

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج -

Universite Mohamed El Bachir El Ibrahimi -Bordj Bou Arreridj-

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme

De Master en génie civil

Spécialité : Structures

### Thème :

Étude Comparative de la Modélisation d'une Structure selon les Règlements Parasismiques RPA 2003 et RPA 2024 : Analyse des Impacts sur la Conception et le Dimensionnement.

#### Présenté par :

- ❖ MESSAAD Ibrahim.
- ❖ BOUABDALLAH Akram.

#### Devant le jury :

- Président: Mr
- Examineur: Mr
- Examineur: Mr

#### Encadreur :

- ♦ Dr. Abd elmalik GOUFI
- ♦ Dr. Mokhtar MESSAAD

Année Universitaire : 2024/2025

## Remercîments

*Ce travail a été réalisé dans le cadre de la préparation d'un mémoire en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil, option Structures.*

*Il n'aurait pas pu voir le jour sans le soutien précieux de nombreuses personnes à qui nous exprimons toute notre gratitude.*

*Nous remercions tout d'abord Allah, Le Tout-Puissant, de nous avoir donné la force, la patience et la persévérance nécessaires à la réalisation de ce travail.*

*Nous adressons notre reconnaissance la plus sincère à nos chers parents, pour leur amour, leur soutien constant, leur patience et leurs sacrifices tout au long de notre parcours.*

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur*

***Mr. GOUFI Abd elmalik** pour son accompagnement, ses orientations pertinentes et son soutien tout au long de ce travail.*

*Nous remercions sincèrement tous ceux qui ont bien voulu prendre part à notre jury.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous nos enseignants, qui nous ont transmis leur savoir et ont contribué à notre formation durant les cinq années d'études.*

*Un merci particulier à tous nos camarades et collègues de promotion, avec qui nous avons partagé cette belle aventure universitaire, faite d'efforts, d'entraide et de souvenirs inoubliables.*

*Nous exprimons aussi notre profonde gratitude à **Mr. Belkacem Chaibedra** pour la qualité de ses cours en ligne, qui ont enrichi notre compréhension et facilité notre progression.*

*Nos remerciements chaleureux vont également à **Mr. Boualam Benslama**, pour sa disponibilité, son soutien et sa présence continue tout au long de la préparation de ce mémoire.*

*Enfin, nous remercions chaleureusement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail.*

## *Dédicace*

*J'ai toujours pensé faire où offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion est venue.*

*A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.*

*A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.*

*A mon père Rachid*

*A ma très chère mère Fatima*

*A mes sœurs Samiha*

*À mon cher petit neveu Zain*

*A toute ma famille sans exception*

*A tous mes amis qui m'ont soutenu*

*A mon très cher binôme Ibrahim*

*Je dédie ce modeste travail*

**AKRAM**

## *Dédicace*

*J'ai toujours pensé offrir quelque chose à mes parents, en signe de gratitude pour tous les efforts qu'ils ont consentis rien que pour me voir réussir... et voilà que l'occasion se présente enfin.*

*À ceux qui m'ont donné la vie, symboles de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.*

*À ceux qui ont toujours été ma source d'inspiration et de courage, à qui je dois tout mon amour et toute ma reconnaissance.*

*À ma chère mère*

*À mon père bien-aimé*

*À mes frères et sœurs*

*À tous les petits anges de ma famille*

*À toute ma famille sans exception*

*À tous mes amis qui m'ont soutenu*

*À mon binôme de route qui a partagé ce parcours akram*

*Et à toutes les personnes qui ont cru en moi, de près ou de loin*

*Je dédie ce modeste travail, en témoignage de ma reconnaissance et de mon estime.*

***IBRAHIM***

## Résumé :

Ce mémoire porte sur l'analyse comparative de la modélisation d'une structure en béton armé (RDC+ 5 étage) suivant les règlements parasismiques algériens RPA 2003 et RPA 2024. Avec l'évolution des normes de conception parasismique, il devient crucial d'évaluer les impacts des nouvelles dispositions sur la stabilité et la sécurité des bâtiments. L'objectif de ce travail est de modéliser une structure type à l'aide d'un logiciel de calcul (tel que : Robot Structural Analysis Professional) selon les exigences des deux versions du règlement RPA, puis de comparer les résultats obtenus en termes de déformations, efforts internes, et conception globale. Les analyses montrent que les révisions apportées dans le RPA 2024, notamment en ce qui concerne les charges sismiques et les critères de conception, entraînent des changements significatifs dans le dimensionnement des structures, renforçant ainsi leur sécurité. Ce travail met en lumière l'importance de l'évolution des normes dans l'ingénierie parasismique et propose des recommandations pour les concepteurs en fonction des nouvelles exigences réglementaires.

**Les mots clés :** l'analyse comparative, modélisation, structure en béton armé, RPA 2003, RPA 2024, Robot.

## المخلص:

تركز هذه الأطروحة على التحليل المقارن لنمذجة هيكل خرساني مسلح (طابق أرضي + 5 طوابق) وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية RPA 2003 و RPA 2024 مع تطور معايير التصميم الزلزالي، أصبح من الضروري تقييم آثار الأحكام الجديدة على استقرار وسلامة المباني. يهدف هذا العمل إلى نمذجة هيكل نموذجي باستخدام برنامج حاسبي: (مثل: Robot Structural Analysis Professional) وفقاً لمتطلبات نسختي لائحة RPA، ثم مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها من حيث التشوهات والقوى الداخلية والتصميم العام. تُظهر التحليلات أن المراجعات التي أجريت في RPA 2024، وخاصة فيما يتعلق بالأحمال الزلزالية ومعايير التصميم، تؤدي إلى تغييرات كبيرة في تصميم الهياكل، وبالتالي تعزيز سلامتها. يسلط هذا العمل الضوء على أهمية تطور المعايير في الهندسة الزلزالية ويقدم توصيات للمصممين بناءً على المتطلبات التنظيمية الجديدة.

**الكلمات المفتاحية:** التحليل المقارن، هيكل خرساني مسلح، نمذجة، RPA 2003، RPA 2024، Robot.

## **Abstract:**

This thesis focuses on the comparative analysis of the modeling of a reinforced concrete structure (ground floor + 5 floor) according to the Algerian seismic regulations RPA 2003 and RPA 2024. With the evolution of seismic design standards, it becomes crucial to evaluate the impacts of the new provisions on the stability and safety of buildings. The objective of this work is to model a typical structure using calculation software (such as: Robot Structural Analysis Professional) according to the requirements of the two versions of the RPA regulation, then to compare the results obtained in terms of deformations, internal forces, and overall design. The analyses show that the revisions made in the RPA 2024, particularly with regard to seismic loads and design criteria, lead to significant changes in the design of structures, thus strengthening their safety. This work highlights the importance of the evolution of standards in seismic engineering and offers recommendations for designers based on the new regulatory requirements.

**Keywords:** comparative analysis, modeling, reinforced concrete structure, RPA 2003, RPA 2024, Robot.

# Sommaire

<b>Introduction générale.....</b>	<b>01</b>
<b>I présentation des règlements parasismiques .....</b>	<b>4</b>
I.1 Historique et évolution des règlements parasismiques en Algérie.....	4
I.1.1 Historique.....	4
I.1.2 Évolution des règlements parasismiques en Algérie :.....	4
I.2 Les principes fondamentaux du RPA 2003.....	5
I.3 la nouvelle version RPA 2024.....	6
I.3.1 Présentation de la nouvelle version RPA 2024 :.....	7
I.3.2 Les principales modifications du RPA 2024.....	10
I.4 Le rôle des ingénieurs civils dans l'application du RPA 2024 .....	23
I.5 Les défis de l'application du RPA 2024 .....	24
I.6 L'avenir de la construction parasismique en Algérie .....	25
I.7 Conclusion.....	25
<b>II Présentation de projet et Pré dimensionnement des éléments .....</b>	<b>26</b>
II.1 Présentation de projet et Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	27
II.1.1 Présentation de projet :.....	27
II.1.2 Caractéristique mécanique des matériaux : .....	31
II.1.3 Hypothèses de calcul :.....	35
II.2 Pré dimensionnement des éléments : .....	35
II.2.1 Introduction :.....	35
II.2.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux : .....	35
II.2.3 Pré dimensionnements des éléments structuraux :.....	37
II.3 Conclusion :.....	49
<b>III Etude sismique Selon RPA 2003 .....</b>	<b>50</b>
III.1 Introduction :.....	51
III.2 Objectifs de l'étude dynamique : .....	51
III.3 Choix de la méthode de calcul .....	51
III.4 Définition du programme ROBOT 2024 utilisé dans l'analyse et la conception structurelle ...	51
III.4.1 La modélisation :.....	52
III.5 Classification des zones sismiques :.....	53
III.6 Méthode dynamique modale spectrale :.....	54
III.7 Méthode statique équivalente :.....	57
III.7.1 Principe : .....	57
III.7.2 Modélisation :.....	57
III.7.3 Calcul de la force sismique totale (L'effort tranchant à la base) :.....	57
III.8 Vérification des résultat vis-à-vis du RPA 99/2003 :.....	65

III.8.1	Vérification le période :	65
III.8.2	Vérification du coefficient de comportement R :	67
III.8.3	Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6 RPA 2003) :	68
III.8.4	Vérification de l'effort Normal réduit :	68
III.8.5	Vérification à la stabilité au renversement :	69
III.8.6	Vérification des déplacements :	71
III.8.7	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :	72
III.9	Conclusion :	74
<b>IV</b>	<b>Etude sismique Selon RPA 2024</b>	<b>75</b>
IV.1	Introduction :	76
IV.2	Objectifs de l'étude dynamique :	76
IV.3	Choix de la méthode de calcul :	76
IV.4	Classification des zones sismiques :	77
IV.5	Méthode d'analyse modale spectrale :	77
IV.5.1	Principe :	77
IV.5.2	Nombre de modes à considérer :	78
IV.5.3	Résultat d'analyse modale :	78
IV.6	Méthode statique équivalente :	80
IV.6.1	Principe :	80
IV.6.2	Calcul de la force sismique totale :	80
IV.6.3	Spectre de calcul :	82
IV.6.4	Coefficient de correction :	87
IV.6.5	Poids sismique total du bâtiment W :	87
IV.6.6	Calcul de la force sismique V :	88
IV.7	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA2024 :	88
IV.7.1	Vérification le période :	88
IV.7.2	Vérification de l'effort tranchant à la base	89
IV.7.3	Vérification de l'effort Normal réduit :	90
IV.7.4	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble (renversement) :	90
IV.7.5	Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :	92
IV.7.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :	93
IV.8	Conclusion.....	94
<b>V</b>	<b>Ferraillage des éléments structuraux</b>	<b>96</b>
V.1	Introduction :	97
V.2	Le ferraillage des éléments selon RPA 2003 :	97
V.2.1	Ferraillage des poutres :	97
V.2.2	Ferraillage des poteaux.....	129
V.2.3	Ferraillage des voiles :	135

V.3	Le ferrailage des éléments selon RPA 2024 :	140
V.3.1	Ferrailage des poteaux :	140
V.3.2	Ferrailage des poutres :	145
V.3.3	Ferrailage des voiles :	170
V.4	Conclusion :	173
<b>VI</b>	<b>Etude des fondations et comparaison et analyse des résultats</b>	<b>174</b>
VI.1	Etude des fondations	175
VI.1.1	Introduction :	175
VI.1.2	Stabilités des fondations :	175
VI.1.3	Différents types des fondations :	176
VI.1.4	Etude de sol :	176
VI.1.5	calcul des sections d'acier :	179
VI.1.6	Le ferrailage de la semelle selon le RPA 2024 :	179
VI.1.7	Sheema des ferrailage :	180
VI.2	comparaison et analyse des résultats	182
VI.2.1	Introduction	182
VI.2.2	Comparaison des résultats obtenus selon RPA 2003 et RPA 2024.	182
VI.2.3	Influence de la méthode de calcul :	185
VI.2.4	Analyse des Résultats :	185
VI.2.5	Commentaire sur la vérification de la contrainte axiale.	186
VI.2.6	Comparaison des déplacements en X et Y selon les normes parasismiques.	188
VI.2.7	Justification vis-a-vis des déplacements inter-étages (RPA 99 v 2003 ) :	188
VI.2.8	Comparaison du ferrailage des poteaux – RPA 2003 vs RPA 2024.	191
VI.2.9	Étude comparative des moments fléchissant selon le RPA 2003 et RPA 2024.	192
VI.3	Analyse comparative du ferrailage des voiles – RPA 2003 vs RPA 2024.	197
VI.4	Comparaison du ferrailage des semelles – RPA 2003 vs RPA 2024.	198
VI.5	Conclusion:	199
<b>VII</b>	<b>Conclusion Générale</b>	<b>201</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>205</b>

## LISTE DE TABLEAUX

Tableau I-1: Principaux Séismes connus en Algérie .....	4
Tableau I-2 : Classification des zones sismiques .....	11
Tableau I-3: coefficient d'accélération de référence de la zone .....	13
Tableau I-4 : Valeurs du coefficient d'importance .....	15
Tableau I-5: Classification des systèmes de contreventement Structures en béton arme.....	16
Tableau I-6 : Valeurs des Pondérations $P_q$ .....	17
Tableau I-7: Conditions d'application de la méthode statique équivalente .....	18
Tableau I-8: Valeurs du coefficient d'accompagnement $\psi$ , pour la charge d'exploitation $Q_i$ ...	22
Tableau II-1 : comparatif des combinaisons des deux versions .....	31
Tableau II-2 : Caractéristiques des aciers utilisés .....	33
Tableau II-3 : Comparaison des dimensions des poutres principale selon le RPA 2003 et le RPA 2024.....	38
Tableau II-4 : Comparaison des dimensions des poutres secondaire selon le RPA 2003 et le RPA 2024:.....	40
Tableau II-5: La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{terrasse}$ .....	41
Tableau II-6: charge de plancher étage courant et RDC.....	41
Tableau II-7: Charge de murs extérieurs .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Tableau II-8 : Charge de murs intérieur .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Tableau II-9 : Caractéristiques géométriques des poteaux par niveau .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
Tableau II-10 : Répartition des charges verticales par étage .....	43
Tableau II-11 : la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé.....	44
Tableau II-12 : Vérification de $N_u$ par étage.....	44
Tableau II-13 : récapitulatif de vérification de la condition de flambement .....	45
Tableau III-1: Les zones sismique en Algérie .....	54
Tableau III-2 : Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	55
Tableau III-3: résultat l'analyse dynamique modale spectrale.....	55
Tableau III-4: Résultat d'analyse modale .....	55
Tableau III-5 : Coefficients d'accélération $A$ .....	58
Tableau III-6: Valeurs du coefficient de comportement $R$ .....	59
Tableau III-7: valeur de $c_t$ en RPA99/version2003 .....	59
Tableau III-8: Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	61
Tableau III-9: Valeurs de $\varepsilon$ (%).....	62
Tableau III-10 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	63
Tableau III-11: Valeur du facteur de qualité pour sens (X).....	63
Tableau III-12 : Valeur du facteur de qualité pour sens (Y).....	63
Tableau III-13: valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	64
Tableau III-14 : récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente .....	65
Tableau III-15: Résultats de période .....	65
Tableau III-16: Répartition de l'effort Normale .....	67
Tableau III-17: Vérification de la résultante des forces .....	68
Tableau III-18 : les efforts normal de calcul .....	69
Tableau III-19 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux (30x40) .....	69
Tableau III-20 :Vérification de renversement (sens x) .....	70
Tableau III-21 : Vérification de renversement (sens x).....	70
Tableau III-22: Vérification des déplacements. (Sens X-X).....	71
Tableau III-23: Vérification des déplacements. (Sens Y-Y).....	72
Tableau III-24 : Vérification à L'effet P- $\Delta$ ( <b>Direction x</b> ).....	73
Tableau III-25: Vérification à L'effet P- $\Delta$ ( <b>Direction y</b> ).....	73
Tableau IV-1 : Classification des zones sismiques.....	77

<b>Tableau IV-2</b> : Résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot .....	78
<b>Tableau IV-3</b> : valeurs du coefficient $CT$ .....	81
<b>Tableau IV-4</b> : valeur de la période ( $T_0$ ) pour le calcul de l'effort tranchant à la base $V$ .....	82
<b>Tableau IV-5</b> : valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I ...	83
<b>Tableau IV-6</b> : Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération .....	84
<b>Tableau IV-7</b> : Valeurs du coefficient d'importance .....	84
<b>Tableau IV-8</b> : Coefficient de comportement global de la structure .....	85
<b>Tableau IV-9</b> : Valeurs des Pondérations $P_q$ .....	86
<b>Tableau IV-10</b> : Les coefficients utilisés .....	87
<b>Tableau IV-11</b> : Valeurs du coefficient d'accompagnement $\psi$ .....	88
<b>Tableau IV-12</b> : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.....	88
<b>Tableau IV-13</b> : Résultats des périodes dans le logiciel Robot .....	88
<b>Tableau IV-14</b> : Vérification de la résultante des forces.....	89
<b>Tableau IV-15</b> : les efforts normal de calcul .....	90
<b>Tableau IV-16</b> : Vérification de l'effort normal réduit poteaux (30x40)cm <sup>2</sup> .....	90
<b>Tableau IV-17</b> : Justification renversement sens X.....	91
<b>Tableau IV-18</b> : Justification renversement sens Y .....	91
<b>Tableau IV-19</b> : Valeurs limites des déplacements inter-étages .....	92
<b>Tableau IV-20</b> : Valeurs limites des déplacements inter-étages sens X .....	92
<b>Tableau IV-21</b> : Valeurs limites des déplacements inter-étages sens Y .....	93
<b>Tableau V-1</b> : les moments max dans les poutres principales .....	100
<b>Tableau V-2</b> : Récapitulatif.....	102
<b>Tableau V-3</b> : les moments max dans les poutres principales.....	106
<b>Tableau V-4</b> : Récapitulatif.....	108
<b>Tableau V-5</b> : vérification des contraintes des poutres principales .....	111
<b>Tableau V-6</b> les moments max dans les poutres secondaires .....	113
<b>Tableau V-7</b> : Récapitulatif.....	115
<b>Tableau V-8</b> : les moments max dans les poutres secondaires.....	119
<b>Tableau V-9</b> : Récapitulatif.....	121
<b>Tableau V-10</b> : vérification des contraintes des poutres secondaires.....	124
<b>Tableau V-11</b> : ferrailage des poutres principales (30x45) cm <sup>2</sup> .....	124
<b>Tableau V-12</b> : poutre principale (30x45) cm <sup>2</sup> .....	125
<b>Tableau V-13</b> : Les sollicitations sur le poteau .....	131
<b>Tableau V-14</b> : Les sollicitations sur le poteau (30x40)cm <sup>2</sup> .....	142
<b>Tableau V-15</b> : le moment max dans la poutre principale .....	146
<b>Tableau V-16</b> ; présentant les résultats obtenus.....	148
<b>Tableau V-17</b> : le moment max dans la poutre principale .....	149
<b>Tableau V-18</b> : Répartition des armatures calculées.....	151
<b>Tableau V-19</b> Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale .....	152
<b>Tableau V-20</b> : Vérification des contraintes des poutres 45x30cm Donc les vérifications des contraintes est vérifiée.....	153
<b>Tableau V-21</b> : Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale .....	153
<b>Tableau V-22</b> : Vérification des contraintes des poutres 45x30 Donc les vérifications des contraintes est vérifiée.....	154
<b>Tableau V-23</b> : Les moments max dans la poutre secondaire .....	157
<b>Tableau V-24</b> : présentant les résultats obtenus.....	159
<b>Tableau V-25</b> : les moments max dans la poutre secondaire .....	160
<b>Tableau V-26</b> : Tableau présentant les résultats obtenus .....	162
<b>Tableau V-27</b> : Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale (Étage terrasse) .....	162
<b>Tableau V-28</b> : Vérification des contraintes des poutres (35x30)cm <sup>2</sup> .....	163
<b>Tableau V-29</b> Vérification des contraintes des poutres (35x30) cm <sup>2</sup> .....	165

<b>Tableau VI-1</b> : résultat de ferrailage des semelles Semelle isolée selon le RPA 2003 et le RPA 2024.....	181
<b>Tableau VI-2</b> : Analyse et comparaison des méthode statique équivalente( RPA 99 v 2003 et RPA 2024).....	183
<b>Tableau VI-3</b> : L'effort tranchant a la base.....	184
<b>Tableau VI-4</b> : Analyse et comparaison des Vérification de l'effort Normal réduit( RPA 99 v 2003 et RPA 2024).....	186
<b>Tableau VI-5</b> : Comparaison des déformations angulaires inter-étages ( $\theta$ ) dans la direction Y.....	187
<b>Tableau VI-6</b> : Comparaison des déformations angulaires inter-étages ( $\theta$ ) dans la direction X.....	187
<b>Tableau VI-7</b> : Vérification des déplacements inter-étages dans la direction X selon RPA 99 v 2003.....	188
<b>Tableau VI-8</b> : Vérification des déplacements inter-étages dans la direction Y selon RPA 99 v 2003.....	189
<b>Tableau VI-9</b> : Vérification des déplacements inter-étages dans la direction X selon RPA 2024.....	189
<b>Tableau VI-10</b> : Vérification des déplacements inter-étages dans la direction Y selon RPA 99 v 2003.....	189
<b>Tableau VI-11</b> : Tableau comparatif.....	191
<b>Tableau VI-12</b> : Tableau récapitulatif.....	192
<b>Tableau VI-13</b> : Tableau comparatif du ferrailage des poutres principales et secondaires – RPA 2003 vs RPA 2024.....	194
<b>Tableau VI-14</b> : comparative du ferrailage des voiles.....	197
<b>Tableau VI-15</b> : Comparaison du ferrailage des semelles.....	198

## LISTE DE FIGURES

<b>Figure I-1:</b> Classification sismique des wilayas d'Algérie.....	11
<b>Figure I-2:</b> Zonage sismique de l'Algérie.....	12
<b>Figure I-3 :</b> Spectre de réponse élastique.....	14
<b>Figure II-1:</b> La brique creuse.....	28
<b>Figure II-2:</b> Image de l'acrotère.....	29
<b>Figure II-3</b> Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU.....	32
<b>Figure II-4:</b> Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS.....	32
<b>Figure II-5:</b> Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	34
<b>Figure II-6:</b> Diagramme contraintes- déformations de calcul.....	35
<b>Figure II-7 :</b> Plancher à corps creux.....	36
<b>Figure II-8:</b> disposition des poutrelles.....	37
<b>Figure II-9 :</b> Poutre principale.....	39
<b>Figure II-10 :</b> poutre secondaire.....	40
<b>Figure II-11:</b> La surface afférente du poteau centre.....	43
<b>Figure II-12 :</b> dimensionnement des poteaux.....	47
<b>Figure II-13:</b> coupe de voile en élévation.....	48
<b>Figure II-14 :</b> Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations.....	49
<b>Figure III-1 :</b> Structure finie avec définition des étages sur Robot.....	52
<b>Figure III-2 :</b> Disposition des voiles.....	53
<b>Figure III-3 :</b> Classification des zones sismiques.....	53
<b>Figure III-4:</b> Spectre de réponse sismique.....	55
<b>Figure III-5:</b> Le premier mode représente une translation suivant x-x.....	56
<b>Figure III-6:</b> (mode2) translation suivant l'axe (y-y)......	56
<b>Figure III-7 :</b> (mode3) Torsion suivant l'axe (z-z)......	57
<b>Figure III-8:</b> Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b).....	67
<b>Figure III-9 :</b> Schéma de l'équilibre global de l'ouvrage sous l'effet des forces sismiques.....	71
Figure IV-1 : Zonage sismique de l'Algérie RPA 2024.....	77
<b>Figure IV-2:</b> (mode1) translation suivant (X-X).....	79
<b>Figure IV-3:</b> (mode2) translation suivant l'axe (Y-Y).....	79
<b>Figure IV-4:</b> (mode3) torsion suivant l'axe (Z-Z)......	79
<b>Figure IV-5:</b> Schéma de l'équilibre global de l'ouvrage sous l'effet des forces sismiques.....	92
<b>Figure IV-6:</b> Effet P- $\Delta$ .....	93
<b>Figure V-1:</b> moments max a ELU des poutres principales.....	99
<b>Figure V-2:</b> moments max a ELS des poutres principales.....	100
<b>Figure V-3 :</b> moments max a ACC des poutres principales.....	100
<b>Figure V-4 :</b> As travée cal des poutres principales.....	101
<b>Figure V-5 :</b> As appuis cal de poutres principales.....	102
<b>Figure V-6:</b> moments max a ELU des poutres principales.....	105
<b>Figure V-7:</b> moments max a ELS des poutres principales.....	105
<b>Figure V-8 :</b> moments max a ACC des poutres principales.....	106
<b>Figure V-9 :</b> As travée cal des poutres principales.....	107
<b>Figure V-10 :</b> As appuis cal de poutres principales.....	108
<b>Figure V-11 :</b> moments max a ELU des poutres secondaires.....	112
<b>Figure V-12 :</b> moments max a ELS des poutres secondaires.....	112
<b>Figure V-13 :</b> moments max a ACC des poutres secondaires.....	113
<b>Figure V-14:</b> As travée cal des poutres secondaires.....	114
<b>Figure V-15:</b> As appuis cal de poutres secondaires.....	115
<b>Figure V-16 :</b> moments max a ELU des poutres secondaires.....	118
<b>Figure V-17 :</b> moments max a ELS des poutres secondaires.....	118

