	0.00035	0	0.00035	0.026	vérifié

### III.5.2. vérification de la largeur de joint sismique

L'RPA précise que deux blocs mitoyens doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{min}$

Satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \quad \text{RPA 99 version 2003 (art 4.19)}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

**Bâtiment « A »** :  $\delta_1 = 223.55$  mm ; par défaut on prend  $\delta_2 = 223.55$  mm.

**Bâtiment « B »** :  $\delta_1 = 127.05$  mm ; par défaut on prend  $\delta_2 = 127.05$  mm.

Le joint sismique existant est de **d = 20 mm**, donc :

$$d_{A \text{ min}} = 480 \text{ mm } \text{ non vérifié}$$

$$d_{B \text{ min}} = 260 \text{ mm } \text{ non vérifié}$$

### III.5.3. vérification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ )

L'effet du 2<sup>o</sup> ordre ou effet (P- $\Delta$ ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k).

Tel que :  $P_k = \sum_{i=k}^n (Wgi + \beta Wgi)$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau (k).

$H_k$  : hauteur d'étage (k).

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau (k).

- Si  $\theta_k < 0.1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.1 < \theta_k < 0.2$  : il faut augmenter les effet de action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$
- si  $\theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

❖ **structure « A »** :

**Tableau. III.10.** vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens X-X.

Niveau	Sens X-X					observation
	$P_K(KN)$	$\Delta_k(m)$	$V_K(KN)$	$h_k(m)$	$\theta_k$	
4 <sup>ème</sup> étage	9820.034	0.021	325.87	3	0.2109	non vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	10159.064	0.03815	579.71	3	0.2228	non vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	10498.094	0.0525	772.64	3	0.2377	non vérifié

1 <sup>ème</sup> étage	10837.124	0.06335	921.82	3	0.2482	non vérifié
R.D.C	11176.154	0.06055	1018.05	3	0.2215	vérifié
Sous-sol	11515.184	0	1018.32	2.6	0	vérifié

Tableau. III.11. vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens Y-Y.

Niveau	Sens Y-Y					observation
	P <sub>K</sub> (KN)	$\Delta_k$ (m)	V <sub>K</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	$\theta_k$	
4 <sup>ème</sup> étage	9820.034	0.02485	478.12	3	0.1701	non vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	10159.064	0.02835	808.2	3	0.1187	non vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	10498.094	0.36365	1043.26	3	1.2197	non vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	10837.124	0.12075	1214.61	3	0.3591	non vérifié
R.D.C	11176.154	0.0161	1294.54	3	0.0463	vérifié
Sous-sol	11515.184	0.00035	1297.83	2.6	0.0011	vérifié

❖ structure « B »

Tableau. III.12. vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens X-X.

Niveau	Sens X-X					observation
	P <sub>K</sub> (KN)	$\Delta_k$ (m)	V <sub>K</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	$\theta_k$	
4 <sup>ème</sup> étage	10782.655	0.01365	213.69	3	0.2295	non vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	11121.685	0.0238	369.35	3	0.2388	non vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	11460.715	0.03325	483	3	0.2629	non vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	11799.745	0.0249	571.43	3	0.1713	non vérifié
R.D.C	12138.775	0.0224	626.11	3	0.1447	non vérifié
Sous-sol	12477.805	0	626.43	2.6	0	vérifié

Tableau. III.13. vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens Y-Y.

Niveau	Sens Y-Y					observation
	P <sub>K</sub> (KN)	$\Delta_k$ (m)	V <sub>K</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	$\theta_k$	
4 <sup>ème</sup> étage	10782.655	0.01015	500.876	3	0.0728	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	11121.685	0.01155	556.51	3	0.0769	vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	11460.715	0.0077	674.21	3	0.0436	vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	11799.745	0.00035	823.26	3	0.0016	vérifié
R.D.C	12138.775	0.00035	1020.17	3	0.0013	vérifié
Sous-sol	12477.805	0.00035	1119.82	2.6	0.0014	vérifié

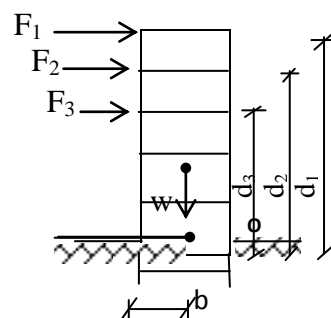
Après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du **RPA 99** version 2003 (art 5.9) : l'effet de 2<sup>ème</sup> ordre n'est pas vérifié pour les deux structures ;  $\theta_k > 0.2$  donc doit être redimensionné la structure.

### III.5.4. vérification de la stabilité au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$- M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$- M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$



Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

$M_s$  = moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

$M_r$  = moment de reversement.

$F_i$  = effort sismique appliqué à chaque étage.

$d_i$  = la hauteur de niveau  $i$  mesuré à partir de la base

**Tableau III.14.** Effort tranchant et moment de renversement structure « A »

	Effort tranchant		Moment de renversement	
	$V_x$	$V_y$	$M_x$	$M_y$
4 <sup>ème</sup> étage	325.87	478.12	12209.001	17267.474
3 <sup>ème</sup> étage	579.71	808.2	25672.098	35894.383
2 <sup>ème</sup> étage	772.64	1043.26	39776.459	55056.086
1 <sup>ème</sup> étage	921.82	1214.61	54332.111	74611.181
R.D.C	1018.05	1294.54	69139.758	94425.003
Sous-sol	1018.32	1297.83	86848.223	118892.266

**Tableau III.15.** Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment B ».

	Effort tranchant		Moment de renversement	
	$V_x$	$V_y$	$M_x$	$M_y$
4 <sup>ème</sup> étage	217.71	385.71	17854.817	27200.273
3 <sup>ème</sup> étage	379.77	556.51	36196.101	55394.086
2 <sup>ème</sup> étage	498.08	674.21	54537.384	83587.898
1 <sup>ème</sup> étage	592.1	823.26	76777.468	117613.666
R.D.C	653.15	1020.17	99017.551	151639.433
Sous-sol	653.52	1119.82	126896.941	126614.167

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.16.** Vérification de stabilité au renversement

VAR	sens	W	b	$M_s$	$M_r$	$M_s/M_r$	observation
A	X-X	9604.634	8.975	86201.59	287977.650	0.3	non vérifié
	Y-Y	9604.634	5.875	56427.22	396146.393	0.14	non vérifié

<b>B</b>	X-X	10564.255	8.975	94814.18	411280.262	0.23	<b>non vérifié</b>
	Y-Y	10564.255	5.867	61980.48	562049.523	0.11	<b>non vérifié</b>

Selon les résultats trouvés et l'analyse effectuée la condition d'équilibre d'ensemble exige par le **RPA 99** version 2003 (art 5.5) n'est pas vérifié, donc nous constatons que la stabilité d'ensemble n'est pas assurée

### III.5.5. vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de la période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30 %

$$T_N < 1.3 T_e$$

La période fondamentale est égale a :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_N = 1.222 \text{ s pour la structure « A »} \\ T_N = 1.119 \text{ s pour la structure « B »} \end{array} \right.$$

$T_e$  : période empirique de la structure :

$$T_e = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$h_N$  : hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$T_{ex} = 0,09 \times 17,6 / \sqrt{17,95} = 0.37 \text{ (s)}$$

$$T_{ey} = 0,09 \times 17,6 / \sqrt{12} = 0.46 \text{ s}$$

$$T_e = \min (T_{ex}, T_{ey})$$

La période empirique  $T_e = 0.37 \text{ s}$ .

$$T_N > 1.3 T_e \text{ non vérifié}$$

La période fondamentale de la structure n'est pas vérifié par rapport a la période empirique ce qui signifie qu'on est a la présence d'une structure flexible.

### III.6. Vérification des poteaux

#### III.6.1. vérification de coffrage des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

$$- \text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \quad \text{en zones I et II}$$

-  $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  en zone III

-  $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e/20$

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

Donc:  $\text{Min} (b=20 \text{ cm} \quad h=40\text{cm}) = 20\text{cm} < 30 \text{ cm}$

$\text{Min} (b=20 \text{ cm} \quad h=40\text{cm}) = 20\text{cm} > 13 \text{ cm}$

Les coffrages des poteaux **ne sont pas vérifiés**.

### III.6.2. vérification de la section des poteaux

En ce qui suit, on procède à pré dimensionnement des sections attribuées aux poteaux existants afin de vérifier leur conformité aux exigences. Pour cela, le **BAEL 91** nous propose la formule suivante :

$$\beta N_u = B_r \cdot f_{bc} / 0,9 + 0,85 A \cdot (F_e / \gamma_s) \dots (1)$$

$N_u$  : l'effort normal ultime du Poteau le plus sollicité.

$B_r$  : section réduite du Poteau (en  $\text{m}^2$ ).

$A$  : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (armatures longitudinales).

$f_{bc}$  :  $0.85 F_{c28} / \gamma_b$  ; avec  $F_{c28} = 20 \text{ MPa}$

$F_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé =  $400 \text{ MPa}$ .

$\gamma_s$  : 1.15 (cas général).

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

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.85 \lambda / 1200 \quad \text{si} \quad 50 < \lambda < 70$$

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

L'expression (1) peut s'écrire comme suit :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{F_e}{\gamma_s} \cdot A}$$

Selon [2] dans l'article (7.2) nous donne :

$$A_{\min} = 9\% B_r$$

$$A / B_r = 0.009$$

Alors

$$B_r \geq 0.09 N_u$$

## ❖ Poteau centrale

Tableau III.17. Vérification de section de poteau centrale

Niveau	$N_u$	$B_r(m^2)$	$b(m)$	$B_{calc}(m^2)$	$B_{exist}(m^2)$	Obs
Sous-sol	1344.72	0.121	0.367	0.150	0.10	Pas vérifié
R.D.C	1118.20	0.100	0.336	0.127	0.10	Pas vérifié
1 <sup>er</sup> étage	891.682	0.080	0.302	0.103	0.10	Pas vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	542.28	0.048	0.240	0.067	0.10	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	438.64	0.040	0.220	0.057	0.10	vérifié
4 <sup>ème</sup> étage	212.12	0.020	0.161	0.032	0.10	vérifié

## ❖ Poteau de rive

Tableau III.18. Vérification de section de poteau rive

Niveau	$N_u$	$B_r(m^2)$	$b(m)$	$B_{calc}(m^2)$	$B_{exist}(m^2)$	Obs
Sous-sol	1078.93	0.097	0.331	0.123	0.08	Pas vérifié
R.D.C	987.94	0.088	0.316	0.112	0.08	Pas vérifié
1 <sup>er</sup> étage	715.45	0.064	0.273	0.085	0.08	vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	533.70	0.048	0.240	0.067	0.08	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	351.975	0.031	0.200	0.048	0.08	vérifié
4 <sup>ème</sup> étage	170.23	0.015	0.142	0.026	0.08	vérifié

Les dimensions attribuées aux poteaux centraux et des rives, situe au sous-sol et niveau RDC, sont insuffisantes.

### III.6.3. vérification de l'effort normal réduit

La combinaison de calcul pour les vérifications de l'effort normal réduit sont les suivantes :

Selon l'article 7.1.3.3 du règlement parasismique algérien 99, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

$V$  : effort normal réduit.

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton.

## ❖ structure « A »

Tableau III.19 : Vérification de l'effort normal réduit « poteau centrale »



Niveau	Section	N(KN)	V	observation	
Sous-sol	(20 x 50)	865.68	0.4328	$\leq 0,3$	<b>non vérifié</b>
R.D.C	(20 x 50)	729.97	0.3649	$\leq 0,3$	<b>non vérifié</b>
1 <sup>er</sup> étage	(20 x 50)	583.23	0.2916	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>
2 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	434.79	0.2173	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>
3 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	287.43	0.1437	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>
4 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	143.14	0.0715	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>

Tableau III.20 : Vérification de l'effort normal réduit « poteau de rive »

Niveau	Section	N(KN)	V	observation	
R.D.C	(20 x 40)	816.63	0.5103	$\leq 0,3$	<b>non vérifié</b>
1 <sup>er</sup> étage	(20 x 40)	621.54	0.3884	$\leq 0,3$	<b>non vérifié</b>
2 <sup>ème</sup> étage	(20 x 40)	423.63	0.2647	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>
3 <sup>ème</sup> étage	(20 x 40)	277.21	0.1732	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>
4 <sup>ème</sup> étage	(20 x 40)	133.48	0.0834	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>

## ❖ structure « B »

Tableau III.21 : Vérification de l'effort normal réduit « poteau centrale »

Niveau	Section	N(KN)	V	observation	
Sous-sol	(20 x 50)	865.68	0.4328	$\leq 0,3$	<b>non vérifié</b>
R.D.C	(20 x 50)	729.97	0.3649	$\leq 0,3$	<b>non vérifié</b>
1 <sup>er</sup> étage	(20 x 50)	583.23	0.2916	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>
2 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	434.79	0.2173	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>
3 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	287.43	0.1437	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>
4 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	143.14	0.0715	$\leq 0,3$	<b>vérifié</b>

La non vérification de la condition de l'effort normal réduit stipule que les dimensions des poteaux sont insuffisants pour reprendre l'action sismique telle que définies par l'RPA 99.

**III.7. vérification des poutres :****III.7.1. vérification des coffrages des poutres : RPA 99 version 2003 ( art 7.5.1)**

D'après le **RPA 99** version 2003 (art 7.5.1), les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$- b \geq 20\text{cm}$$

$$- h \geq 30\text{cm}$$

$$- h/b \leq 4.0$$

$$\text{Donc : } b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$h/b = 2 \leq 4$$

Donc les conditions de **RPA 99** version 2003 sont vérifiées

### III.7.2. vérification de la section des poutres

D'après le **RPA 99** version 2003 (art 7.5.1), les dimensions minimales des poutres doit respecter la condition suivante :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

L : plus grande portée dans le sens considéré.

ht : hauteur total de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

- Les Poutres principale :

$$L_{\max} = 5.35 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.35 \leq 0.40 \leq 0.535 \\ 0.12 \leq 0.20 \leq 0.28 \end{array} \right\} \text{ C.V}$$

- Les Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 3.75 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.25 \leq 0.40 \geq 0.375 \\ 0.12 \leq 0.20 \leq 0.28 \end{array} \right\} \text{ C.N.V}$$

D'où, on peut conclure que les sections des poutres principales existantes répondent aux exigences du règlement, par contre les sections des poutres secondaires ne répondent pas.

### III.8. Conclusion :

Après l'analyse modale de l'ouvrage, on constate les résultats suivants :

- La non-conformité des périodes fondamentales calculées par rapport aux modes empiriques stipule que la structure est flexible dans les deux sens longitudinal et transversal. Cela se traduit par une insuffisance de contreventement aux charges sismiques telles que définies par l'RPA 99 version 2003.
- La condition de déplacement inter étage est vérifiée pour la structure mixte par contre n'est pas vérifié pour la structure auto stable.
- Le joint sismique n'est pas vérifié.

- Le non vérification de la condition de l'effort normal réduit pour les poteaux de sous-sol et RDC stipule que ces derniers risquent d'avoir une rupture par effort normal réduit.

Ainsi, nous concluons que les deux structures initiales A et B sont souples et présentent une insuffisance de contreventement et de dimensions porteurs à savoir les poteaux et les poutres.

Aussi, le joint de 2 cm entre les deux blocs mitoyens est jugé très insuffisant



# Chapitre IV

### IV. 1. Introduction :

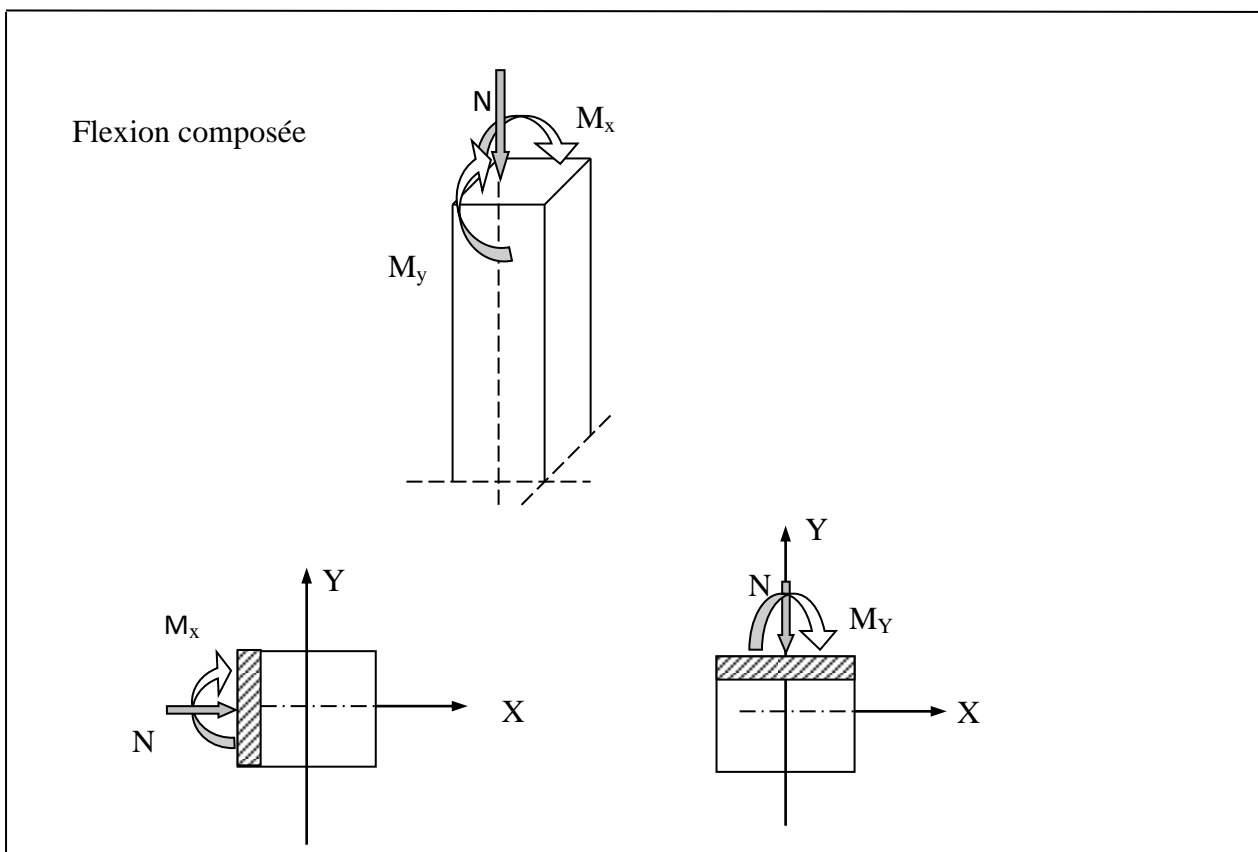
Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux réglemens en vigueur en l'occurrence l' **RPA 99/V2003**, **BAEL 91** et **CBA 93**.

Notre structure est composée des éléments suivants :

- **Les poteaux**
- **Les poutres**

### IV.2. vérifications du Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts soumis aux poutres vers les fondations, sont calculés en flexion déviée composée dans les deux sens, à l'état limite ultime, à l'état limite accidentel et vérifiés à l'état limite de service. Le calcul se fera sous les sollicitations suivantes :



**Figure IV.1 :** flexion bi axial d'un poteau

- **S1 :  $M_{max}$  ; N qui lui correspond**
- **S2 :  $N_{max}$  ; M qui lui correspond**

➤ **S3 :  $N_{\min}$  ; M qui lui correspond**

**NB :** Chacun des trois cas donne une section d'acier, la section finale choisie sera la valeur maximale correspondant au cas le plus défavorable des trois.

Nous rappelons les caractéristiques des matériaux utilisés pour le calcul et le dimensionnement de notre structure.

❖ **Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier**

**Tableau IV.1:** valeur des contraintes

situation	béton			acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}(\text{Mpa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$\gamma_s$	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
<b>durable</b>	1.5	20	11.33	1.15	400	348
<b>accidentelle</b>	1.15	20	17.39	1	400	400

### IV.2.1. Combinaisons de charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons :

- **Selon BAEL 91** (Situation durable) :
  - ✓ ELU :  $1.35G + 1$
  - ✓ ELS :  $G + Q$
- **Selon le RPA 99** (Situation accidentelle) :
  - ✓  $G + Q$
  - ✓  $0.8G + E$

Pour le calcul des armatures longitudinales, nous utilisons le logiciel SOCOTEC avec les sollicitations données par l'ETABS et nous les calculons manuellement avec les méthodes proposées par le **RPA 99**, **BAEL 91** et **CBA 93** et nous choisissons les armatures qui conviennent c'est-à-dire les plus grandes si ils ne dépassent pas bien sur le  $A_{\max}$  réglementaires.

- ✓ **Les sollicitations de calcul données par l'ETABS**

**Tableau IV.2:** Les sollicitations obtenues par ETABS

- **Situation durable**

	$N_{\max}$ (KN)	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	$N_{\min}$ (KN)	$M_{\text{corr}}$ (KN.m)	$M_{\max}$ (KN.m)	$N_{\text{corr}}$ (KN)

<b>La section (20X50)</b>	1106.45	6.84	51	0.6	32.34	158
<b>Ferraillage (cm<sup>2</sup>)</b>	0.15		0		0	
<b>La section (20X40)</b>	790.44	18.28	43.94	0.25	28.80	154.86
<b>Ferraillage (cm<sup>2</sup>)</b>	0.17		0		0.32	

• Situation accidentelle

	<b>N<sub>max</sub> (KN)</b>	<b>M<sub>corr</sub> (KN.m)</b>	<b>N<sub>min</sub> (KN)</b>	<b>M<sub>corr</sub> (KN.m)</b>	<b>M<sub>max</sub> (KN.m)</b>	<b>N<sub>corr</sub> (KN)</b>
<b>La section (20X50)</b>	865.68	19.25	21.35	5	110.36	583.23
<b>Ferraillage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		0		4.18	
<b>La section (20X40)</b>	628.42	31.58	18.54	0.60	45.73	333.54
<b>Ferraillage (cm<sup>2</sup>)</b>	0		0		0	

❖ Caractéristiques des poteaux

Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques des poteaux centrales

Niveau	Poteau (20x50)			
	Caractéristiques géométriques			
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)
sous-sol	20	50	47	3
RDC	20	50	47	3
Du 1er au 4 <sup>ème</sup> étage	20	50	47	3

Tableau IV.4 : Caractéristiques géométriques des poteaux de rive

Niveau	Poteau (20x40)			
	Caractéristiques géométriques			
	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)
sous-sol	20	40	37	3
RDC	20	40	37	3
Du 1er au 4 <sup>ème</sup> étage	20	40	37	3

IV.2.2. Calcul des armatures longitudinales

A- Recommandation : [7]

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases} \quad B : \text{section du béton (b}\times\text{h)}$$

### B- Recommandation : [2]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- la longueur minimal de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent ferrailés symétriquement.

#### ❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.9%** de la section du béton :

**Poteaux (20×50) :**  $A_{s \min} = 9 \text{ cm}^2$

**Poteaux (20×40) :**  $A_{s \min} = 7.2 \text{ cm}^2$

#### ❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement :

##### ➤ Zone courante :

**Poteaux (20×50) :**  $A_{s \max} = 40 \text{ cm}^2$

**Poteaux (20×40) :**  $A_{s \max} = 32 \text{ cm}^2$

##### ➤ Zone de recouvrement :

**Poteaux (20×50) :**  $A_{s \max} = 60 \text{ cm}^2$

**Poteaux (20×40) :**  $A_{s \max} = 48 \text{ cm}^2$

### B- Recommandation : [8]

$$A_{\text{CNF}} \geq 0.23 b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e^{-0.45d}}{e^{-0.18d}}$$



**Tableau IV.5 : ferrailage maximale et minimale**

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Selon RPA99/V2003			Selon BAEL 91		Selon CBA 93
		A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> max (cm <sup>2</sup> )		A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> max (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
			Zone courante	Zone de recouvrement			
Du sous-sol au 4ème étage	(20×50)	9	40	60	2	50	3.16
Du sous-sol au 4ème étage	(20×40)	7.2	32	48	1.6	40	3.01

### IV.2.3. Exemple de calcul

#### A- Ferrailage longitudinale

Le poteau étant sollicité en majeure partie par la compression, il apparaît un risque de flambement, ce qui nous impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliqué :

A partir de la combinaison la plus défavorable

Le poteau le plus sollicité c'est le Poteau centrale (20x50)

La combinaison la plus défavorable est la combinaison 1.35 G+1.5 Q

#### Exemple de calcul

Soit un poteau du troisième niveau de dimensions de (Situation durable) :

$$C=C'=3\text{cm.}$$

$$L=3.00\text{m.}$$

$$f_{bu}=11.33 \text{ Mpa.}$$

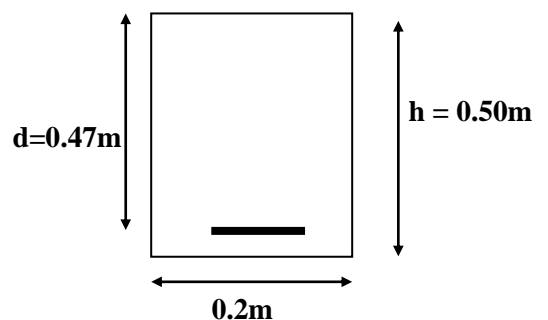
$$M_{\max} = 32.35 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 158 \text{ KN}$$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{32.35}{158} = 0.20 \text{ m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.2 + \left(0.47 - \frac{0.5}{2}\right) = 0.42 \text{ m}$$



## Chapitre IV vérification du ferrailage des éléments principaux

---

$e_0$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles

$e_A$  : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_A = N \times e_A = 158 \times 0.42 = 66.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left( 1 - \frac{0.4h}{d} \right) = 0.5$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66.36 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.47^2 \times 11.33} = 0.132$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$  **Section partiellement comprimée**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment  $M_A$  puis sera ramené en flexion composée.