<b>Figure V-18:</b> moments max a ACC des poutres secondaires.....	119
<b>Figure V-19 :</b> As appuis cal de poutres secondaires .....	120
<b>Figure V-20 :</b> As travée cal des poutres secondaires.....	121
<b>Figure V-21 :</b> Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée(terrasse) .....	125
<b>Figure V-22 :</b> Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée(étage courante).....	126
<b>Figure V-23 :</b> Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travée (terrasse).....	127
<b>Figure V-24 :</b> Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travée (Etage courante).....	128
<b>Figure V-25 :</b> As cal de poteaux (30 × 40)cm <sup>2</sup> .....	132
<b>Figure V-26 :</b> Coupe de ferrailage des poutres secondaires.....	134
<b>Figure V-27 :</b> schéma de disposition des voiles.....	137
<b>Figure V-28 :</b> Étape d'extraction du ferrailage des voiles porteuses à l'aide du logiciel Robot .....	137
<b>Figure V-29 :</b> schéma de ferrailage de voile .....	138
<b>Figure V-30 :</b> schéma de ferrailage de voile .....	138
<b>Figure V-31 :</b> Ferrailage des voiles selon Robot.....	139
<b>Figure V-32 :</b> As cal de poteaux (30 × 40) cm <sup>2</sup> .....	143
<b>Figure V-33 :</b> Schémas de ferrailage des poteaux .....	144
<b>Figure V-34 :</b> moments max a ELU des poutres principales (Étage terrasse) .....	145
<b>Figure V-35 :</b> moments max a ELS des poutres principales (Étage terrasse).....	146
<b>Figure V-36 :</b> moments max a ACC des poutres principales (Étage terrasse).....	146
<b>Figure V-37 :</b> As travée cal des poutres principales .....	147
<b>Figure V-38</b> As appuis cal de poutres principales.....	147
<b>Figure V-39:</b> Moments max a ELU des poutres principales (Étage courant).....	148
<b>Figure V-40 :</b> moments max a ELS des poutres principales (Étage courant ) .....	149
<b>Figure V-41 :</b> moments max a ACC des poutres principales (Étage courant) .....	149
<b>Figure V-42 :</b> As travée cal des poutres principales (Étage courant) .....	150
<b>Figure V-43 :</b> As appuis cal des poutres principales (Étage courant) .....	150
<b>Figure V-44 :</b> Moments max a ELU des poutres secondaires.....	156
<b>Figure V-45 :</b> Moments max a ELS des poutres secondaires .....	156
<b>Figure V-46 :</b> Moments max a ACC des poutres secondaires .....	157
<b>Figure V-47:</b> As travée cal des poutres secondaires .....	158
<b>Figure V-48 :</b> As appuis cal de poutres principales .....	158
<b>Figure V-49 :</b> Moments max a ELU des poutres secondaires (Étage courant).....	159
<b>Figure V-50 :</b> moments max a ELS des poutres secondaires (Étage courant ).....	160
<b>Figure V-51 :</b> moments max a ACC des poutres secondaires (Étage courant).....	160
<b>Figure V-52 :</b> As travée cal des poutres secondaires .....	161
<b>Figure V-53 :</b> As appui cal des poutres secondaires .....	161
<b>Figure V-54 :</b> Schémas de ferrailage des poutres principales en appuis et travée (terrasse) ....	167
<b>Figure V-55 :</b> Schémas de ferrailage des poutres principales en appuis et travée (Etage courante) .....	168
<b>Figure V-56 :</b> Schémas de ferrailage des poutres secondaires en appuis et travée (Terrasse)..	169
<b>Figure V-57 :</b> Schémas de ferrailage des poutres secondaires en appuis et travée (Etage courante).....	169
<b>Figure V-58 :</b> schéma de disposition des voiles.....	171
<b>Figure V-59 :</b> Étape d'extraction du ferrailage des voiles porteuses à l'aide du logiciel Robot	172
<b>Figure V-60 :</b> schéma de ferrailage de voile .....	172
<b>Figure V-61 :</b> schéma de ferrailage de voile .....	172
<b>Figure V-62 :</b> Ferrailage des voiles selon Robot et RPA 2024.....	173

<b>Figure VI-1</b> : La semelle isolée.....	177
<b>Figure VI-2</b> : Plan de ferrailage de la semelle isolée.....	180
<b>Figure VI-3</b> : Coupe A-A de la semelle isolée.....	181
<b>Figure VI-4</b> : Moments fléchissant - RPA 2003 (PP ELU et PP ELA).....	193
<b>Figure VI-5</b> : Moments fléchissant - RPA 2024 (PP ELU et PP ELA).....	194
<b>Figure VI-6</b> : Réactions d'appui - RPA 2003 (ELA).....	196
<b>Figure VI-7</b> : Réactions d'appui - RPA 2024 (ELA).....	196

## LISTE DE SYMBOLE

$A_s$  : Aire d'une section d'acier.

$A'$  : Section d'aciers comprimés

$A_t$  : Aire d'une section d'acier transversal

$A_r$  : Aire d'une section d'acier de répartition

$A_{max}$  : Section d'acier maximal

$A_{min}$  : Section d'acier minimal

$S$  : Surface

$S_p$  : surface de plancher

$S_t$  : surface totale

$PP$  : poutre principale

$PS$  : poutre secondaire

$h$  : la hauteur de section

$H$  : Hauteur d'étage

$L_{max}$  : portée max de la poutre en nu

$B_r$  : aire d'une section de béton

$M_t$  : moment en travée.

$M_0$  : valeur maximale du moment dans la travée de compression

$M_e$  : la valeur absolue de moment en travée

$M_w$  : la valeur absolue de moment sur appuis

$N_u$  : effort tranchant ultime

$N_u$  : effort tranchant service

$G$  : la charge permanente

$Q$  : la charge d'exploitation

$ELU$  : état limite ultime

$ELS$  : état limite service

$ACC$  : état limite accidentelle

$h_t$  : Hauteur totale du plancher

$e$  : épaisseur d'un voile

$a$  : Une dimension (en générale longitudinal)

$b$  : largeur d'une section

$b_0$  : Epaisseur brute de l'arme d'une section

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours

$f_{c28}$  : Résistances à la compression du béton calculé à 28 jours

$f_{t28}$  : Résistances à la traction du béton calculé à 28 jours

$y_u$  : Position de la fibre neutre

$f_{bc} = f_{bu}$  : Résistance conventionnelle ultime à la compression

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton

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

$\theta$  : Coefficient de la durée d'application des charges

$E_{ij}$  : Module de déformation instantanée

$E_{vj}$  : Module de déformation différée

$\sigma_s$  : La contrainte limite ultime d'acier

$f_e$  : La limite élastique de l'acier

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinale

$\eta$  : coefficient de fissuration

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$\mu_l$  : Moment réduit limite

$\mu_{bu}$  : moment ultime réduit

$\emptyset_t$  : diamètre des armatures transversal

$C_t$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

$\lambda$  : Coefficient de correction

W : poids total de la structure

Q : Facteur de qualité

S : Coefficient de site

$r_x$  : Rayons de torsion sens X

$r_y$  : Rayons de torsion sens Y

$I_s$  : Moment d'inertie polaire

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

$W_{Qi}$ : charge d'exploitation

$\beta$  :coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

$R$  :Coefficient de comportement global de la structure



# INTRODUCTION

# Introduction Générale

L'étude des structures constitue une étape essentielle et incontournable dans le processus de conception et de construction, visant à garantir la résistance des ouvrages face aux différentes actions, notamment les actions sismiques. Compte tenu du caractère sismique d'une grande partie du territoire algérien, il est devenu impératif d'adopter des règles de conception strictes, tenant compte de ce risque. Le règlement parasismique joue donc un rôle clé dans le choix de la méthode de modélisation et d'analyse. Le règlement parasismique algérien a connu une évolution significative au fil des années, passant de la version RPA 99 modifiée en 2003 à la nouvelle version RPA 2024. Cette dernière a été élaborée pour intégrer les avancées scientifiques et technologiques en génie parasismique, à travers l'introduction de concepts innovants, de méthodes d'analyse plus performantes et d'exigences de sécurité plus rigoureuses.

Dans ce cadre, nous avons mené une étude comparative sur une même structure, en conservant les mêmes caractéristiques architecturales et structurelles, selon les prescriptions des règlements RPA 2003 et RPA 2024, dans le but de mettre en évidence les écarts en termes de conception et de comportement structurel. L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, basé sur la méthode des éléments finis, connu pour son efficacité dans les calculs sismiques.

Cette étude s'inscrit également dans le cadre de la mise en pratique des connaissances acquises au cours de notre formation universitaire, à travers un projet technique appliqué qui combine théorie et pratique. Elle nous permet d'évaluer l'impact des évolutions réglementaires sur la conception et le dimensionnement des structures en zones sismiques. À travers cette comparaison, nous cherchons à analyser les effets de l'évolution du règlement sur les résultats de modélisation et de calcul, à identifier les différences techniques et conceptuelles, et à apprécier dans quelle mesure le RPA 2024 améliore la sécurité et la réponse dynamique des structures par rapport à au RPA 2003

Nous avons divisé ce travail en six chapitres :

**Le premier chapitre :** présentation des règlements parasismiques

**Le deuxième chapitre :** Présentation de projet et Pré dimensionnement des éléments

**Le troisième Chapitre :** Etude sismique Selon RPA 2003

**Le quatrième Chapitre :** Etude sismique Selon RPA 2024

**Le cinquième chapitre :** Ferrailage des éléments structuraux

**Le Sixième chapitre et le dernier chapitre :** Etude des fondations et comparaison et analyse des résultats.

***CHAPITRE 01 :***  
**PRÉSENTATION DES**  
**RÈGLEMENTS**  
**PARASISMIQUES (RPA**  
**2003 ET RPA 2024)**

## I.1 Historique et évolution des règlements parasismiques en Algérie

### I.1.1 Historique

En Algérie l'activité sismique est connue depuis 1365 date à laquelle le premier séisme a été mentionné (Ambrsseys et Vogt, 1988). L'analyse des différents catalogues de sismicité réalisés durant ces dernières décennies a montré que la sismicité sur le territoire national n'est pas partout identique.

Cette sismicité concerne essentiellement la partie tellienne comprise entre l'Atlas Saharien et le littoral méditerranéen, et elle est associée à la collision entre les deux plaques tectoniques d'Afrique et d'Eurasie.

Les séismes se produisent généralement le long des frontières de plaques. En Algérie, cette frontière tectonique traverse le territoire d'ouest en est, constituant ainsi la principale zone de génération des séismes dans le pays.

- **Principaux Séismes connus en Algérie :**

**Tableau I-1:** Principaux Séismes connus en Algérie

Principaux Séismes connus en Algérie			
Localité	Date	Magnitude ou Intensité	Dégâts
Alger	03/01/1365	Fort	Plusieurs victimes, avec 100 répliques dans la même nuit
Alger - Mitidja	03/02/1716	X	20000 morts Alger détruite
Oran	09/10/1790	IX-X	2000 morts ressenti à Malte
Blida	02/03/1825	X	7000 morts destruction de Blida peu de dégâts à Alger
Jijel	22/08/1856	X	Raz de Marée le long du littoral d'Alger à Annaba.
Orléanville	09/09/1954	6.7	1243 morts et 20000 habitations détruites
M'Sila	12/02/1946	5.6	264 morts et 1000 maisons détruites
El Asnam	10/10/1980	7.3	2633 morts, 8369 blessés, 348 Disparus, des milliers sinistrés
Mascara	18/08/1994	5.7	171 morts et plusieurs habitations détruites
Ain Temouchent	22/12/1999	5.7	28 morts et plusieurs habitations détruites
Zemmouri	21/05/2003	6.8	Plus de 2200 morts et des milliers de personnes sinistrées

### I.1.2 Évolution des règlements parasismiques en Algérie :

L'évolution de la réglementation algérienne s'est déroulée comme suit :

**1978** : Version préliminaire du code parasismique algérien

- inspirée du code américain (UBC 73/76).

- Les forces sismiques sont calculées à l'aide de la méthode statique équivalente.

**1981** : Edition de la première version du code parasismique algérien (RPA 81) après le séisme d'El Asnam (M 7,3/1010 octobre 1980).

- La force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

**1983** : RPA – 81 (version 83) La force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

**1984** : Evaluation du RPA –81 (version 83) à la suite des résultats des études de microzonage de Chlef.

**1988** : RPA - 88 Révision du RPA – 81 (version 83). Réaménagement du document.

-La méthode d'analyse modale spectrale a été introduite comme annexe.

**1999** : Seconde révision du code

-Modifications dans la méthode statique équivalente

-Introduction de la méthode dynamique (méthode modale spectrale)

-Chapitres « Matériaux » et « Fondations » individualisés

-Version plus complète et mieux lisible

**2003** :Troisième révision suite au séisme de Boumerdes (M 6,8 / 21 Mai 2003)

- Nouveau zonage sismique

Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zones II a et II b	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

- Modification des Valeurs du coefficient d'accélération 'A'

- Limitation du nombre de niveaux et hauteurs pour les constructions contreventées par portiques en BA

## **I.2 Les principes fondamentaux du RPA 2003**

La version 2003 du **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003)** a été élaborée à la lumière des avancées scientifiques et des enseignements tirés des séismes ayant frappé l'Algérie, notamment celui de Boumerdes en 2003. Ce règlement repose sur un ensemble de principes techniques visant à assurer la résistance des structures aux sollicitations sismiques.

Parmi les principes clés du RPA 2003, on peut citer :

- **La division du territoire national en quatre zones sismiques** (de I à IV), selon le niveau de danger sismique.
- L'adoption d'une **méthode de conception basée sur les forces (force-based design)**, où les actions sismiques sont évaluées en utilisant des coefficients de réduction tenant compte du comportement des matériaux.
- L'introduction du **concept de ductilité**, permettant aux structures de subir des déformations contrôlées sans effondrement brutal.
- **La classification des bâtiments** selon leur importance (courants, sensibles, vitaux...), influençant le niveau de sécurité sismique requis.
- L'utilisation d'un **spectre de réponse standard** pour déterminer les efforts dynamiques appliqués aux structures.

### **I.3 la nouvelle version RPA 2024**

Le Règlement Parasismique Algérien 2024 (RPA 2024), officiellement désigné sous le nom de Document Technique Réglementaire D.T.R. B.C. 2.48, a été publié le 22 mai 2024. Il représente une mise à jour majeure des normes de construction en Algérie, visant à renforcer la résistance des infrastructures face aux séismes. Cette révision a été motivée par les leçons tirées des séismes récents, tels que ceux de Boumerdès (2003), Béjaïa (2021-2022), et d'autres événements internationaux comme le tremblement de terre de Tohoku au Japon (2011) et celui de Türkiye et Syrie (2023).

Le Journal Officiel pour la RPA 2024, concernant notamment la réglementation parasismique en Algérie, a été publié le 8 septembre 2024. Le document, D.T.R-B.C 2.48, précise les aspects techniques réglementaires liés à la conception et la construction antisismiques, y compris les fondations et supports. Ce document a été approuvé par la commission compétente.

Le **RPA 2024** (Règlement Parasismique Algérien) constitue une évolution majeure dans la réglementation technique du bâtiment en Algérie. Il vise à renforcer les normes de sécurité dans le secteur de la construction, notamment face aux risques naturels, en particulier les séismes.

Ce nouveau texte est le fruit d'un travail concerté entre les pouvoirs publics et les experts, dans le but de fournir un cadre réglementaire plus rigoureux et adapté aux défis environnementaux actuels.

Le RPA 2024 repose sur plusieurs principes fondamentaux, dont :

- **La conception de structures résistantes aux séismes**, en s'appuyant sur une analyse dynamique avancée et le comportement réel des bâtiments sous sollicitation sismique.

- **L'application de normes techniques précises** concernant les dimensions géométriques et les propriétés mécaniques des matériaux, pour garantir la résistance aux efforts de traction et de compression dus aux secousses.
- **L'introduction de nouvelles obligations pour les ingénieurs et les entrepreneurs**, notamment en matière de qualité d'exécution, de supervision technique, et de conformité réglementaire.
- **La mise en place d'un calendrier d'inspection régulier**, destiné à assurer un suivi permanent de la conformité des projets de construction.
- **Le renforcement de la coopération interinstitutionnelle**, impliquant les administrations publiques, les bureaux d'études et les entreprises privées.

À travers cet ensemble de mesures, le législateur ambitionne d'assurer un environnement bâti plus sûr et de réduire les impacts potentiels des séismes sur la population et les infrastructures.

### **I.3.1 Présentation de la nouvelle version RPA 2024 :**

L'avant-projet du DTR RPA révisé a été ainsi élaboré et soumis à un examen détaillé de la part d'un Groupe Technique Spécialisé (GTS) regroupant des experts algériens, résidents en Algérie et à l'étranger, des centres de recherche, d'universités, d'organisme de contrôle, de laboratoires, de bureaux d'études et de représentants du Ministère de tutelle.

À l'issue de ses travaux, le GTS a approuvé un document révisé de manière détaillée et comportant onze (11) chapitres et dix (10) annexes.

Les principaux points, objets de la présente révision, leur liste n'étant pas exhaustive, sont divers :

#### **• Chapitre I : Généralités**

1. Définition des objectifs visés en matière de protection parasismique des constructions
2. Domaine et conditions d'application des règles

#### **• Chapitre II : Principes et recommandations de conception**

Définition de plusieurs aspects essentiels, relatifs à la conception parasismique, ayant un rôle primordial dans la protection des constructions face aux actions sismiques

#### **• Chapitre III : Critères de classification**

Ce chapitre, profondément révisé, est structuré de sorte à permettre à l'Ingénieur, une fois le site du projet localisé, de définir l'action sismique, pour son projet, en suivant les étapes suivantes :

- Définition d'une nouvelle classification des zones sismiques : 7 zones sismiques (0 à VI) sont définies pour le territoire Algérien (Coefficient d'accélération de zone)

- Définition d'une nouvelle classification de sites : 5 classes sont définies
- Définition de l'action sismique (type 1 et type 2, accélération, déplacement, spectre horizontal et/ou vertical, coefficients de site et topographique)
- Définition des actions sismiques (en accélération et en déplacement)
- Séparation des catégories d'importance des bâtiments (coefficient d'importance)
- Définition d'une nouvelle classification des systèmes de contreventement avec la définition de leurs coefficients de comportement

#### • **Chapitre IV : Règles de calcul**

Définition des critères de choix de la méthode de calcul et description des trois méthodes retenues par le DTR RPA :

- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

#### • **Chapitre V : Justification de la sécurité**

Révision d'une série de critères à satisfaire par les constructions qui relèvent du domaine d'application du DTR RPA pour être réputées parasismiques :

- Adoption de nouvelles combinaisons d'actions
- Résistance des planchers
- Stabilité des fondations
- Stabilité des fondations

#### • **Chapitre VI : Eléments-non structuraux et équipements**

Adoption d'une nouvelle section relative aux :

- Forces horizontales agissant sur les éléments non structuraux
- Equipements (analyse sismique, classification, ancrages et fixations)

#### • **Chapitre VII : Structure en béton armé**

Une nouvelle rédaction enrichie visant à introduire de nouvelles interprétations et prescriptions en vue d'améliorer la ductilité et la performance sismique des structures en béton armé. Ce chapitre est accompagné d'une 3 annexe définissant les dispositions constructives des voiles de grandes dimensions en béton peu armé.

#### • **Chapitre VIII : Structures en acier**

Une nouvelle rédaction enrichie visant à introduire de nouvelles prescriptions en vue d'améliorer la ductilité et la performance sismique des structures en charpente métallique.

- **Chapitre IX : Structures en maçonnerie porteuse chaînée**

Ce chapitre a été amélioré permettant ainsi d'introduire de nouvelles conceptions afin de promouvoir l'utilisation de ce système constructif en zones sismiques.

- **Chapitre X : Fondations et murs de soutènement**

Ce chapitre a été modifié en introduisant de nouvelles prescriptions permettant une bonne protection des fondations et des ouvrages de soutènement en zones sismiques. Ce chapitre est accompagné de 2 annexes complémentaires.

- **Chapitre XI : Isolation sismique a la base**

Introduction d'un nouveau chapitre sur l'isolation visant à promouvoir l'utilisation de ce dispositif en zones sismiques.

- **Annexe A : Classification sismique des wilayas et communes d'Algérie**

- **Annexe B : Recommandations : Etudes géotechniques**

- **Annexe C : Facteurs d'amplification topographique**

- **Annexe D : Dispositions : voiles de grandes dimensions**

- **Annexe E : Constructions en profils formes à froid (PAF)**

- **Annexe F : Constructions en bois**

- **Annexe G : Dispositifs d'isolation et comportement**

- **Annexe H : Liste des séismes notables (depuis 1365 . . .)**

- **Annexe I : Actions sismiques et périodes de retour**

- **Annexe J : Introduction au calcul capacitaire**

Adossé aux volets scientifiques et techniques, le nécessaire compromis pour concilier les exigences de sécurité (en vue de garantir l'intégrité des personnes et des biens) et l'impératif de maîtrise des incidences socio-économiques, a servi de fil conducteur pour l'élaboration du présent document technique règlementaire.

Ce document final (DTR RPA 2024), s'étant appuyé sur l'avant-projet de révision du code "RPA 99", est devenu plus riche du fait qu'il permette de traiter des situations sismiques de projets variées et même complexes. En ce sens, il constitue une avancée notable dans la réglementation parasismique nationale.

Pour s'adapter et intégrer, lorsque possible ou nécessaire, les évolutions technologiques et scientifiques, le travail d'étude et de réflexion se poursuit, en permanence, tant au niveau des structures des centres de recherche et techniques (CGS) que des groupes de travail spécialisés composés de professionnels du domaine. Cela permet, au travers d'actualisations successives, de maintenir, voire améliorer, la sécurité et l'intégrité des constructions (et des personnes) à des conditions économiques acceptables : des enjeux auxquels le Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville (MHUV) accorde un intérêt primordial.

### **I.3.2 Les principales modifications du RPA 2024**

Le **RPA 2024** introduit des changements significatifs fondés sur les avancées récentes en ingénierie et en recherche sismique, dans le but de renforcer la résilience des structures face aux séismes et d'améliorer la performance globale des constructions.

Parmi les principales évolutions apportées :

- **Le renforcement des exigences de conception sismique**, avec l'adoption de stratégies d'analyse plus avancées, permettant aux ingénieurs de proposer des conceptions plus fiables et sécurisées.
- **L'introduction de nouvelles méthodes d'analyse des risques sismiques**, tenant compte de la variabilité régionale de l'activité tectonique, afin de mieux évaluer les menaces potentielles selon les zones géographiques.
- **L'élargissement de la gamme des matériaux autorisés**, avec une incitation à utiliser des matériaux innovants aux performances mécaniques élevées, capables de mieux résister aux sollicitations dynamiques.
- **L'intégration des technologies de construction intelligentes et durables**, qui répondent aux critères environnementaux tout en respectant les normes internationales de sécurité.
- **L'amélioration des normes structurelles**, avec des directives détaillées sur l'isolation latérale et les systèmes de liaison entre les éléments porteurs, contribuant à limiter les effondrements en cas de séisme.

Ce renforcement réglementaire traduit l'engagement de l'Algérie à assurer une meilleure protection de ses citoyens et de ses infrastructures face aux aléas naturels.

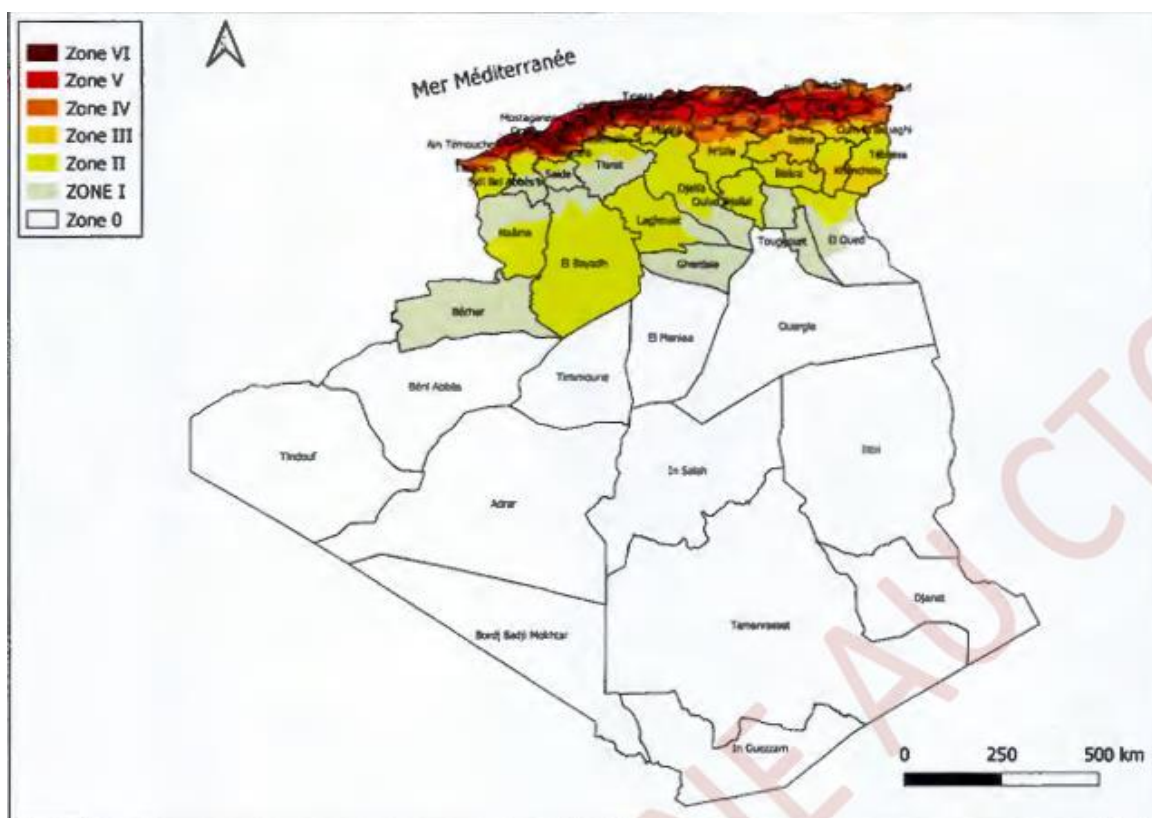
#### **❖ Classification des zones sismiques :**

Le classement sismique du territoire national, selon la nouvelle réglementation, repose sur son découpage en sept (07) zones présentant des niveaux de danger sismique croissants, de la moins

exposée à la plus exposée aux séismes. Cette répartition est établie à partir de la carte de zonage sismique.

**Tableau I-2 : Classification des zones sismiques**

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI



**Figure I-1: Classification sismique des wilayas d'Algérie**

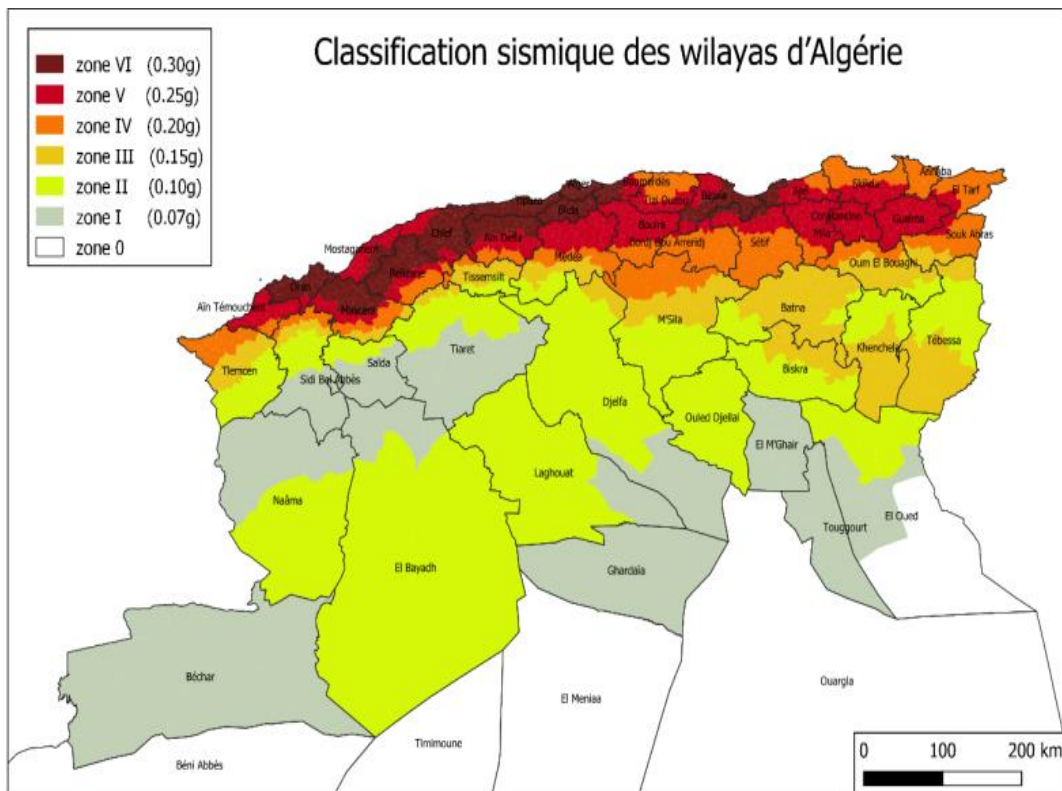


Figure I-2: Zonage sismique de l'Algérie

❖ **Classification des sites :**

Classification des catégories de site selon leur nature géologique et vitesse d'onde de cisaillement ( $V_s$ ) :

- **Catégorie S1 (Site rocheux) :**

Rocher ou formation géologique similaire, pouvant comporter une couche superficielle peu résistante (sable très dense, dense ou moyennement dense, graviers, argile très rigide ou rigide) d'une épaisseur inférieure à 5 mètres, caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement élevée :  $V_s > 800$  m/s.

- **Catégorie S2 (Site ferme) :**

Dépôts de sables et/ou graviers très denses ou d'argile surconsolidée de plusieurs dizaines de mètres, avec une augmentation progressive des propriétés mécaniques en profondeur. La vitesse d'onde de cisaillement est comprise entre  $360$  m/s  $< V_s \leq 800$  m/s.

- **Catégorie S3 (Site meuble) :**

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses et/ou d'argile moyennement raide sur plusieurs dizaines de mètres, caractérisés par des vitesses d'onde de cisaillement entre  $180$  m/s  $< V_s \leq 360$  m/s.

- **Catégorie S4 (Site très meuble) :**

Dépôts épais de sables lâches ou d'argile molle à moyennement raide, avec une vitesse d'onde de cisaillement inférieure à **180 m/s**. Sont également inclus les profils contenant une couche d'argile molle d'une épaisseur supérieure à 3 mètres.

- ❖ **Actions sismiques :**

Le territoire national est subdivisé en sept (07) zones sismiques. À chaque zone correspond un coefficient moyen d'accélération, qui sert de valeur de référence pour un sol de classe S1, pour une période de retour  $T_r = 475$  ans. Ce coefficient est appelé **coefficient d'accélération de référence de la zone**, noté **A**.

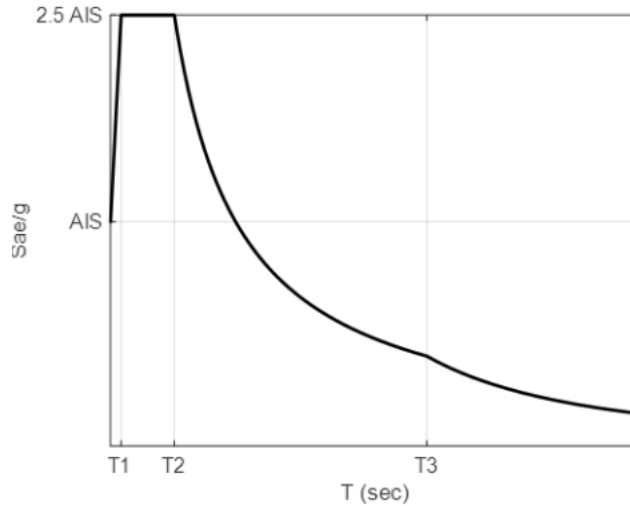
**Tableau I-3:** coefficient d'accélération de référence de la zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher, A, pour  $T_r=475$ ans.

- ❖ **Spectre de réponse élastique horizontal :**

Le spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur (g), noté  $\sim(T)$ , pour les composantes horizontales de l'action sismique, est défini par l'équation suivante :



**Figure I-3 : Spectre de réponse élastique**

❖ **Spectre de calcul :**

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul. Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, R, ainsi que d'un facteur de pondération dénommé facteur de qualité QF.,

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

**Ou :**

- (T) : spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur, g ;
- R : coefficient de comportement de la structure ;
- QF : facteur de qualité

❖ **Classification des bâtiments selon leur importance :**

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance au regard des objectifs de protection fixés par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classés en quatre groupes d'importance.

**Groupe IA** : Bâtiments d'importance vitale

**Groupe IB** : Bâtiments de grande importance

**Groupe 2** : Bâtiments d'importance moyenne

**Groupe 3** : Bâtiments de faible importance

Les valeurs du coefficient d'importance **I**, pour les groupes d'importance **IA, IB, 2 et 3**, sont données dans le tableau.

**Tableau I-4** : Valeurs du coefficient d'importance

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	<b>1A</b>	<b>1B</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
<b>I</b>	<b>1.40</b>	<b>1.20</b>	<b>1</b>	<b>0.80</b>

❖ **Classification des systèmes de contreventement :**

L'objet de la classification des systèmes de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution, pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement, **R**.

La classification des systèmes de contreventement est faite en tenant compte de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution des efforts dans la structure, et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

**Tableau I-5:** Classification des systèmes de contreventement Structures en béton armé

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b>A) Structures en béton armé</b>		
<b>1</b>	Système à ossature	5.5 <sup>(a)</sup>
<b>2</b>	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 <sup>(a)</sup>
<b>3</b>	Système à ossature ou système mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 <sup>(a)</sup>
<b>4</b>	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 <sup>(b)</sup>
<b>5</b>	Système à contreventement constitué par des voiles	4.5 <sup>(b)</sup>
<b>6</b>	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 <sup>(b)</sup>
<b>7</b>	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 <sup>(b)</sup>
<b>8</b>	Système en pendule inversé	2 <sup>(c)</sup>
<b>9</b>	Système des voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 <sup>(c)</sup>

❖ **Facteur de qualité :**

Le facteur de qualité, **QF**, tient compte de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

La valeur de QF est déterminée par :

$$QF = 1 + \sum_{q=1}^{9=i} Pq$$

- **Pq** est le coefficient de pondération à retenir, selon que le critère de qualité *q* est satisfait ou non. Sa valeur est donnée, au cas par cas, dans le Tableau 3.19 ;
- **i** est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

➤ **Pondérations de la catégorie (a) :**

1. **Régularité en plan** : La structure est classée régulière en plan selon les critères
2. **Régularité en élévation** : La structure est classée régulière en élévation selon les critères
3. **Conditions minimales sur le nombre de niveaux** : La structure doit comporter au minimum deux niveaux.

4. **Conditions minimales sur les travées** : La structure doit présenter, à chaque niveau et selon chacune des deux directions horizontales, au minimum trois (03) travées.

➤ **Pondérations de la catégorie (b) :**

1. **Régularité en plan**

La structure est classée régulière en plan selon les critères

2. **Régularité en élévation**

La structure est classée régulière en élévation selon les critères.

3. **Redondance en plan**

Chaque étage doit comporter, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventement.

➤ **Catégories de pondérations (c)**

Le facteur de qualité **QF** doit être pris égal à 1.

**Tableau I-6 : Valeurs des Pondérations  $P_q$**

Catégorie	Critère, q	$P_q$	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente ;
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

❖ **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI) ;
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau

**Tableau I-7:** Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m

Nota: (\*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur

❖ **Méthodes dynamiques :**

- a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et, en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- b) La méthode d'analyse dynamique par accélogrammes peut être utilisée, au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul (cf. §3.3.4) et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.
- c) Pour les bâtiments de plus de 70 mètres de hauteur ou dont la période fondamentale  $T_0$  dépasse 2 secondes, il convient de compléter les analyses, réalisées par la méthode modale spectrale, par des analyses dynamiques temporelles non linéaires, en utilisant des accélogrammes réels, synthétiques OU Simulés.

## ❖ **Méthode d'analyse modale spectrale :**

### ◆ **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### ◆ **Modélisation :**

La modélisation doit considérer divers aspects :

- a) Pour les structures régulières en plan, comportant des planchers rigides, l'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté, dans chacune des deux directions de calcul, par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL (Degré De Liberté) en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non, comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et modélisant, de manière adéquate, les masses et les rigidités.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte, par toute méthode scientifiquement prouvée, toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- e) Le modèle de bâtiment, à utiliser, doit représenter, au mieux, les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (exemple : contribution des zones nodales et des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs est calculée en considérant les sections non fissurées.

### ◆ **Nombre de modes à considérer :**

- a) Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :
  - la somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions, décrites en a), ne peuvent pas être satisfaites, à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes, ( $k$ ), à retenir doit être tel que :  $k \geq 3 \cdot \sqrt{N}$  Et  $T_k \leq 0,2s$

Où  $N$  est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  est la période du mode  $k$ .

- **Méthode statique équivalente :**

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale,  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon l'équation suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot w$$

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{g}$ : ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_0$ .
- $T_0$  : période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;
- $\lambda$ : coefficient de correction.

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

### Poids sismique total du bâtiment $W$

$W$  : poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau « i »

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, n \text{ étant le nombre de niveaux}$$

- $W_i$  :  $W_{GI} + \psi \cdot W_{Qi}$
- $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- $W_{Qi}$  : charges d'exploitation.
- $\psi$ : coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné dans le Tableau suivant :

**Tableau I-8:** Valeurs du coefficient d'accompagnement  $\psi$ , pour la charge d'exploitation  $Q_i$

Cas	Type d'ouvrage	$\psi$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

- **Justification de la sécurité :**

- ✓ **Généralités :**

Les objectifs de sécurité de la structure, soumise aux effets de l'action sismique, sont réputés atteints si les critères suivants sont satisfaits : résistance, ductilité, équilibre global, résistance des planchers, stabilité des fondations, joints sismiques, déplacements inter-étages et stabilité de forme (effet P- $\Delta$ ).

- ✓ **Combinaisons d'actions :**

Au sens du principe de calcul aux États Limites, l'action sismique est considérée, du fait de sa brève durée d'application, comme une action accidentelle. L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément :

- Deux composantes horizontales,  $E_x$  et  $E_y$ , agissant suivant deux directions orthogonales dans le plan de la structure ;
- Une composante verticale,  $E_z$ , qui agit suivant l'axe vertical de la structure.

- ✓ **Composantes horizontales de l'action sismique :**

Les composantes de l'action sismique,  $E_x$  et  $E_y$ , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse. Les actions sismiques de dimensionnement des structures sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables au moyen des équations

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

- **Justification de la stabilité des fondations :**

Pour les justifications de la stabilité des fondations, il y a lieu de se référer aux prescriptions et/ou exigences du Chapitre 10 ainsi qu'aux combinaisons d'actions, cf. Équations (5.6) & (5.7) :

- Pour les fondations des éléments verticaux individuels (voiles ou poteaux), la combinaison de charges suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_1 \\ G + \psi \cdot Q \pm \frac{R}{Q_F} \cdot E_2 \end{cases}$$

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la combinaison d'actions suivante est utilisée :

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_1 \\ G + \psi \cdot Q \pm 1.4E_2 \end{cases}$$

**Remarque importante :**

Toutes les modifications et mises à jour présentées dans ce chapitre de la RPA 2024 concernent exclusivement les bâtiments réalisés en béton armé. Les autres types d'ouvrages (structures métalliques, maçonnerie, etc.) disposent de règles spécifiques qui ne sont pas abordées dans le présent travail.

## **I.4 Le rôle des ingénieurs civils dans l'application du RPA 2024**

Les ingénieurs civils jouent un rôle central dans la mise en œuvre du RPA 2024, le règlement algérien relatif à la construction parasismique. Ils assurent le lien entre les exigences réglementaires et les connaissances techniques, en étant responsables de la planification et du dimensionnement des structures conformément aux nouvelles normes. Leur mission contribue directement à la sécurité des populations et à la durabilité des projets.

### **1. Étude du site et évaluation des risques**

Le travail de l'ingénieur commence par des investigations géotechniques approfondies pour évaluer les caractéristiques du sol et du site. Il utilise des outils numériques et des modèles avancés pour prévoir le comportement des matériaux et des structures sous l'effet des séismes.

Cette étape est essentielle pour concevoir des structures conformes au RPA 2024 et garantissant un niveau élevé de sécurité.

## **2. Conception intégrée et coordination pluridisciplinaire**

Une fois les risques identifiés, l'ingénieur civil collabore avec les architectes et les spécialistes des matériaux pour développer des solutions structurelles innovantes, réduisant les coûts à long terme et permettant une réponse rapide en cas de crise. Cette synergie assure que le projet respecte à la fois les exigences techniques, l'esthétique architecturale et la qualité d'exécution.

## **3. Supervision et orientation stratégique**

Le rôle de l'ingénieur ne s'arrête pas à la conception ; il supervise également l'exécution pour s'assurer de la conformité des matériaux et des travaux avec le RPA 2024. Il apporte aussi un appui stratégique aux maîtres d'ouvrage et aux entrepreneurs afin d'adopter des solutions durables qui prolongent la durée de vie des structures et réduisent leur impact environnemental.

Ainsi, l'ingénieur civil occupe une place clé dans la modernisation des infrastructures en Algérie et dans leur adaptation aux menaces sismiques croissantes.

## **I.5 Les défis de l'application du RPA 2024**

La mise en œuvre du RPA 2024 constitue une avancée majeure pour améliorer la sécurité des constructions face aux risques sismiques en Algérie. Toutefois, cette application soulève plusieurs défis pour les ingénieurs, les entrepreneurs et les maîtres d'ouvrage.

### **❖ Défis économiques**

Le respect des exigences du RPA 2024 nécessite l'utilisation de matériaux et de technologies avancés, ce qui engendre une augmentation significative des coûts. Cette contrainte financière peut limiter l'adoption des nouvelles normes, en particulier pour les petits projets ou ceux disposant de ressources limitées.

### **❖ Défis techniques et d'ingénierie**

Les ingénieurs doivent parfois réhabiliter des structures existantes ou concevoir de nouveaux projets conformes aux normes actualisées. Cela exige des compétences spécialisées, des outils de modélisation performants, et plus de temps, ce qui peut entraîner des retards et compliquer davantage le processus de conception.

### **❖ Défis administratifs et de coordination**

Le succès de l'application du RPA 2024 repose sur une collaboration efficace entre ingénieurs, entreprises de construction et autorités administratives. En l'absence de coordination fluide ou de compréhension des exigences juridiques, le processus peut être ralenti ou compromis. Une

sensibilisation accrue et un accompagnement technique sont souvent nécessaires pour assurer une mise en œuvre efficace.

## **I.6 L'avenir de la construction parasismique en Algérie**

L'Algérie est l'un des pays exposés régulièrement aux séismes, ce qui rend impératif le développement de systèmes de construction parasismique plus avancés. Avec l'entrée en vigueur des nouvelles normes définies par le RPA 2024, une transformation significative dans le domaine du génie civil est attendue, notamment à travers l'adoption de techniques innovantes visant à renforcer la résistance des structures aux secousses sismiques.

Parmi les innovations prévues, l'utilisation de matériaux modernes tels que les composites (fibres de verre et fibres de carbone) occupera une place centrale. Ces matériaux sont à la fois légers et dotés d'une grande capacité d'absorption d'énergie, ce qui permet de réduire considérablement les dommages potentiels lors des séismes.

En parallèle, les technologies de l'ingénierie vont évoluer vers la conception de bâtiments intelligents intégrant des systèmes de surveillance et d'analyse en temps réel. Ces systèmes permettront de détecter les points faibles des structures et de prévoir les risques sismiques. À l'avenir, l'intégration de l'intelligence artificielle à ces technologies renforcera leur capacité à réagir de manière dynamique aux conditions environnementales changeantes.

De plus, les autorités algériennes ainsi que la société civile devront redoubler d'efforts pour sensibiliser la population à l'importance de respecter les nouvelles normes de construction. La sensibilisation constitue en effet un pilier essentiel de toute stratégie de réduction des pertes humaines et matérielles en cas de tremblement de terre.

En conclusion, l'avenir de la construction parasismique en Algérie repose sur une approche intégrée combinant technologies avancées, matériaux innovants et prise de conscience collective, garantissant ainsi une meilleure résilience des infrastructures face aux risques sismiques.

## **I.7 Conclusion**

Pour réussir l'application du RPA 2024, il est essentiel d'adopter une approche intégrée qui prend en compte les aspects économiques, techniques et administratifs. Une planification rigoureuse et une coopération entre tous les acteurs du secteur sont indispensables pour garantir une transition réussie vers des normes de construction plus sûres et plus durables.



***CHAPITRE 02 :***  
***PRÉSENTATION DE PROJET***  
***ET PRÉ DIMENSIONNEMENT***  
***DES ÉLÉMENTS***

## II.1 Présentation de projet et Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### II.1.1 Présentation de projet :

#### II.1.1.1 Introduction :

Le but d'un calcul d'une structure est d'assurer que son comportement demeurera compatible pendant toute la durée de sa vie.