### Calcul des aciers en flexion simple

#### Moment réduite limite $\mu_{lu}$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{32.35}{23.56} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.1751$$

$\mu_{bu} = 0.132 < \mu_{lu} = 0.1751$  Donc la section  $A' = 0$  ( pas d'armature comprimé )

$\mu_{bu} = 0.132 < 0.275$  On utilise la méthode simplifié.

$$Z_b = d ( 1 - 0.6 \mu_{bu} ) = 0.42 ( 1 - 0.6 \times 0.132 ) = 0.43 \text{ m} = 43 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = M_u / ( Z_b \cdot f_{cd} ) = ( 32.35 \times 10^{-3} ) / ( 0.43 \times 348 ) = 0.000216 \text{ m}^2 = 2.16 \text{ cm}^2$$

### Calcul des aciers en flexion compose

$$A'_{FC} = A'_{fs} = 0$$

$$A^{fc} = \left[ Au - \frac{N_{corr}}{F_{ed}} \right]$$

$$A^{fc} = \left[ 2.16 \times 10^{-4} - \frac{158}{348} \times 10^{-3} \right] 10^4$$

$$A^{fc} = -2.38 \text{ cm}^2 < 0$$

Cette dernière quantité était négative, on prend comme section ( $A_s$ ), la section minimale  $A_{min}$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{CNF} \geq 0.23 b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e^{-0.45d}}{e^{-0.18d}}$$

$$A_{CNF} = 0.23 \times 0.2 \times 0.47 \times \frac{1.8}{400} \times \frac{0.0317 - 0.45 \times 0.47}{0.0317 - 0.18 \times 0.47} = 3.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{CNF} = \mathbf{3.32 \text{ cm}^2}$$

Donc :  $A_{\text{adopté}} = \max \{ A_{CNF} = 3.32 \text{ cm}^2 ; A_u = 2.16 \text{ cm}^2 ; A_{\min}(\text{RPA}) = 9 \text{ cm}^2 \}$

$$A_{\text{adoptée}} = \mathbf{9.05 \text{ cm}^2} \quad \Rightarrow \mathbf{8 \text{ T } 12}$$

**Tableau IV.6 :** ferrailage longitudinale de poteau central (20x50)

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
<b>Du sous-sol au 4ème étage</b>	(20×50)	2.16	3.30	9	9.05	<b>08T12</b>
	(20×40)	2.01	4.00	7.2	9.05	<b>08T12</b>

### A- Armatures transversales

Nous utilisons les recommandations définies en [2]

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad \mathbf{RPA 99} \quad (\text{art 7.4.2.2})$$

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul.

$H_t$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique (  $\lambda_g$  )

$t$  : l'espacement des armatures transversales.

#### ➤ Sollicitations tangentés :

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_a \cdot f_{c28} \quad \mathbf{RPA 99} \quad (\text{art 7.4.3.2})$$

où  $\rho_a$  : coefficient correcteur en fonction de l'élançement géométrique (  $\lambda_g$  )

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5, \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 \text{ dans le cas contraire} \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda_g = \max \left[ \frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$$

## Chapitre IV vérification du ferrailage des éléments principaux

Minimale des armatures transversales ( $A_t/tb$ ) en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{bt} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots \dots \dots \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation} \dots \dots \dots 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

a , b : Les dimensions de poteau.

### ➤ Espacement des cadres :

- En zone nodale :  $St \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$  en zone III
- En zone courante  $St \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \phi_1) \dots \dots \dots$  en zone III

Où  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

L'espacement doit être de **10 cm** en zone nodale et **10 cm** en zone courante.

### ✓ Exemple de calcul :

**Poteaux centrale (20x50) :  $V_{\max} = 71.1 \text{ KN}$**

### ➤ zone courante :

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{3 \times 0.7}{0.2} = 10.5 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \times t = \frac{0.10 \times 2.5 \times 71.6 \times 10^{-3}}{0.5 \times 400}$$

$$A_t = 9 \times 10^{-5} = 0.9 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}8$

La section minimale des armatures transversales ( $A_t/tb$ ) en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ selon RPA 99} \Rightarrow \frac{2.01}{10 \times 20} = 0.010 = 1\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

### ➤ La zone nodale

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} = \frac{3 \times 0.7}{0.2} = 10.5 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

La section des armatures transversale minimale ( $A_t/tb$ ) en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% (\text{RPA99/2003}) \Rightarrow \frac{2.01}{10 \times 20} = 0.010 = 1\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

## III.2.4. Vérifications diverses :

### III.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant BAEL 91(Art 7-4-3-1) :

## Chapitre IV vérification du ferrailage des éléments principaux

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \tau$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right), (\alpha = 90^\circ) \end{cases}$$

✓ **Exemple de calcul** : poteau (20x50)

$$V_{u \max} = 71.06 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{71.06}{0.2 \times 0.47} 10^{-3} = 0.75 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 3.47 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \bar{\tau} > \tau_u \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

☞ Les résultats de ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Zone courante**

**Tableau IV.7** : armature transversale (zone courant)

Section (cm <sup>2</sup> )	V (KN)	B (cm)	$\tau_u$ (Mpa)	S <sub>t</sub> (cm)	$\lambda_g$	$\rho_a$	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	% <sub>min</sub>	vérification $\tau_u \leq \bar{\tau}$
(20x50)	71.06	20	0.75	10	10.5	2.5	0.31	2.01	1%	vérifiée
(20x40)	70.38	20	0.95	10	10.5	2.5	0.31	2.01	1%	vérifiée

Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8** : résumé de ferrailage transversal

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (Zone courante)	A <sub>t</sub> (zone nodale)	S <sub>t</sub> (cm) (zone courante)	S <sub>t</sub> (cm) (zone nodale)
Poteau (20x50)	4T8	4T8	10	10
Poteau (20x40)	4T8	4T8	10	10

### IV.2.4.2. Vérification des contraintes

Nous sommes en cas de fissuration peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton dans le cas le plus défavorable :

On vérifier :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 12MPa.$$

$$\Sigma \sigma_b = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Les résultats de vérification des contraintes à l'ELS, sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9** : vérification des contraintes

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser y</sub> (KN)	M <sub>ser z</sub> (KN)	Y (m)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>b</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> ≤ σ̄ <sub>b</sub>
<b>(20x50)</b>	803.62	4.95	0.46	0.22	3.27	12	<b>vérifié</b>
<b>(20x40)</b>	591.80	13.90	0.20	0.17	8.86	12	<b>vérifié</b>

### IV.2.4.3. Vérification au flambement

La vérification au flambement se fait pour le poteau le plus sollicité (20x50) :

$$N_{max} = 1137.95 \text{ KN} ; B_r = 0.08 \text{ m}^2$$

On vérifie que :

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right]} = \frac{1137.95 \times 10}{0.82 \left[ \frac{20}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.062 \text{ m}^2$$

$$B_r = 0.08 \geq 0.062 \quad \dots \dots \text{Vérifiée}$$

### IV.2.4.4. Vérification de l'effort normale ultime

Selon le **CBA 93** (art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis l'état limite de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité .donc il faut vérifier :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{max}$$

Avec :

**α** : Coefficient en fonction de l'elancement λ.

**B<sub>r</sub>** : section réduit du béton

**A** : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

$$N_{max} = 1137.95 \text{ KN}$$

• **Calcul de α :**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)} \\ \frac{1500}{\lambda} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad I = 0.002 \text{ m}^4 \quad A = 0.1 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0.002}{0.1}} = 0.14 \quad ; \quad \lambda = 15 < 50$$

$$\alpha = 0.82$$

- **Calcul de  $B_r$**

$$B_r = [(20-3) \times (50-3)] = 800 \text{cm}^2 = 0.08 \text{m}^2$$

- **Calcul de  $N_u$**

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.82 \left[ \frac{0.08 \cdot 20}{0.9 \cdot 1.5} + 25.13 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} \right] = 1.68 \text{ MN}$$

Donc  $N_{\max} \leq N_u$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

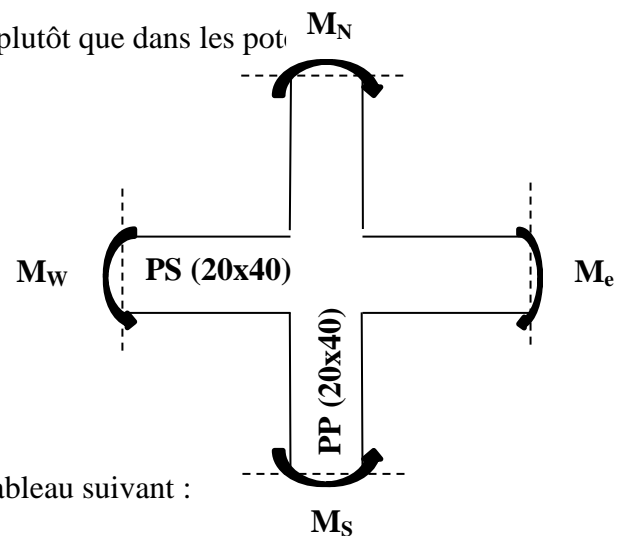
**Tableau IV.10 : vérification de l'effort ultime**

Section (cm <sup>2</sup> )	L étage (m)	Lf (m)	$\lambda$	A (cm <sup>2</sup> )	$N_{\max}$ (KN)	$N_u$ (KN)	vérification
(20x50)	3	2.1	15	25.23	1137.95	1688.13	<b>vérifié</b>

### IV.2.4.5. dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

D'après l'article **RPA 99** ( artc 7.6.2 ), il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissants au nœud est au moins égales en valeur absolu à la somme des valeurs absolus des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou travers affectés d'un coefficient de majoration de 1,25. Cette condition impose faire en sorte les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les pot

$$(|M_n| + |M_s|) \geq 1.25 (|M_e| + |M_w|)$$

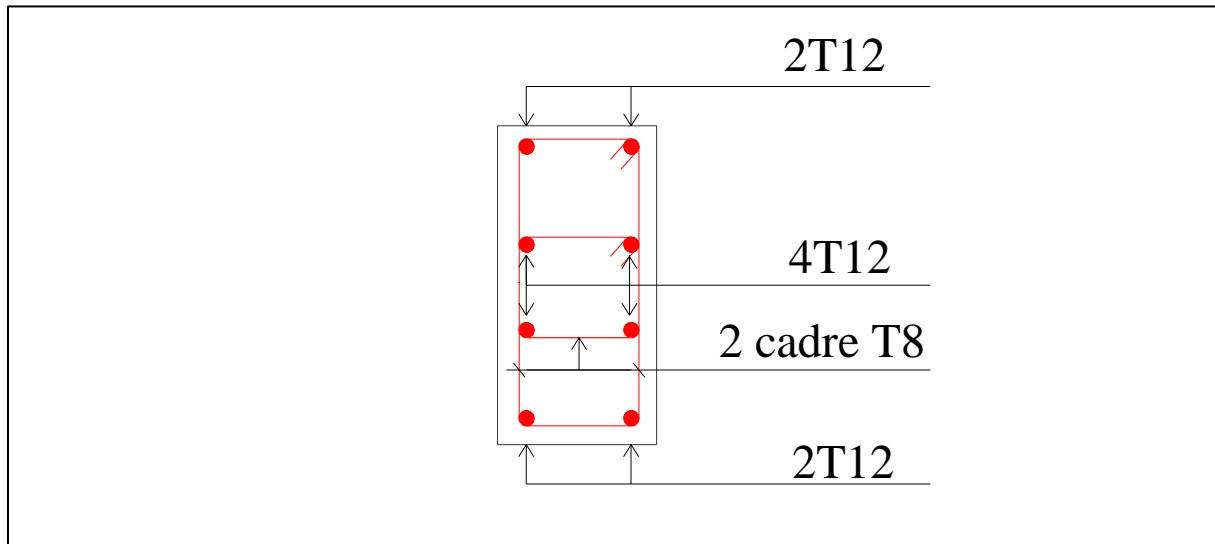


Les résultats des moments sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11 : vérification du nœud vis-à-vis des moments fléchissant**

Nœud de	$M_n$	$M_s$	$M_e$	$M_w$	observation
<b>Sous-sol</b>	161.46	97.12	70.02	70.02	<b>vérifier</b>

<b>RDC</b>	97.12	94.75	70.02	70.02	<b>vérifier</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	94.75	82.20	70.02	70.02	<b>vérifier</b>



**Figure IV.2.** Schéma de Ferrailage des poteaux centraux et de rive

### IV.3. vérifications du ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'ELU et à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable, puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du l' **RPA 99**.

Le ferrailage des poutres sera estimé ont en tenant compte des efforts donnés par l'**ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA 99** et le **BAEL 91** :

➤ **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire :  $1.35 G + 1.5 Q$

Situation accidentelle :  $G + Q \pm 1.2 E, 0.8G \pm E$

➤ **Etat limite de service :**  $G + Q$

#### IV.3.1. prescriptions données par le RPA 99

**A : armatures longitudinales :**

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de **0.5%** de toute la section.



- **Poutres principales :**  $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 40 = 4.00 \text{ cm}^2$
  - **Poutres secondaires :**  $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 40 = 4.00 \text{ cm}^2$
- ❖ le pourcentage total maximum est de **4%** en zone courante, et **6%** en zone de recouvrement.
- **Poutres principales :**  $A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 40 = 32.00 \text{ cm}^2$   
 $A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 40 = 48.00 \text{ cm}^2$
  - **Poutres secondaires :**  $A_{\max} = 0.04 \times 20 \times 40 = 32.00 \text{ cm}^2$   
 $A_{\max} = 0.06 \times 20 \times 40 = 48.00 \text{ cm}^2$
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  (zone III).
- ❖ Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

### B : armatures transversales :

- ❖ La quantité d'armatures transversales minimales est de :  $A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$  ;
- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
  - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de  $(h/4, 12\phi)$  ;
  - En dehors de la zone nodale :  $s \leq h/2$ .

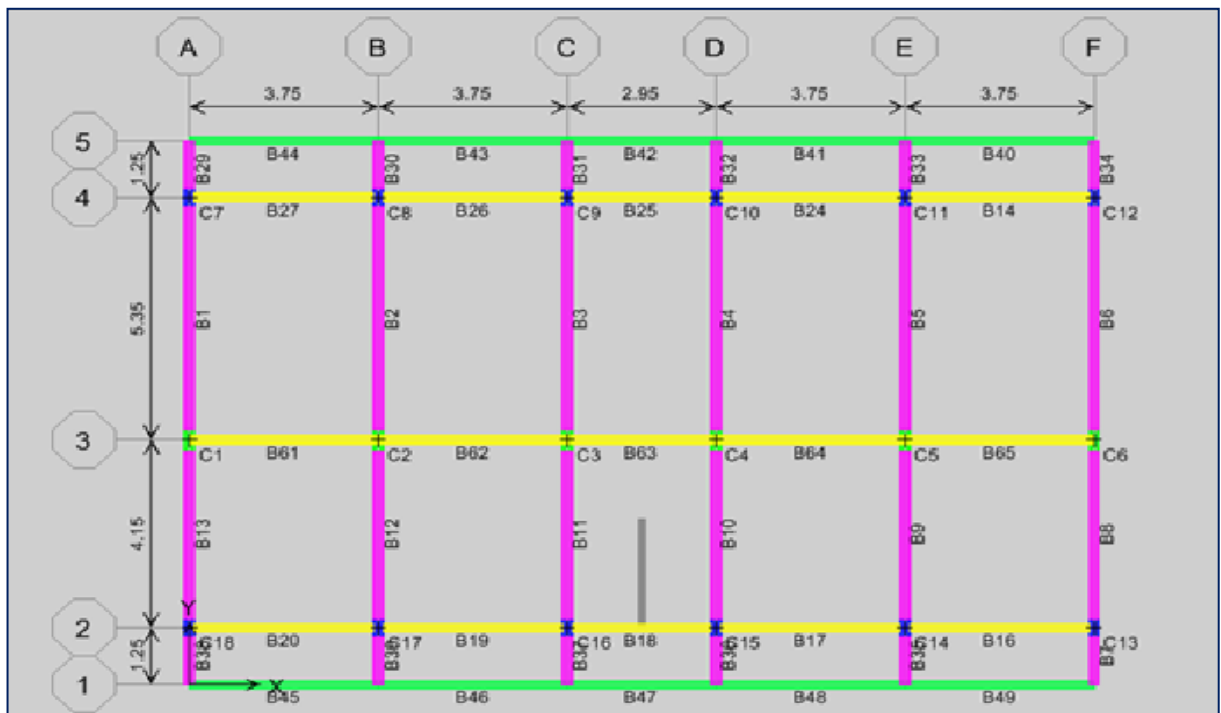


Figure IV.3: schéma des poutres principales et secondaires

**NB** : les poutres seront étudiées suivant des axes comme suit :

Poutres principales suivant l'axe « Y » Poutres secondaires suivant l'axe « X »

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travée sont donnés statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

On va prendre comme exemple de calcul les poutres **B2** du 2<sup>ème</sup> étage

### IV.3.2. ferrailage longitudinales

#### ➤ Ferrailage en travée

$$\theta = 1 \quad ; \quad \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad ; \quad f_{c28} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 11.33 \text{ MPa} \quad \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 54.689 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser \max} = 24.835 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{54.689}{0.20 \times 0.36^2 \times 11.33} \times 10^{-3} = 0.19$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{54.689}{36.878} = 1.48$$

$$\mu_{lu} = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.19 < \mu_{lu} = 0.30 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.19 < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.36 [1 - (0.6 \times 0.19)] = 0.32 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{54.689}{0.32 \times 348} 10^{-3} = 0.000491 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = 4.91 \text{ cm}^2$$

#### ➤ ferrailage au niveau des appuis

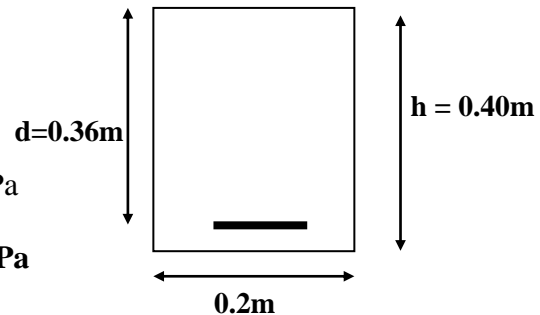
$$\theta = 0.85 \quad ; \quad \gamma_b = 1.15 \quad ; \quad \gamma_s = 1 \quad ; \quad f_{c28} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17.39 \text{ MPa} \quad \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

##### i. armatures supérieures

$$M_{u \max} = -118.096 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser \max} = -52.211 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{118.096}{0.20 \times 0.36^2 \times 17.39} 10^{-3} = 0.26$$



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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{118.096}{52.211} = 2.26$$

$$\mu_{lu} = 0.57$$

$$\mu_{bu} = 0.26 < \mu_{lu} = 0.57 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.26 < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.36 [1 - 0.6 \times 0.26] = 0.30 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{118.096}{0.30 \times 348} 10^{-3} = 0.001131 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = 11.31 \text{ cm}^2$$

**i. armatures inférieures**

$$M_{u \max} = 64.588 \text{ KN.m} ; M_{ser \max} = 48.429 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{64.588}{0.20 \times 0.36^2 \times 17.39} 10^{-3} = 0.14$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{64.588}{48.429} = 1.33$$

$$\mu_{lu} = 0.25$$

$$\mu_{bu} = 0.14 < \mu_{lu} = 0.25 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.14 < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.36 [1 - 0.6 \times 0.14] = 0.33 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_U}{Z_B \cdot f_{ed}} = \frac{64.588}{0.33 \times 348} 10^{-3} = 0.000562 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = 5.62 \text{ cm}^2$$

➤ **condition de non fragilité : [7]**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 0.75 \text{ cm}^2 < A = 5.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les résultants du ferrailage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants :

On a utilisé le logiciel de calcul (**SOCOTEC**), pour le calcul des différentes sections de

Ferrailage

➤ **ferrailage des poutres principales**

**Tableau IV.12 : Ferrailage des poutres principales**

Niveau	M (KN.m)			A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
	Sur appuis	sup	inf					
Sous-sol	Sur appuis	sup	-72.070	5.50	3T16	4.00	32.00	6.03
		inf	26.525	1.90	3T12			3.39
	En travée			47.139	4.14	3T14	4.00	32.00
RDC	Sur appuis	sup	-103.442	8.32	3T14+3T16	4.00	32.00	9.42
		inf	51.267	4.04	3T14			4.62
	En travée			48.238	4.25	3T14	4.00	32.00
N1	Sur appuis	sup	-118.422	9.85	3T14+3T16	4.00	32.00	10.65
		inf	65.49	4.95	3T16			6.03
	En travée			54.827	4.91	3T16	4.00	32.00
N2	Sur appuis	sup	-118.864	9.77	3T14+3T16	4.00	32.00	10.65
		inf	64.588	4.88	3T16			6.03
	En travée			54.689	4.89	3T16	4.00	32.00
N3	Sur appuis	sup	-114.261	9.38	3T14+3T16	4.00	32.00	10.65
		inf	58.578	4.38	3T16			6.03
	En travée			50.916	4.51	3T16	4.00	32.00
N4	Sur appuis	sup	-114.261	9.38	3T14+3T16	4.00	32.00	10.65
		inf	58.576	4.38	3T14			4.62
	En travée			50.916	4.51	3T16	4.00	32.00

➤ **ferrailage des poutres secondaires**

**Tableau IV.13 : Ferrailage des poutres secondaires**

Niveau	M (KN.m)			A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
	Sur appuis	sup	inf					
Sous-sol	Sur appuis	sup	-40.711	3.25	3T12	4.00	32.00	3.39
		inf	39.946	2.91	3T12			3.39
	En travée			21.672	2.16	3T12	4.00	32.00
RDC	Sur appuis	sup	-125.620	10.55	3T14 + 3T16	4.00	32.00	10.65
		inf	60.674	4.55	3T16			6.03
	En travée			65.179	5.99	3T16	4.00	32.00
N1	Sur appuis	sup	-118.864	9.85	3T14 + 3T16	4.00	32.00	10.65
		inf	65.49	4.95	3T16			6.03
	En travée			54.827	4.91	3T16	4.00	32.00
N2	Sur appuis	sup	-112.144	9.17	3T12 + 3T16	4.00	32.00	9.42
		inf	64.544	4.87	3T16			8.01
	En travée			64.397	5.91	3T16	4.00	32.00
N3	Sur appuis	sup	-91.311	7.19	3T12 + 3T14	4.00	32.00	8.01
		inf	74.338	5.70	3T16			6.03
	En travée			43.473	3.79	3T14	4.00	32.00
N4	Sur appuis	sup	-28.171	2.02	3T12	4.00	32.00	3.39
		inf	21.988	1.57	3T12			3.39
	En travée			13.754	1.13	3T12	4.00	32.00

## Chapitre IV vérification du ferrailage des éléments principaux

On adopte le même ferrailage sur tous les niveaux, le choix des barres est le suivant :

**Tableau IV.14** : choix des barres des poutres principales (secondaires)

	localisation		$A_{s\text{ cal}} (\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{ adopté}} (\text{cm}^2)$
	Sur appuis				
Poutres Principales (secondaires)		sup	9.85	3T14+3T16	10.65
		inf	4.95	3T16	6.03
	En travée		5.91	3T16	6.03

### IV.3.3. calcul des armatures transversales

➤ **Selon le BAEL 91**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot s_t$

$b$  : largeur de la poutre ;

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) ;$$

On adopte les espacements suivants : .....  $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc:  $A_t \geq 0.4 \times 0.2 \times 0.20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0.40 \text{ cm}^2$

$$A_t = 0.50 \text{ cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme **BAEL 91 ( Art 7-4-2-3)**:

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\text{min}} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{200}{10}; 12 \right\}$$

Donc  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Selon RPA 99 :**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal:

- En zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \phi_L) = 10 \text{ cm}$

- En zone courante :  $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : .....  $S_t = 10 \text{ cm}$

- En zone courante : .....  $S_t = 20 \text{ cm}$

On aura alors :

## Chapitre IV vérification du ferrailage des éléments principaux

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant **4Φ8** :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \text{ adopté} = \min (S_t \text{ BAEI}, S_t \text{ RPA}) = 20 \text{ cm.}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Φ8 ».

La longueur minimale de recouvrement vaut :  $L_r = 50 \varphi = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

### IV.3.4. vérification nécessaire pour les poutres :

#### ➤ Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles

$$V_{u \max} = 93.7 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 2.67 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{C.V}$$

#### ➤ Armature inférieure tendu sur appui d'ABOUT

$$A \geq \frac{1.15 \times V_{u \max}}{f_e} = 2.69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 4.95 \text{ cm}^2 \geq A = 2.69 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

$$V_{u \max} \leq \bar{V}_u = 0.40 \cdot \frac{0.9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (art A.5.1.32)}$$

$$V_{u \max} = 93.7 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.324 \times 0.2 \cdot \frac{20}{1.5} = 345.6 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

#### ➤ Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\text{La condition à vérifier est la suivante : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')] \text{ (moment d'inertie )}$$

$$by^2 + 30(A + A') y - 30(dA + d'A') = 0 \quad y: \text{ position de l'axe neutre}$$

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.15** : Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS

Type des poutres	Zone de vérification	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (m)	σ <sub>bc</sub> MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$

<b>Sous-sol</b>	En travée	6.03	42.871	0.12	8.09	15	<b>vérifiée</b>
	Sur appuis	10.65	52.211	0.11	5.28	15	<b>vérifiée</b>
<b>RDC</b>	En travée	6.03	34.923	0.12	6.59	15	<b>vérifiée</b>
	Sur appuis	10.65	67.47	0.11	6.83	15	<b>vérifiée</b>
<b>N1</b>	En travée	6.03	34.776	0.12	6.56	15	<b>vérifiée</b>
	Sur appuis	10.65	48.429	0.11	4.90	15	<b>vérifiée</b>
<b>N2</b>	En travée	6.03	24.835	0.12	4.68	15	<b>vérifiée</b>
	Sur appuis	10.65	52.211	0.11	5.28	15	<b>vérifiée</b>
<b>N3</b>	En travée	6.03	34.366	0.12	6.48	15	<b>vérifiée</b>
	Sur appuis	10.65	48.340	0.11	4.89	15	<b>vérifiée</b>
<b>N4</b>	En travée	6.03	36.878	0.12	6.96	15	<b>vérifiée</b>
	Sur appuis	10.65	45.779	0.11	4.63	15	<b>vérifiée</b>

➤ **Contrainte d'adhérence**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 1.8 = 2.70 \text{ MPa}$$

Avec : 
$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3,14 \times 0.016 = 0.30 \text{ m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.16 : Vérification des contraintes d'adhérences**

$V_U$ (KN)	$\Sigma U_i$ cm	$\tau_{se}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{se}$ (MPa)	observation
93.7	30.14	0.96	2.7	<b>vérifiée</b>

Donc pas de risque d'entérinement des barres

➤ **vérification de l'état limite de déformation (la flèche)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

Avec :

## Chapitre IV vérification du ferrailage des éléments principaux

**h** : hauteur de la section

**L** : la portée entre nus d'appuis

**M<sub>t</sub>** : moment maximum en travée

**M<sub>0</sub>** : moment isostatique,  $M_0 = (q_s \cdot l^2 / 8)$

**A<sub>s</sub>** : section d'armature tendu correspondante

1-  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{485} = 0.082 > 0.0625 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

2-  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{6.03}{20 \times 36} = 0.0084 < 0.0105 \dots$  condition vérifiée

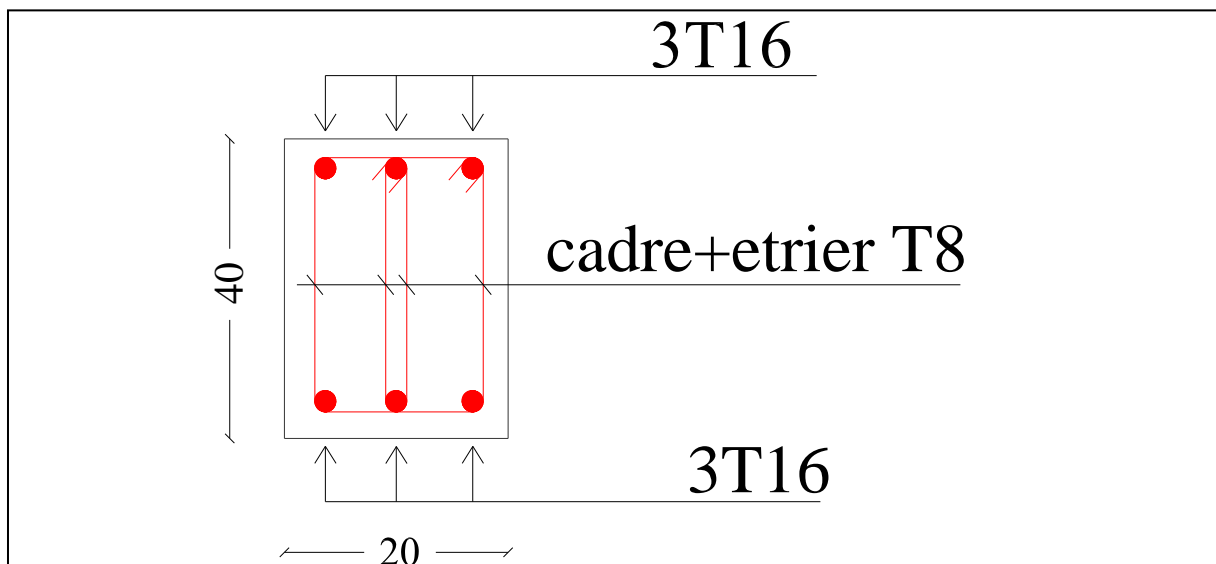
3-  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$

Avec :  $q_s = 30.09 \text{ KN/ml}$  ,  $M_0 = 30.09 \frac{4.85^2}{8} = 88.47 \text{ KN}$

$0.082 > \frac{1}{10} \times \frac{50.216}{88.47} = 0.057 \dots \dots \dots$  **vérifiée**

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### ➤ Ferrailage des poutres en travée



### ➤ Ferrailage des poutres sur appuis



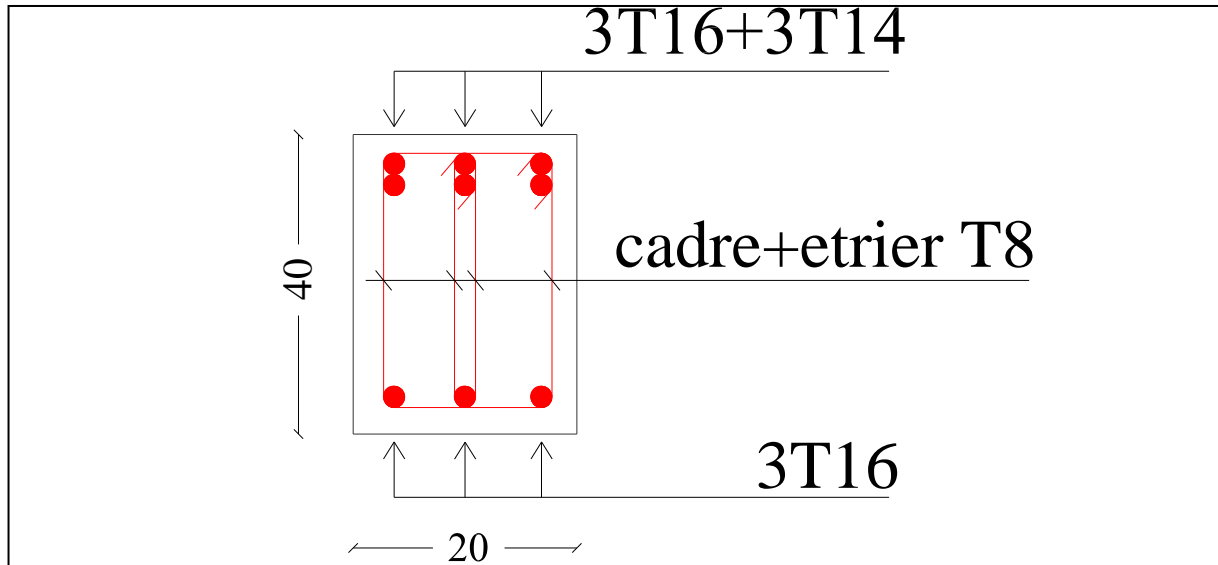


Figure. IV.4 : ferrailages des poutres principales (secondaires)

#### VI.4. vérification des ferrailages existant

##### VI.4.1. vérification des ferrailages des poteaux

➤ Armatures longitudinales

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.17 : Vérification de ferrailage des poteaux

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>existant</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )		obs
					Zone courant	Zone de recouvrement	
Du sous-sol au 4ème étage	(20x50)	9.05	9.05	9	40	60	suffisant
	(20x40)	9.05	9.05	9	32	48	suffisant

Le ferrailage existant est suffisant.

➤ Armatures transversale :

• Espacement exigé par RPA 99 :

- En zone nodale : ..... St = 10 cm
- En zone courante : .....St = 10 cm

• Espacement existant :

- En zone nodale : .....S<sub>t</sub> = 15 cm..... **espacement insuffisant**
- En zone courante : .....S<sub>t</sub> = 15 cm.....**espacement insuffisant**

L'espacement des cadres est insuffisant donc il y'a une risque de caillement dans les poteaux.

### VI.4.1. vérification des ferrailages des poutres

➤ **Ferrailage longitudinale**

**Tableau IV.18.** Vérification de ferrailage des poutres :

• **En travée :**

étage	section	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{existant}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	obs
4 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	5.91	6.79	4.00	32.00	suffisant
3 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	5.91	6.79	4.00	32.00	suffisant
2 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	5.91	6.79	4.00	32.00	suffisant
1 <sup>er</sup> étage	(20x40)	5.91	6.79	4.00	32.00	suffisant
RDC	(20x40)	5.91	6.79	4.00	32.00	suffisant
Sous-sol	(20x40)	5.91	6.79	4.00	32.00	suffisant

• **En appuis :**

étage	section	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{existant}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	obs
4 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	9.85	6.79	4.00	32.00	suffisant
		4.95				
3 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	9.85	6.79	4.00	32.00	suffisant
		4.95				
2 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	9.85	6.79	4.00	32.00	suffisant
		4.95				
1 <sup>er</sup> étage	(20x40)	9.85	6.79	4.00	32.00	suffisant
		4.95				
RDC	(20x40)	9.85	6.79	4.00	32.00	suffisant
		4.95				
Sous-sol	(20x40)	9.85	6.79	4.00	32.00	suffisant
		4.95				

➤ **Armatures transversale :**

• **Espacement exigé par le RPA 99 :**

- En zone nodale : .....  $S_t = 10$  cm
- En zone courante : .....  $S_t = 20$  cm

• **Espacement existant :**

- En zone nodale : .....  $S_t = 15$  cm..... **espacement insuffisant**
- En zone courante : .....  $S_t = 20$  cm..... **espacement suffisant**

### IV. 5. Conclusion :

D'après le calcul de ferrailages nous avons trouvé que :

#### **a) Les poteaux**

- 1) Les armateurs longitudinaux sont suffisants
- 2) L'espacement des armateurs transversaux est insuffisant

#### **b) Les poutres**

- 1) Les armateurs longitudinaux en travée et appuis sont insuffisants
- 2) L'espacement des armateurs transversaux en zone nodal est suffisant
- 3) L'espacement des armatures transversales en zone courant est insuffisant



# Chapitre V

### V.1. introduction

Suite aux dommages occasionnés par le séisme, ou majorité des blocs ont été classés orange 3 à orange 5, il a été procédé au renforcement des structures. Les deux blocs que nous avons analysés ont été renforcés comme suite :

- Le Bloc A a été renforcé par l'augmentation des dimensions de poteaux et l'ajout de voiles, comme illustré en figure V.1 et V.3
- Le Bloc B a été renforcé seulement par l'augmentation des dimensions des poteaux, comme indiqué en figure V.2

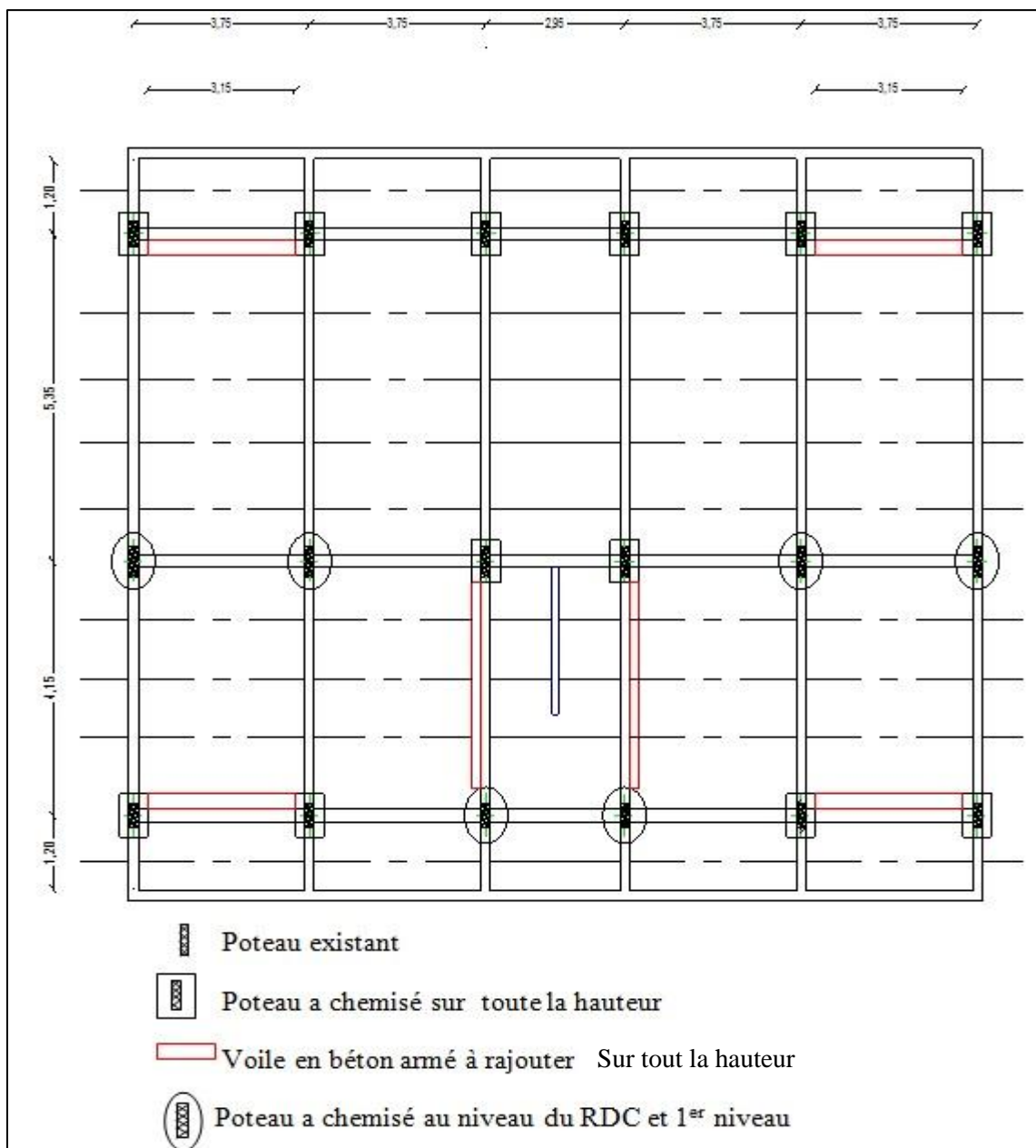
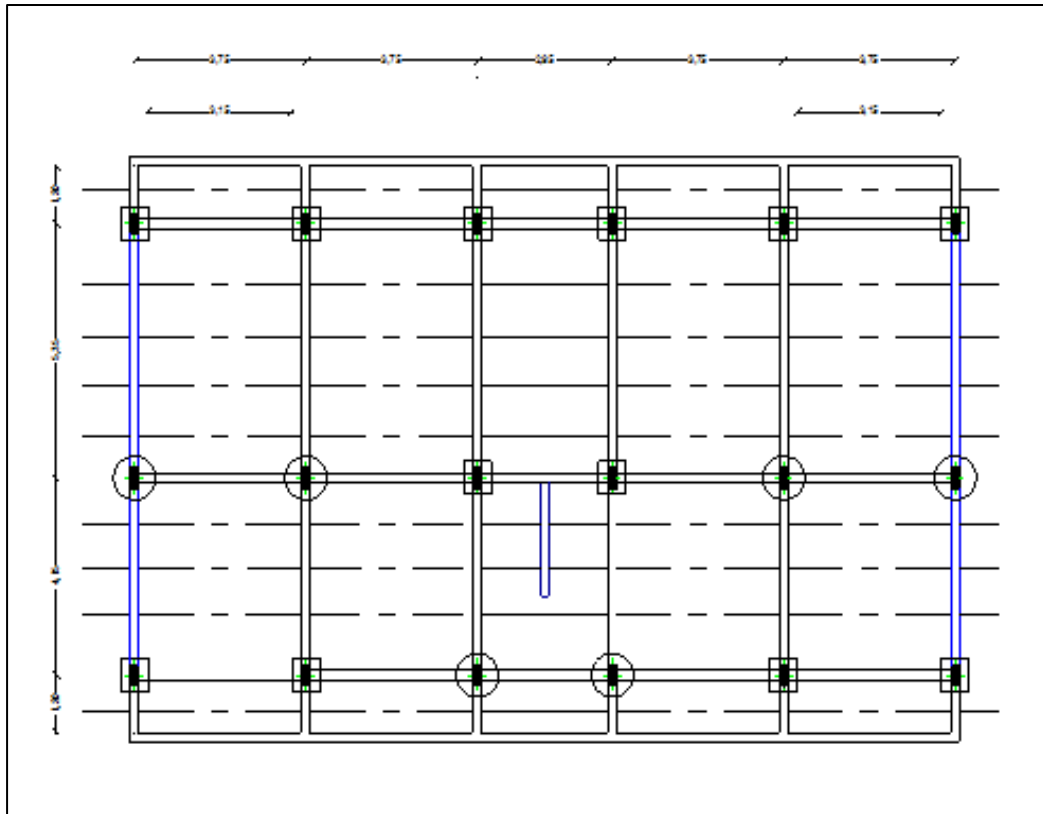
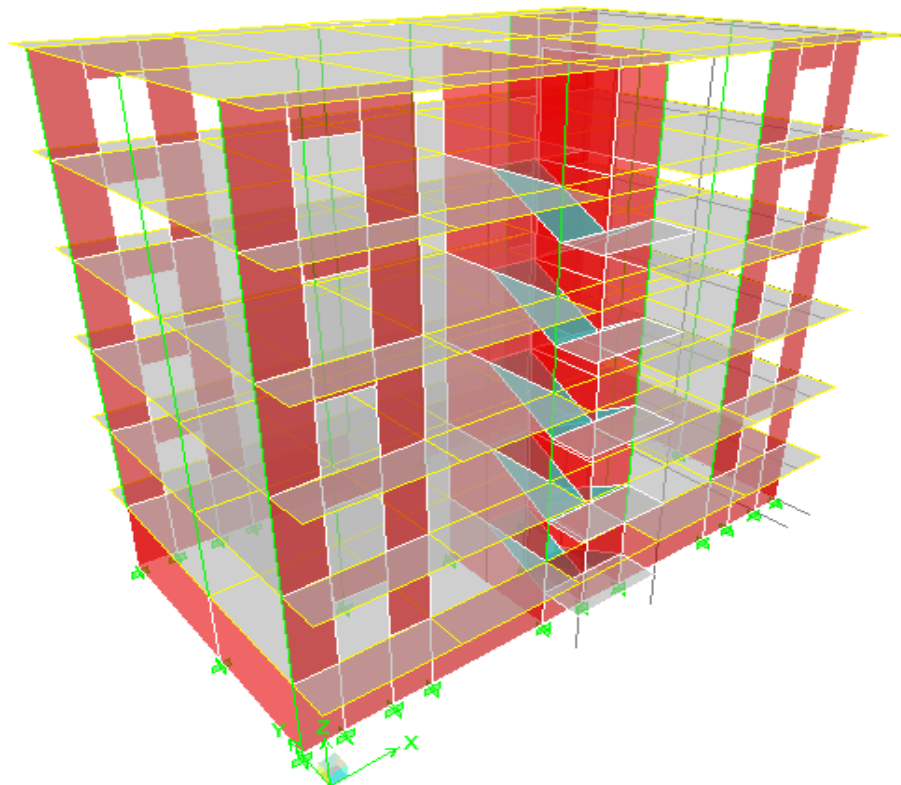


Figure V.1. Schéma de renforcement de la structure (A)



**Figure V.2.** Schéma de renforcement de la structure (B)



**Figure V.3.** La vue en 3D de bâtiment (A) renforcée.

## V.2. analyse dynamique de la structure (A) après renforcement :

### V.2.1. coordonnée du nœud maitre et de centre de torsion

Tableau V.1. Caractéristiques géométriques de la structure

étage	Masse (t)	Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité (m)	
		X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	X <sub>C</sub>	Y <sub>C</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
4 <sup>ème</sup> étage	262.583	8.989	5.572	8.962	5.484	0.027	0.088
3 <sup>ème</sup> étage	242.6309	8.975	5.698	8.972	5.894	0.003	0.196
2 <sup>ème</sup> étage	235.4358	8.975	5.65	8.972	5.923	0.003	0.273
1 <sup>er</sup> étage	228.9064	8.975	5.605	8.973	5.898	0.002	0.293
R.D.C	223.3081	8.966	5.692	8.973	5.869	0.007	0.177
Sous-sol	194.4724	8.975	5.821	8.973	5.843	0.002	0.022

La valeur des excentricités accidentelle est prise égale à 5% de la longueur dans chaque direction de calcul considérer **RPA 99** (art 4.3.7) :

Sens X :  $e_x = 0.05 \times 17.95 = 0.8975 \text{ m} > 0.027$   
 Sens Y :  $e_y = 0.05 \times 12 = 0.6 \text{ m} > 0.293 \text{ m}$  } **condition vérifié**

### V.2.2. période et facteur de participation modales

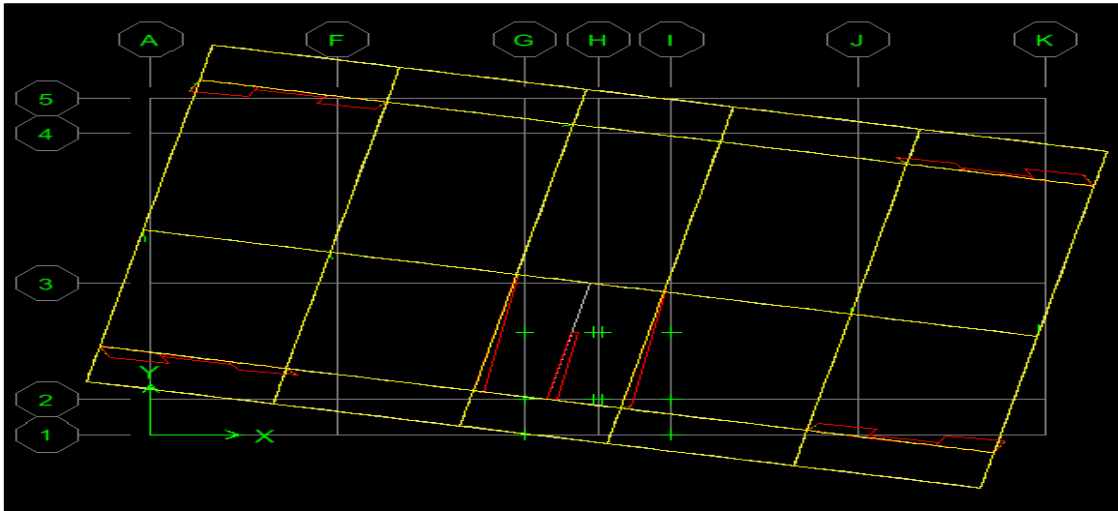
Tableau V.2. Période, mode et facteur de participation massique modes

Mode	Période	Masses modale	Masses modale	Masse Cumulées	Masse Cumulées	Masse Cumulées
		U <sub>X</sub> %	U <sub>Y</sub> %	U <sub>X</sub> [%]	U <sub>Y</sub> [%]	RZ[%]
1	0.305307	0.2826	0.0001	0.2826	0.0001	61.0871
2	0.292639	0	62.4814	0.2826	62.4814	61.0871
3	0.245761	62.789	0	63.0716	62.4814	61.3903
4	0.075742	0.1343	0	63.2059	62.4815	77.6999
5	0.064759	0.0001	20.05	63.206	82.5315	77.6999
6	0.061052	18.4542	0.0001	81.6602	82.5315	77.9066
7	0.037046	0.0483	0	81.7085	82.5315	82.8406
8	0.030418	0.0135	6.6644	81.7221	89.196	82.8407
9	0.03025	6.0025	0.0139	87.7246	89.2098	85.8340
10	0.024642	0.0187	0	87.7433	89.2098	89.8436
11	0.020712	4.0544	0.0017	91.7977	89.2115	89.8616
12	0.020285	0.0012	4.1069	91.7989	93.3185	90.8627

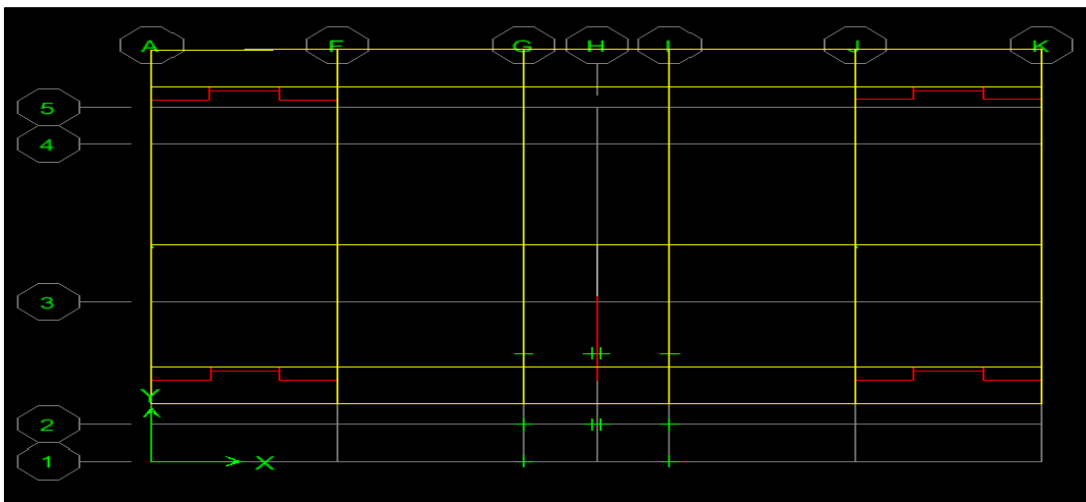
**Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 0.305$  sec
- **Schémas des trois premières modes des vibrations :**
  - **1<sup>er</sup> mode :** c'est un mode de rotation suivant l'axe (Z-Z).  
 **$T = 0.305$  sec.**



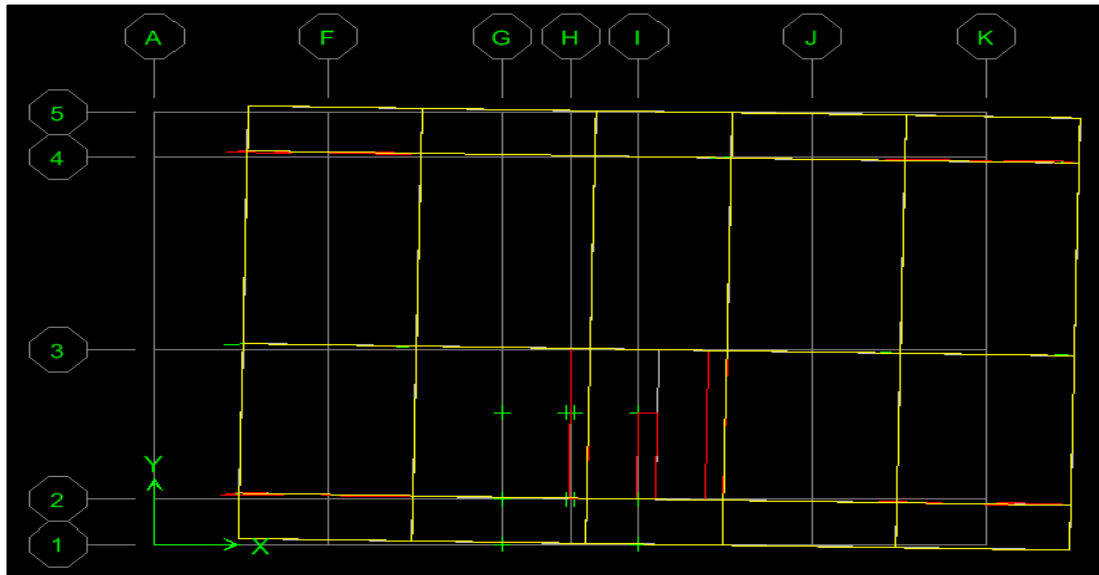
- **2<sup>ème</sup> mode :** c'est un mode de translation suivant l'axe (Y-Y)  
 **$T = 0.292$  sec.**





➤ **3<sup>ème</sup> mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe (X-X)

**T = 0.246 sec.**



### V.3. vérification des exigences : [2]

#### V.3.1. vérification de la période fondamentale

On doit vérifier que la valeur de la période numérique ne dépasse pas la valeur de la période empirique approprié de 30 %

$$T_N < 1.3 T_e$$

La période fondamentale est égale à :  $T_N = 0.305$  s

La période empirique de la structure :  $T_e = 0.370$  s

$$T_N < 1.3 T_e \quad \text{vérifié}$$

La période fondamentale de la structure est vérifiée par rapport à la période empirique.