En fait, il n'est qu'une procédure de vérification de projet conçu à partir de l'expérience accumulée de l'intuition acquise et essentiellement de l'invention de l'ingénieur.

Par ailleurs, elle n'est pas la seule méthode susceptible de garantir qu'un ouvrage offre une probabilité satisfaisante, de supporter sans dommage les charges prévues, il y va qu'une structure n'est durable que si les matériaux utilisés à leur mise en œuvre répondent aux exigences des qualités sur lesquelles sont basés les calculs.

#### II.1.1.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment de R+5 à usage d'habitation en béton armé composé de portiques et de voiles avec une terrasse inaccessible.

L'ouvrage sera implanté à la Wilaya de Bordj Bou Arreridj, Cette région est classée en zone de sismicité moyenne II<sub>a</sub> selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003) Et de zone sismicité moyenne à élevée IV selon le règlement parasismique Algérien (RPA 2024) .

#### II.1.1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

➤ **En plan :**

- La longueur totale .....20,1 m
- La largeur totale .....9,75 m

➤ **En élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment .....18,36 m
- Hauteur du RDC .....3,06 m
- Hauteur d'étage courant .....3,06 m

#### II.1.1.4 Données sismique de la structure :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ version 2003** Comme une zone de sismicité moyenne (zone **II a**).
- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 2024** Comme une zone de sismicité moyenne à élevée (zone **IV**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**.
- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2$  bars.

- Le site est considéré comme **meuble (S3)**.

#### II.1.1.5 Les éléments de l'ouvrage :

- **Ossature et contreventement :**

Le contreventement est assuré par une ossature mixte, composée de :

- poteaux et poutres formant un système des portiques transversaux et longitudinaux.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

- **Planchers :**

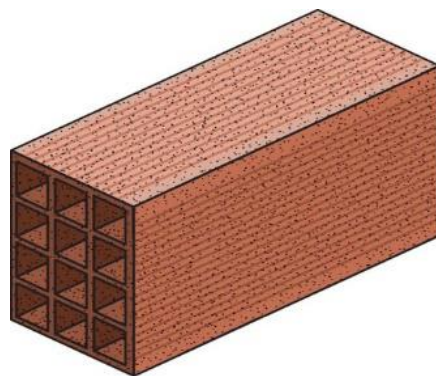
Les planchers remplissent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique :** les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation :** ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

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

- **Maçonnerie :**

- Murs extérieurs (remplissage) : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



**Figure II-1:** La brique creuse

- **Les escaliers :**

Le bâtiment présente un seul type d'escalier à deux volées et un palier de repos et ils sont coulés sur place.

- **L'acrotère :**

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



**Figure II-2:** Image de l'acrotère

- **Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

- **Le revêtement :**

Les revêtements sont comme suit :

- ✓ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ✓ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour salle d'eau et cuisine.

#### ***II.1.1.6 Règlements et normes utilisés :***

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ RPA2024. (Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ CBA93. (Code du Béton Armé).
- ✓ DTR B.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ✓ BAEL91/version99. (Béton Armé aux Etats Limites).

### ***II.1.1.7 Définition des états limites :***

C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états limites de service :

- **Etats limites ultimes (ELU) :**

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non renversement)
- De la résistance de chacun des matériaux (non rupture)
- De la stabilité de forme (non flambement)

- **Etats limites service (ELS) :**

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- La valeur limite de la compression du béton.
- La valeur limite de l'ouverture des fissures.
- La valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

### ***II.1.1.8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :***

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

- **Accidentelle :**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :

**Tableau II-1** : comparatif des combinaisons des deux versions

RPA	99version 2003	Version 2024
/	$G+Q+E$	$G+Q+E$
/	$0.8G\pm E$	$0.8G\pm E$
Les poteaux	$G+Q+1.2E$	$G+Q\pm 1.3E$

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G} : \text{charge permanente.} \\ \mathbf{Q} : \text{charge d'exploitation.} \\ \mathbf{E} : \text{effort de s\u00e9isme} \end{array} \right.$

## II.1.2 Caract\u00e9ristique m\u00e9caniques des mat\u00e9riaux :

### II.1.2.1 introduction :

On appelle « B\u00e9ton » le mat\u00e9riau constitu\u00e9 par le m\u00e9lange des proportions convenables des ciments, de granulats (sable + gravier) et d'eau.

Le b\u00e9ton arm\u00e9 est le mat\u00e9riau obtenu en enrobant dans un b\u00e9ton des aciers dispos\u00e9s de mani\u00e8re \u00e0 \u00e9quilibrer les efforts de traction.

Nous allons \u00e9tudier successivement chacun des constitutions du b\u00e9ton arm\u00e9 (B\u00e9ton + acier)

### II.1.2.2 B\u00e9ton :

#### a) D\u00e9finition :

Le b\u00e9ton est un m\u00e9lange de granulats, de ciment, d'eau et \u00e9ventuellement de produits d'addition les adjuvants", en consid\u00e8re une masse volumique de 2500Kg/m<sup>3</sup>.

Pour le pr\u00e9sent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

#### b) Diagramme contraintes d\u00e9formations : (A.4.3.4.1CBA93) :

Dans le calcul du b\u00e9ton arm\u00e9 relatif aux \u00e9tats limites, les diagrammes r\u00e9els sont remplac\u00e9s par les diagrammes conventionnels suivants :

#### ✓ L'\u00e9tat limite ultime :

Le diagramme contraintes d\u00e9formations du b\u00e9ton est le diagramme de calcul dit :

(Parabole rectangle), il comporte un arc des paraboles qui s'\u00e9tend de l'origine des coordonn\u00e9es ou  $\varepsilon_{bc} = 2 \text{ }^0/00$  et  $\sigma_{bc} = f_{bu}$  suivi d'un segment de droite parall\u00e8le \u00e0 l'axe des d\u00e9formations et tangent \u00e0 la parabole \u00e0 son sommet.

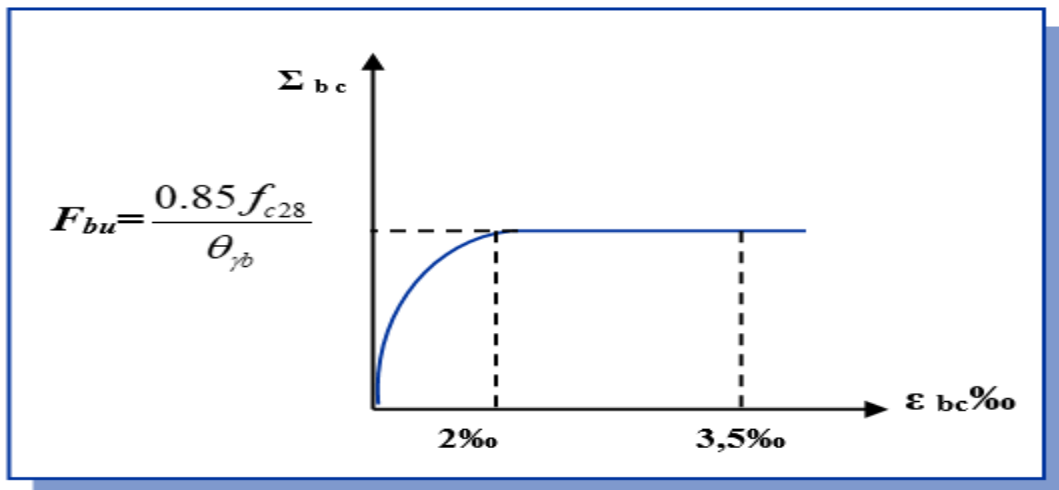


Figure II-3 Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU

✓ *L'état limite de service :*

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

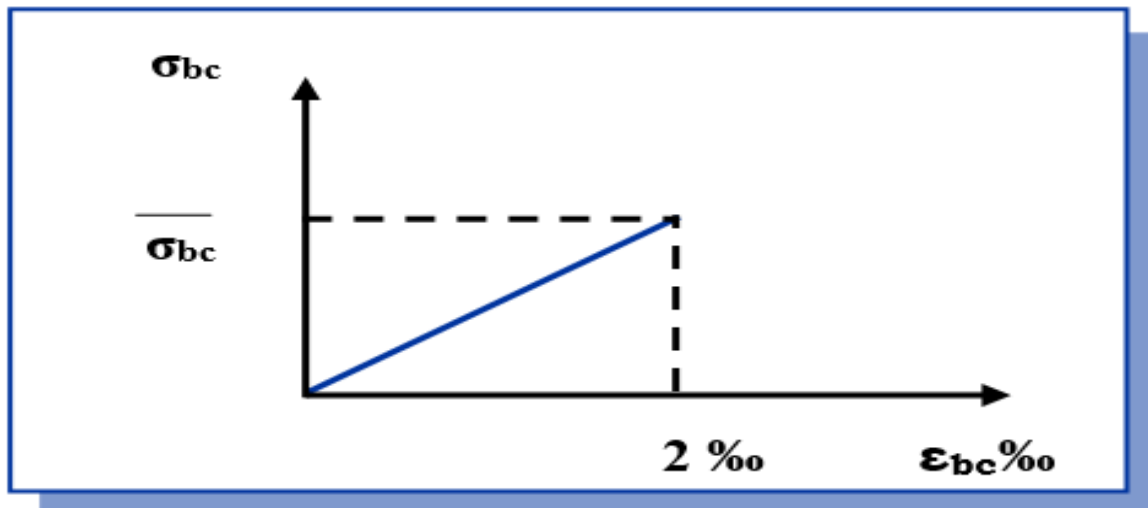


Figure II-4: Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS

**II.1.2.3 L'Aciers :**

**a) Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse(RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence(HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Selon le **RPA99 ver 2003**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec **fe ≤ 500 MPA**, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200000$  MPA

**b) Caractéristiques des aciers utilisés :**

**Tableau II-2 :** Caractéristiques des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE500	H A	500	550	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	520	550	1,3	1

**c) Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

✓ **Contrainte limite ultime à l'ELU :**

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$E_s$  : (Est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$E_s = 200\ 000$  MPA.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

Sachant que :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire S.D} \\ 1 & \text{en situation accidentelle S.A} \end{cases}$

Pour notre cas :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \begin{cases} 348 \text{MPa} & \text{en S.D} \\ 500 \text{MPa} & \text{en S.A} \end{cases}$

✓ **Contraintes limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et c'en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 202 \text{MPa}$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{MPa}$

**Avec :**

$\eta$ : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$\eta = 1,3$  pour les armatures à haute adhérence de  $\phi < 6 \text{mm}$ .

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

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

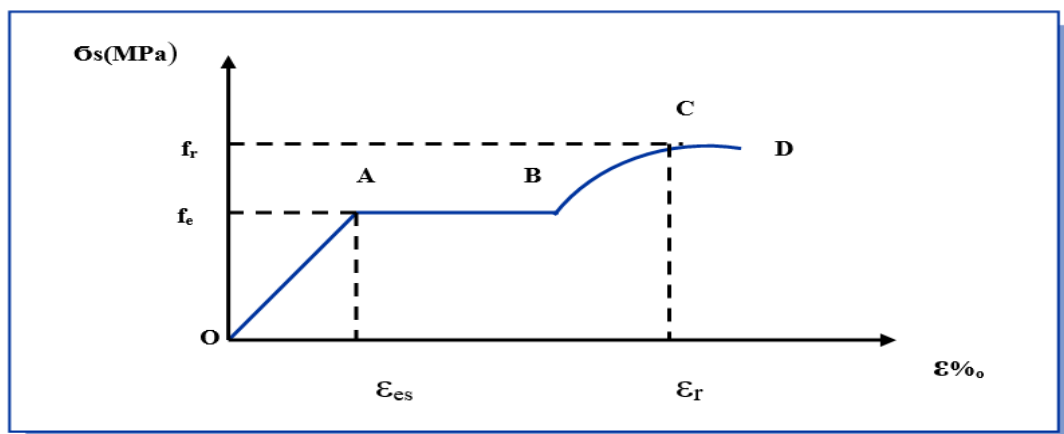
Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets

D'intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

**e) Diagramme contrainte déformation :**

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



**Figure II-5:** Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

$f_r$  : Résistance à la rupture

$f_e$  : Limite d'élasticité

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

$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermissement

Zone CD : Domaine de striction

### f) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

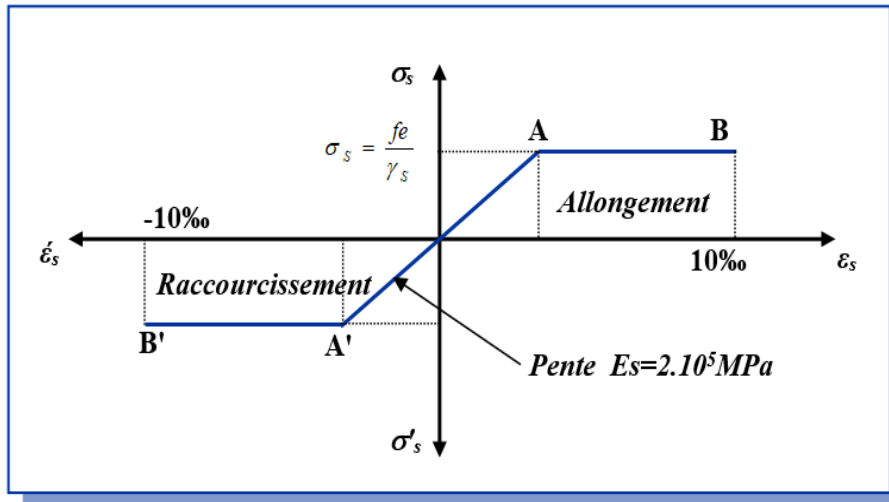


Figure II-6: Diagramme contraintes- déformations de calcul.

### II.1.3 Hypothèses de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ .
- La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$ .
- $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPA}$  (Module de déformation différé du béton).
- $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA}$  (Module de déformation instantané du béton).
- $F_e = 500 \text{ MPA}$ . (Limite d'élasticité des aciers).

## II.2 Pré dimensionnement des éléments :

### II.2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul" des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91**, le **RPA 99 modifié 2003** et du **CBA 93**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

### II.2.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

#### II.2.2.1 Plancher :

##### ❖ Dalle en corps creux :

Le plancher est élément horizontal nécessaire dans une structure, il assure la séparation entre les niveaux et transmet aux éléments porteurs (poteaux, murs, etc.) les charges et surcharges qui lui sont appliquées.

D'autre part, il contribue au confort des occupants en assurant l'isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.

D'après le BAEL 91, L'épaisseur des planchers à corps creux est estimée à partir de la condition de la flèche admissible :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20} \dots\dots (1)$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots (2)$$

Avec :

$L_{\max}$ : est la longueur maximale de la poutrelle entre nues d'appui égale dans notre cas à 3,30m

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$h_t \geq \frac{3,30}{22,5}$$

$$h_t \geq 0,15 \text{ m}$$

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 20\text{cm}$

Les poutrelles, généralement sont des éléments structuraux en béton armé ou précontrainte, fabriqués en usine ou coulés sur place, et leur calcul s'apparente à des sections en T.

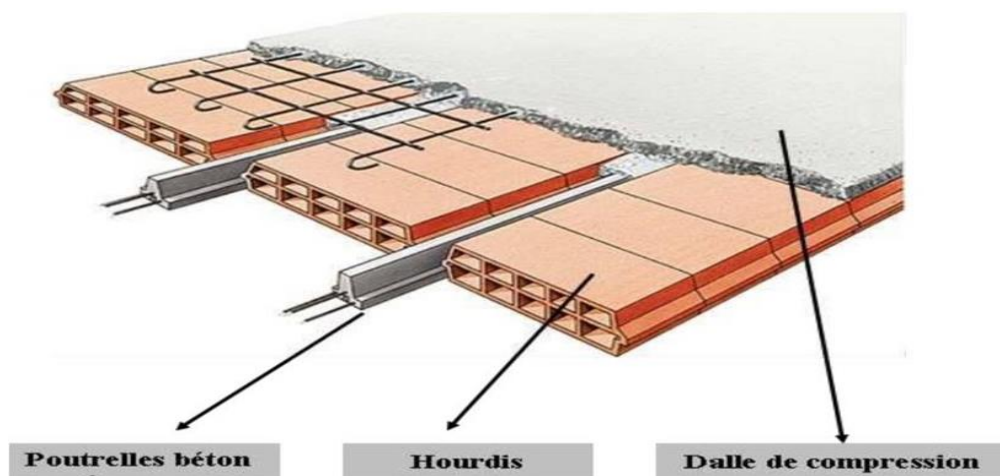


Figure II-7 : Plancher à corps creux

❖ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

La largeur de table de compression est égal à :

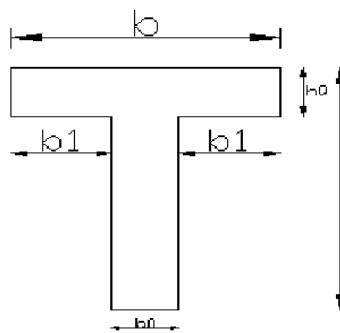
$$b = b_0 + 2 \times b_1$$

selon CBA93 :

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

**L<sub>x</sub>** : distance entre nus de deux poutrelles.

**L<sub>y</sub>** : longueur min entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.



**Figure II-8:** disposition des poutrelles

$$h_t = 20\text{cm} \quad , \quad h_0 = 4\text{cm} \quad , \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min \left( \frac{55}{2}; \frac{290}{10} \right)$$

$$b_1 = \frac{65 - 10}{2} = 27,5\text{cm}$$

Donc :

$$b = b_0 + 2b_1 = 10 + 2(27,5)$$

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

## II.2.3 Pré dimensionnements des éléments structuraux :

### II.2.3.1 Pré dimensionnements des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé, qui ont un rôle porteur dans la structure en transmettant les chargements verticaux aux poteaux. Il assure aussi un rôle de stabilité via les actions accidentelles.

Selon le règlement **B.A.E.L 91** les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par **RPA99/v2003** :

❖ **le critère de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

- $L_{\max}$  : la longueur plus grande portée entre deux appuis (distance entre les nœuds des poteaux et on choisit la plus grande portée) D'après le BAEL.6.11.
- $h$  : La hauteur de la poutre.
- $b$  : La largeur de la poutre.

❖ **Vérification d'après RPA99/v2003 et RPA 2024 :**

$$(RPA 99 Art. 7.5.1) \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

• **Poutre principale :**

**Détermination de la hauteur « h » :**

$$L_{\max} = 535 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \\ 35,6 \text{ cm} \leq h \leq 53,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend :  $h = 45 \text{ cm}$

**Détermination de la largeur « b »**

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $b = 30 \text{ cm}$

**Vérification selon le RPA 99 /v2003 et RPA 2024 Poutre principale :**

**Tableau II-3 :** Comparaison des dimensions des poutres principale selon le RPA 2003 et le RPA 2024

Les dimensions	version 2003	Conditions	Version 2024	Conditions
La hauteur «h» de la poutre	$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ C.V	$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ C.V

La largeur «b» de la poutre	$b \geq 20 \text{ cm}$	$b=30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$ C.V	$b \geq 20 \text{ cm}$ zone I, et II et III $b \geq 25 \text{ cm}$ zone IV, V et VI	$b = 30\text{cm} \geq 25 \text{ cm}$ zone IV, V et VI  C.V
Le rapport hauteur largeur	$h/b \leq 4$	$h/b = 1.5 \leq 4$ C.V	$h/b \leq 4$	$h/b = 1.5 \leq 4$ C.V

Alors on adopte les dimensions (30×45) cm<sup>2</sup>

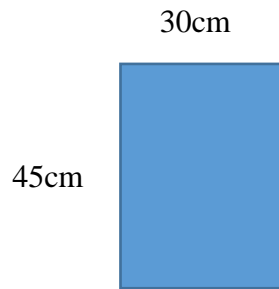


Figure II-9 : Poutre principale

- **Poutre secondaire (Chainage) :**

**Détermination de la hauteur « h »**

$$L_{max} = 330 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \\ 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend :  $h = 35 \text{ cm}$

**Détermination de la largeur « b »**

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

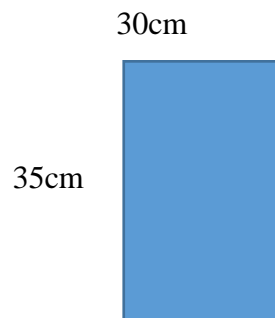
Donc on prend :  $b = 30 \text{ cm}$

## Vérification selon le RPA 99 /v2003 et RPA 2024 Poutre secondaire :

**Tableau II-4** : Comparaison des dimensions des poutres secondaire selon le RPA 2003 et le RPA 2024:

Les dimensions	version 2003	Conditions	Version 2024	Conditions
La hauteur «h» de la poutre	$h \geq 30 \text{ cm}$	$h=35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ C.V	$h \geq 30 \text{ cm}$	$h =35\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$ C.V
La largeur «b» de la poutre	$b \geq 20 \text{ cm}$	$b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ C.V	$b \geq 20 \text{ cm}$ zone I, et II et III $b \geq 25 \text{ cm}$ zone IV, V et VI	$b= 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ zone IV, V et VI C.V
Le rapport hauteur largeur	$h/b \leq 4$	$h/b =1.16 \leq 4$ C.V	$h/b \leq 4$	$h/b=1.16 \leq 4$ C.V

Alors On adopte la section **(30×35) cm<sup>2</sup>**



**Figure II-10** : poutre secondaire

### II.2.3.2 Descente des charges : (DTR B.C.2.2)

La descente des charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher donc pour l'évaluation des charges et surcharges, on utilise le document technique réglementaire algérien **DTR B.C. 2.2.5** intitulé

" charges permanentes et charges d'exploitations".

**G** : La charge permanente représente le poids mort.

**Q** : La charge d'exploitation ou la surcharge.

- **Rôle de descente des charges :**

- ✓ Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, etc.
- ✓ Vérification de la section des éléments porteurs.

- **Les charges appliquées sur le bâtiment :**

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**

**Tableau II-5:** La charge permanente totale qu'on obtient est  $G_{\text{terrasse}}$

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillon	0,04	17	0.68
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3	forme de pente	0.1	22	2.20
4	Isolation thermique en liège	0.04	5	0.2
5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.8
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
Charge total				$G = 6.20 \text{ KN/m}^2$
La charge exploitation				$Q = 1 \text{ KN}$

La charge permanente totale qu'on obtient est  $G_{\text{terrasse}} = 6.20 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation à prendre inaccessible  $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Plancher étage courant :**

**Tableau II-6:** charge de plancher étage courant et RDC

N°	Composants de plancher etage courant	e (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Lit de sable	0.01	20	0,20
4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	13	0,26
6	Cloisons légères	0,1	10	1
Charge total				$G = 5.30 \text{ KN/m}^2$
La charge exploitation				$Q = 1.5 \text{ KN}$

La charge permanent totale qu'on obtient est :  $G_{\text{étage}} = 5,30 \text{ KN/m}^2$ .

La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant :  $Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .

### II.2.3.3 Pré dimensionnement des poteaux:

#### ❖ Définition des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structurels verticaux chargés de transmettre les charges des parties supérieures du bâtiment (dalles et poutres) vers les fondations. Ils sont généralement fabriqués en béton armé ou en acier et constituent des éléments essentiels assurant la stabilité et la solidité de la structure.

Pour le Pré dimensionnement des poteaux de notre structure, on utilise un calcul basé sur la descente de charge pour cela on suit les étapes suivantes :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Vérification de la section à l'ELS.
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL 91**.
- La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99** (Article : 7.4.1).

#### Rôle des poteaux :

- Transmettre les charges verticales en toute sécurité vers le sol via les fondations.
- Améliorer la stabilité de la structure et prévenir l'effondrement.
- Résister aux charges horizontales comme le vent et les séismes, en particulier dans les bâtiments de grande hauteur.