#### V.3.2. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage :

Le **RPA 99** exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. (Le déplacement admissible est :  $\Delta_{k adm} = 1\%h_0$ )

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{RPA 99 (art 4-19)}$$

Avec:

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

$h_0$  : est la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{RPA 99 (art 4. 20)}$$

**Tableau V.3.** déplacement inter étage

- **Sense longitudinal**

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(x)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k \text{ adm}$	obs
4 <sup>ème</sup> étage	0.0032	5	0.016	0.0125	0.0035	< 0.03	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	0.0025	5	0.0125	0.009	0.0035	< 0.03	vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	0.0018	5	0.009	0.0055	0.0035	< 0.03	vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	0.0011	5	0.0055	0.0025	0.003	< 0.03	vérifié
R.D.C	0.0005	5	0.0025	0.0005	0.002	< 0.03	vérifié
Sous-sol	0.0001	5	0.0005	0	0.0005	< 0.03	vérifié

- **Sense transversal**

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(x)$	$\delta_{k-1}$	$\Delta_k(x)$	$\Delta_k \text{ adm}$	obs
4 <sup>ème</sup> étage	0.0051	5	0.0255	0.0195	0.006	< 0.03	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	0.0039	5	0.0195	0.0135	0.006	< 0.03	vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	0.0027	5	0.0135	0.001	0.0125	< 0.03	vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	0.0002	5	0.001	0.0035	-0.0025	< 0.03	vérifié
R.D.C	0.0007	5	0.0035	0.0005	0.003	< 0.03	vérifié
Sous-sol	0.0001	5	0.0005	0	0.0005	< 0.03	vérifié

### V.3.3. vérification de la largeur de joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale

$d_{\min}$

Satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}} \quad \text{RPA 99 (art 4.19)}$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon **RPA 99** (art 4.43) au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

$\delta_1 = 16$  mm ; par défaut on prend  $\delta_2 = 16$  mm

Le joint sismique existant est de **d = 20 mm**, donc :

$$d_{\min} = 47 \text{ mm} \quad \text{non vérifié}$$

### V.3.4. vérification vis-à-vis de l'effet (P- $\Delta$ )

L'effet du 2<sup>o</sup> ordre ou effet (P- $\Delta$ ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau (k).

Tel que :  $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{gi})$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau (k).

$H_k$  : hauteur d'étage (k).

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau (k).

- Si  $\theta_k < 0.1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.1 < \theta_k < 0.2$  : il faut augmenter les effets de action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$
- si  $\theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau. V.5.** vérification de l'effet (P- $\Delta$ ) dans le sens X-X

- **Sense longitudinal**

Niveau	Sens X-X					observation
	$P_k$ (KN)	$\Delta_k$ (m)	$V_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_k$	
4 <sup>ème</sup> étage	19274.07	0.0035	509.12	3	0.0441	< 0.1 vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	19612.74	0.0035	832.93	3	0.0274	< 0.1 vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	19951.41	0.0035	1057.82	3	0.0220	< 0.1 vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	20290.08	0.003	1260.4	3	0.0160	< 0.1 vérifié
R.D.C	20628.75	0.002	1425.13	3	0.0096	< 0.1 vérifié
Sous-sol	20967.42	0.0005	1503.24	2.6	0.0026	< 0.1 vérifié

- Sense transversal

Niveau	Sens Y-Y					observation
	P <sub>K</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>K</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	θ <sub>k</sub>	
4 <sup>ème</sup> étage	19274.07	0.006	520.01	3	0.0741	< 0.1 vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	19612.74	0.006	834.51	3	0.0470	< 0.1 vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	19951.41	0.0125	1055.73	3	0.0787	< 0.1 vérifié
1 <sup>ème</sup> étage	20290.08	0.0025	1257.65	3	0.0134	< 0.1 vérifié
R.D.C	20628.75	0.003	1426.17	3	0.0144	< 0.1 vérifié
Sous-sol	20967.42	0.0003	1503.24	2.6	0.0016	< 0.1 vérifié

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du **RPA 99** (art 5.9) : l'effet de 2<sup>ème</sup> ordre est négligeable ( $\theta_k < 0.1$ ).

### V.3.5. vérification de la stabilité au renversement :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

Il faut vérifier que : 
$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

**Tableau V.6.** Effort tranchant et moment de renversement

	Effort tranchant		Moment de renversement	
	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
4 <sup>ème</sup> étage	509.12	520.01	24563.51	1527.35
3 <sup>ème</sup> étage	832.93	834.51	50596.62	3943.31
2 <sup>ème</sup> étage	1057.82	1055.73	76629.73	6911.83
1 <sup>ème</sup> étage	1260.4	1257.65	105094.8	10332.01
R.D.C	1425.13	1426.17	133559.9	14163.93
Sous-sol	1503.24	1503.24	165661.4	17719.71

**Tableau V.7.** Vérification de stabilité au renversement

	sens	W	b	M <sub>s</sub>	M <sub>r</sub>	M <sub>s</sub> / M <sub>r</sub>	observation
Structure (A)	X-X	19058.67	8.975	171051.5	556105.9	0.307588	non vérifié
	Y-Y	19058.67	5.821	110940.5	54598.15	2.031946	vérifié

Selon les résultats trouvés et l'analyse effectuée la condition d'équilibre d'ensemble exigée par le **règlement parasismique algérien 99 (art 5.5)** n'est pas vérifiée dans le sens longitudinal, donc nous constatons que la stabilité d'ensemble n'est pas assurée.

### V.3.6. l'effort tranchant à la base

Dans le cas d'application de la méthode spectrale pour le calcul des effets de la force sismique, La résultante des forces à la base  $F$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalents.

La force sismique totale  $V$  (statique) doit être calculée suivant la formule ci-après :

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

$A$  : coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \quad A = 0.25 \quad \text{RPA 99 (tab 4.1 art 4.2.3)}$$

$D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen.

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \text{avec } \xi = 10\%$$

$$\eta = 0.76$$

$T$  : période empirique de la structure.

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad \left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{0.09 \times 17.6}{\sqrt{17.95}} = 0.37 \text{ s} \\ T_y = \frac{0.09 \times 17.6}{\sqrt{12}} = 0.46 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$T_1 = 0.15 \text{ sec} \quad \text{et} \quad T_2 = 0.5 \quad \text{RPA 99 (tab 4.7 art 4.3.3)}$$

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = \mathbf{1.91}$$

$R$  : coefficient de comportent global de la structure, fonction de système de contreventement.

$$R = 5 \quad \text{RPA 99 (tab 4.3 art 4.2.3)}$$

$Q$  : facteur de qualité de la structure, el donné par la formule  $Q = 1 + \sum P_q$

D'où  $P_q$ : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $Q$  est satisfait ou non

$$Q = \mathbf{1.10}$$

$W$  : le poids total de la structure

$$W = 13291.926 \text{ KN}$$

**Tableau V.8 :** Vérification de la résultante des forces sismique

	V <sub>stat éq</sub> (KN)	V <sub>dyn</sub> (KN)	V <sub>stat éq</sub> / V <sub>dyn</sub>	Observation
<b>Sens (x-x)</b>	1396.32	1489.97	0.94	> <b>0.80 vérifié</b>
<b>Sens (y-y)</b>	1396.32	1503.24	0.93	> <b>0.80 vérifié</b>

La condition de **RPA 99** (article 4.3.6) est vérifiée.

### V.3.7. vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante **RPA 99** (art.7.1.3.3) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

V : effort normal réduit

N<sub>d</sub> : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B<sub>c</sub> : est l'aire (section brute) de cette dernière

f<sub>cj</sub> : est la résistance caractéristique du béton

**Tableau V.9 :** Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Section	N(KN)	V	observation	
<b>Sous-sol</b>	(60 x 70)	1933.52	0.2301	≤ 0,3	<b>vérifié</b>
<b>R.D.C</b>	(60 x 70)	1710	0.2035	≤ 0,3	<b>vérifié</b>
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	(60 x 70)	1274.14	0.1516	≤ 0,3	<b>vérifié</b>
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	(20 x 50)	468.72	0.2343	≤ 0,3	<b>vérifié</b>
	(20 x 40)	415.16	0.2594	≤ 0,3	<b>vérifié</b>
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	(20 x 50)	308.95	0.1544	≤ 0,3	<b>vérifié</b>
	(20 x 40)	272.1	0.1700	≤ 0,3	<b>vérifié</b>
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	(20 x 50)	153.28	0.0766	≤ 0,3	<b>vérifié</b>
	(20 x 40)	131.81	0.0823	≤ 0,3	<b>vérifié</b>

On remarque que l'effort normal réduit ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes après le renforcement.

### V.3.8. Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec : 
$$\tau_{bu} = \frac{T_{max}}{b.d}$$

$T_{max}$  : effort tranchant agissant sur l'élément considéré.

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : largeur utile de la section :  $0.9 h$  ( $h$  : hauteur totale de la section)

$\rho_d$  : est fonction de l'élançement géométrique  $\lambda_g$

$$\lambda_g = l_f/a \quad \text{avec } l_f = 0.7 h$$

**Tableau V.10.** Vérification des contraintes tangentes dans le sens (X-X)

Sens X-X							
Niveau	Section Cm <sup>2</sup>	T <sub>max</sub> (KN)	b(m)	d(m)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Sous-sol	(60 x 70)	6.10	0.6	0.63	0.009	< 0.8	vérifié
R.D.C	(60 x 70)	19.91	0.6	0.63	0.031	< 0.8	vérifié
1 <sup>er</sup> étage	(60 x 70)	17.55	0.6	0.63	0.027	< 0.8	vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	1.98	0.2	0.45	0.004	< 1.5	vérifié
	(20 x 40)	2.24	0.2	0.36	0.006	< 1.5	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	3.37	0.2	0.45	0.007	< 1.5	vérifié
	(20 x 40)	3.94	0.2	0.36	0.010	< 1.5	vérifié
4 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	4.00	0.2	0.45	0.008	< 1.5	vérifié
	(20 x 40)	4.43	0.2	0.36	0.012	< 1.5	vérifié

**Tableau V.11.** Vérification des contraintes tangentes dans le sens (Y-Y)

Sens Y-Y							
Niveau	Section Cm <sup>2</sup>	T <sub>max</sub> (KN)	b(m)	d(m)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
Sous-sol	(60 x 70)	20.28	0.6	0.63	0.053	< 0.8	vérifié
R.D.C	(60 x 70)	32.38	0.6	0.63	0.085	< 0.8	vérifié
1 <sup>er</sup> étage	(60 x 70)	27.04	0.6	0.63	0.071	< 0.8	vérifié
2 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	11.64	0.2	0.45	0.129	< 1.5	vérifié
	(20 x 40)	7.78	0.2	0.36	0.108	< 1.5	vérifié
3 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	15.54	0.2	0.45	0.172	< 1.5	vérifié
	(20 x 40)	10.75	0.2	0.36	0.149	< 1.5	vérifié
4 <sup>ème</sup> étage	(20 x 50)	21.16	0.2	0.45	0.235	< 1.5	vérifié

étage	(20 x 40)	15.36	0.2	0.36	0.213	< 1.5	vérifié
-------	-----------	-------	-----	------	-------	-------	---------

Les contraintes tangentés sont vérifiées pour tous les étages.

### V.3.9. vérifications des ferrailages

#### V.3.9.1. vérification de ferrailage des poteaux :

➤ Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau suivant :

**Tableau V.12.** Sollicitation les plus défavorable sur les poteaux

	$N_{max}$ $M_{corr}$		$N_{min}$ $M_{corr}$		$M_{max}$	$N_{corr}$
Niveau	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
Sous-sol	1439.97	7.154	-48.99	15.818	59.882	945.68
1 <sup>er</sup> étage	1173.39	13.167	-45.66	66.176	75.884	886.32

➤ Armatures longitudinales :

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13.** Vérification de ferrailage des poteaux

niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{existent}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}(cm^2)$		obs
				Zone courant	Zone de recouvrement	
Du sous-sol au 4 <sup>ème</sup> étage	(60x70)	22.62	37.8	168	252	insuffisant
	(20x50)	9.05	9	40	60	suffisant
	(20x50)	9.05	9	32	48	suffisant

Le ferrailage au niveau de RDC jusqu'à 2<sup>ème</sup> étage est insuffisant donc on a une risque de rupture

• Armatures transversal :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \quad \text{RPA 99 (art 7.4.2.2)}$$

$$L_f = 0.7 \times L = 2.1 \text{ m}$$

$$\lambda_g = 2.1/0.7 = 3$$



$$t < \begin{cases} 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \\ \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10\phi_1) \dots\dots\dots \text{Zone courant.} \end{cases}$$

$$t < \begin{cases} 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \\ \text{Min} (30 ; 35 ; 12) = 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courant.} \end{cases}$$

Espacement existante :  $\begin{cases} t = 10 \text{ cm dans la Zone nodale} \dots\dots\dots \text{Espace ment suffisant} \\ t = 15 \text{ cm dans la Zone courant} \dots\dots\dots \text{Espace ment insuffisant} \end{cases}$

$h_t = 70 \text{ cm}$

$V_u = 25.31 \text{ KN}$

$F_e = 400 \text{ MPa}$

$\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e} \times t = \frac{3.75 \times 25.31 \times 10^{-3} \times 0.10}{0.5 \times 400}$$

$$A_t = 4.75 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.47 \text{ cm}^2$$

$A_{t \text{ existant}} = 2.01 \text{ cm}^2$  **Suffisant**

**V.3.9.2. Vérification de ferrailage des poutres**

➤ **Ferrailage longitudinale**

**Tableau V.14.** Vérification de ferrailage des poutres :

• **En travée**

étage	section	M (KN.m)	comb	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{existent}$ (cm <sup>2</sup> )	obs
4 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	48.934	ELU	4.32	4.00	32.00	6.79	suffisant
3 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	48.548	ELU	4.28	4.00	32.00	6.79	suffisant
2 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	48.863	ELU	4.31	4.00	32.00	6.79	suffisant
1 <sup>er</sup> étage	(20x40)	48.000	ELU	4.22	4.00	32.00	6.79	suffisant
RDC	(20x40)	47.897	ELU	4.21	4.00	32.00	6.79	suffisant
Sous-sol	(20x40)	48.000	ELU	4.22	4.00	32.00	6.79	suffisant

• **En appuis**

étage	section	M (KN.m)	comb	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{existent}$ (cm <sup>2</sup> )	obs
4 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	68.602	0.8GE	5.21	4.00	32.00	6.79	suffisant
		14.072	0.8GE	1.06				
3 <sup>ème</sup>	(20x40)	68.845	0.8GE	5.23	4.00	32.00	6.79	suffisant

étage		14.072	0.8GE	0.99				
2 <sup>ème</sup> étage	(20x40)	66.864	0.8GE	5.06	4.00	32.00	6.79	suffisant
étage		13.843	0.8GE	0.98				
1 <sup>er</sup> étage	(20x40)	62.859	0.8GE	4.73	4.00	32.00	6.79	suffisant
		2.191	0.8GE	0.15				
RDC	(20x40)	62.327	0.8GE	4.69	4.00	32.00	6.79	suffisant
		3.493	0.8GE	0.24				
Sous-sol	(20x40)	61.620	0.8GE	4.63	4.00	32.00	6.79	suffisant
		12.162	0.8GE	0.86				

➤ **Ferraillage transversal**

➤ **Selon le BAEL 91**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b .s_t$

$b$  : largeur de la poutre ;

$S_t$  : l'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

On adopte les espacements suivants : .....  **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Donc :  $A_t \geq 0,4 \times 0,2 \times 0,20 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,40 \text{ cm}^2$

$$A_t = 0,50 \text{ cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme **BAEL 91**(Art 7-4-2-3)

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l \min} \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35} ; \frac{20}{10} ; 1,2 \right\}$$

Donc  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Selon RPA 99**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :

$$A_t = 0,003. S_t .b$$

L'espacement maximal:

- En zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_L) = 10\text{cm}$

- En zone courante :  $S_t \leq h/2 = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : ..... **$S_t = 10\text{cm}$**

- En zone courante : ..... **$S_t = 20\text{cm}$**

Espacement existante :  $\left\{ \begin{array}{l} t = 10 \text{ cm dans la Zone nodale} \dots\dots\dots \text{Espace ment insuffisant} \\ t = 15 \text{ cm dans la Zone courant} \dots\dots\dots \text{Espace ment suffisant} \end{array} \right.$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant  $4\Phi 8$  :  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$S_t \text{ adopté} = \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}}) = 20 \text{ cm.}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ ».

La longueur minimale de recouvrement vaut :  $L_r = 50 \varphi = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

#### ➤ Armature inférieure tendu sur appui d'ABOUT

$$A \geq \frac{1.15 \times V_{u \text{ max}}}{f_e} = 2.69 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_s = 4.95 \text{ cm}^2 \geq A = 2.69 \text{ cm}^2$$

$$V_{u \text{ max}} = 96.91 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{1.15 \times 96.91}{f_e} = 2.79 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 5.23 \text{ cm}^2 \geq A = 2.79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition d'ABOUT est vérifié}$$

#### V.4 .Conclusion

Suite aux vérifications qui ont été faites, il y a lieu de dire que la structure ainsi renforcée ne respecte pas toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien et qu'il est d'usage de revoir son renforcement afin d'améliorer son comportement dynamique vis-à-vis d'une action sismique ultérieure. Parmi ces insuffisances, on tire la sonnette d'alarme quant à l'insuffisance de joint sismique qui est de 2 cm et qui n'assure en aucun l'indépendance du mouvement en cas de force sismique.

Pour y remédier, nous proposons d'améliorer le comportement de la structure en éliminant le joint de 2 cm par ajout de voiles. Cela, en faisant abstraction du problème thermique car nous jugeons que les dégâts occasionnés par le séisme sont plus importants que les dégâts occasionnés par le changement de température de plus que le gradient de température est relativement faible en cette région.



# Chapitre VI

### VI.1.Introduction :

Suite aux insuffisances, quant au non-respect des conditions imposées par la réglementation parasismique algérienne et la valeur du joint qui ne permet pas une indépendance du mouvement des blocs mitoyens vis-à-vis d'une action sismique, nous proposons de combler ces derniers par la jonction des deux blocs par élimination du joint de 2 cm. Une première idée nous est survenue c'est de joindre seulement les poutres des deux blocs mitoyens. Cette façon de faire, n'a pas apporté beaucoup d'amélioration quant au comportement dynamique de la structure nouvellement renforcée. Ainsi, il nous a été donné de proposer de joindre les deux blocs par ajout de voile dans le sens transversal placé tout au long du joint de 2 cm et nous avons rajouté des voiles d'épaisseur de 15 cm de part et d'autre du bâtiment sur trois niveaux : étages 1,2 et 3 dans le sens transversal (Y-Y). Cette proposition a amélioré de beaucoup le comportement de la structure, comme illustré dans les paragraphes qui suivent.