#### ❖ Leur Pré dimensionnement doit respecter conditions suivantes :

Conditions imposée par le BAEL 91 VERS 99 B.8.4 justification des poteaux

Vérification :

$$N_u \leq \left( \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \times \alpha$$

$N_u$  est calculé de la façon suivante :  $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$A_s$  : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

$Br$  : section réduit du poteau

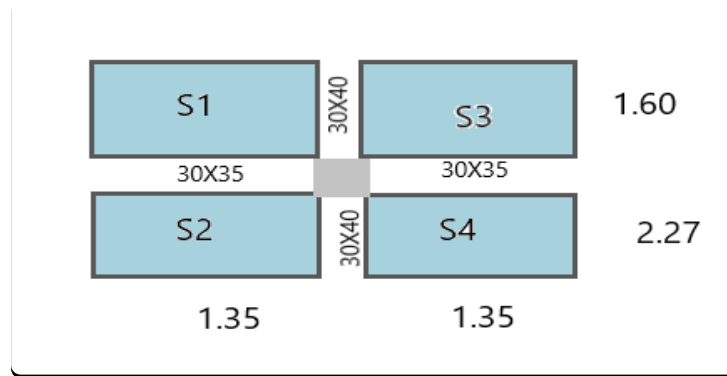
$f_e$  : limite élasticité de l'acier on prend  $f_e = 400$  MPA

$N_u$  : effort normale en KN

$$\gamma_s = 1.15 \quad \gamma_b = 1.5$$

$\alpha$ : coefficient en fonction de l'élancement qui prend des valeurs :

#### ❖ Choix de poteau le plus sollicité :



**Figure II-11:** La surface afférente du poteau centre

- La Surface afférente :

$$\text{Surf} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$\text{Surf} = (1.6+2.27) \times (1.35+1.35)$$

$$S = 10.45 \text{ m}^2$$

- Détermination des charges G

$$G_0 = G \text{ Plancher} + G \text{ pot} + G \text{ pp} + G \text{ ps}$$

$$G \text{ Plancher} = 5.3 \times 10.45$$

$$G \text{ Plancher} = 55.83 \text{ KN}$$

$$G \text{ pot} = 0.3 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

$$G_{pp} = 0.3 \times 0.45 \times (1.6+2.27) \times 25 = 13.06 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0.3 \times 0.35 \times (1.35 \times 2) \times 25 = 7.08 \text{ kN}$$

**Tableau II-7 :** Répartition des charges verticales par étage

NIV	H	S poteau	G plancher	G pot	G pp	G ps	G Niv	G Tot
5	3.06	0.135	64.79	9.18	13.06	7.08	94.11	94.11
4	3.06	0.135	55.83	9.18	13.06	7.08	85.15	179.26
3	3.06	0.135	55.83	9.18	13.06	7.08	85.15	264.41
2	3.06	0.135	55.83	9.18	13.06	7.08	85.15	349.56
1	3.06	0.135	55.83	9.18	13.06	7.08	85.15	434.71
RDC	3.06	0.135	55.83	9.18	13.06	7.08	85.15	519.86

❖ **La dégression des charges (DTR.B.C article 63) :**

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé :

**Tableau II-8** : la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé

Niveau	Dégression	Q [KN]
Sous 5 <sup>ème</sup> étage	Q0	12.81
Sous 4 <sup>ème</sup> étage	Q0 + Q1	32.02
Sous 3 <sup>ème</sup> étage	Q0 + 0,95(Q1+ Q2)	49.31
Sous 2 <sup>ème</sup> étage	Q0 + 0,90(Q1+ Q2 + Q3)	64.67
Sous 1 <sup>ère</sup> étage	Q0 + 0,85(Q1+ Q2 + Q3 + Q4)	78.12
RDC	Q0 + 0,80(Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5+QRDC)	89.65

Nous présentons les résultats obtenus dans un tableau :

Selon le (CBA93), on doit vérifier l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{(CBA93 « article B.8.2.1 »)}.$$

Nu est calculé de la façon suivante : **Nu** = 1.35 G + 1.5 Q.

Vérifications : L'effort normal ultime à la base : Nu = 1.35 G + 1.5 Q = 836.28 KN.

L'effort de compression ultime Nu pour le poteau intermédiaire, on doit le majorer de 15% telle que :

Nu = 1.15 (1.35 G + 1.5 Q). (Selon le CBA93, « article B.8.11 »).

Nu (15%) = 1.15\*836.28= 961.72 KN.

**Tableau II-9** : Vérification de Nu par étage

NIV	G	Q	NU	Nu (15%)	$\bar{N}_U$	Condition Nu (15%)
5 <sup>ème</sup>	94.11	12.81	146.26	168.2	1802.15	OK

4ème	179.26	32.02	290.031	333.53	1802.15	OK
3ème	264.41	49.31	430.91	495.54	1802.15	OK
2ème	349.56	64.67	568.91	654.24	1802.15	OK
1er	434.71	78.12	704.03	809.63	1802.15	OK
RDC	519.86	89.65	836.28	961.72	1802.15	OK

❖ **Vérification du Condition de flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

On :  $L_f = 214.2 \text{ cm}$  et  $i = 11.54 \text{ cm}$

**Tableau II-10** : récapitulatif de vérification de la condition de flambement

Niveau	Poteaux	$L_0$ [cm]	$L_f$ [cm]	B [cm <sup>2</sup> ]	i [cm]	$\lambda$
5ème étage	30x40	360	214.2	1200	11.54	$18.56 < 35$
4ème étage		360	214.2	1200	11.54	$18.56 < 35$
3ème étage		360	214.2	1200	11.54	$18.56 < 35$
2ème étage		360	214.2	1200	11.54	$18.56 < 35$
1ème étage		360	214.2	1200	11.54	$18.56 < 35$
R.D.C		360	214.2	1200	11.54	$18.56 < 35$

❖ **Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone II a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm en zones I et II} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus. Les dimensions des poteaux supposées (30x40) cm :

$$\text{Min } (30,40) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Min } (30,40) = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.25 \leq 0.75 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Les conditions imposées par le RPA 2024 :**

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

$$\text{Min } (b_c, h_c) \geq 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm en zones I, II et III}$$

$$\text{Min } (b_c, h_c) \geq 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm en zones IV, V et VI}$$

$$\text{Min } (b_c, h_c) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{ quelle que soit la zone}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_c}{h_c} \leq 4 : \text{ quelle que soit la zone}$$

Avec :

$l_{cl}$  :(unités : cm):la longueur libre du poteau

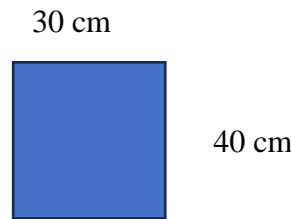
Les dimensions des poteaux supposées : (30x40) cm et la zone de notre étude et IV selon le RPA2024 :

$$\text{Min}(30, 40) = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Min}(30, 40) = 30\text{cm} \geq \frac{l_{cl}}{20} = \frac{286}{20} = 14.3\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \cdot \frac{30}{40} \leq 4 ; 0.25 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**On choisit la dimensionnement des poteaux :**



**Figure II-12** : dimensionnement des poteaux

**II.2.3.4 Pré dimensionnement des voiles :**

**❖ Introduction**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés pour reprendre les charges verticales (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations, mais aussi principalement d’assurer la stabilité et la rigidité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé RPA99/Version 2003 est justifié par l’article 7.7.1 de RPA99/Version 2003 D’où leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités

On considère comme voiles les éléments satisfaisants à la condition :  $L \geq 4e$ .

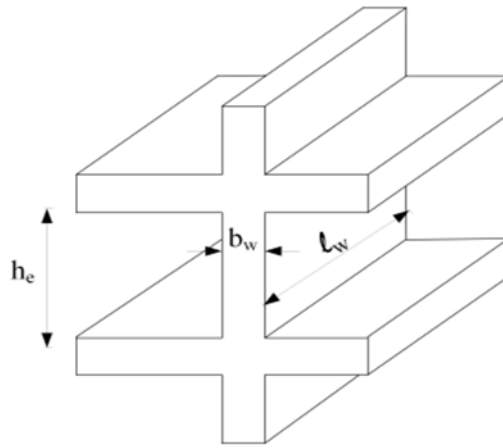
Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

**Avec :**

**L** : longueur du voile.

**e** : épaisseur du voile.

**$h_e$** : hauteur d’étage ;  **$h_e = 3.06\text{m}$**



**Figure II-13:** coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées dans La figure suivante :

$$e \geq \text{Max} \left( \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$e \geq \text{Max} \left( \frac{306}{25}; \frac{306}{22}; \frac{306}{20} \right)$$

$$e \geq \text{Max} (12.24 \text{ cm} ; 13.90 \text{ cm} ; 15.3\text{cm})$$

Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements :  **$e = 20 \text{ cm}$**

❖ **Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé (RPA2024) :**

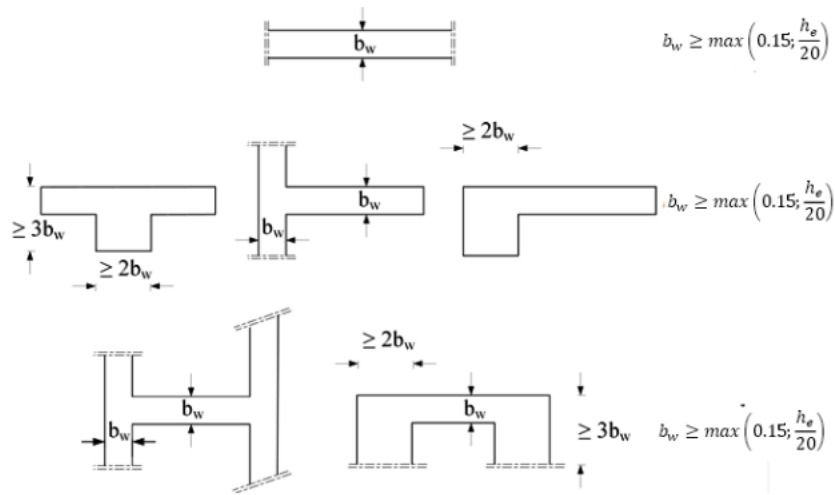
Est justifié par l'article 7.7.1 de RPA 2024 :

$$l_w \geq \max \left( \frac{h_e}{3}; 4b_w; 1\text{m} \right)$$

Où :  $l_w$  représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale ( $b_w$ ) doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max \left( 15 \text{ cm} , \frac{h_e}{20} \right)$$



**Figure II-14** : Epaisseur minimum en fonction des différentes configurations

$$b_w \geq \max \left( 15 \text{ cm} , \frac{306}{20} \right) : \max ( 15 \text{ cm} , 15.30 \text{ cm} )$$

Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements :  **$b_w = 20 \text{ cm}$**

### II.3 Conclusion :

À l'issue de ce chapitre, nous avons pu présenter le projet étudié en définissant ses principales caractéristiques architecturales et structurales. Le prédimensionnement des éléments porteurs a permis d'établir une première estimation des dimensions nécessaires, en se basant sur des règles pratiques et les recommandations des normes en vigueur. Ces résultats serviront de base pour la modélisation numérique et l'analyse détaillée dans les chapitres suivants.

***CHAPITRE 03 :***  
***ETUDE SISMIQUE***  
***SELON RPA 2003***

### **III.1 Introduction :**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts a été conduite par le logiciel **ROBOT**.

### **III.2 Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux, voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **III.3 Choix de la méthode de calcul**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur, à savoir le « **RPA99 version 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier. Ces méthodes sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites (forme régulière, zone  $\text{II}_a$  , groupe d'usage 2).

A cet effet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale, qui elle reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifier avec le logiciel **ROBOT**.

### **III.4 Définition du programme **ROBOT 2024** utilisé dans l'analyse et la conception structurelle**

Logiciel Robot est un logiciel de calcul et d'analyse des structures nous permet de représenter une structure réelle par un modèle numérique que le logiciel peut le traiter et l'analyser et détermine les efforts internes (moments, efforts normal, efforts tranchants), qui

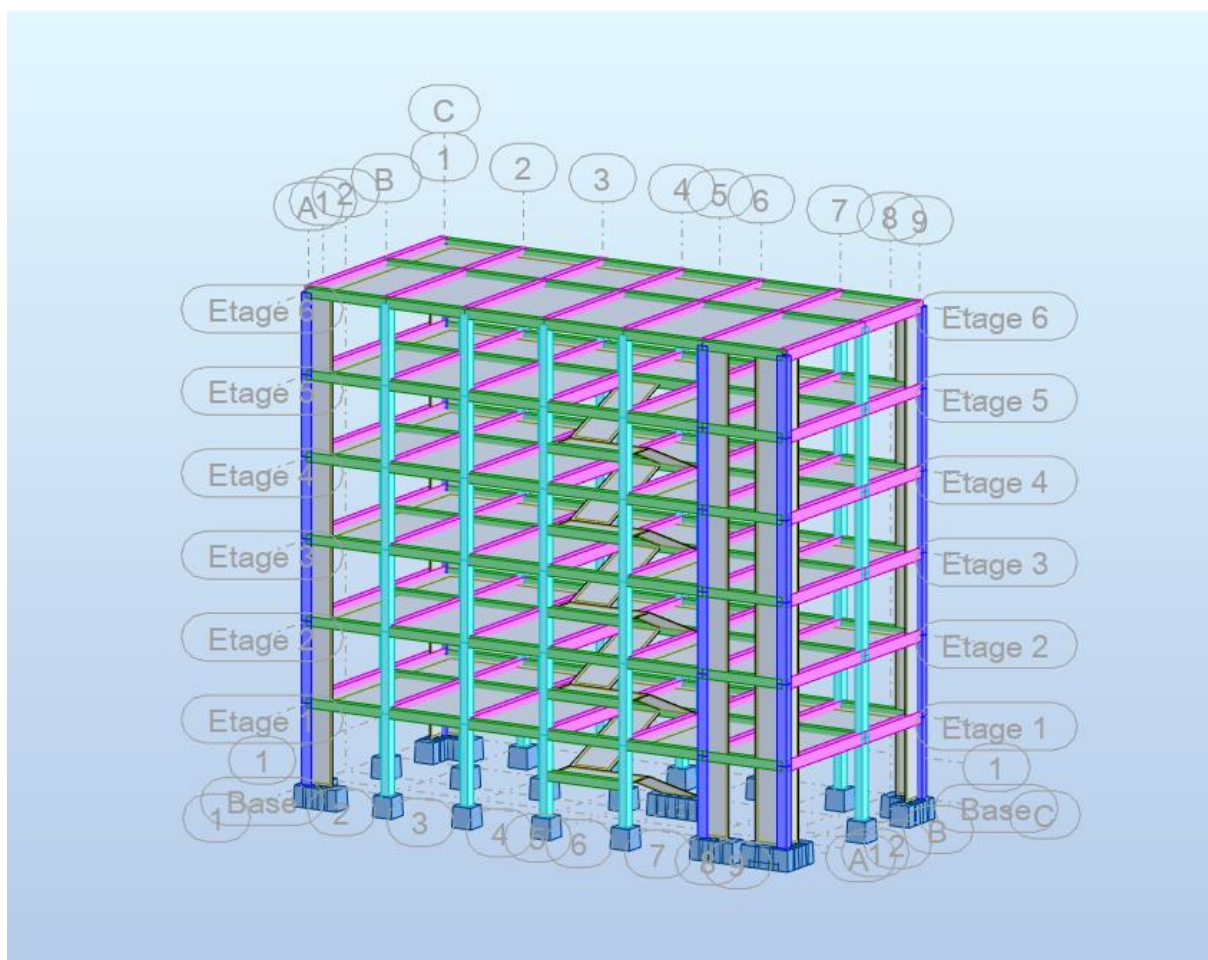
résistent les charges extérieures appliquées sur la structure, par utilisation de la méthode des éléments finis.

Il permet de modéliser, calculer, vérifier et dimensionner différentes structures du génie civil

Le programme ROBOT Structural Analysis 2024 a été utilisé dans ce projet. Il s'agit d'un logiciel spécialisé dans l'analyse et la conception des structures, permettant de réaliser des analyses dynamiques précises pour déterminer la réponse des structures sous l'effet des séismes et autres charges. Le programme est conforme aux normes telles que RPA 2003 et RPA 2024, et prend en charge la modélisation tridimensionnelle des structures ainsi que l'analyse de différents matériaux, ce qui permet d'optimiser les conceptions des structures et de déterminer efficacement la réponse sismique.

### III.4.1 La modélisation :

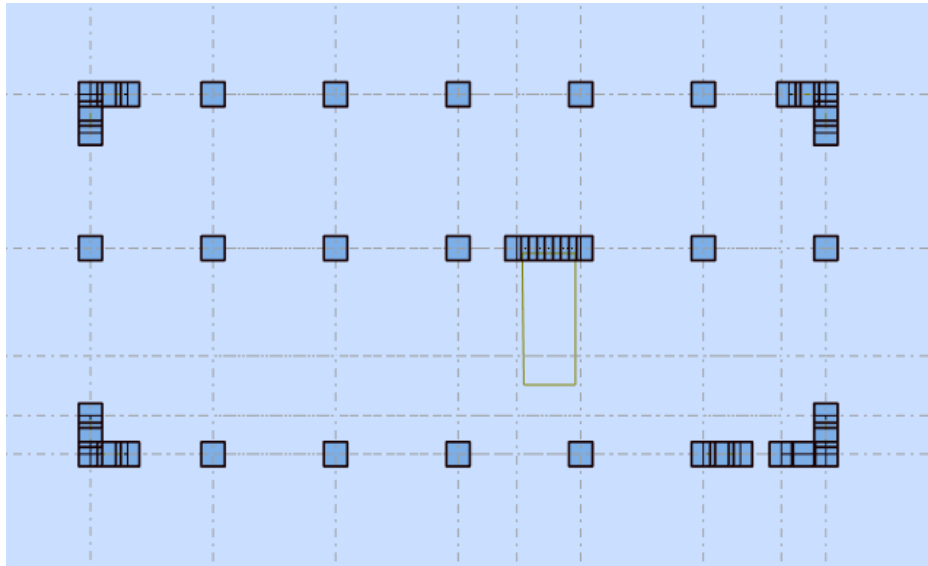
La modélisation par Le programme ROBOT Structural Analysis 2024



**Figure III-1** : Structure finie avec définition des étages sur Robot

- **La Disposition des voiles de la structure :**

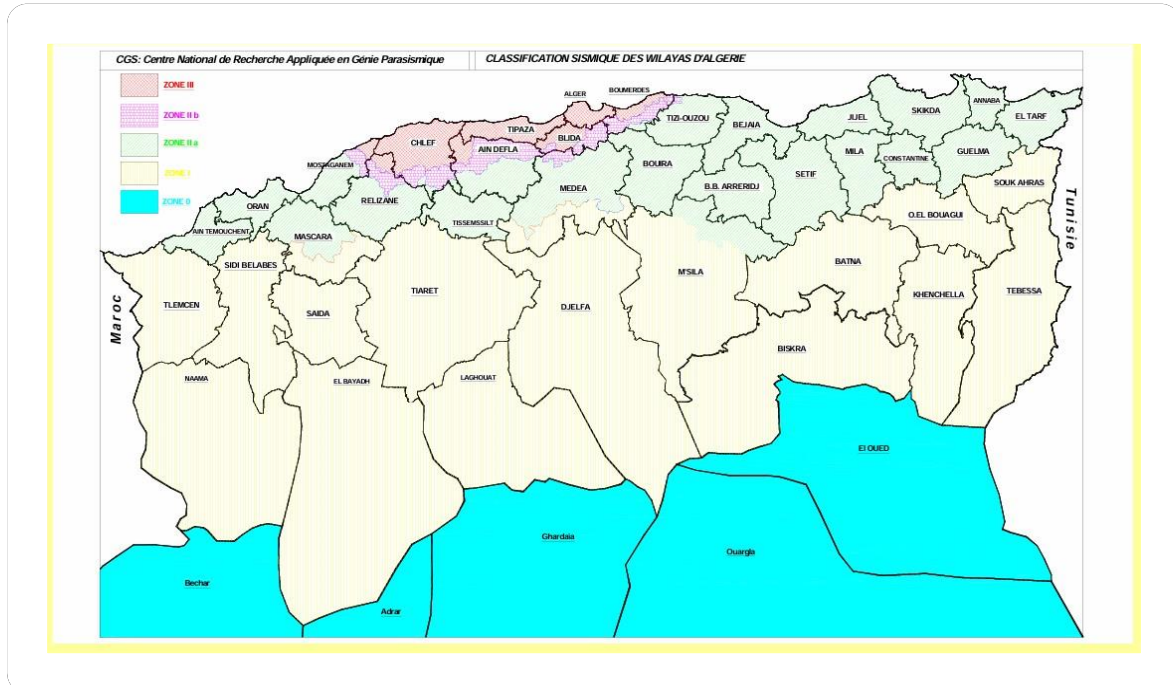
Système de contreventement : Notre structure est contreventée par des voiles comme le présente la figure suivante :



**Figure III-2 : Disposition des voiles**

### III.5 Classification des zones sismiques :

D'après l'amélioration du RPA99/v2003, le territoire national Algérien est distribué en quatre (04) zones de sismicité croissante, délimitées sur la carte des zones de sismicité



**Figure III-3 : Classification des zones sismiques**

**Tableau III-1:** Les zones sismique en Algérie

RPA99/V2003	
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible.
Zone II a et Zone II b	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

Dans notre cas, et d'après répartition des zones citée ci-dessus : La wilaya de Bordj Bou Arreridj situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE II a'.

### III.6 Méthode dynamique modale spectrale :

❖ **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ **Spectre de réponse de calcul :**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

**η**: facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

**ξ**: pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

**R** : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

**Q** : facteur de qualité (tableau 4.4)

**Tableau III-2 : Valeurs de T1 et T2**

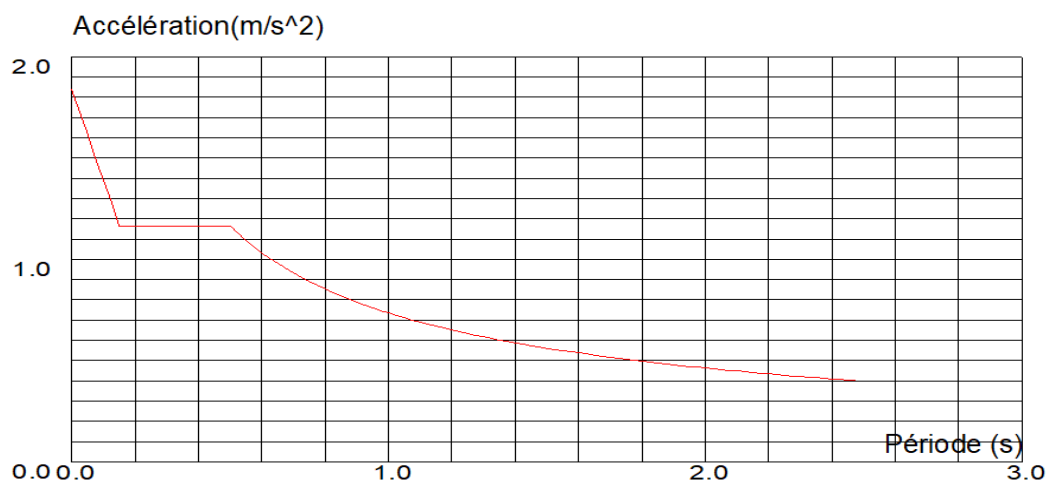
Site	S1	S2	S3	S4
T1 sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

**Paramètres de l'analyse dynamique modale spectrale :**

**Tableau III-3: résultat l'analyse dynamique modale spectrale**

A	$\eta$	$\xi$	R	T1	T2	Q
0.15	0.763	10%	4	0.15	0.50	1.25

Spectre de réponse sismique :



**Figure III-4: Spectre de réponse sismique**

**Résultat d'analyse modale :**

**Tableau III-4: Résultat d'analyse modale**

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.47	68.36	2.39	68.36	2.39	598994.76	598994.76
3/ 2	0.45	70.75	77.94	2.39	75.55	598994.76	598994.76
3/ 3	0.32	76.89	78.03	6.14	0.08	598994.76	598994.76
3/ 4	0.14	82.72	84.38	5.83	6.35	598994.76	598994.76
3/ 5	0.14	89.40	90.31	6.69	5.93	598994.76	598994.76
3/ 6	0.09	90.21	90.33	0.80	0.02	598994.76	598994.76
3/ 7	0.07	90.59	95.17	0.38	4.84	598994.76	598994.76
3/ 8	0.07	95.38	95.57	4.80	0.40	598994.76	598994.76
3/ 9	0.05	95.38	95.64	0.00	0.07	598994.76	598994.76

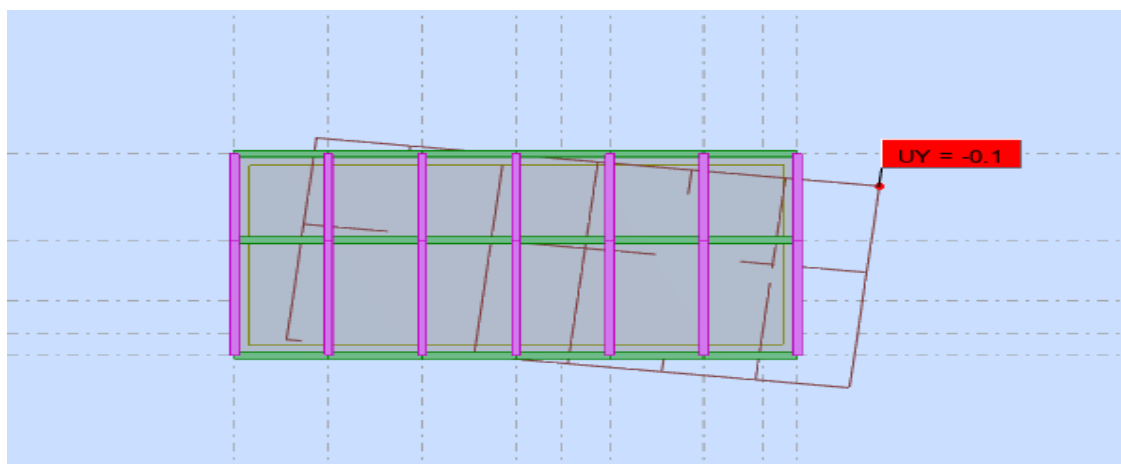
Ce modèle présente la période  $T= 0,47$  s (sens x) et  $T= 0,45$ s (sens y)

Le premier est un mode de translation le long de l'axe x

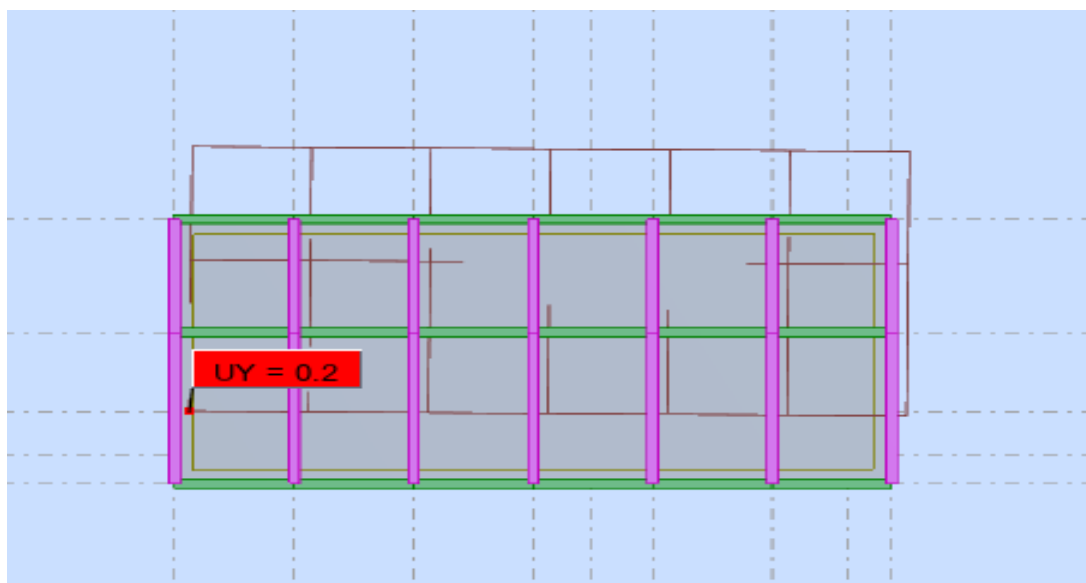
Le deuxième est un mode de translation le long de l'axe y

Dans le troisième mode, il y a torsion

Voici les images qui illustrent cela :



**Figure III-5:** Le premier mode représente une translation suivant x-x



**Figure III-6:** (mode2) translation suivant l'axe (y-y).

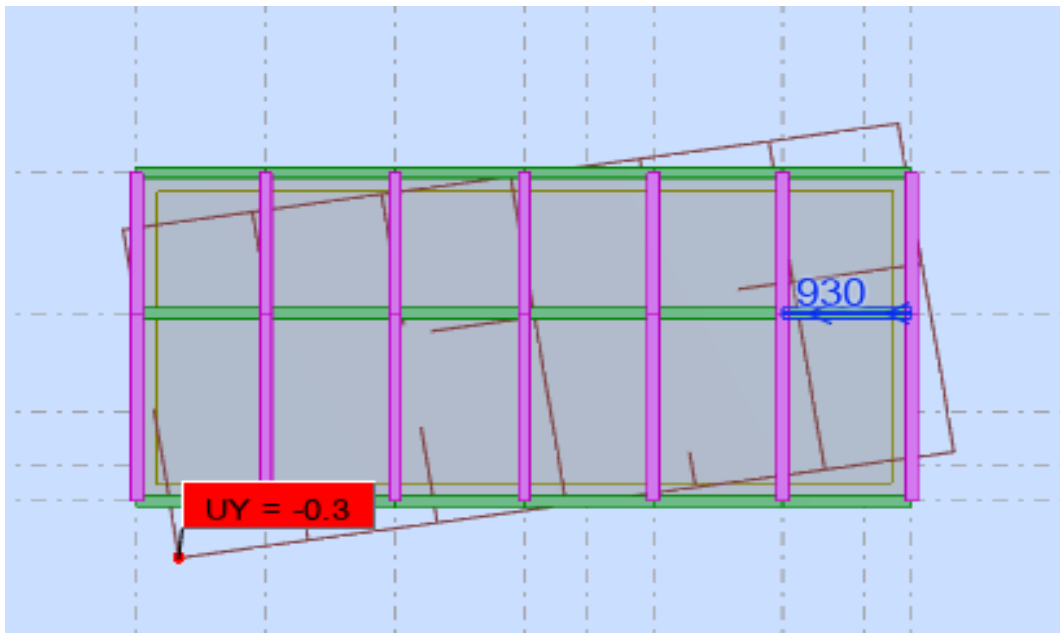


Figure III-7 :(mode3) Torsion suivant l'axe (z-z).

### III.7 Méthode statique équivalente :

#### III.7.1 Principe :

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

#### III.7.2 Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

#### III.7.3 Calcul de la force sismique totale (L'effort tranchant à la base) :

Présentation de la méthode statique équivalente : La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$v_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$$

**Avec :**

**A :** coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003

en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R:** Facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

**W :** poids total de la structure

**D:** Facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de Fondation.

**Q :** facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

### **III.7.3.1 Coefficients d'accélération de zone « A » RPA (Tableau 4.1) :**

Donné par le tableau suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

**Tableau III-5 : Coefficients d'accélération A**

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Groupe d'usage : groupe 2

Zone sismique : Zone II a alors  $\Rightarrow A = 0,15$

### III.7.3.2 Coefficient de comportement global de la structure «R » :

Sa valeur est donnée par le tableau IV.3 de l’RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

**Tableau III-6:** Valeurs du coefficient de comportement R

Cat.	Description du système de contreventement voire chapitre III (3.4)	R
<b>A</b>	<b>Béton Arme</b>	
1a	Portique auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portique /voiles avec interaction	3.5
4b	Portique contreventes par des voiles	4
5	Console verticale a masse repartie	2
6	Pendule inverse	2

Pour notre cas On a Portique contreventes par des voiles **Alor : R=4**

### III.7.3.3 Estimation empirique de la période fondamentale :

La période fondamentale (T) d'une structure peut être estimée soit à l’aide de relations empiriques basées sur des observations, soit par des méthodes analytiques ou numériques plus précises. Dans notre cas, nous utilisons la formule empirique recommandée par le **RPA 99 / version 2003**, qui est donnée comme suit :

$$T = Ct . (hn)^{\frac{3}{4}}$$

**hn** : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (**hn** = 18,36 m à partir du RDC).

**Ct** : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissages et est donné par le **tableau de l’RPA99/version2003**.

**Tableau III-7:** valeur de ct en RPA99/version2003

Cas N°	Système de contreventement	Ct
1	Portique auto stables en béton arme sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stables en acier arme sans remplissage en maçonnerie r	0.085
3	Portique auto stables en béton arme ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

D'où :  $Ct = 0,05$

Donc :  $T = 0,05 \times (18.36)^{3/4}$  implique que :  $T = 0,44$  sec

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09 \times \frac{hn}{\sqrt{D}}$$

D : est la dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

D'après RPA99/version 2003, il faut prendre la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Sens x :

- $D_x=20.1$  m

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} T = Ct hn^{3/4}; T = 0.05 \times 18.36^{3/4} = 0,44 \text{ sec} \\ T = 0.09 \times \frac{hn}{\sqrt{D}} \quad ; T = 0.09 \times \frac{18.36}{\sqrt{20.1}} = 0.37 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Alors : Temp x = 0.37 s

Sens y :

- $D_y=9.75$  m

$$\text{Min} \left\{ \begin{array}{l} T = Ct hn^{3/4}; T = 0.05 \times 18.36^{3/4} = 0,44 \text{ sec} \\ T = 0.09 \times \frac{hn}{\sqrt{D}} \quad ; T = 0.09 \times \frac{18.36}{\sqrt{9.75}} = 0.52 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Alor : Temp y = 0.44 s

#### **III.7.3.4 Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure **T**. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5n & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq T_3 \text{ s} \\ 2.5n \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA (formule 4.2) 99/2003}$$

Avec :

T<sub>2</sub> : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 de l'RPA99/ version 2003 :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme)
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble) Notre structure se situe dans un (site ferme)

**Tableau III-8:** Valeurs de T1 et T2

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

Pour notre cas catégorie S3 (site meuble) donc :

$$T_1 (S_2) = 0,15 \text{ sec}$$

$$T_2 (S_3) = 0,50 \text{ sec}$$

**η** : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où  $\varepsilon$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

**ε** : Est donnée par le **tableau de l'RPA99/ version 2003**

Tableau III-9: Valeurs de  $\epsilon$  (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage dense

Donc :  $\epsilon = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.763 \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Et :  $T_{emp x} = 0.37 \text{ s}$  ;  $T_{emp y} = 0.44 \text{ s}$

Alors :

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq 0,37 ; 0,44 \leq 0,50$$

$$D = 2.5 \times 0,763 = 1.9$$

**III.7.3.5 Facteur de qualité « Q » RPA (formule 4.4) :**

Le facteur de qualité de la structure dépend de plusieurs éléments, notamment :

La redondance et la géométrie des éléments constitutifs.

La régularité en plan et en élévation.

La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la **formule** :

6

$$Q = 1 + \sum P_q$$

1

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

**Tableau III-10 : Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critères q	$P_q$	
	Observé	Non observé
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2-Redondance en plan	0	0,05
3-Régularité en plan	0	0,05
4-Régularité en élévation	0	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,05

- **Pour le sens X :**

**Tableau III-11: Valeur du facteur de qualité pour sens (X)**

Critères « q »	Observe	Non observe
1-Condition minimale sur les filles de contrivementent	Non	0.05
2-Rendrement en plan	Non	0.05
3-Regularite en plan	Oui	0
4-Regularite en élévation	Oui	0
5-contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
6-Control d'exécution	Non	0.1
<b>TOTAL</b>	1.25	

- **Pour le sens Y :**

**Tableau III-12 : Valeur du facteur de qualité pour sens (Y)**

Critère « q »	Observe	Non observe
1-Condition minimale sur les filles de contreventement	Oui	0
2-Rendrement en plan	Non	0.05
3-Regularite en plan	Oui	0
4-Regularite en élévation	Oui	0
5-contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
6-Control d'exécution	Non	0.1
<b>TOTAL</b>	1.20	

### III.7.3.6 poids de la structure « w » :

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$w = \sum_{i=1}^n w_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA (formule 4.5)}$$

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**W<sub>Qi</sub>** : charges d'exploitation.

**β** : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau **β = 0.2**

**Tableau III-13:** valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	Coefficient d'importance (β)
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0,30
	• Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles réunions avec places debout	
	• Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,0
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

A partir du logiciel ROBOT le poids total de la structure est :

$$W = 1066442,12 \text{ KG} \quad , \quad W = 10458,23 \text{ KN}$$

### III.7.3.7 Calcul du V statique selon les deux directions (X ; Y) :

**Tableau III-14** : récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente

A	0,15
D	1,90
Q x	1,25
Q y	1,20
W (KN)	5989.95
R	4

- Dans les sens X :

$$v_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$$

$$v_{st} = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.25}{4} \times 10458.23 = \mathbf{931.42 \text{ KN}}$$

- Dans les sens Y :

$$v_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$$

$$v_{st} = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.20}{4} \times 10458.23 = \mathbf{894.18 \text{ KN}}$$

## III.8 Vérification des résultat vis-à-vis du RPA 99/2003 :

### III.8.1 Vérification le période :

**Tableau III-15**: Résultats de période

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,61	62,22	4,69	62,22	4,69	1066442,12	1066442,12
3/ 2	0,57	67,02	76,21	4,80	71,52	1066442,12	1066442,12
3/ 3	0,44	75,42	76,50	8,39	0,29	1066442,12	1066442,12
3/ 4	0,18	80,86	82,78	5,45	6,28	1066442,12	1066442,12
3/ 5	0,17	87,49	88,50	6,63	5,71	1066442,12	1066442,12
3/ 6	0,12	88,48	88,55	0,98	0,05	1066442,12	1066442,12
3/ 7	0,09	88,92	93,32	0,44	4,77	1066442,12	1066442,12
3/ 8	0,09	93,62	93,81	4,70	0,50	1066442,12	1066442,12
3/ 9	0,06	93,87	93,83	0,25	0,02	1066442,12	1066442,12

- **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions XX : 09ème mode : Masse cumulée = 95,38% => Condition vérifiée

Direction YY : 09ème mode : Masse cumulée = 95,64 % => Condition vérifiée

- **D'après le RPA 99/V2003. Art : 4.2.4.4 :**

Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique (résultats de Robot) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

$$T_{\text{analytique}} \leq 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

- **Sens X :**

$$1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,37s = 0,481s$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,47s$$

**Donc :**

$$1,3T_{\text{empirique}} > T_{\text{analytique}}$$

- **Sens Y:**

$$1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,44s = 0,57s$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,45s$$

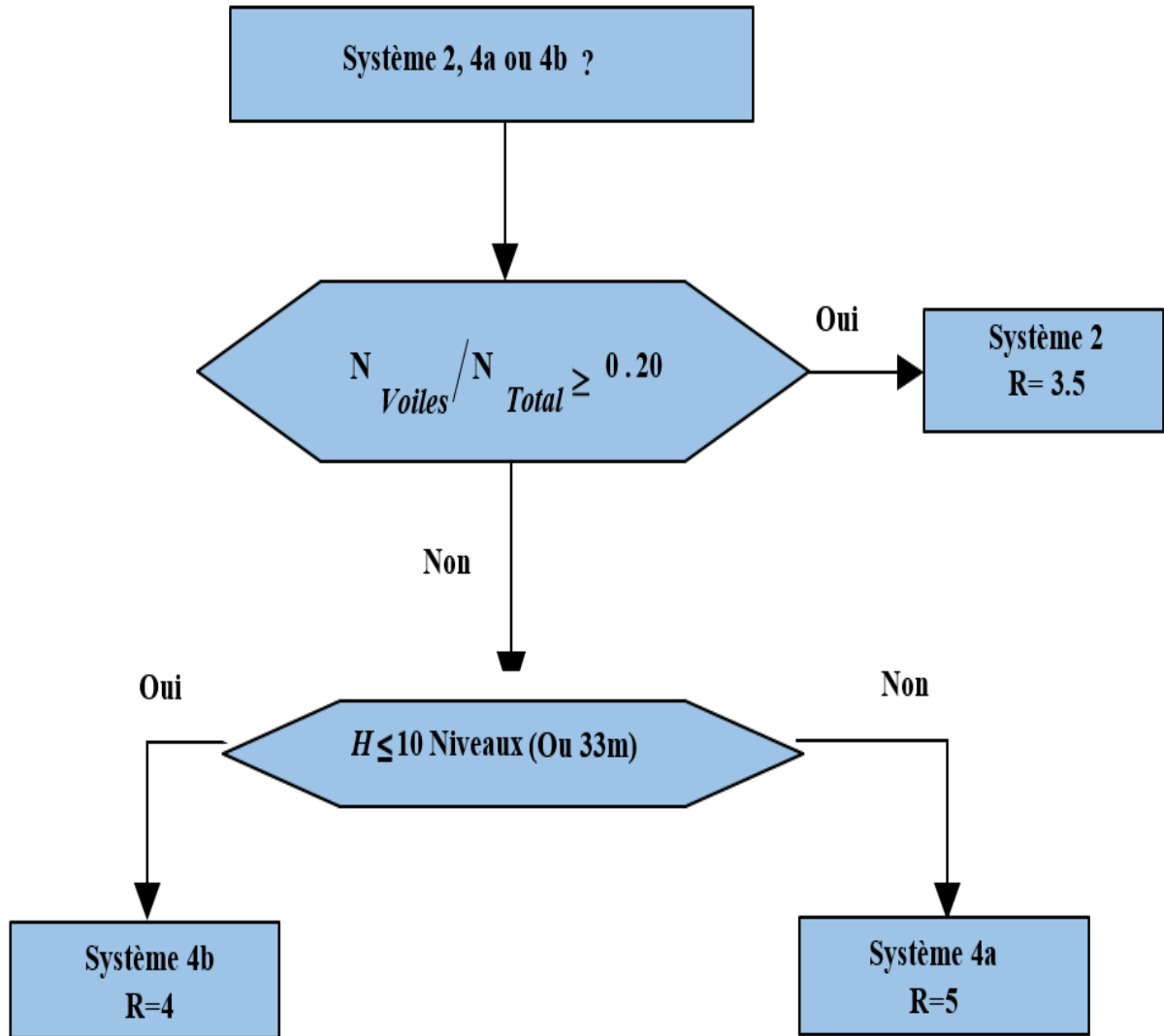
**Donc :**

$$1,3T_{\text{empirique}} > T_{\text{analytique}}$$

### III.8.2 Vérification du coefficient de comportement R :

Interprétation les définitions des systèmes :

**R** : le coefficient de comportement dépend du système de contreventement



**Figure III-8:** Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b)

### Répartition de l'effort normale :

**Tableau III-16:** Répartition de l'effort Normale

Etage	Effort Normal Voile de contreventement (KN)	Effort Normal Poteaux (KN)
1	-808.806	-4777.087
2	-684.444	-4013.832
3	-558.451	-3252.208

4	-419.344	-2503.697
5	-277.842	-1757.582
6	-128.648	-1019.158
Total	-2877.531	-17323.567
	-20201.098	
Pourcentage Répartition pour voiles	14.24%	
Pourcentage Répartition pour poteaux	85.76%	

Alors :

**% Voile = 14.24%**

Et

**La hauteur de bâtiment de moins de 10 niveaux (ou 33m)**

**Donc : Système 4b  $\longrightarrow$  R = 4**

### III.8.3 Vérification de l'effort tranchant à la base :(ART 4.3.6 RPA 2003) :

D'après le RPA 99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base (V) obtenue par la combinaison des valeurs modales doit représenter au moins 80% de la somme des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente ( $V_{statique}$ ) pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Il sera nécessaire d'augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacements, moments, etc.) selon un rapport :

$$V_{dynamique} \geq 80\% V_{statique}$$

$$V_{dynamique} \geq 0.8 V_{statique} = \frac{V_{dyn}}{V_{st}} \geq 0.8$$

**Tableau III-17:** Vérification de la résultante des forces

Sens	V st (KN)	V dyn (KN)	$\frac{V_{st}}{V_{dyn}} \geq 0.8$
X	931.42	811,19	C.V
Y	894.18	712,76	C.V

### III.8.4 Vérification de l'effort Normal réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton. La formule utilise est la suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad \dots\dots\dots \text{RPA 2003 (Article 7.1.3.3)}$$

**V** : effort normal réduit.

**Bc**: Section brute du poteau.

**fc28** : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa)

**Nd** : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ROBOT.

**Tableau III-18** : les efforts normal de calcul

	FX [kN]
<b>MAX</b>	865,305
<b>Barre</b>	20
<b>Noeud</b>	39
<b>Cas</b>	8 (C) (CQC)

**Tableau III-19** : Vérification de l'effort normal réduit poteaux (30x40)

$Nd$ (kN)	865.305
$Bc$ (mm) <sup>2</sup>	120000
$F_{c28}$	25
$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}}$	0.288
$V = 0.28 \leq 0.3 \quad \dots\dots\text{condition vérifiée}$	

### III.8.5 Vérification à la stabilité au renversement :

Dans le cadre de l'analyse de la stabilité des structures sous l'effet sismique, il est indispensable de calculer le **moment de renversement** engendré par l'action sismique par rapport au **niveau de contact sol-fondation**, considéré comme le point de référence pour l'évaluation des efforts basaux dus au séisme.

Le **moment stabilisant**, quant à lui, est déterminé en prenant en compte le **poids total équivalent**, incluant :

- le poids propre de la construction,
- le poids des fondations,
- ainsi que, le cas échéant, le poids du remblai, en tant qu'élément pouvant contribuer à l'augmentation de la stabilité.

Cette approche permet de garantir la sécurité de la structure contre tout basculement éventuel, en particulier dans le cas des bâtiments hauts ou à masse non uniformément réparti.