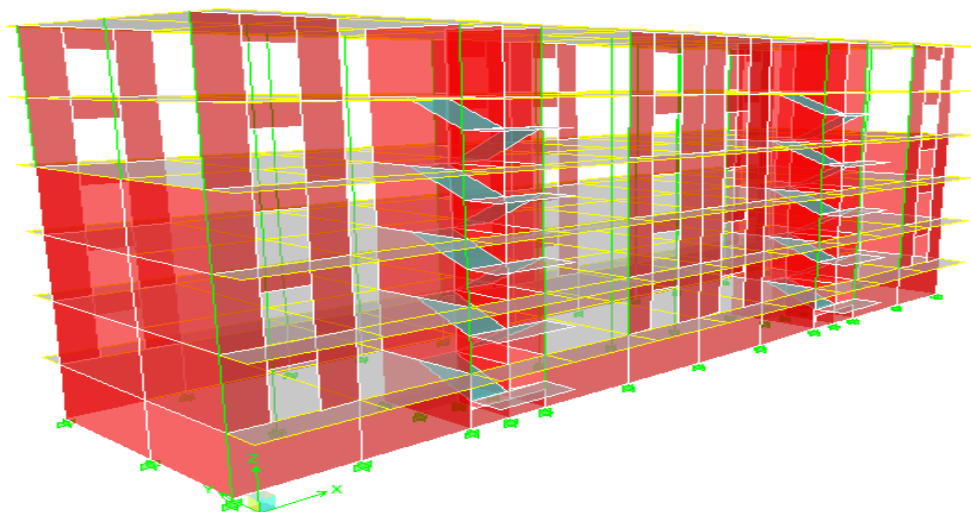


Figure VI.1. La vue en 3D de bâtiment a deux blocs jointés

## VI.2.Etude dynamique de la structure renforcée

### VI.2.1. période et facteur de participation modales

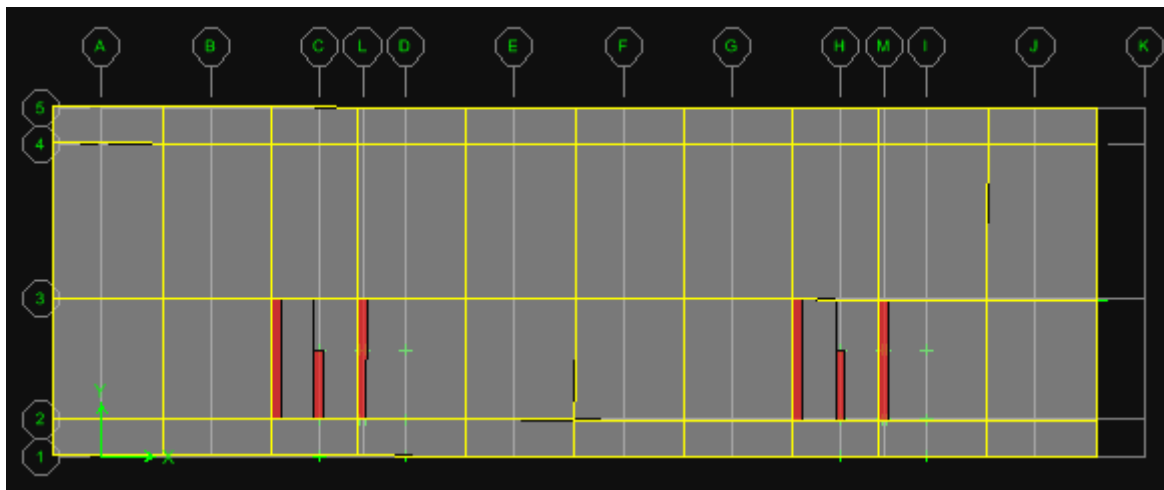
Tableau VI.1. Période, mode et facteur de participation massique modes

Mode	Période	Masses modale	Masses modale	Masse Cumulées	Masse Cumulées	Masse Cumulées
		$U_X\%$	$U_Y\%$	$U_X[\%]$	$U_Y[\%]$	$RZ[\%]$
1	0.203864	64.0932	0	64.0932	0	83.9921

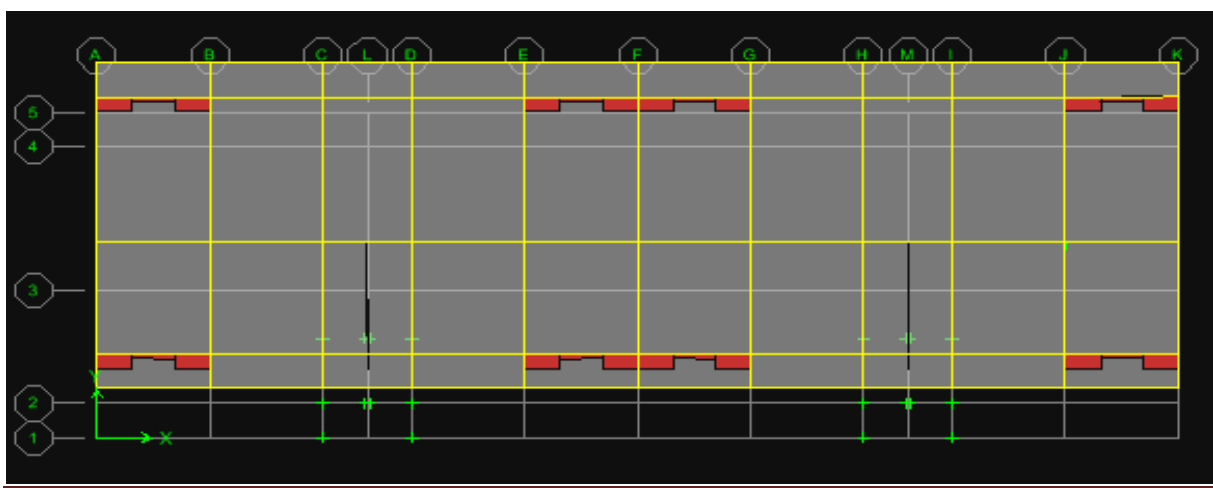
2	0.176228	0	62.3146	64.0932	62.3146	83.9921
3	0.127286	0.0016	0	64.0948	62.3146	89.8445
4	0.058289	0.0018	24.3047	64.0966	86.6194	89.875
5	0.057076	16.5848	0.0024	80.6814	86.6218	89.8751
6	0.05071	0.1818	0	80.8632	86.6218	95.5574
7	0.029474	5.3124	0.0001	86.1756	86.6218	83.9921
8	0.027002	0	7.595	86.1757	94.2168	83.9921
9	0.023606	0.0071	0	86.1828	94.2168	89.8445
10	0.020418	3.3388	0	89.5216	94.2168	89.875
11	0.019045	0	2.7355	89.5216	96.9523	89.8751
12	0.017596	0.0094	0	89.531	96.9523	95.5574

➤ **Schémas des trois premières modes des vibrations :**

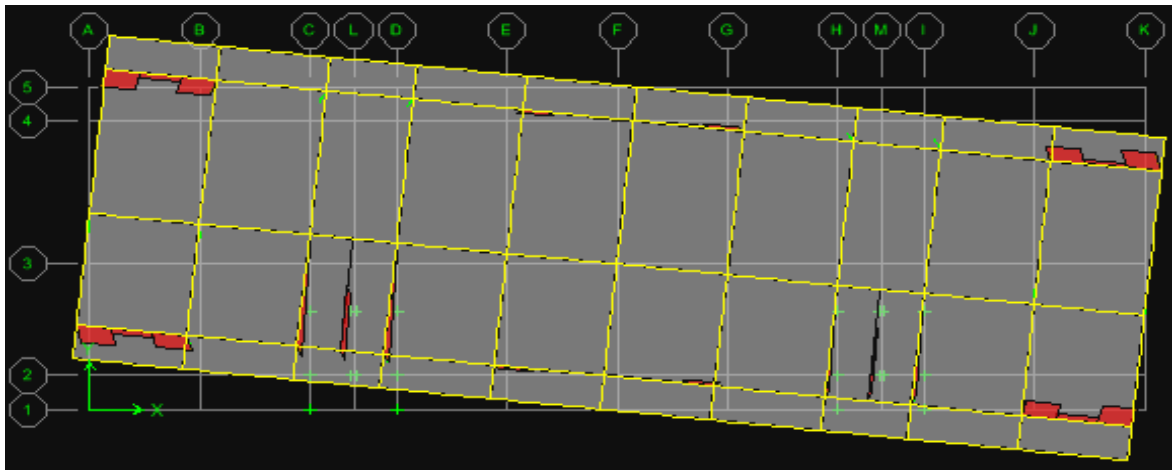
- **1<sup>er</sup> mode :** c'est un mode de translation suivant l'axe (X-X) : **T = 0.20 sec.**



- **2<sup>ème</sup> mode :** c'est un mode de translation suivant l'axe (Y-Y) : **T = 0.17 sec.**



- **3<sup>ème</sup> mode** : c'est un mode de rotation suivant l'axe (Z-Z) : **T = 0.12 sec.**



### VI.3. Ferrailage des voiles ajoutés

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ses sollicitations on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversal

#### Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre sont données ci-dessus :

Selon le **BAEL 91**

- ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS :  $G + Q$

Selon le **RPA 99** version 2003:

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

#### V.3.1. Détermination des armatures

##### a) Armatures verticales

- **Prescriptions données par RPA 99** version 2003 (art A-7-7-4-1)

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%. ( $A_{\min} \geq 0.2 \% \cdot B$ )
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de  $l/10$  dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- La section totale d'armature verticale de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

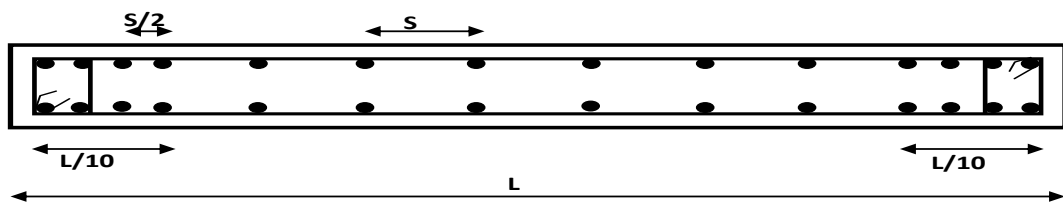


Figure V.2 : Disposition des armatures verticales dans le voile

➤ **Recommandations :** [7]

● **Compression simple :**

Dans ce cas on doit vérifier :

$$A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = \max \left( 4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre} ; 0,2 \frac{B}{100} \right)$$

$$A_{\max} = 5 \cdot \frac{B}{100} \quad B : \text{section du béton}$$

● **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec : } B : \text{Section du béton.}$$

**b) Armatures horizontales**

**Recommandations:** [2]

$$A_H = 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de  $10 \phi$

**Recommandations :** [7]

$$A_H = A_v / 4$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

**c) Les potelets**



On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à  $4\phi 10$ .

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

#### **d) Armatures transversales**

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

Règles communes entre les armatures verticales et horizontales : **RPA 99** version 2003 (art A7-7-4-3)

##### ➤ **Armatures minimale**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B
- En zone courante égale à 0.10% B

##### ➤ **Diamètre minimum**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

##### ➤ **E spacements**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}).$$

##### ➤ **Longueur de recouvrement**

La longueur de recouvrement est égale 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 toutes les combinaisons possibles de charges.

#### **VI.3.2.Procèdes de calcul pour le Ferrailage verticale**

Le ferrailage verticale est déterminée suivants les étapes de calcul définies ci-dessous :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, et cela en utilisant les formules classiques de la RDM

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

- **B**: section du béton.
- **V**: bras de levier (distance entre axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée).

On détermine les efforts agissant dans chaque bande. Suivant la position de l'axe neutre et les efforts qui lui sont appliqués, la section peut-être :

### 1<sup>ère</sup> cas : Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

$$N_{u1} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

Avec :  $L_t$  : section d'armatures verticales  
e : épaisseur du voile

### 2<sup>ème</sup> cas : Section entièrement comprimée (S.E.C)

Une section est dite entièrement comprimée si « N »

est un effort de compression.  $N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c \cdot e$

### 3<sup>ème</sup> cas : Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures.

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_t \cdot e$$

### VI.3.3. Exemple de calcul : Ferrailage du voile V1      e = 0.15 m

Caractéristiques géométriques : L = 5.35 m ; e = 0.15 m

Sollicitations :  $N_{\max} = 543.37 \text{ KN}$  ,  $M_{\text{corr}} = 1553.687 \text{ KN.m}$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{543.37}{0.8025} + \frac{1553.687 \times 2.675}{1.915} = 2848.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{543.37}{0.8025} - \frac{1553.687 \times 2.675}{1.915} = -1494.33 \text{ KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée :

La longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{2848.52}{2848.52 + 1494.33} \times 5.35 = 3.51 \text{ m}$$

La longueur tendue :  $L_t = L - L_c = 5.35 - 3.51 = 1.84 \text{ m}$

**Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$N_{u1} = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} = \frac{1494.33 \times 1.84 \times 0.15}{2} = 206.22 \text{ KN}$$

**Détermination des armatures :**

➤ **Armatures verticale :**

$$A_v = \frac{N_{u1}}{\sigma_{s2}} = \frac{206.22 \times 10}{400} = 5.16 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armature verticale :

- **Selon RPA 99** version 2003:

$$A_{\min} = 0.2\% B$$

Avec B : section de béton  $B = L \times e = 5.35 \times 0.15 = 0.8025 \text{ m}^2$

$$A_{\min.} = 16.05 \text{ cm}^2$$

- **Selon BAEL 91 :**

$$A_{\min} = 0.23 \times B \times f_{t28} / F_e$$

$$A_{\min} = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{cal}}) = \max ( 16.05 \text{ cm}^2 ; 9.69 \text{ cm}^2 ; 5.16 \text{ cm}^2 )$$

Donc :  $A = 16.05 \text{ cm}^2$  pour les deux nappes.

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile,  $A = 16.05 \text{ cm}^2$  soit : 29HA12/nappe

- la longueur minimale d'après l'article **RPA 99** version 2003 ( 7.7.4.1 )

Zone d'about :  $(535/10) \approx 50 \text{ cm}$  avec :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courant :  $435 \text{ cm}$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Nous adoptant alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile

➤ **Armatures horizontales :**

D'après **BAEL 91 :**

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{22.78}{4} = 5.69 \text{ cm}^2$$

- Globalement dans la section du voile  $0,15 \% B = 0.15\% \times 15 \times 535 = 12.04 \text{ cm}^2$

- En zone courante  $0,10 \% B = 0.10\% \times 15 \times 535 = 8.025 \text{ cm}^2$

Soit donc : **32HA8** soit 16HA8/nappe avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures verticales**

D'après **RPA 99** version 2003 les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec au moins 4 épingles en mètre carré de **HA08**

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon **RPA 99** version 2003 (art7.7.2)

$$\tau_{adm} = 0,2 * f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a  $V_{max} = 745.25 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \frac{745.25}{0.15 \times 0.9 \times 5.35} = 1444.58 \text{ KN/m}^2 = 1.44 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 1.44 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Selon le BAEL:**  $\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{745.25}{0.15 \times 0.9 \times 5.35} = 1031.84 \text{ KN/m}^2 = 1.03 \text{ Mpa}$

$$\tau_b = 1.03 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à L'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28}$$

**Avec :**

$$\sigma_b = \frac{877.47}{535 \times 15 + 15 \times 22.78} = 0.11 \text{ KN/cm}^2 = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa a} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Dans la suite des calculs, on distingue trois zones :

Zone I : RDC

Zone II : 1<sup>er</sup> étage

Zone III : 2<sup>ème</sup> étage

Les résultats de calcul sont regroupés dans les tableaux ci-après :

**Voile L = 5.35 m ; e = 0.15 m**

**Tableau.VI.2.** Ferrailage et vérification de voile V<sub>1</sub> de longueur 5.35 m

étage	N et M	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Sec	L <sub>t</sub> (m)	N <sub>u1</sub>	S (cm <sup>2</sup> )
RDC	N <sub>max</sub> M <sub>cor</sub>	5.35	1269.64	110.81	1736.97	1427.23	EC	0	0	0
	N <sub>min</sub> M <sub>cor</sub>		-392.16	211.64	-192.89	-784.45	ET	5.35	392.16	9.80

	$M_{\max}$ $N_{\text{cor}}$		543.37	1553.69	2848.52	-1494.33	PT	1.84	206.31	5.15
1 <sup>er</sup> étage	$N_{\max}$ $M_{\text{cor}}$	5.35	927.91	105.93	1304.32	1008.21	EC	0	0	0
	$N_{\min}$ $M_{\text{cor}}$		-262.76	236.84	3.582	-658.43	PT	5.32	262.76	6.57
	$M_{\max}$ $N_{\text{cor}}$		466.11	1329.96	2439.57	-1277.93	PT	1.83	176.26	4.40
2 <sup>ème</sup> étage	$N_{\max}$ $M_{\text{cor}}$	5.35	692.16	14.436	882.68	842.3268	EC	0	0	0
	$N_{\min}$ $M_{\text{cor}}$		-144.51	312.205	256.26	-616.41	PT	3.77	174.70	4.37
	$M_{\max}$ $N_{\text{cor}}$		328.48	1339.782	2281.79	-1463.15	PT	2.09	229.37	5.73

Voile L =4.15m ; e = 0.15m

**Tableau.VI.3.** Ferrailage et vérification de voile V<sub>2</sub> de longueur 4.15 m

étage	N et M	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	Section	L <sub>t</sub> (m)	N <sub>ul</sub>	S (cm <sup>2</sup> )	
RDC	$N_{\max}$ $M_{\text{cor}}$	4.15	929.9	888.525	3556.10	-568.47	PT	0.57	24.3 8	0.61	
	$N_{\min}$ $M_{\text{cor}}$		-	307.28	593.218	883.25	1870.49	PT	2.81	395. 45	9.89
	$M_{\max}$ $N_{\text{cor}}$		312.03	1019.117	2866.65	1864.14	PT	1.63	228. 63	5.72	
1 <sup>er</sup> étage	$N_{\max}$ $M_{\text{cor}}$	4.15	676	103.984	1327.29	844.59	EC	0	0	0	
	$N_{\min}$ $M_{\text{cor}}$		-	200.55	236.87	227.61	-871.95	PT	3.29	215. 21	5.38
	$M_{\max}$ $N_{\text{cor}}$		296.83	957.942	2700.24	1746.57	PT	1.62	213. 51	5.34	
2 <sup>ème</sup> étage	$N_{\max}$ $M_{\text{cor}}$	4.15	523.56	204.292	1315.22	366.89	EC	0	0	0	
	$N_{\min}$ $M_{\text{cor}}$		-	116.52	301.553	512.73	-887.09	PT	2.62	174. 97	4.37
	$M_{\max}$ $N_{\text{cor}}$		328.22	1092.894	1289.021	-234.54	PT	1.64	247. 71	6.19	

**Tableau.VI.4.** Ferrailage et vérification des voile V<sub>1</sub> et V<sub>2</sub>

	Zone	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques Géométriques	L (m)	5.35	5.35	5.35
	A (m <sup>2</sup> )	0.8025	0.8025	0.8025
	e (m)	0.15	0.15	0.15

	<b>I (m<sup>4</sup>)</b>		1.915	1.915	1.915
	<b>V (m) = L<sub>voile</sub> / 2</b>		2.675	2.675	2.675
<b>Sollicitation de Calcul</b>	<b>N (KN)</b>		-392.16	-262.76	328.48
	<b>M (KN.m)</b>		211.635	236.842	1339.782
	$\sigma_1$		-192.89	3.582	2281.79
	$\sigma_2$		-784.45	-658.43	-1463.15
	<b>Section</b>		entièrement tendu	Partiellement tendu	partiellement tendu
	<b>L<sub>t</sub> (m)</b>		5.35	5.32	2.09
	<b>L<sub>e</sub> (m)</b>		0	0.03	3.26
	<b>N<sub>ser</sub></b>		877.47	658.37	491.94
	<b>V<sub>Max</sub></b>		745.25	717.18	881.92
	<b>Ferraillages Verticales</b>	<b>Cas</b>		accidentelle	accidentelle
<b>f<sub>e</sub> (MPa)</b>		400	400	400	
<b>N<sub>ul</sub></b>		392.16	262.76	229.37	
<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		9.80	6.57	5.73	
<b>A<sub>min.RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		16.05	16.05	16.05	
<b>A<sub>min.BAEL</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		6.69	6.69	6.69	
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>		16.05	16.05	16.05	
<b>A<sub>v,adopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		22.78	22.78	22.78	
<b>Choix par nappe</b>		29HA10	29HA10	29HA10	
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>		<b>courante</b>	20	20	20
	<b>d'about</b>	15	15	15	
<b>Ferraillages Horizontales</b>	<b>A<sub>H</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>BAEL</b>	13.57	9.43	9.43
		<b>RPA</b>	12.04	12.04	12.04
	<b>A<sub>h,adopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		18.10	18.10	18.10
	<b>Choix par nappe</b>		18HA8	18HA8	18HA8
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>		20	20	20
	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>)</b>		4 Epingles au mètre carré de HA8		
<b>Vérification</b>	<b>Contrainte de cisaillement</b>	<b><math>\tau_{adm}</math> (MPa)</b>	5	5	5
		<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	1.44	1.39	1.71
		<b><math>\tau_b</math> (MPa)</b>	1.03	0.99	1.22
	<b>Effort normale à l'ELS</b>	<b>N<sub>ser</sub> (KN)</b>	877.47	658.37	491.94
		<b><math>\sigma_b</math> (MPa)</b>	1.1	0.79	0.59
		<b><math>\bar{\sigma}_b</math> (MPa)</b>	15	15	15

	<b>Zone</b>	<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>Zone III</b>
<b>Caractéristiques Géométriques</b>	<b>L (m)</b>	4.15	4.15	4.15
	<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	0.623	0.623	0.623

	<b>e (m)</b>	0.15	0.15	0.15	
	<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	0.894	0.894	0.894	
	<b>V (m) = L<sub>voile</sub> / 2</b>	2.075	2.075	2.075	
<b>Sollicitation de Calcul</b>	<b>N (KN)</b>	-307.28	296.83	328.22	
	<b>M (KN.m)</b>	593.218	957.942	1092.894	
	$\sigma_1$	883.25	2700.24	1289.021	
	$\sigma_2$	-1870.49	-1746.57	-234.54	
	<b>Section</b>	Partiellement tendu	Partiellement tendu	partiellement tendu	
	<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	2.81	1.62	1.64	
	<b>L<sub>e</sub> (m)</b>	1.34	2.53	2.51	
	<b>N<sub>ser</sub></b>	622.62	475.46	371.71	
	<b>V<sub>Max</sub></b>	576.15	592.66	734.47	
	<b>Ferrailages Verticales</b>	<b>Cas</b>	accidentelle	accidentelle	accidentelle
<b>f<sub>c</sub> (MPa)</b>		400	400	400	
<b>N<sub>ul</sub></b>		395.45	213.51	247.71	
<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		9.89	5.34	6.19	
<b>A<sub>min.RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		12.45	12.45	12.45	
<b>A<sub>min.BAEL</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		7.52	7.52	7.52	
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>		16.05	16.05	16.05	
<b>A<sub>v.adopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		18.85	18.85	18.85	
<b>Choix par nappe</b>		24HA10	24HA10	24HA10	
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>		<b>courante</b>	20	20	20
		<b>d'about</b>	10	10	10
<b>Ferrailages Horizontales</b>	<b>A<sub>H</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>BAEL</b>	11.33	11.33	11.33
		<b>RPA</b>	9.79	9.79	9.79
	<b>A<sub>h.adopté</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	18.10	18.10	18.10	
	<b>Choix par nappe</b>	18HA8	18HA8	18HA8	
	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	20	20	20	
	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>)</b>	4 Epingles au mètre carré de HA8			
<b>Vérification</b>	<b>Contrainte de cisaillement</b>	<b><math>\tau_{adm}</math> (MPa)</b>	5	5	5
		<b><math>\tau</math> (MPa)</b>	1.44	1.48	1.84
		<b><math>\tau_b</math> (MPa)</b>	1.03	1.06	1.31
	<b>Effort normale à l'ELS</b>	<b>N<sub>ser</sub> (KN)</b>	622.62	475.46	371.71
		<b><math>\sigma_b</math> (MPa)</b>	0.75	0.57	0.45
		<b><math>\bar{\sigma}_b</math> (MPa)</b>	15	15	15



Figure.VI.3. Schéma de ferrailage des voiles V1 et V2

#### VI.4.Conclusion :

D'après les résultants de ce chapitre on peut dire que nous avons amélioré le comportement des modes propres tell que :

- Le premier mode est de translation selon l'axe (X-X)
- Le deuxième mode est de translation selon l'axe (Y-Y)
- Le troisième mode est de rotation selon l'axe (Z-Z)
- Une période fondamentale  $T=0.20$   $F= 1/T \Rightarrow F = 1/0.20=5$  (HZ), et a partir de la figure (I.7) , la fréquence du renforcement proposé en dehors de la zone énergétique de l'accélérograme du séisme de boumerdes





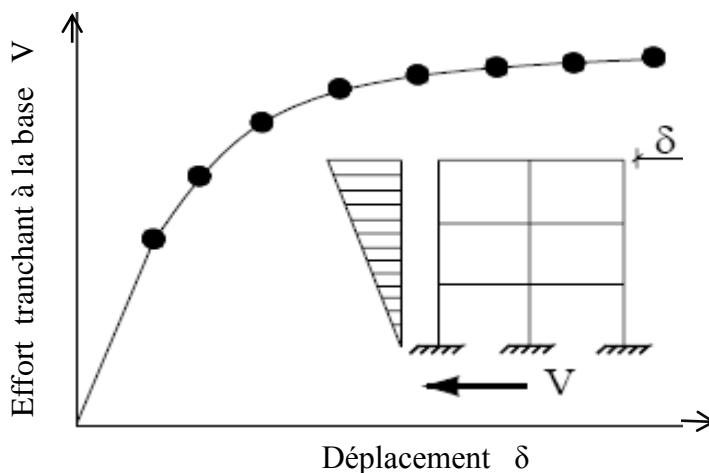
# Chapitre VII

## VII.1. Introduction

Le but de cette partie est d'étudier les structures abordées précédemment par l'analyse de leurs performances vis-à-vis de l'action sismique au-delà du comportement élastique. Généralement, cette étude est menée par la méthode dite Push over en effet, L'analyse statique non linéaire ou l'analyse push over est un outil utilisé pour l'évaluation de la performance sismique des bâtiments existants, et des nouvelles structures.

Elle consiste à établir une courbe, dite courbe de capacité effort-déplacement unique pour caractériser le comportement de la structure en la poussant, de plus en plus intensément, jusqu'à ce qu'elle atteigne son déplacement maximal ou le déplacement cible visé. La figure (VI.1) montre sous forme graphique la procédure de cette analyse. La charge latérale traduit par l'effort tranchant à la base, est représentée en fonction du déplacement au niveau de sommet de la structure. Cette courbe de capacité indique le comportement de la structure face à n'importe quelle sollicitation horizontale. Bien évidemment, le déplacement de la structure augmente avec la force, jusqu'au moment où celle-ci perd complètement sa capacité de résistance.

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de rotule plastique). En prenant en compte le nouveau état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continue jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité.[10]



**Figure VII.1.** Courbe de capacité (Push over) d'une structure

# Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

---

## VII.2. But de l'analyse Push over

Le but de l'analyse Push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure : [11]

- L'analyse push over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite : L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

Tous ces points sont utilisés dans le cas de calcul en capacité pour s'assurer que la séquence de formation des rotules plastiques est conforme aux hypothèses de la conception.

## VII.3. Les étapes de l'analyse Push over :[11]

**Etape 1** : la structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes, selon la réglementation Algérienne ces charges incluent les charges permanentes et une portion des charges d'exploitations. elles sont données par :  $G+0,2Q$

**Etape2** : elle subit un autre chargement latéral qui peut être : rectangulaire, triangulaire ou modale, le chargement triangulaire est déterminé en calculant les charges latérales équivalentes qui représentent les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.

## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

---

**Etape3 :** On détermine un déplacement cible, déplacement qui est choisi arbitrairement, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.

**Etape4 :** En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement Latéral et des déplacements résultants.

Pour effectuer cette analyse qui se base sur des poussées progressive appliquées sur la structure, on a utilisé le logiciel SAP 2000 qui possède des modules plus complet que le logiciel ETABS.

Il existe différents guides traitant ces différentes méthode à savoir les guides FEMA 356 et ATC 40. Nous avons utilisé dans notre travail l'ATC 40.

### **VII.4. approche de FEMA 356**

Le code de calcul FEMA 356 a été réalisé dans le but de fournir des guides techniquement valables et acceptables Pour la réhabilitation sismique des bâtiments aux états unis

Bien que le document a été rédigé avec l'objectif de la réhabilitation basée sur performance de structures existantes. Contrairement au document ATC-40, ces recommandations sont applicables pour tous les matériaux de construction et définissent des limites d'acceptabilité définies pour l'analyse linéaire ainsi l'analyse non linéaire.