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

**Ms**: moment stabilisant

$$M_s = \frac{L}{2} \cdot w$$

**Mr** : moment renversement

**W** : poids du bâtiment ; **W = 5989,95 KN**

- Sens longitudinal (selon x) :

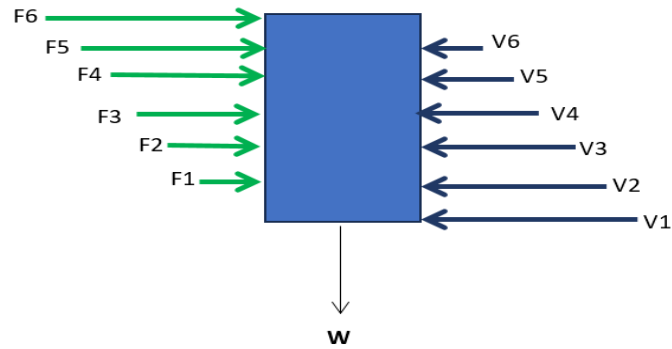
**Tableau III-20** : Vérification de renversement (sens x)

ETAGE	V <sub>x</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	X <sub>g</sub> (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	511,116	4,56	5989,95	10,05	85,855	60199	OK
2	492,288	7,62			325,594		OK
3	449,559	10,68			700,074		OK
4	384,009	13,74			1221,073		OK
5	295,139	16,8			4958,335		OK
6	184,987	19,86			10150,763		OK

- Sens longitudinal (selon y) :

**Tableau III-21** : Vérification de renversement (sens y)

ETAGE	V <sub>y</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	Y <sub>g</sub> (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	600,771	4,56	5989,95	4,875	100,589	29201	OK
2	578,712	7,62			390,311		OK
3	527,49	10,68			841,060		OK
4	448,739	13,74			1450,215		OK
5	343,192	16,8			5765,625		OK
6	213,653	19,86			11931,312		OK



**Figure III-9** : Schéma de l'équilibre global de l'ouvrage sous l'effet des forces sismiques

### III.8.6 Vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (Article 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art article 4-43) :

Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

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

$\delta_K$ : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : coefficient de comportement.  $R=4$

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

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Déplacement admissible (égale à 0,01he)

**Sens (x-x) :**

**Tableau III-22:** Vérification des déplacements. (Sens X-X).

$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta/hk$	<i>Observation</i>
(cm)	(cm)	(%)	
0,30	306,0	0,131	vérifiée
0,60	306,0	0,229	vérifiée
0,60	306,0	0,261	vérifiée
0,60	306,0	0,261	vérifiée
0,50	306,0	0,196	vérifiée

0,40	306,0	0,163	vérifiée
------	-------	-------	----------

Le déplacement inter-étage max = 0.261 % < 1% (3.06) m de la hauteur de l'étage =>**condition vérifiée.**

✓ **Sens (y-y) :**

**Tableau III-23:** Vérification des déplacements. (Sens Y-Y).

$\Delta_k$	$h_k$	$\Delta/h_k$	<i>Observation</i>
(cm)	(cm)	(%)	
0,40	306,0	0,131	vérifiée
0,60	306,0	0,229	vérifiée
0,70	306,0	0,229	vérifiée
0,60	306,0	0,196	vérifiée
0,50	306,0	0,163	vérifiée
0,50	306,0	0,163	vérifiée

Le déplacement inter-étage max = 0.229 % < 1% (3.06) m la hauteur de l'étage =>**condition vérifiée**

### III.8.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :

L'effet P- $\Delta$  (effet second ordre) résulte de l'interaction entre les forces verticales (P) appliquées à une structure et ses déplacements latéraux ( $\Delta$ ) causés par des actions horizontales, telles que les séismes. Cet effet peut engendrer un moment supplémentaire qui accentue les déplacements et sollicite davantage les éléments porteurs.

Selon les recommandations du RPA 99, cet effet doit être vérifié afin de garantir que le comportement global de la structure reste dans le domaine linéaire élastique et que les déformations supplémentaires dues à cet effet restent négligeables ou acceptables.

La vérification peut se faire en évaluant le **coefficient de stabilité  $\theta$** , défini par :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0,10 \quad ; \text{ (Article 5.9 RPA99/v2003)}$$

- $P_k$ : poids total de la structure au niveau « K », incluant les charges permanentes et les charges d'exploitation associées.
- $v_k$  : effort tranchant au niveau de l'étage « K ».
- $\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau inférieur « K-1 ».
- $h_k$  : hauteur de l'étage « K ».

- **DIRECTION X :**

**Tableau III-24 : Vérification à L'effet P- $\Delta$  (Direction x)**

Etage	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification
1	-5874,1	0,3	511,12	3,06	0,011267409	OK
2	-4936,3	0,6	492,29	3,06	0,019661184	OK
3	-3998,4	0,6	449,56	3,06	0,017439365	OK
4	-3060,6	0,6	384,01	3,06	0,015627452	OK
5	-2122,7	0,5	295,14	3,06	0,011751924	OK
6	-1184,8	0,4	184,99	3,06	0,00837248	OK

- **DIRECTION Y :**

**Tableau III-25: Vérification à L'effet P- $\Delta$  ( Direction y)**

Etage	P	$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification
<b>1</b>	-5874,1	0,4	600,77	3,06	0,012781249	<b>OK</b>
<b>2</b>	-4936,3	0,6	578,71	3,06	0,016725011	<b>OK</b>
<b>3</b>	-3998,4	0,7	527,49	3,06	0,017340033	<b>OK</b>
<b>4</b>	-3060,6	0,6	448,74	3,06	0,013373213	<b>OK</b>
<b>5</b>	-2122,7	0,5	343,19	3,06	0,010106445	<b>OK</b>
<b>6</b>	-1184,8	0,5	213,65	3,06	0,009061422	<b>OK</b>

Étant donné que la condition  $\theta \leq 0,1$  est satisfaite à tous les niveaux de la structure, l'effet P- $\Delta$  peut être considéré comme négligeable dans l'analyse de la réponse sismique. Par conséquent, les effets du second ordre peuvent être ignorés sans compromettre la précision des résultats ni la sécurité du dimensionnement. Cela indique que le comportement global de la structure demeure dans le domaine élastique linéaire.

### **III.9 Conclusion :**

Dans le cadre de cette étude sismique, le logiciel ROBOT a été utilisé pour modéliser la structure et analyser efficacement sa réponse dynamique. Plusieurs tentatives ont été effectuées afin d'optimiser la disposition des murs voiles et d'améliorer la performance des éléments structuraux, dans le but de garantir la stabilité globale de l'ouvrage, tout en tenant compte à la fois des critères de résistance et des considérations économiques. Grâce à cette approche, nous avons pu satisfaire les principales exigences du **RPA99/2003**, notamment la vérification de la période fondamentale, le comportement global de la structure, l'effort normal réduit, l'**effet P-Δ** et les déplacements horizontaux, ce qui nous a permis de passer avec confiance au calcul et au ferrailage des différents éléments porteurs.

***CHAPITRE 04 :***  
***ETUDE SISMIQUE***  
***SELON RPA 2024***

## **IV.1 Introduction :**

À la fin de l'année 2024, un nouveau code de construction parasismique algérien, le RPA 2024, a été publié et est entré en vigueur en janvier 2025. Ce règlement constitue une mise à jour et une évolution du document précédent, le RPA 99/2003, en s'appuyant sur les mêmes bases tout en intégrant des améliorations techniques modernes adaptées aux avancées en ingénierie sismique.

L'étude sismique revêt une grande importance dans la conception des structures, car elle permet d'évaluer le comportement réel des bâtiments face aux actions horizontales générées par les mouvements du sol, contribuant ainsi à renforcer la sécurité structurelle et à réduire les risques en cas de séisme.

## **IV.2 Objectifs de l'étude dynamique :**

Afin de protéger la vie des citoyens, leur sécurité ainsi que la préservation de leurs biens, le nouveau règlement RPA 2024 a été élaboré.

Ce dernier s'appuie sur la version préliminaire RPA 99/2003, en tant que mise à jour et amélioration répondant aux exigences des projets complexes et variés, ce qui reflète une avancée notable dans l'organisation nationale de la résistance sismique.

Ce code a été préparé en s'appuyant sur les évolutions scientifiques et technologiques les plus récentes, ainsi que sur les recherches continues menées par des groupes de travail spécialisés, tant au niveau des centres de recherche que des centres techniques dans ce domaine.

Cette réalisation témoigne clairement de l'engagement de l'État à assurer la sécurité des individus et des infrastructures, et constitue l'un des objectifs de la plus haute importance pour les autorités publiques en général, et pour le ministère de l'Habitat en particulier.

## **IV.3 Choix de la méthode de calcul :**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur, à savoir le « RPA 2024 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul, dont les conditions d'application varient selon le type de structure à analyser. Ces méthodes sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode de calcul adoptée dans notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale et comparais par la méthode statique équivalente.

#### IV.4 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

**Tableau IV-1** : Classification des zones sismiques.

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

Dans notre cas, et d'après répartition des zones citée ci-dessus : La wilaya de Bordj Bou Arreridj située dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE IV '

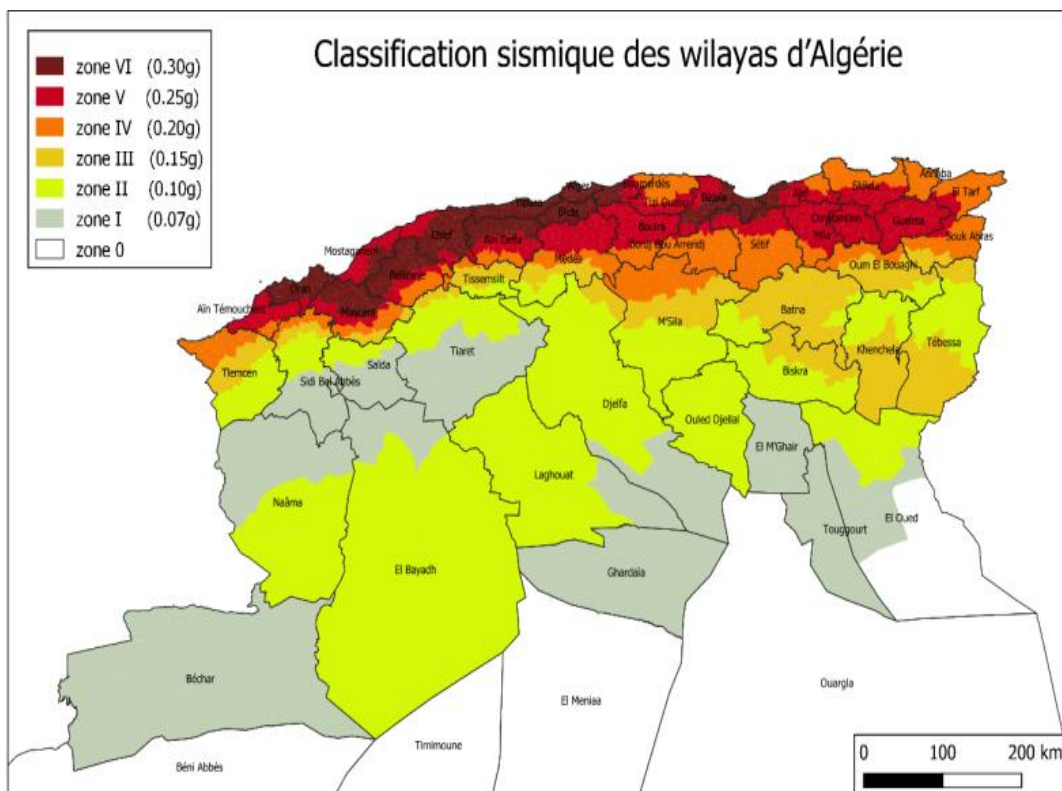


Figure IV-1 : Zonage sismique de l'Algérie RPA 2024

#### IV.5 Méthode d'analyse modale spectrale :

##### IV.5.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### IV.5.2 Nombre de modes à considérer :

Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

la somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{N} \quad \text{Et} \quad Tk \leq 0,2_s$$

Où N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $Tk$  est la période du mode k.

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{6} \quad ; \quad k \geq 7.34 \quad \text{Donc : le nombre des modes égale} = \mathbf{9 \text{ mode}}$$

#### IV.5.3 Résultat d'analyse modale :

Tableau IV-2 : Résultats obtenus à l'aide du logiciel Robot

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2.10	0.48	68.35	2.39	68.35	2.39	613690.84	613690.84
3/ 2	2.22	0.45	70.74	77.94	2.39	75.55	613690.84	613690.84
3/ 3	3.08	0.32	76.88	78.02	6.15	0.08	613690.84	613690.84
3/ 4	7.17	0.14	82.73	84.36	5.84	6.33	613690.84	613690.84
3/ 5	7.32	0.14	89.40	90.30	6.67	5.95	613690.84	613690.84
3/ 6	11.06	0.09	90.20	90.32	0.80	0.02	613690.84	613690.84
3/ 7	14.47	0.07	90.58	95.16	0.38	4.84	613690.84	613690.84
3/ 8	15.05	0.07	95.38	95.57	4.80	0.41	613690.84	613690.84
3/ 9	20.65	0.05	95.38	95.63	0.00	0.07	613690.84	613690.84

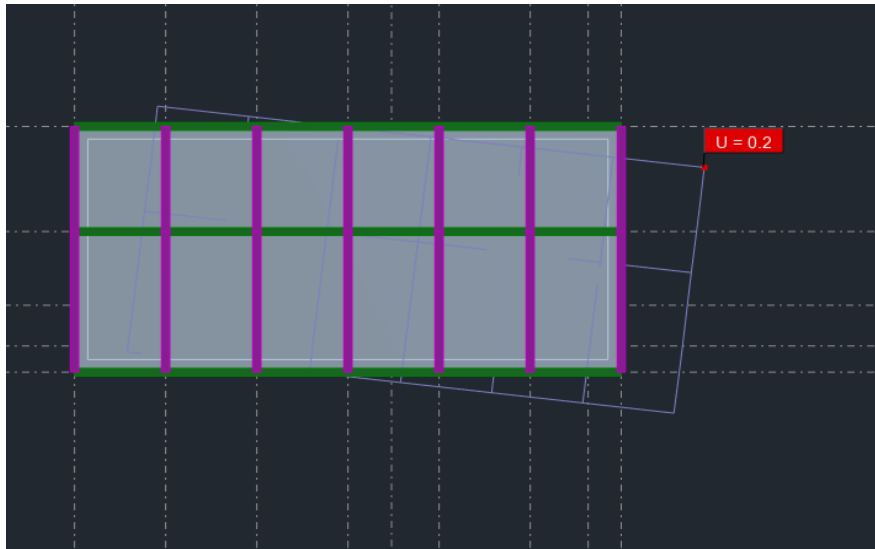
Ce modèle présente la période **T= 0,48 s**

Le premier est un mode de translation le long de l'axe x

le deuxième est un mode de translation le long de l'axe y

Dans le troisième mode, il y a torsion

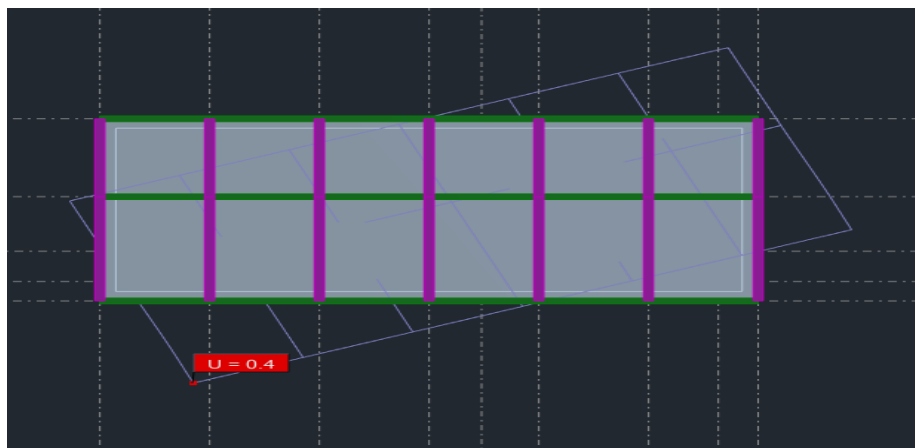
Voici les images qui illustrent cela :



**Figure IV-2:**(mode1) translation suivant (X-X)



**Figure IV-3:**(mode2) translation suivant l'axe (Y-Y).



**Figure IV-4:**(mode3) torsion suivant l'axe (Z-Z).

## IV.6 Méthode statique équivalente :

### IV.6.1 Principe :

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

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner, toutefois, que les forces et les déformations obtenues pour l'élément, à partir des méthodes d'analyse statiques, pour les charges de conception recommandées, sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure, sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

### IV.6.2 Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot w$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$  : Ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_0$  :

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

$\lambda$ : Coefficient de correction

$W$  : Poids sismique total du bâtiment.

#### IV.6.2.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

- La valeur de la période fondamentale ( $T_0$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ( $T_{\text{empirique}}$ ) ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques ( $T_{\text{calcul}}$ ).
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

$T_{\text{empirique}}$  : période fondamentale

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $h_N = 18,36$  m à partir du RDC).

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donne par tableau suivant :

**Tableau IV-3:** valeurs du coefficient  $C_T$

Cas	Système de contreventement	$C_T$
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

D'où :  $C_T = 0,05$

Donc :

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (18.36)^{\frac{3}{4}} \text{ Implique que : } T_{\text{empirique}} = 0,44 \text{ sec}$$

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, les valeurs de ( $T_0$ ), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30 % celle estimée à partir de la formule empirique.

La valeur maximale de la période fondamentale, à utiliser dans la méthode statique équivalente, est alors égale à ( $1.3 \times T_{\text{empirique}}$ )

Le Tableau donne les valeurs de la période ( $T_0$ ) à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V.

**Tableau IV-4 :** valeur de la période ( $T_0$ ) pour le calcul de l'effort tranchant à la base **V**

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

D'après le logiciel Robot Structural Analysis nous a donné une valeur de la période fondamentale  $T_{calcul} = 0,48$  s

Nous allons maintenant la comparer à la période maximale autorisée selon la méthode statique équivalente, donnée par la formule :

$$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$$

$$T_{calcul} = 0.48 < 1.3 (0.44) \text{ implique que : } T_{calcul} = 0.48 < 0.57$$

Alors :

$$T_0 = T_{calcul} = 0.48 \text{ s}$$

### IV.6.3 Spectre de calcul :

Pour éviter une analyse de structure non linéaire explicite lors des calculs, la capacité d'une structure à dissiper l'énergie induite par le séisme, essentiellement par son comportement ductile, est prise en compte en effectuant une analyse élastique basée sur un spectre de réponse réduit par rapport à celui élastique, appelé spectre de calcul.

Cette réduction est réalisée par l'introduction d'un facteur de réduction des forces élastiques, dénommé coefficient de comportement de la structure, **R**, ainsi que d'un facteur de pondération dénommé facteur de qualité, **QF**

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[ 2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$ : spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur,  $g$ ;

**R** : coefficient de comportement de la structure

**QF** : facteur de qualité

**A** : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe

**T<sub>1</sub>** : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

**T<sub>2</sub>** : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

**T<sub>3</sub>** : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

**I** : coefficient d'importance.

**S** : coefficient de site.

#### **IV.6.3.1 Classification des sites :**

##### **Catégories et critères de classification :**

Catégorie S3 (site meuble) :

Dépôts épais de sables et de graviers moyennement denses et/ou d'argile moyennement raide, s'étendant sur plusieurs dizaines de mètres et caractérisés par des vitesses d'ondes de cisaillement comprises entre **180 m/s < V<sub>s</sub> ≤ 360 m/s**.

**Tableau IV-5:** valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I

<b>Spectre type 1</b> <i>(Zones IV, V et VI)</i>	<b>S</b>	<b>T<sub>1</sub> (s)</b>	<b>T<sub>2</sub> (s)</b>	<b>T<sub>3</sub> (s)</b>
site: S <sub>1</sub>	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S <sub>2</sub>	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S <sub>3</sub>	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S <sub>4</sub>	1.35	0.15	0.70	2.0

On a **site S3**

Alors:

**S=1.3**

**T1 = 0.15 s**

**T2 = 0.60 s**

**T3 = 2.0 s**

En faisant cette comparaison, nous obtenons :

Donc, nous avons maintenant :

**T1= 0.15s < T = 0.48 s < T2= 0.60s**

Alors :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[ 2.5 \cdot \frac{QF}{R} \right]$$

#### IV.6.3.2 Actions sismiques (coefficient d'accélération) :

Le territoire national est divisé en sept (07) zones sismiques. Chaque zone est associée à un coefficient d'accélération moyen, servant de valeur de référence au niveau d'un sol de classe S1, pour une période de retour,  $Tr = 475$  ans, appelé coefficient d'accélération de référence de zone, A

**Tableau IV-6** : Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

La zone de sismicité **IV**

Alor : **A = 0.20**

#### IV.6.3.3 Classification des bâtiments selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un bâtiment dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Ainsi, les bâtiments sont classés en 4 groupes d'importance, et don notre projet le groupe d'importance est :

Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne.

#### Coefficient d'importance I :

Les valeurs du coefficient d'importance, I, pour les groupes d'importance 1A, 1B, 2 et 3 sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV-7** : Valeurs du coefficient d'importance

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Pour notre cas on a :

Groupe 2 : Bâtiments d'importance moyenne

Alors : Coefficient d'importance  $I=1$

#### IV.6.3.4 Coefficient de comportement global de la structure $R$ :

Sa valeur unique est donnée par le Tableau en fonction du système de contreventement. Pour la conception du contreventement, une seule valeur du coefficient de comportement,  $R$ , doit être utilisée pour chaque direction principale.

La valeur de  $R$ , pour les différents systèmes structuraux, tient compte de leur capacité de dissipation de l'énergie, vis-à-vis de l'action sismique, et est fixée en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique. Ce coefficient de comportement,  $R$ , est corrigé par le facteur de qualité  $QF$  qui permet de tenir compte du degré de régularité et de redondance du système de contreventement dans la phase de calcul de dimensionnement, qui suppose par ailleurs que les règles de qualité et d'exécution, propres à chaque matériau, et système ainsi que les dispositions constructives.

**Tableau IV-8 : Coefficient de comportement global de la structure**

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de $R$
	A) Structures en béton armé	
1	Système à ossature	5.5 <sup>(a)</sup>
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 <sup>(a)</sup>
3	Système à ossature ou système mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 <sup>(a)</sup>
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 <sup>(b)</sup>
5	Système à contreventement constitué par des voiles	4.5 <sup>(b)</sup>
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 <sup>(b)</sup>
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 <sup>(b)</sup>
8	Système en pendule inversé	2 <sup>(c)</sup>
9	Système des voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 <sup>(c)</sup>

Pour notre étude on a :

Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles..... **Système (4)**

Système de structure mixte dans lequel le Transfert des charges verticales et horizontales est assuré, conjointement, par l'ossature spatiale et les voiles. La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Et cela correspond à notre cas : Alors :  $R=4.5^{(b)}$

#### IV.6.3.5 Facteur de qualité $QF$ :

Le facteur de qualité,  $QF$ , tient compte de

- la redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- la régularité en plan et en élévation.