La procédure de base est similaire à celle qui est recommandée dans l'ATC. Le propriétaire décide que l'objet de performance doit être atteint. L'ingénieur conçoit alors la modification ou la nouvelle structure pour atteindre l'objectif de performance. [13]

### **VII.5. Méthode de capacité spectrale ATC40**

La méthode de capacité spectrale est l'une des méthodes les plus utilisé pour l'estimation des performances sismiques des structures, développée par « Freeman », la méthode a connue par la suite plusieurs modification, les versions les plus récentes c'est l'ATC40.

La méthode consiste à superposer dans un graphe de type ( $S_a$ - $S_d$ ) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (courbe de capacité) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme.

La courbe de capacité est obtenue en appliquant à la structure un chargement incrémentale distribué sur la hauteur du bâtiment.

## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

---

La courbe sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effective de la structure ( $\beta_{\text{eff}}$ ).

En d'autres termes, la méthode est basée sur le principe que si la demande en énergie à dissiper, représentée par l'amortissement ( $\beta_{\text{eff}}$ ) est supérieur à la demande initiale qui correspond à un amortissement visqueux de ( $\beta_{\text{eff}}= 5\%$ ), le comportement inélastique de la structure est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux.

L'intersection de ces deux courbes représente le point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

### VII.5.1. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique : [12]

L'amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérent à la structure et d'amortissement d'hystérésis.

L'amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée constant et égale à 0.05 (5%).

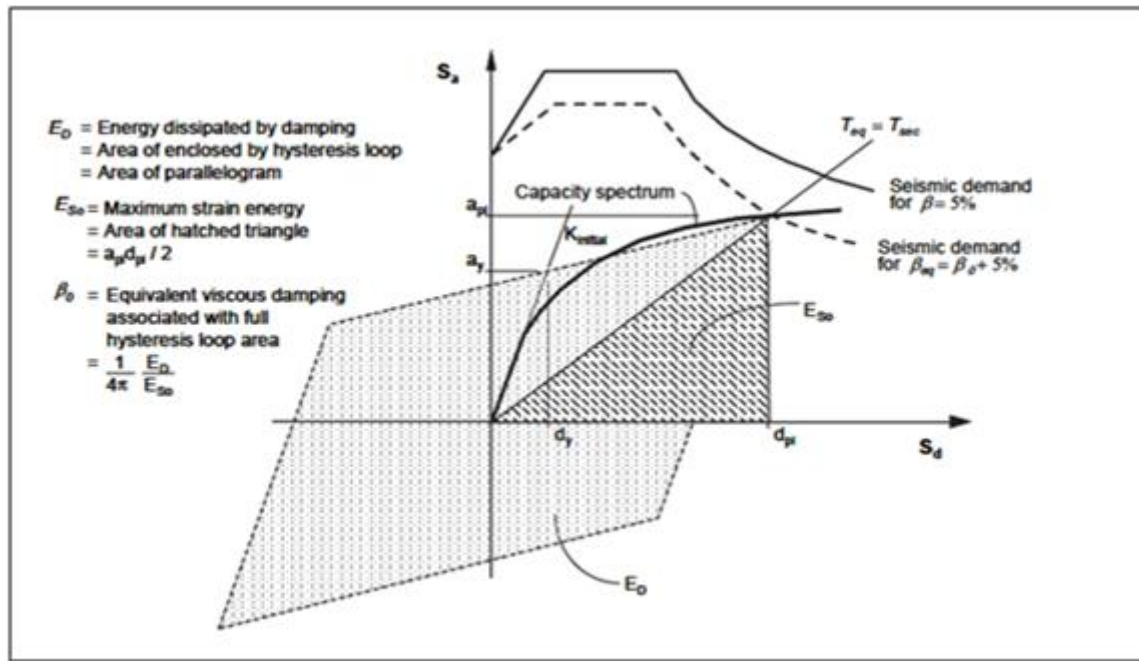
L'amortissement d'hystérésis peut être représenté par un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté ( $\beta_0$ ) en utilisant des équations disponibles dans littérature, le règlement ATC 40 propose de déterminer le terme ( $\beta_0$ ) en utilisant l'équation suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{s0}} \quad (\text{VI.1})$$

$E_D$  : L'énergie dissipée par l'amortissement.

$E_{s0}$  : L'énergie de déformation maximale.

## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance



**Figure VII.2.** Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

Le développement de l'équation (VI.1) donne une autre écriture du terme ( $\beta_0$ ) qui est fonction des points ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ) et ( $a_y$ ,  $d_y$ ) :

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_{pi}d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} \quad (VI.2)$$

Ainsi, l'amortissement effectif ( $\beta_{eff}$ ) associé à un déplacement maximal  $d_{pi}$  peut être exprimé par l'équation suivante :

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5 \quad (VI.3)$$

$$\beta_{eff} = \frac{63.7(a_{pi}d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 5 \quad (VI.4)$$

Un facteur correcteur note ( $K$ ) est introduit dans l'équation (VI.4) pour tenir compte de la justesse de représentation de l'hystérésis de la structure par un parallélogramme.

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = k \frac{63.7(a_{pi}d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 5 \quad (VI.5)$$

Le facteur  $k$  dépend du comportement structurel du bâtiment, le règlement ATC 40 considère trois types de comportement (type A, B et C).

**Type A :** la boucle d'hystérésis est sensiblement similaire à celle de la figure VI.2, le facteur  $k$  est affecté d'une valeur égale lorsque  $\beta_0 \leq 16.25$  (tableau VI.1)

**Type B :** la boucle d'hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la figure VI.2, le facteur  $k$  est affecté d'une valeur égale à 2/3 lorsque  $\beta_0 \leq 25$  (tableau VI.1).

## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

---

**Type C** : la boucle d'hystérésis est très réduite par rapport à celle de la figure VI.2, facteur  $k$  est affecté d'une valeur égale à  $2/3$  (tableau VI.1).

Les valeurs du facteur ( $k$ ) sont données dans le tableau VI.1 :

**Tableau VII.1.** Détermination de l'amortissement effectif de la structure.

Type de comportement structurel	$\beta_0$ (en pourcents)	k
<b>Type A</b>	$\beta_0 \leq 16.25$	1.0
	$\beta_0 \geq 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(\text{api. dpi} - \text{dy. api})}{\text{apidp}}$
<b>Type B</b>	$\beta_0 \leq 25$	0.64
	$\beta_0 \geq 25$	$0.845 - \frac{0.446(\text{api. dpi} - \text{dy. api})}{\text{apidp}}$
<b>Type C</b>	Toutes les valeurs	0.33

Le choix du type de comportement (type A, B et C) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de durée de l'onde sismique (tableau VI.2)

**Tableau VII.2.** Type de comportement structurel

Durée du séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

### VII.6. Détermination du point de performance

Dans l'ATC 40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures A et B sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique.

La procédure A est itérative, la convergence vers le point de performance peut nécessiter plusieurs itérations, tandis que la procédure B est basée sur une hypothèse simplificatrice qui conduit à une solution directe : [12]

Par conséquent, nous avons choisi d'utiliser la procédure B.

La procédure B repose sur la pente du segment élastique, le point  $(a_y, d_y)$  et la pente du segment post-élastique sont constants.

Cette hypothèse simplificatrice n'implique que l'amortissement effectif ( $\beta_{\text{eff}}$ ) dépend seulement du terme (dpi).

Les étapes de détermination du point de performance peuvent être résumées comme suit :

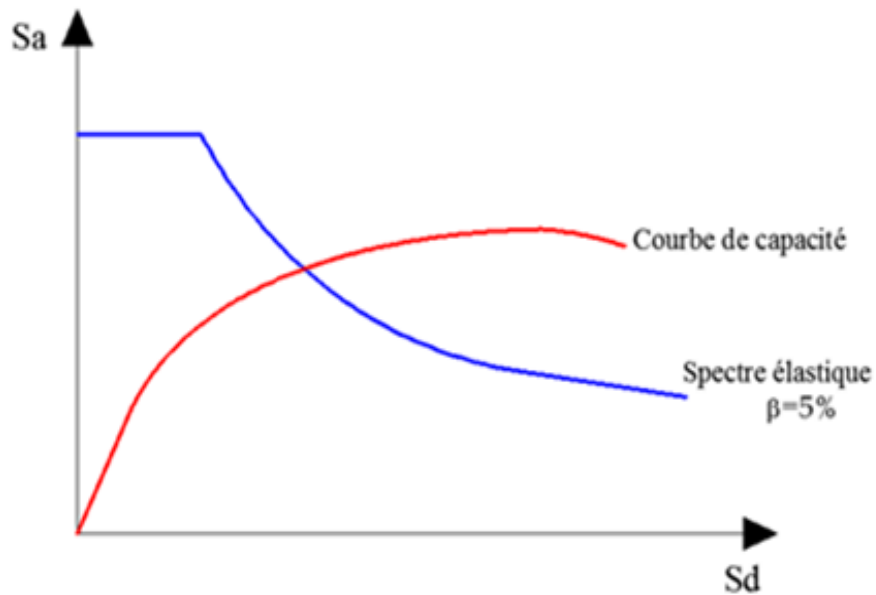
## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

---

- 1- Détermination de la courbe de capacité de la structure dans le format  $(S_a-S_d)$  en utilisant le logiciel SAP 2000.
- 2- Développement du spectre élastique amorti à  $(\beta_{\text{eff}}=5\%)$ .
- 3- Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacement en utilise l'équation

$$\mathbf{Sd}_i = \mathbf{T}_i^2 \mathbf{S} \mathbf{a}_i g / 4\pi^2 \quad (\text{VI.6})$$

- 4- Représentation graphique du spectre élastique et de la courbe de capacité.



**Figure VII.3.** Spectre élastique et courbe de capacité.

- 5- Développement de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente qui correspond à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Un point  $(a^*, d^*)$  est défini en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux, le segment post-élastique est déterminé en reliant ce point à un autre point  $(a_y, d_y)$  qui est déterminé de telle façon à avoir l'égalité des surfaces  $A_1$  et  $A_2$  (figure VI.4 et VI.5)



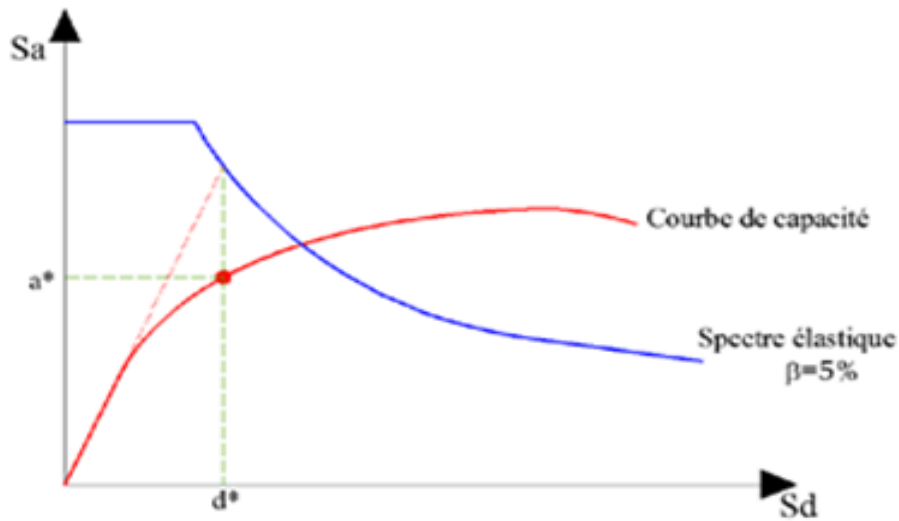


Figure VII.4. Détermination du point  $(a^*, d^*)$

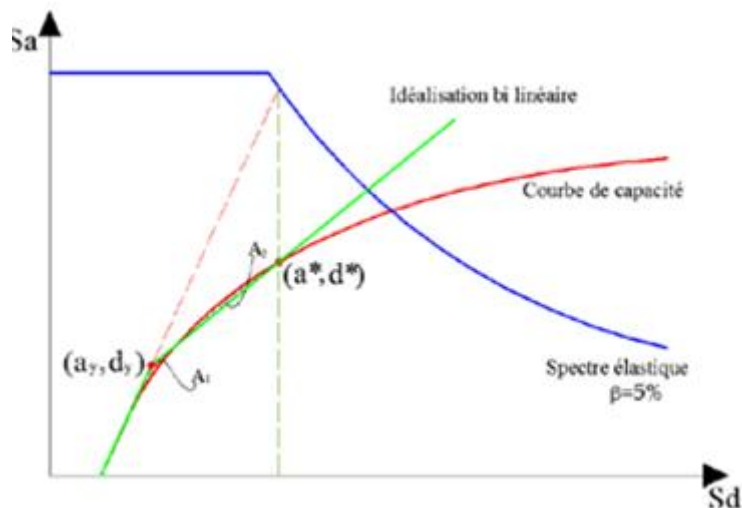


Figure VII.5. Détermination du point  $(a_y, d_y)$

- 6- Calcul de l'amortissement effectif ( $\beta_{eff}$ ) pour une série de valeurs de  $(d_{pi})$  situés au voisinage du point  $(a^*, d^*)$ .

Si on considère un point  $(a_{pi}, d_{pi})$  sur le segment post élastique de la représentation bilinéaire, la pente du segment peut être calculée comme suit :

$$P = (a_{pi} - a_y) / (d_{pi} - d_y) = (a^* - a_y) / (d^* - d_y) \quad (VI.7)$$

On peut calculer le terme  $a_{pi}$  en fonction de  $d_{pi}$  :

## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

$$a_{pi} \frac{(a^* - a_y) - (d_{pi} - d_y)}{(d^* - d_y)} + a_y \quad (VI.8)$$

Les valeurs du terme  $a_{pi}$  obtenus sont introduites dans l'équation (VI.5), on obtiendra ainsi l'expression du terme de l'amortissement effectif ( $\beta_{eff}$ ) en fonction du terme ( $d_{pi}$ ).

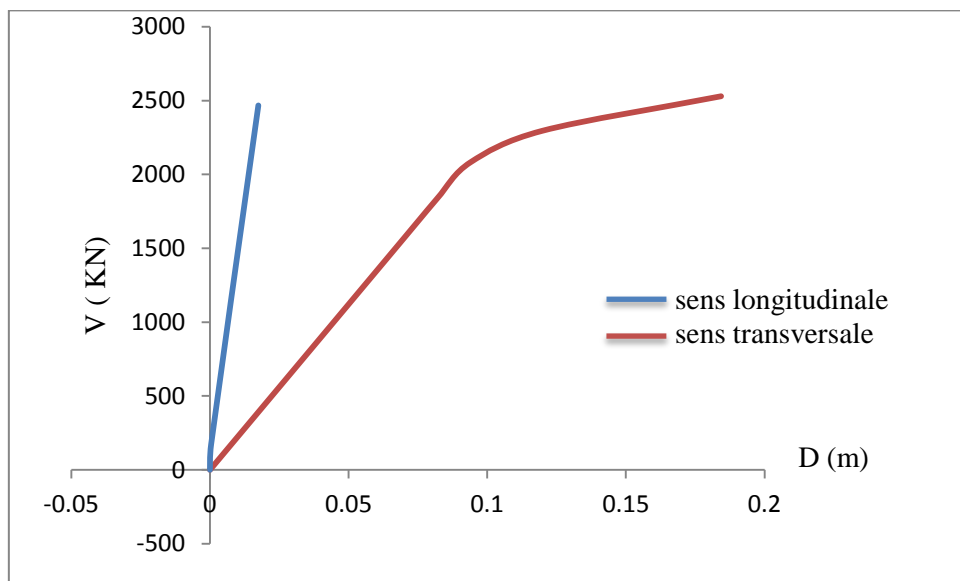
$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 = k \left( \frac{63.7(a_{pi} d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right) + 5 \quad (VI.9)$$

- 7- Développement et représentation d'une famille de spectres réduits ( $\beta_{eff} > 5\%$ ) l'amortissement effectif maximal ( $\beta_{eff}$ ) dépend du type de comportent structurel du bâtiment.

### VII.7. résultat de l'analyse Puch Over :

#### VII.7.1. courbes de capacité des structures :

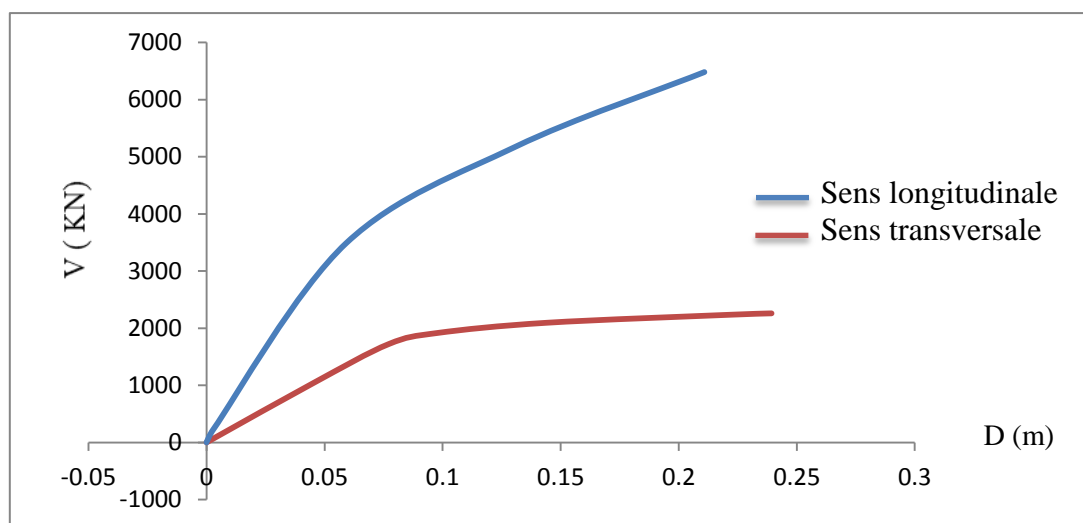
❖ **Structure initial auto stable:**



**Figure VII.6.** Courbe de capacité de la structure auto stable dans le sens longitudinale et transversale « structure A »

Avec (02) portiques auto stables dans le sens longitudinal et (05) dans le sens transversal, nous constatons que les portiques du sens longitudinal se rompt rapidement sans se déformer contrairement au sens transversal.

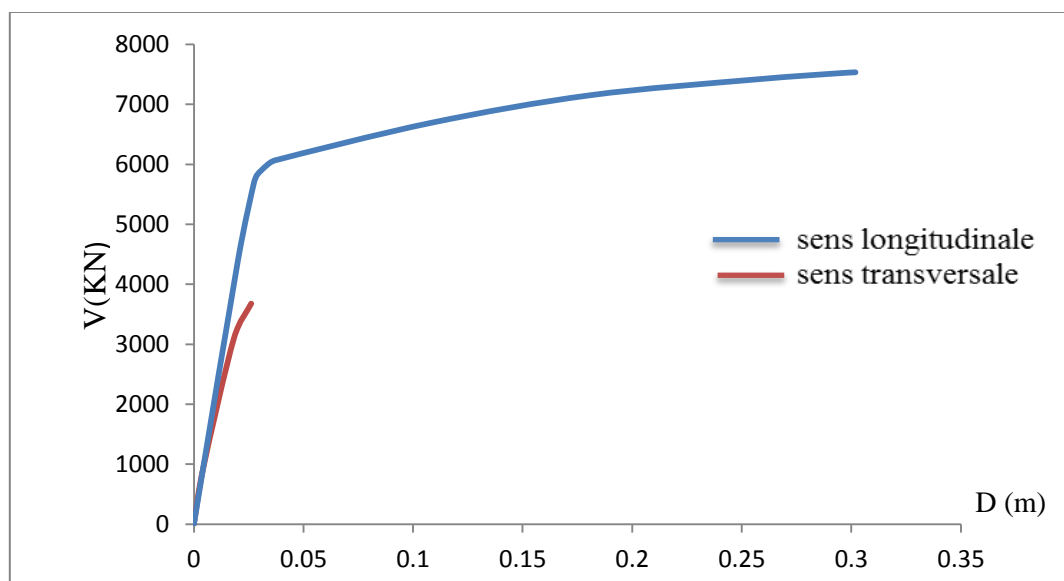
❖ **Structure initial en voile :**



**Figure VII.7.** Courbe de capacité de la structure en voile dans le longitudinale et transversale « structure B »

Avec la structure composée de voiles dans le sens longitudinal on constate que celle-ci a un meilleur comportement vis-à-vis du séisme (grande déformation avant de se rompre) contrairement à la structure composé de portique auto stable dans le sens transversal.

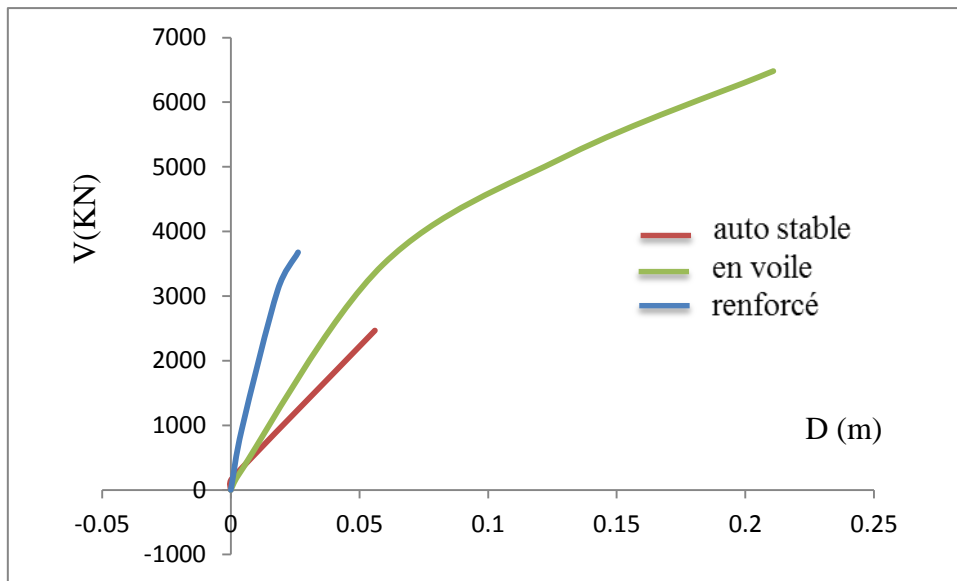
❖ **Structure renforcé :**



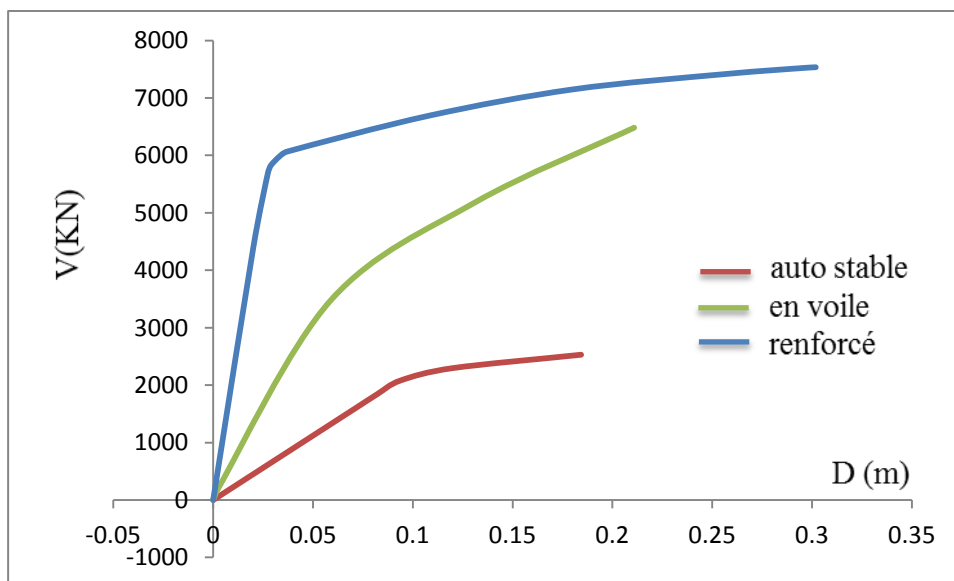
**Figure VII.8.** Courbe de capacité de la structure renforcée dans le sens longitudinale et transversale

La structure renforcée par des voiles dans le sens transversal aura un meilleur comportement lors du séisme.

❖ **Comparaison entre les structures :**



**Courbe VII.9.** Courbe de capacité des trois structures dans le sens longitudinale

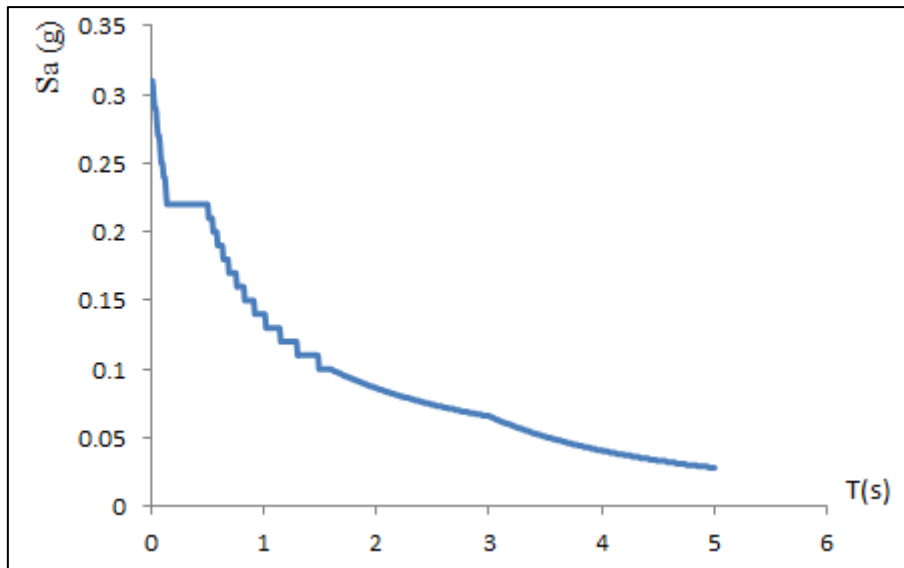


**Courbe VII.10.** Courbe de capacité des trois structures dans le sens transversale

## VII.7.2. calcul du point de performance

### VII.7.2.1. spectre de réponse

Pour le calcul du point de performance selon ATC, nous avons utilisé une excitation sismique représentée par le spectre de réponse suivante :



**Figure VII.11.** Le spectre de réponse selon le RPA.

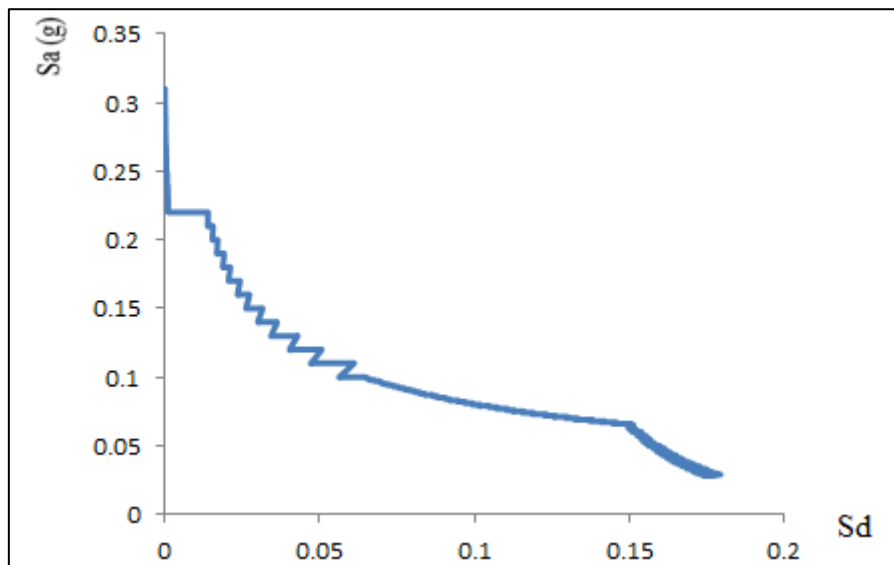
#### VII.7.2.2. calcule le point de performance selon la méthode ATC40

##### ❖ Exemple de calcul

Pour la structure avec voile

1) Suivante le sens longitudinale :

- Transformation Sa-T sous format ADRS (spectre de réponse accélération-déplacement) par l'équation (VI.6)



**Figure VII.12.** Transformation Sa-T sous format ADRS

- Détermination du point (dpi , api) :

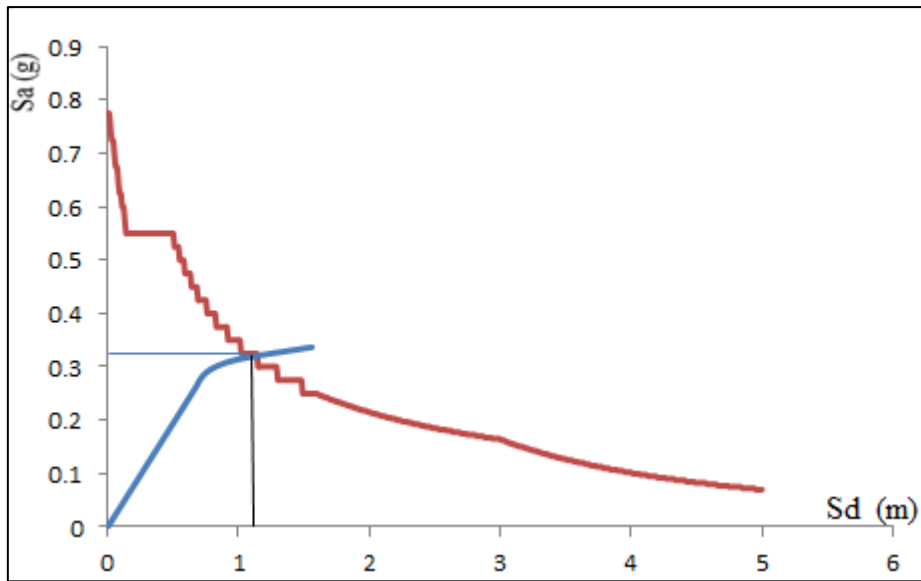


Figure VII.13. détermination du oint ( $d_{pi}$  ,  $a_{pi}$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} d_{pi} = 10.9 \text{ cm} \\ a_{pi} = 0.32 \text{ g} \end{array} \right.$$

- Détermination du point ( $d_y$  ,  $a_y$ ) :

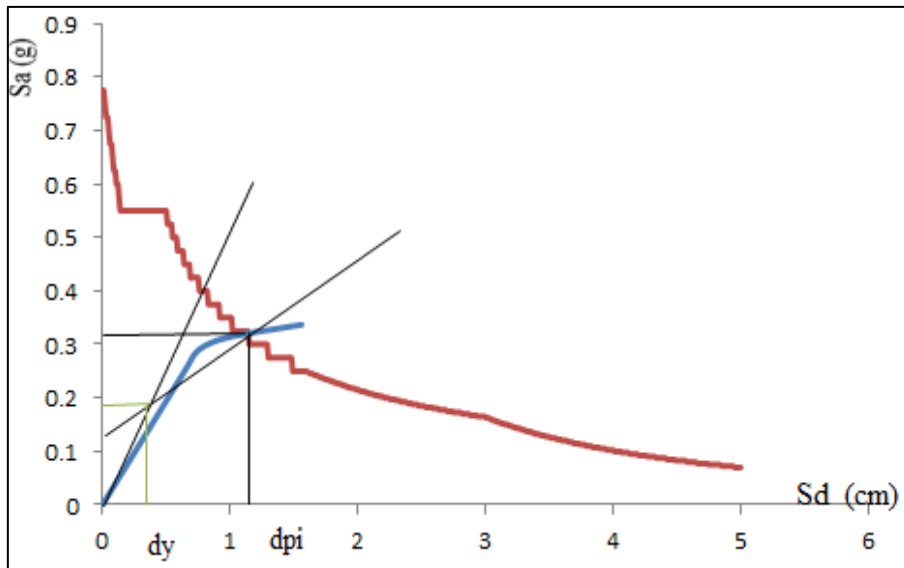


Figure VII.14. Détermination du oint ( $d_y$  ,  $a_y$ )

$$\left\{ \begin{array}{l} d_y = 0.4 \text{ cm} \\ a_y = 0.18 \text{ g} \end{array} \right.$$

- Détermination des paramètres ( $\beta_0$  ,  $\beta_{eff}$ ) :

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi})}{a_{pi}d_p} = 3.41 \quad \beta_{eff} = k \beta_0 + 5 = 8.41$$

## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

### Remarque :

Notre structure est de type A, car  $\beta_0 \leq 16.25\%$ , donc  $K=1$

$$\beta_{\text{eff}} = k \beta_0 + 5 = 8.41$$

Nous avons utilisé le **SAP 2000**, pour le calcul des différents types des structures

La courbe en vert représente la courbe de capacité ;

La courbe en rouge représente le spectre de demande ;

La courbe en jaune représente la courbe de demande après itération.

### ➤ Structure auto stable

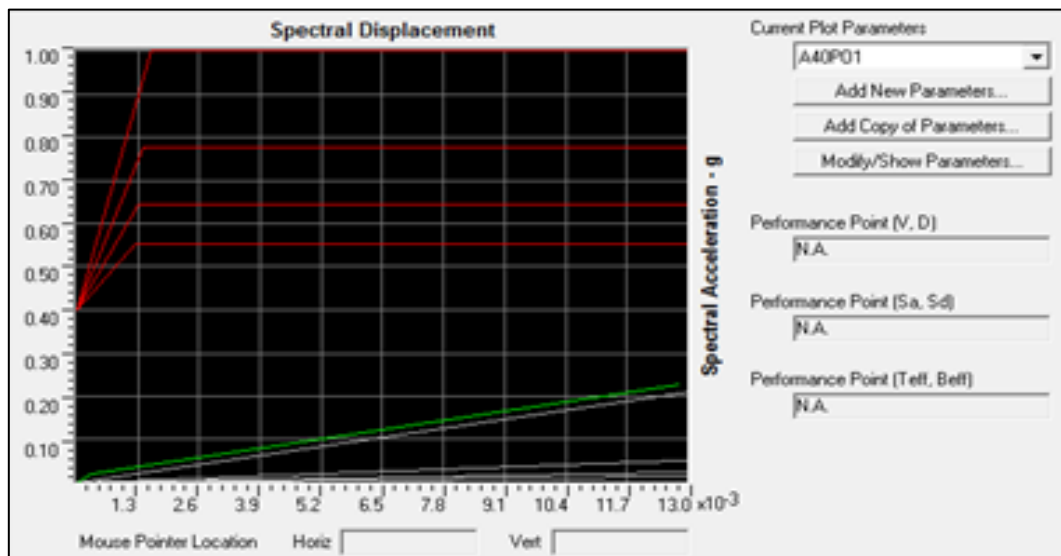


Figure VII.15. Courbe de capacité de la structure auto stable suivant l'axe x-x

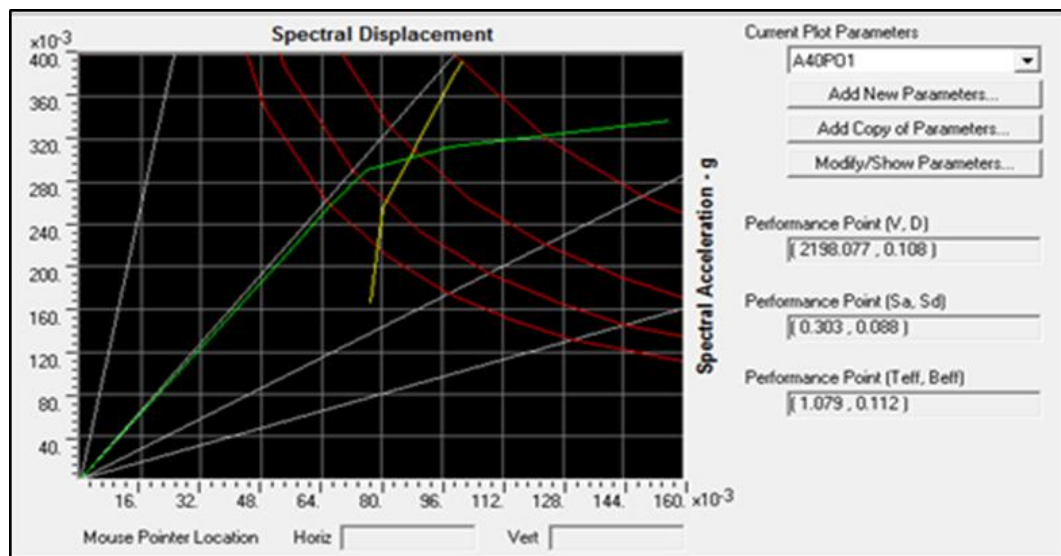


Figure VII.16. Courbe de capacité de la structure auto stable suivant l'axe y-y

➤ Structure avec voile :

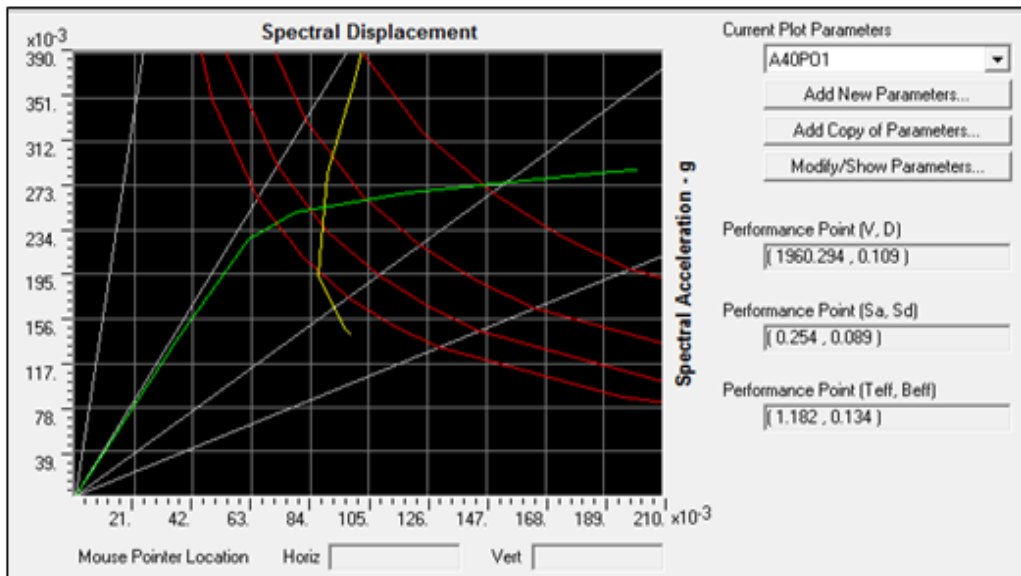


Figure VII.17. Courbe de capacité de la structure mixte suivant l'axe x-x

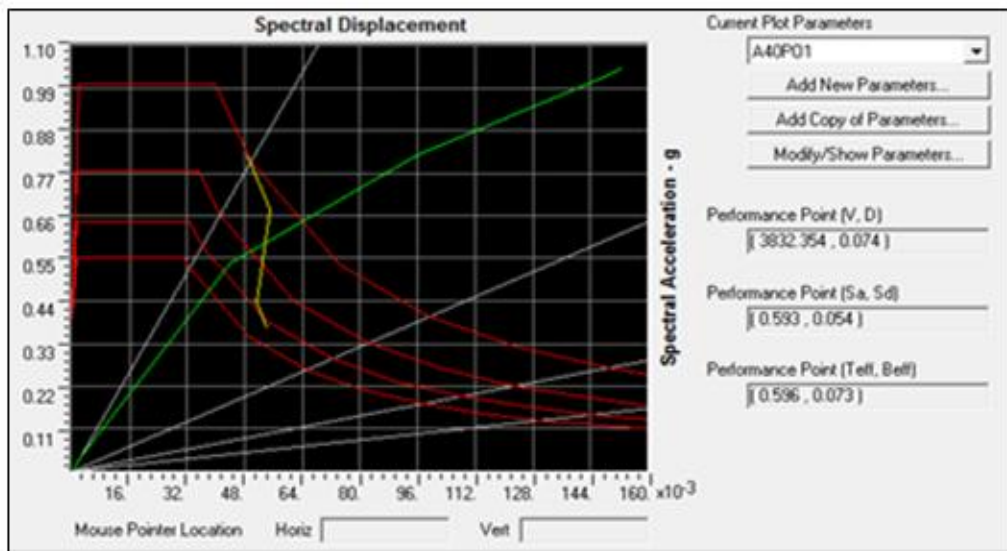
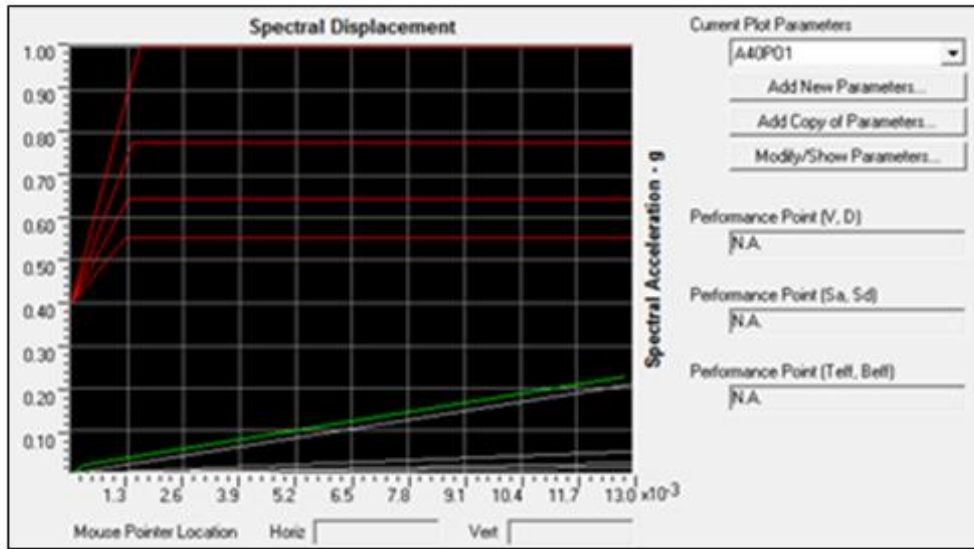


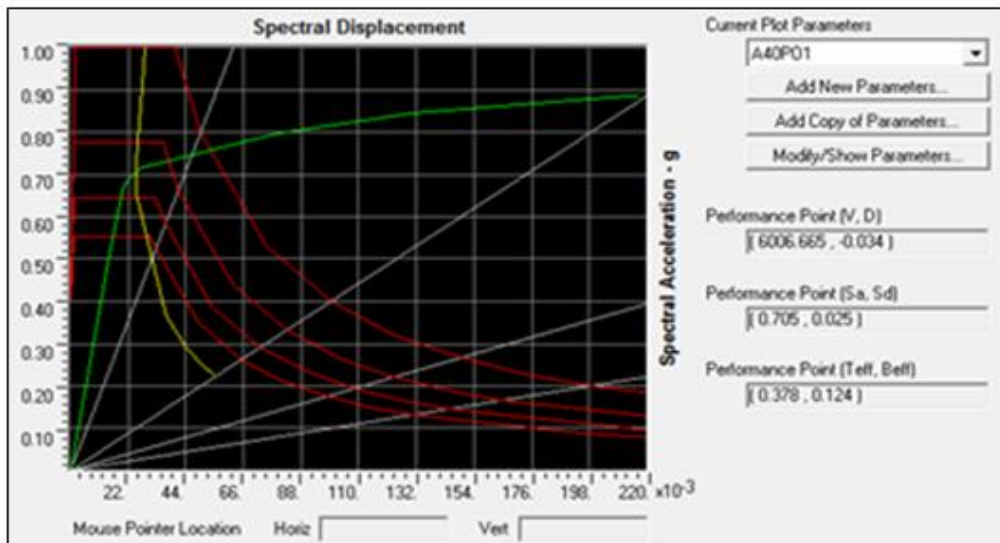
Figure VII.18. Courbe de capacité de la structure mixte suivant l'axe y-y



➤ **Structure renforcé :**



**Figure VII.19.** Courbe de capacité de la structure mixte suivant l'axe x-x



**Figure VII.20.** Courbe de capacité de la structure mixte suivant l'axe y-y

### VII.7.2.3. Type de comportement

➤ **Structure auto stable :**

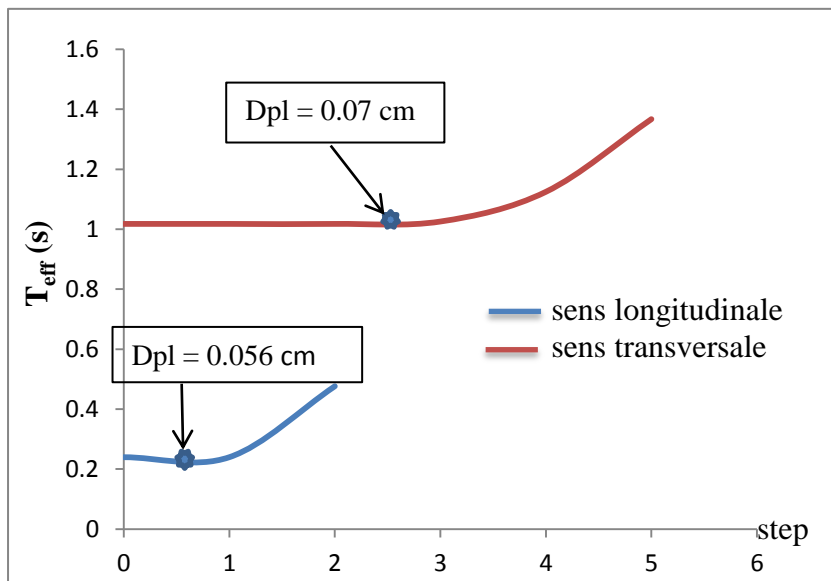
**Tableau VI.3.** capacité-demande de la structure auto-stable « sens transversal »

Step	$T_{eff}$	$B_{eff}$	Capacité		Demande	
			$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$
0	0.239611	0.05	0	0	0.014262	1
1	0.239611	0.05	0.000288	0.02022	0.014262	1
2	0.476138	0.078288	0.012829	0.22781	0.042043	0.746562

## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

**Tableau VI.4.** capacité-demande de la structure auto-stable « sens longitudinal »

Step	$T_{eff}$	$B_{eff}$	Capacité		Demande	
			$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$
0	1.017539	0.05	0	0	0.101105	0.393105
1	1.017539	0.05	0.0569	0.221232	0.101105	0.393105
2	1.017539	0.05	0.066258	0.257618	0.101105	0.393105
3	1.025485	0.058704	0.076033	0.291058	0.097839	0.374535
4	1.124611	0.155942	0.098455	0.31338	0.080169	0.255177
5	1.366939	0.284976	0.156397	0.336952	0.077095	0.1661



**Figure VII.21.** Variation de période effectif en fonction des étapes de chargement, structure initiale auto stable.

➤ **Structure mixte :**

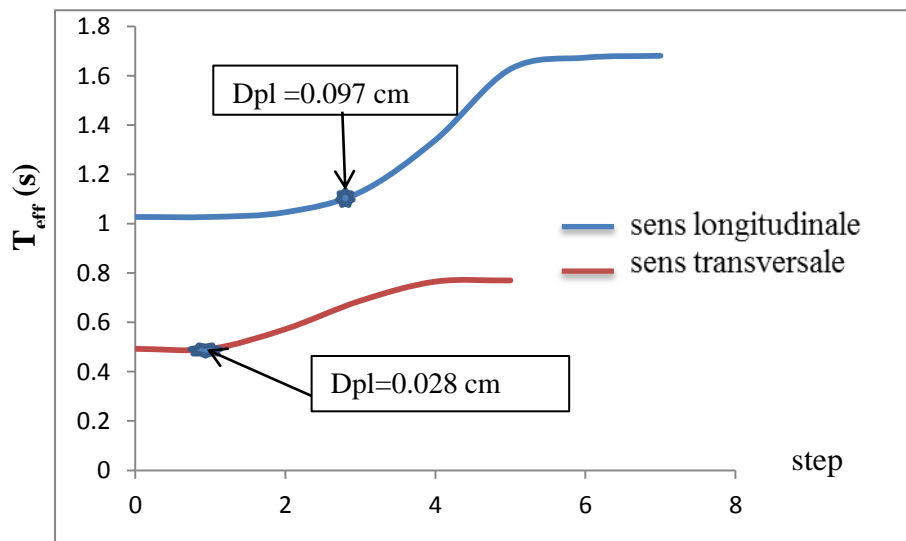
**Tableau VII.5.** capacité-demande de la structure avec voile « sens transversal »

Step	$T_{eff}$	$B_{eff}$	Capacité		Demande	
			$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$
0	1.027456	0.05	0	0	0.10209	0.389311
1	1.027456	0.05	0.035661	0.13599	0.10209	0.389311
2	1.04642	0.059205	0.0616	0.226467	0.099617	0.366236
3	1.128019	0.110535	0.078873	0.249538	0.089997	0.28473
4	1.339282	0.203238	0.119081	0.267262	0.086713	0.194616
5	1.627215	0.252945	0.186674	0.283814	0.096565	0.146815
6	1.673444	0.256883	0.199298	0.286496	0.09867	0.141841
7	1.680957	0.257746	0.201171	0.286611	0.098974	0.141009

## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

**Tableau VII.6.** capacité-demande de la structure avec voile « sens longitudinal »

Step	$T_{eff}$	$B_{eff}$	Capacité		Demande	
			$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$
0	0.492672	0.05	0	0	0.048953	0.811899
1	0.492672	0.05	0.002066	0.034259	0.048953	0.811899
2	0.572506	0.057076	0.043646	0.536077	0.055019	0.675758
3	0.687587	0.138095	0.095856	0.816211	0.051079	0.434935
4	0.765238	0.160936	0.148753	1.02261	0.053955	0.370919
5	0.769855	0.161287	0.152906	1.038591	0.054239	0.368414



**Figure VII.22.** Variation de période effectif en fonction des étapes de chargement, structure initiale avec voile.

➤ **Structure renforcé :**

**Tableau VII.7.** capacité-demande de la structure renforcé « sens transversal »

Step	$T_{eff}$	$B_{eff}$	Capacité		Demande	
			$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$
0	0.338595	0.05	0	0	0.028479	1
1	0.338595	0.05	0.014579	0.511917	0.028479	1
2	0.347516	0.066701	0.019889	0.662985	0.027164	0.905476
3	0.351939	0.075873	0.020921	0.679981	0.026588	0.864148
4	0.372491	0.116016	0.0242	0.70213	0.025089	0.727934
5	0.390195	0.14546	0.026993	0.713713	0.024787	0.655389
6	0.630856	0.274733	0.078832	0.797415	0.03615	0.365672
7	0.788273	0.286713	0.130383	0.844707	0.04434	0.287266
8	0.921241	0.298334	0.183933	0.872474	0.05126	0.24315

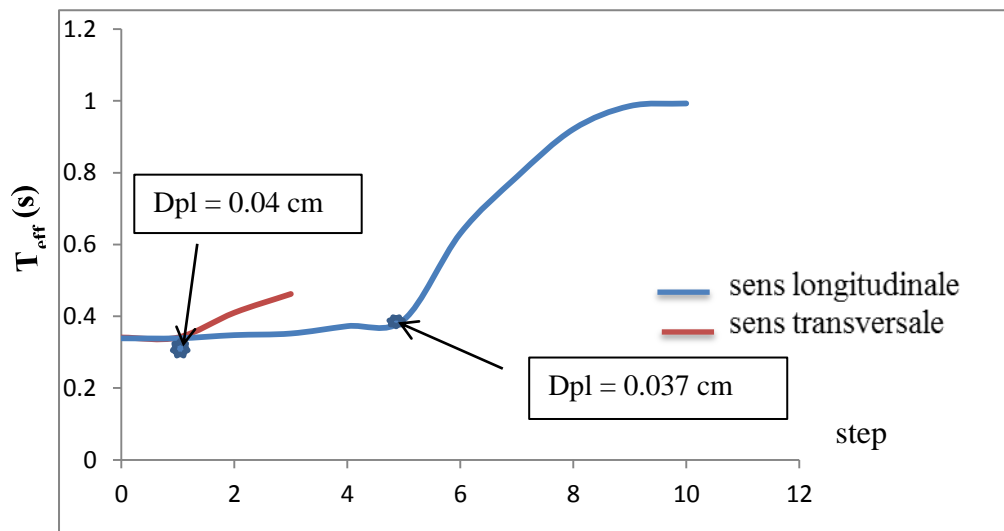
## Chapitre VII Réflexion sur le comportement des structures abordées par analyse de leur performance

9	0.985581	0.303106	0.213453	0.884622	0.05484	0.227277
10	0.992872	0.303698	0.216901	0.885757	0.055246	0.225608

**Tableau VII.8.**

capacité-demande de la structure renforcé « sens longitudinal »

Step	$T_{eff}$	$B_{eff}$	Capacité		Demande	
			$S_d$	$S_a$	$S_d$	$S_a$
0	0.340838	0.05	0	0	0.028857	1
1	0.340838	0.05	0.003165	0.109669	0.028857	1
2	0.410036	0.093214	0.01398	0.334726	0.033333	0.798125
3	0.462113	0.155393	0.020305	0.382782	0.032983	0.621764



**Figure VII.23.** Variation de période effectif en fonction des étapes de chargement, structure renforcé.

Dans la structure auto stable nous constatons que les portiques du sens longitudinale convergent rapidement vers le domaine plastique contrairement pour la structure avec voile.

### **VII.8.Conclusion :**

D'après les résultats précédents on constate que le système de contreventement « voiles » a la plus grande capacité à dissiper l'énergie par déformation.

A la fin de notre travail nous avons étudié le renforcement des bâtiments et nous avons constaté son importance et son rôle de mettre les bâtiments dans un comportement élastique avec une marge important.



# Conclusion générale

## Conclusion générale

---

Dans ce travail nous avons abordé, en premier lieu, le diagnostic de deux types de bâtiments existants, de la cité 1200 sis à la wilaya de boumerdès, afin d'analyser leur conception initiale et leur degré de conformité aux normes de construction actuelles pour déceler les causes de leur endommagement sous excitations sismique vécue en 2003 par le séisme de boumerdès. Cette analyse a décelé que les deux structures initiales ne répondent pas aux normes prescrites par le règlement parasismique algérien ainsi que certaines normes constructives telles que le confinement des zones nodales et l'espacement des armatures transversales. Aussi, parmi les causes principales des dégâts occasionnés par le séisme de 2003 c'est l'insuffisance du joint sismique et la fréquence de la structure, plus précisément dans le sens transversal, qui coïncide avec les fréquences énergétiques du séisme. En deuxième étape, nous avons analysé le renforcement effectué par l'organisme de contrôle (CTC), nous avons trouvé qu'il présente une certaine insuffisance quant aux exigences imposées par le règlement parasismique algérien aussi aucune solution n'a été prise pour régler le problème d'insuffisance de joint sismique qui n'assure en aucun cas une indépendance du mouvement en cas de chargement sismique. De plus, le premier mode de la structure renforcée est un mode de torsion qui coïncide avec les fréquences les plus énergétiques d'un enregistrement sismique du séisme de boumerdès que si dans le cas où cet événement se reproduit de la même façon cela produira des dégâts et des dommages très importants dans les bâtiments constituant la cité des 1200. Face à cela nous avons proposé un confortement du renforcement qui a été fait par le CTC par l'élimination de ce joint de largeur seulement de 2 cm par l'introduction de voiles en joignant ainsi les deux blocs pour constituer un bâtiment seulement d'un seul bloc que nous lui avons aussi deux voiles dans le sens transversal de part et d'autre du bâtiment. Cela a amélioré de beaucoup le comportement du bâtiment quant à ses caractéristiques dynamiques avec un respect de toutes les conditions de conception parasismique imposées par l'RPA version 2003. Enfin, en troisième partie de notre travail, nous avons essayé d'analyser la performance de toutes les structures étudiées par la méthode pushover. Cette analyse nous a permis de faire la comparaison entre les structures auto-stables, voiles et avec renforcement. Elle nous a permis de voir que le contreventement avec voile est le plus performant. Néanmoins, le renforcement par voile tel qu'il a été réalisé par le CTC (dans un seul sens) n'est pas assez performant et ne permet pas de dissiper suffisamment l'énergie du séisme. Par contre le renforcement par voiles dans les deux sens (longitudinal et transversal) présente une performance considérable vis-à-vis de l'action sismique.

Enfin, arrivés au bout de ce projet, nous en sortons renforcés en termes de savoir, et mieux préparés à la vie professionnelle.



# Annexes



### Exécution de l'analyse push over par SAP 2000 :

Le logiciel de calcul SAP 2000 fournit des options à l'utilisateur pour créer, analyser, et concevoir des modèles de structures .Ce logiciel est très puissant et complètement intégré pour modéliser des structures en béton armé et en charpente métallique .Le programme fournit un environnement interactif où l'utilisateur pourra étudier les conditions des contraintes, mettre des changements appropriés comme les révisions sur les dimensions des éléments, et mettre à jour le modèle sans relancer l'analyse.

La version non linéaire de SAP2000 offre un outil très puissant pour l'exécution de l'analyse push over, avec un modèle en 2D ou 3D.

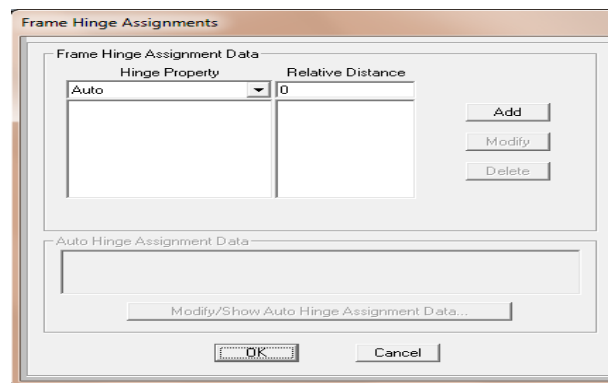
Pour effectuer l'analyse, les étapes suivantes sont réalisées :

Les 3 étapes suivantes ont pour but la définition des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres.

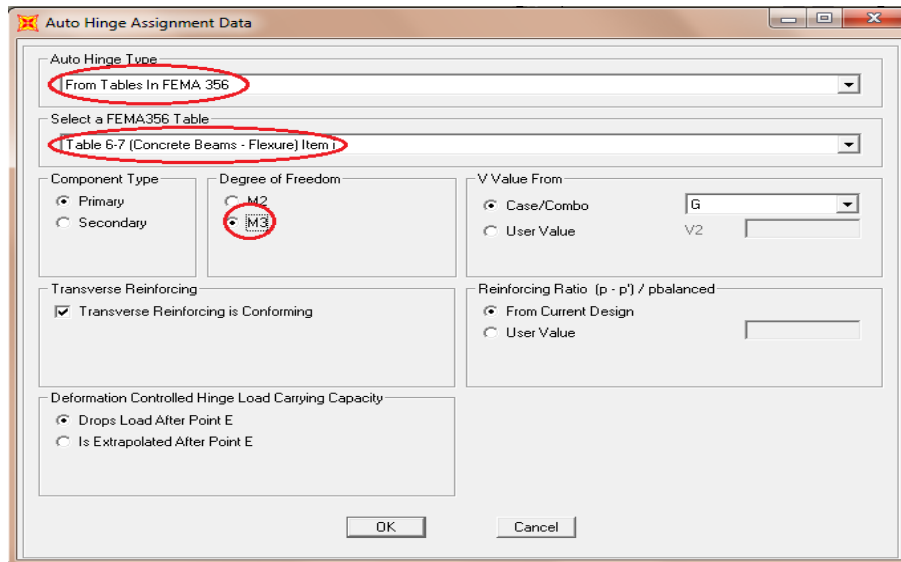
#### 1<sup>ère</sup> étape :

Sélectionner toutes les poutres, puis utiliser Assign → Frame → Hinges...

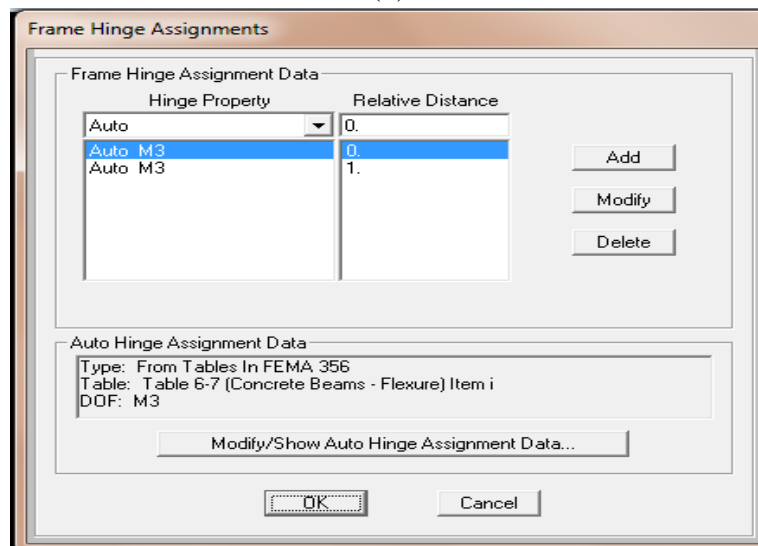
Comme indiqué ci-dessous :



(a)



(b)



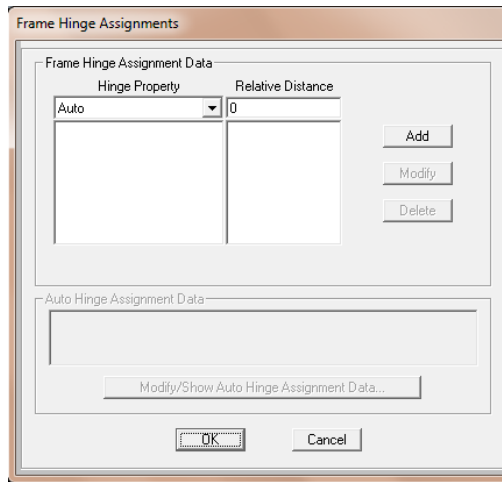
(c)

**NB :** (a) ;(b) et (c) boîte de dialogue des données d'analyse Push Over avec SAP 2000.

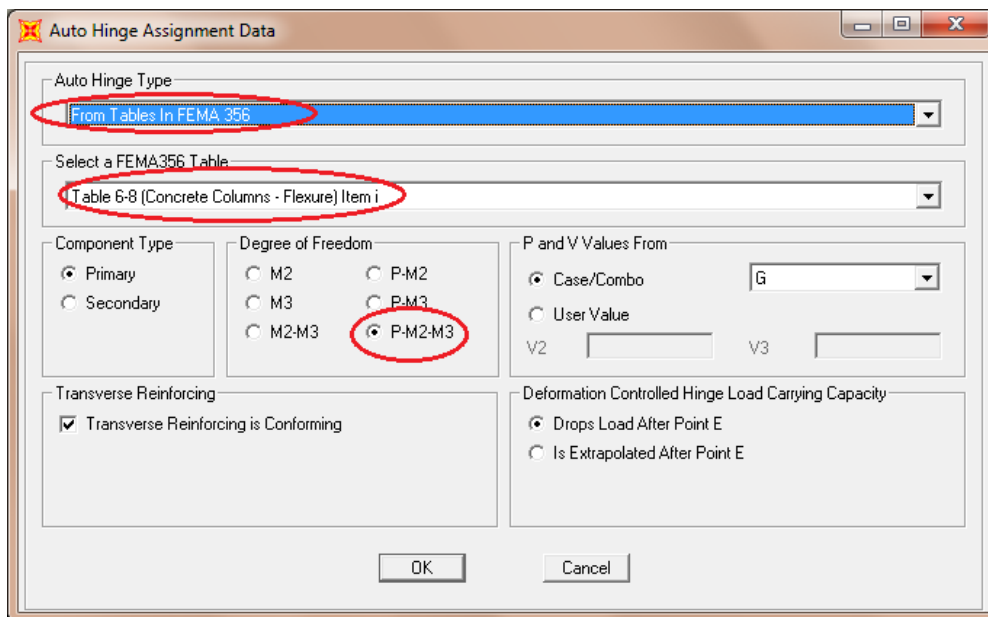
FEMA : " Federal Emergency Management Agenc " l'agence fédérale de gestion des urgences.

**2<sup>eme</sup> étape :**

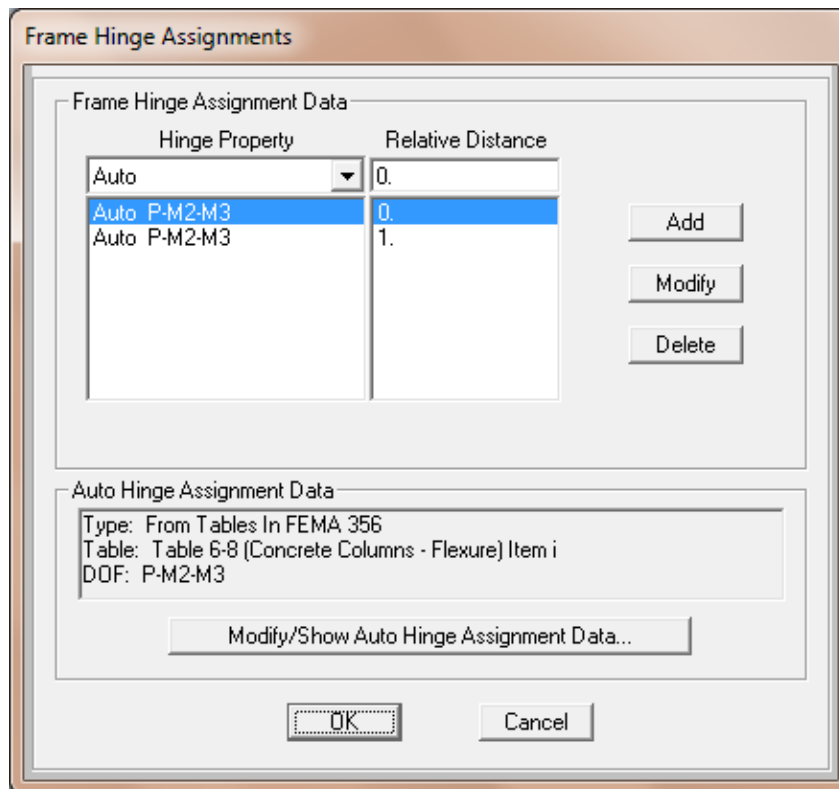
Sélectionner tous les poteaux, puis cocher les cases comme indiqué dans les boîtes de dialogues ci-après.



(a)



(b)

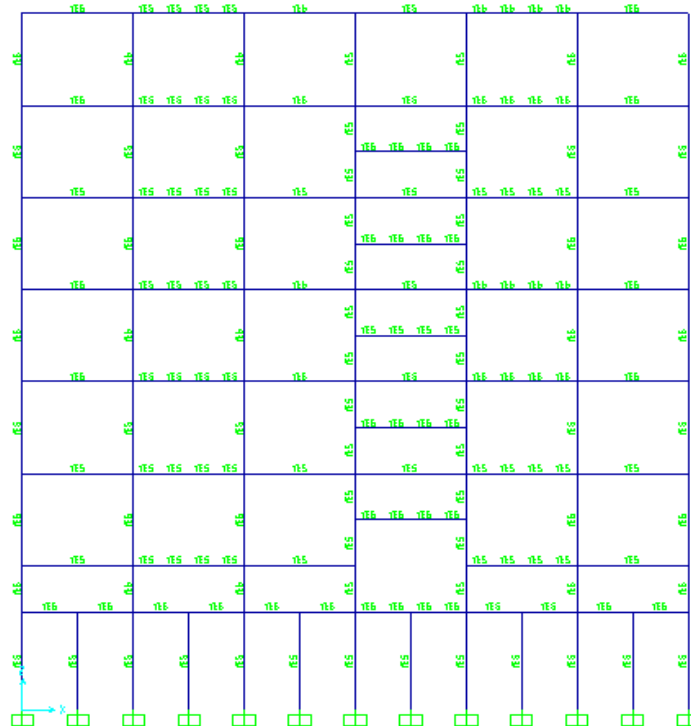


(c)

**NB:** (a) ; (b) et (c) sont les boites de dialogue des données d'analyse Push Over.

**3<sup>eme</sup> étape :**

Sélectionner toute la structure puis : Assign → Frame → Hinge Overwrites...



#### 4 eme étape :

Définie les charges non linéaires : Définie → Load Cases... → G → Modify/Show Load Case...

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name:   Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case   
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:  
 Linear  
 Nonlinear  
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:  
All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Geometric Nonlinearity Parameters:  
 None  
 P-Delta  
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	G	1.

Other Parameters:  
Load Application:    
Results Saved:    
Nonlinear Parameters:

(a)

#### Pour le sens Y-Y:

Add New Load Case...→

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name:   Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case   
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:  
 Linear  
 Nonlinear  
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:  
All Modal Loads Applied Use Modes from Case:

Geometric Nonlinearity Parameters:  
 None  
 P-Delta  
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UY	-1.
Accel	UY	-1.

Other Parameters:  
Load Application:    
Results Saved:    
Nonlinear Parameters:

(b)

### Load application Modify/Show...

**Load Application Control for Nonlinear Static Analysis**

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF  at Joint

Generalized Displacement

(c)

### Results Saved Modify/Show...

**Results Saved for Nonlinear Static Load Cases**

Results Saved

Final State Only  Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

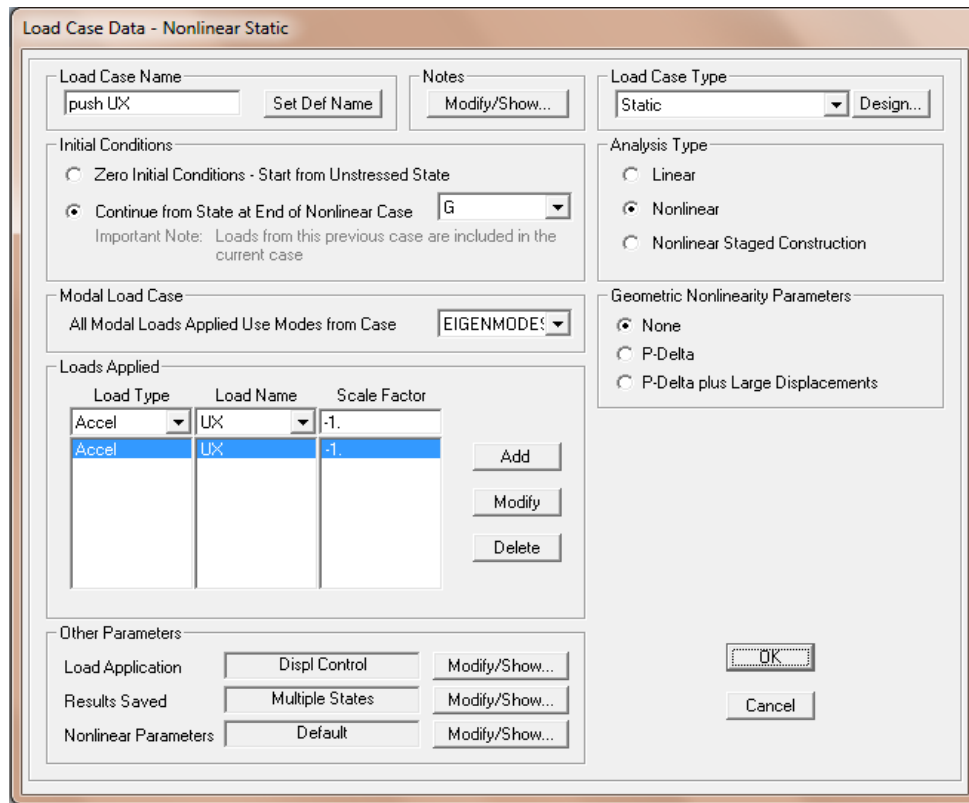
Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

(d)

## Pour le sens X-X:

add copy of load case ...

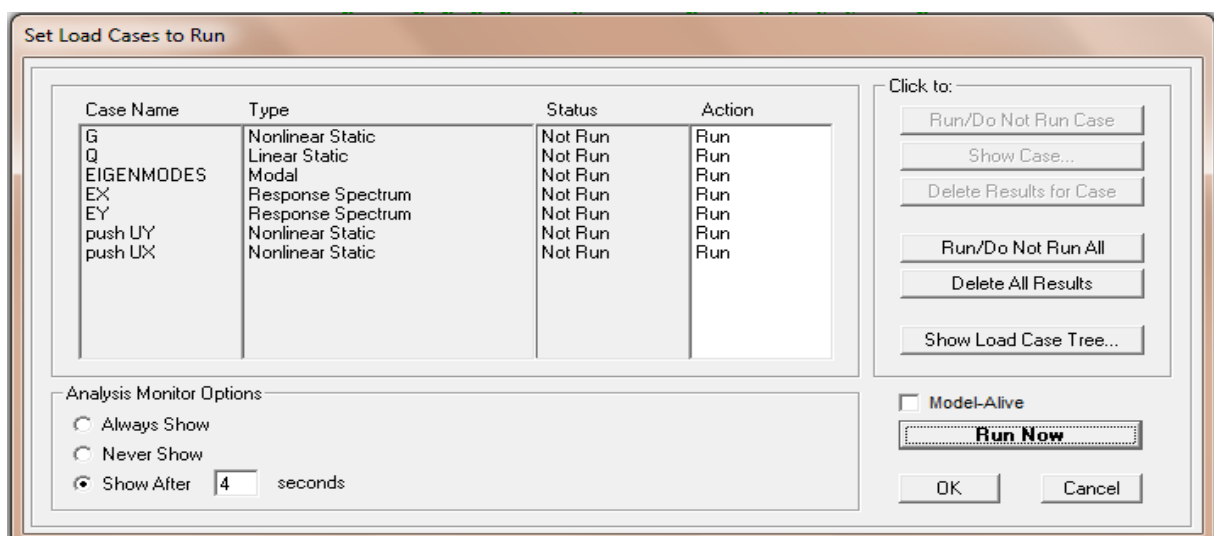


(e)

**NB :** (a),(b),(c),(d) et (e) sont les boites de dialogue des définition des charges non linière.

## 5<sup>eme</sup> étape :

Après avoir créé le chargement horizontal, on lance l'analyse :



La boite de dialogue de lancer l'analyse



# Bibliographie



## Bibliographie

---

- [1] Meghraoui M.1988 géologie des zones sismique du nord de l'Algérie ,pali sismologie , tectonique active et synthèse sismotectonique , Thèse de doctorat ,université de paris , Orsay, France.
- [2] RPA99 (2003), Règles Parasismiques Algériennes version 2003.
- [3] Abdelghani S. séisme de Boumerdes du 12 mai 3003 pathologie de construction et dommage sismique .séminaire organisé par savoir plus ,26 -27 Juin à Béjaia.
- [4] Cours de dynamique de sol, UMBB université de Boumerdes.
- [5] Ouannoughi DJ & Benfattoum M. Détermination des fréquences propres de vibrations des structures à partir des mesures en vraie grandeur par le biais des représentations temps-fréquence. Mémoire de master 2, FSI université de Boumerdes.
- [6] CTC.Est, expertise 1200 logements, Boumerdes.
- [7] BAEL91, béton armé aux états limite.
- [8] CBA93, calcul des ouvrages en béton armé.
- [9] Boussâ L .effet de confortement sur les structures. Mémoire de magister, FSI université de Boumerdes 2011/2012.
- [10] Medjerab M. Modélisation parasismique des Structures en béton armé. Mémoire de magister, Université Mohamed Khider Biskra.
- [11] Al ghoulbzouri A & Benaissa K & El Alami Z & Ezziani A, application de la méthode d'analyse statique non-linéaire sur un Bâtiment(R+3), Faculté des Sciences M'Hannech 93002 Tétouan, Maroc.
- [12]Belkheir M. Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments. Mémoire de magister, faculté de génie de construction, université de Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou.
- [13]Bendjaiel ouahiba imane & zorgani nawel. Etude de l'influence de type de chargement sur la capacité portante d'un bâtiment (R+5) en utilisant la méthode puchover. Mémoire de master 2, FSI université de Boumerdes.

### Logiciels

MATLAB 2009.....	programmation
ETABS 2009.....	Analyse des structures.
SAP 2000.....	Analyse des structures.
AUTOCAD 2015.....	Dessin.

## Bibliographie

---

EXCEL 2010.....	Calcul.
WORD 2010.....	Traitement du texte.
SOCOTEC.....	Calcul les Sections d'acier.