La valeur de  $QF$  est déterminée par :

$$QF = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} Pq$$

Ou :

- $P_q$  est la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au cas par cas dans le Tableau
- $i$  est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

**Tableau IV-9 : Valeurs des Pondérations  $P_q$**

Catégorie	Critère, q	$P_q$	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Alors : on a don la catégorie (b)

1. Régularité en plan
2. Régularité en élévation
3. Redondance en plan

$$QF = 1+0.05=1.05$$

**Tableau IV-10:** Les coefficients utilisés

coefficient d'accélération	A=0.20
coefficient d'importance	I=1
coefficient de site	S=1.30
Facteur de qualité	QF= 1.05
Coefficient de comportement	R=4.5

Pour calculer le spectre de calcul on obtient :

$$\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[ 2.5 \cdot \frac{QF}{R} \right]$$

$$\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = 0.2 \times 1 \times 1.3 \cdot \left[ 2.5 \cdot \frac{1.05}{4.5} \right] = 0.151$$

**IV.6.4 Coefficient de correction :**

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

On a :

$$T_2 = 0.60 \text{ s} \quad T_0 = 0.48 \text{ s}$$

$$T_0 = 0.48 \leq (2 \times 0.60) \text{ Implique que : } 0.48 \leq (1.20) \text{ Condition vérifiée}$$

Donc :

$$\lambda = 0.85$$

**IV.6.5 Poids sismique total du bâtiment W :**

Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, n \text{ étant le nombre de niveaux}$$

Où :

$$W_i = W G_i + \psi \cdot W Q_i \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

- $W G_i$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires

de la structure

- $W Q_i$  : Charges d'exploitation

- $\psi$  : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

**Tableau IV-11 : Valeurs du coefficient d'accompagnement  $\psi$**

Cas	Type d'ouvrage	$\psi$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

A partir du logiciel **ROBOT** le poids total de la structure est :

$$W = 10602.35 \text{ KN}$$

#### IV.6.6 Calcul de la force sismique $V$ :

On a :

**Tableau IV-12 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente**

Coefficient de correction $\lambda$	Ordonnée du spectre de calcul $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$	poids sismique total du bâtiment $w$
0.85	0.151	10350.14 KN

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot w$$

$$V = 0.85 \times 0.151 \times 10602.35$$

$$V = 1360.81 \text{ KN} \quad (\text{pour le deux sens x et y})$$

#### IV.7 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA2024 :

##### IV.7.1 Vérification le période :

**Tableau IV-13 : Résultats des périodes dans le logiciel Robot**

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,65	75,15	0,13	75,15	0,13	1055420,11	1055420,11
3/ 2	0,58	75,19	75,48	0,04	75,35	1055420,11	1055420,11
3/ 3	0,47	76,21	76,81	1,02	1,33	1055420,11	1055420,11
3/ 4	0,20	88,09	77,06	11,88	0,25	1055420,11	1055420,11
3/ 5	0,18	88,39	88,49	0,30	11,43	1055420,11	1055420,11
3/ 6	0,13	88,40	88,74	0,01	0,25	1055420,11	1055420,11
3/ 7	0,10	93,29	89,16	4,89	0,42	1055420,11	1055420,11
3/ 8	0,09	93,78	93,87	0,49	4,71	1055420,11	1055420,11
3/ 9	0,06	93,79	93,97	0,01	0,11	1055420,11	1055420,11

#### IV.7.1.1 Vérification ART 4.3.4 RPA 2024 :

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

**Directions XX** : 09ème mode : Masse cumulée = 95,38% => **Condition vérifiée**

**Direction YY** : 09ème mode : Masse cumulée = 95,63 % => **Condition vérifiée**

#### ❖ D'après le RPA 2024. Art : 4.2.4.3 :

Dans le cadre de l'application de la méthode statique équivalente développée, les valeurs de ( $T_0$ ), calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques, ne doivent pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir de la formule empirique :

$$T_{calcul} < 1.3T_{empirique}$$

**Sens x :**

$$T_{calcul} = 0.48 < 1.3 (0.44) \text{ implique que : } T_{calcul} = 0.48 < 0.57 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Sens y :**

$$T_{calcul} = 0.45 < 1.3 (0.44) \text{ implique que : } T_{calcul} = 0.45 < 0.57 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.7.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base,  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques,  $V$ ,

$$V_{dynamique} \geq 80\% V_{statique}$$

Si ( $V_t \leq 0.8 V$ ), il faudra augmenter ta les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport ( $\frac{0.8 V}{V_t}$ ).

Alors :

**Tableau IV-14:** Vérification de la résultante des forces

Les sens	$V_{dyn}$ KN	$V$ KN	Condition
Sens x	1103,479	1360.81	vérifiée
Sens y	1294,006	1360.81	vérifiée

### IV.7.3 Vérification de l'effort Normal réduit :

- **Sollicitations normales :**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.35 \dots\dots\dots \text{RPA 2024 (Article 7.4.3)}$$

**V** : effort normal réduit.

**Bc**: Section brute du poteau.

**fc28** : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa)

**Nd** : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ROBOT.

**Tableau IV-15:** les efforts normal de calcul

	FX [kN]
<b>MAX</b>	851,810
<b>Barre</b>	20
<b>Noeud</b>	39
<b>Cas</b>	24 (C)

**Tableau IV-16:** Vérification de l'effort normal réduit poteaux (30x40)cm<sup>2</sup>

<i>Nd</i> (kN)	851.81
<i>Bc</i> (mm) <sup>2</sup>	120000
<i>F<sub>C28</sub></i>	25
$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}}$	0.284
<b>V = 0.284 ≤ 0.35 .....condition vérifiée</b>	

### IV.7.4 Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble (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 dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Chaque bâtiment doit être vérifié vis-à-vis de la stabilité au renversement par rapport au niveau de ses fondations.

Le moment de renversement, au niveau des fondations, est égal à la somme des forces latérales, à chaque niveau, multipliées par la hauteur de chacune d'entre elles, depuis le niveau de fondation. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement doit être au minimum de 1.3

Le moment stabilisant doit être déterminé à partir des charges verticales qui sont considérées pour la détermination de la force sismique latérale.

Les poids de la fondation et du sol, au-dessus, sont ajoutés à ces charges verticales.

Le moment stabilisant doit être calculé au niveau bas de la fondation, par rapport au bord extrême.

Pour la stabilité au glissement, dans le cas où sa vérification est nécessaire, le coefficient de sécurité à prendre est de 1.25 au minimum.

- **DIRECTION X**

**Tableau IV-17 : Justification renversement sens X**

ETAGE	V <sub>x</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	X g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	670,261	4,56	6136,908	19,8	98,2452	121510,7863
2	648,716	7,62			429,9585	
3	592,291	10,68			945,32952	
4	503,777	13,74			1625,758	
5	385,454	16,8			2532,4152	
6	234,715	19,86			4661,4399	
SOMME					10293,146	$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,3$ OK

- **DIRECTION Y**

**Tableau IV-18 : Justification renversement sens Y**

ETAGE	V <sub>y</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	Y g (m)	Mr (KN)	Ms (KN)
1	720,777	4,56	6136,908	9,35	109,75464	57380,09354
2	696,708	7,62			473,27058	
3	634,599	10,68			1034,2192	
4	537,762	13,74			1761,8115	
5	409,537	16,8			2701,4232	
6	248,738	19,86			4939,9367	
SOMME					11020,416	$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$ OK

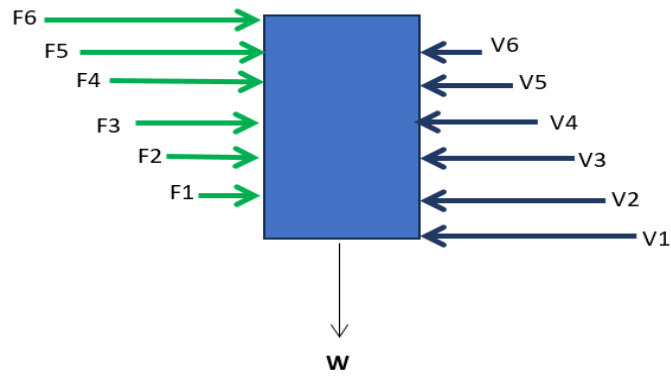


Figure IV-5: Schéma de l'équilibre global de l'ouvrage sous l'effet des forces sismiques

#### IV.7.5 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages :

- Justification de non-effondrement :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage inférieur, calculés conformément à la méthode spécifiée, ne doivent pas excéder les limites  $\overline{\Delta}_k$  définies dans le tableau et l'équation de référence, à savoir :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta}_k$$

Tableau IV-19 : Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0200 $h_k$
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 $h_k$
Bâtiment en PAF	0.0100 $h_k$
Bâtiments en Bois	0.0150 $h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 $h_k$

*Légende:  $h_k$  est la hauteur du niveau « k »*

- DIRECTION X

Tableau IV-20: Valeurs limites des déplacements inter-étages sens X

$\Delta_{ek} \cdot R / Q_f$ (cm)	H (cm)	$0,015h_k$	Vérification
0,41944	306	4,59	OK
0,80892	306	4,59	OK
0,90308	306	4,59	OK
0,86028	306	4,59	OK
0,74472	306	4,59	OK
0,62916	306	4,59	OK

- DIRECTION Y

**Tableau IV-21:** Valeurs limites des déplacements inter-étages sens Y

$\Delta_{ek} \cdot R/Q_f$ (cm)	H (cm)	$0,015h_k$	Vérification
0,45796	306	4,59	OK
0,8346	306	4,59	OK
0,8988	306	4,59	OK
0,82604	306	4,59	OK
0,69764	306	4,59	OK
0,58636	306	4,59	OK

#### IV.7.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$(\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_k}) \leq 0.10$$

Avec :

**$P_k$**  : poids total de la structure et des charges d'exploitation au-dessus du niveau « k »

$$P_K = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

**$V_K$**  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :  $V_K = \sum_{i=k}^n F_i$

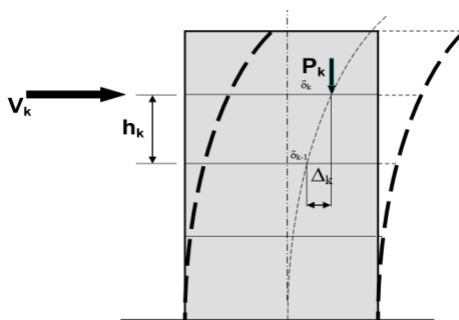
**$\Delta_K$** : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

**$h_k$** : Hauteur du niveau « k ».

Selon la valeur de  $\theta_K$  , il convient de considérer que :

**Si ( $0.10 \leq (\theta_K \leq 0.20)$ )**, les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur ( $\frac{1}{1-\theta_K}$  ).

**Si ( $\theta_K \geq 0.20$ )**, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.



**Figure IV-6:** Effet P- $\Delta$

- DIRECTION X :

<b>R<sub>x</sub>/Q<sub>f</sub><sub>x</sub></b>	<b>4,28</b>
--	-------------

Etage	P(KN)	Δ <sub>ek</sub> (cm)	Δ <sub>ek</sub> *R/Q <sub>f</sub> (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-6018,3	0,098	0,41944	670,261	3,06	0,012307639	OK
2	-5055,3	0,189	0,80892	648,716	3,06	0,020600317	OK
3	-4092,3	0,211	0,90308	592,291	3,06	0,02039088	OK
4	-3129,3	0,201	0,86028	503,777	3,06	0,017463377	OK
5	-2166,3	0,174	0,74472	385,454	3,06	0,013678008	OK
6	-1203,3	0,147	0,62916	234,715	3,06	0,010541174	OK

- DIRECTION Y :

<b>R<sub>Y</sub>/Q<sub>f</sub><sub>Y</sub></b>	<b>4,28</b>
--	-------------

Etage	P(KN)	Δ(cm)	Δ <sub>ek</sub> *R/Q <sub>f</sub> (cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-6018,3	0,107	0,45796	720,777	3,06	0,012496129	OK
2	-5055,3	0,195	0,8346	696,708	3,06	0,019790215	OK
3	-4092,3	0,21	0,8988	634,599	3,06	0,018941246	OK
4	-3129,3	0,193	0,82604	537,762	3,06	0,015708608	OK
5	-2166,3	0,163	0,69764	409,537	3,06	0,012059814	OK
6	-1203,3	0,137	0,58636	248,738	3,06	0,009270239	OK

## IV.8 Conclusion

En conclusion, l'étude sismique menée selon le **RPA 2024** a permis d'analyser efficacement le comportement de la structure et de vérifier sa conformité aux nouvelles exigences du code. Ce dernier introduit des critères plus rigoureux et modernes, favorisant une meilleure résistance des ouvrages face aux séismes.

La modélisation a mis en évidence l'importance d'une bonne disposition des murs voiles pour assurer la stabilité globale et optimiser la réponse dynamique. L'analyse a également permis de valider la période fondamentale, les effets **P-Δ**, ainsi que les déplacements horizontaux.

Le **RPA 2024**, bien qu'exigeant, constitue un outil fiable pour concevoir des structures plus sûres. Cette étude montre l'importance pour les ingénieurs de s'adapter à ces évolutions afin de répondre efficacement aux défis sismiques actuels.





***CHAPITRE 05 :***  
**FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS**  
**STRUCTURAUX**

## V.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter le ferrailage des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations à considérer lors du ferrailage ont été déterminées à partir de l'analyse statique et dynamique de la structure, réalisée à l'aide du logiciel **ROBOT 2024**, conformément aux exigences des règlements parasismiques algériens **RPA 2003** et **RPA 2024**, dans le cadre d'une étude comparative entre les deux versions.

- Les **poutres** sont ferrillées en **flexion simple**.
- Les **poteaux** sont ferrillés en **flexion composée**.
- Les **voiles** seront abordés ultérieurement.

Étant donné que la structure est couverte, non exposée à un environnement agressif envers les armatures, et **ne présente pas de fissuration**, le ferrailage a été effectué en se basant sur l'état limite ultime de résistance (**ELUR**) et/ou l'état limite ultime de stabilité de forme (**ELU**) en cas de flexion composée avec effort normal de compression, tout en vérifiant les contraintes à l'**état limite de service (ELS)** du point de vue de la durabilité.

## V.2 Le ferrailage des éléments selon RPA 2003 :

### V.2.1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé ; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELUR, car la fissuration est jugée peu nuisible. Et la vérification à ELS.

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon **CBA (1.35G+1.5Q)** : pour déterminer le moment Max en travée.

- Situation accidentelle selon le **RPA99V2003 (G+Q ± E ; 0.8G ± E)** : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis

## Recommandations

- **Armatures longitudinal :**

-Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% en toute section.

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

-La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  en zone II a.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

- **Armatures transversals :**

Choisir le diamètre de l'armature transversale

$$\varnothing_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \varnothing_{lmin}; \frac{b}{10} \right)$$

- $\varnothing_t$  : diamètre des armatures transversales,
- $\varnothing_{lmin}$  : diamètre minimal des armatures longitudinales,
- **h** : hauteur totale de la poutre,
- **b** : largeur de la poutre

**L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :**

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b (\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)}$$

**A<sub>t</sub>**: m<sup>2</sup> Section globale d'un cours d'armatures transversales

**b** : m Largeur de la poutre

**τ<sub>u</sub>** : (Mpa) Contrainte tangente conventionnelle

**f<sub>tj</sub>** : (MPa) Contrainte de rupture en traction du béton

**f<sub>e</sub>** : (MPa) Limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité partiel sur l'acier (1 à l'ELU normal)

**k :**

- k = 1 s'il n'y pas de reprise de bétonnage ou si celle-ci est traitée

- k = 0 s'il y a une reprise de bétonnage non traitée

✓ Espacement en zone nodale :

$$S_t \leq \min (s_t ; 30\text{cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l)$$

✓ Espacement en zone courante :

$$S_t \leq \min (s_t ; 40\text{ cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{2})$$

Avec :

$\phi$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

-La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

### V.2.1.1 L'étude des Poutres principales :

❖ Poutre principales pour étage terrassés :

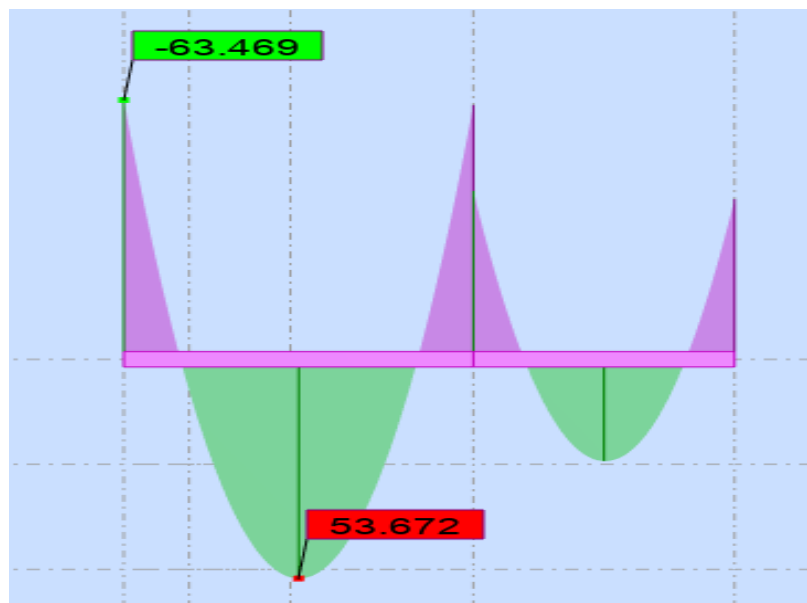
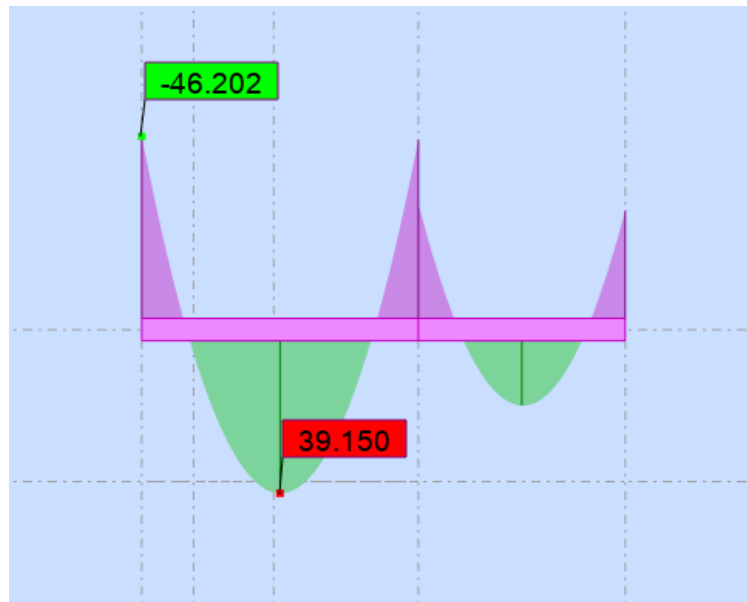
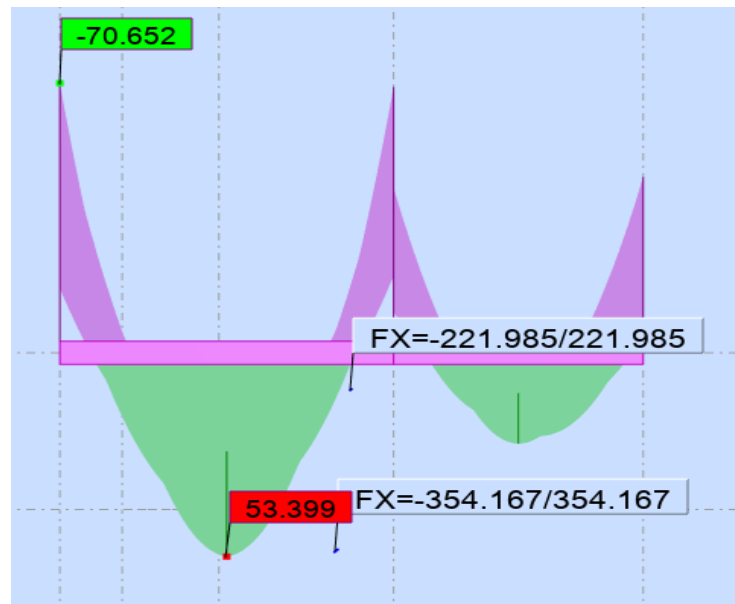


Figure V-1: moments max a ELU des poutres principales



**Figure V-2:** moments max a ELS des poutres principales



**Figure V-3 :** moments max a ACC des poutres principales

**Tableau V-1:** les moments max dans les poutres principales

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}$ (KN .m)	$M_{ELS}$ (KN .m)	$M_{ACC}$ (KN. m)	$M_{ELU}$ (KN. m)	$M_{ELS}$ (KN .m)	$M_{ACC}$ (KN .m)
-63.47	-46.20	-70.65	53.67	39.15	53.39

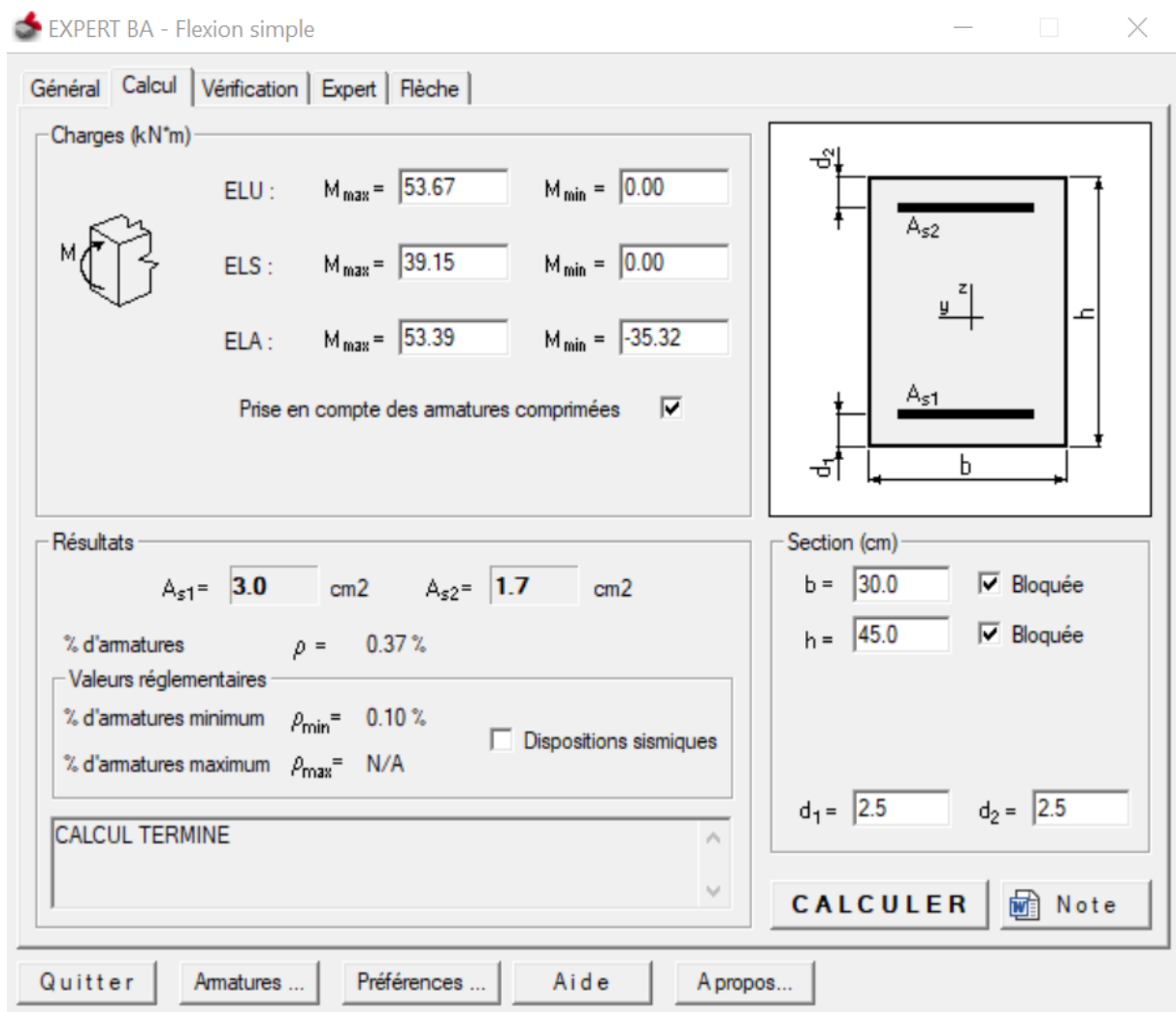
✓ **Calcul ferrailage longitudinal :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=0.45\text{m}$ ,  $b=0.30\text{m}$ ,  $d=0.9h=40.5\text{cm}$ ,  $F_{c28}=25\text{MPa}$ ,  $F_{t28}=2.1\text{MPa}$

○ **Ferraillage en travées**

Calcul par robot expert :



**Figure V-4** : As travée cal des poutres principales

$$A_{s \text{ cal}} = 4.7 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

**BAEL 91:**  $A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$  (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,17 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ cal}} = 3 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

○ **Ferraillage en appuis :**

Calcul par robot expert :

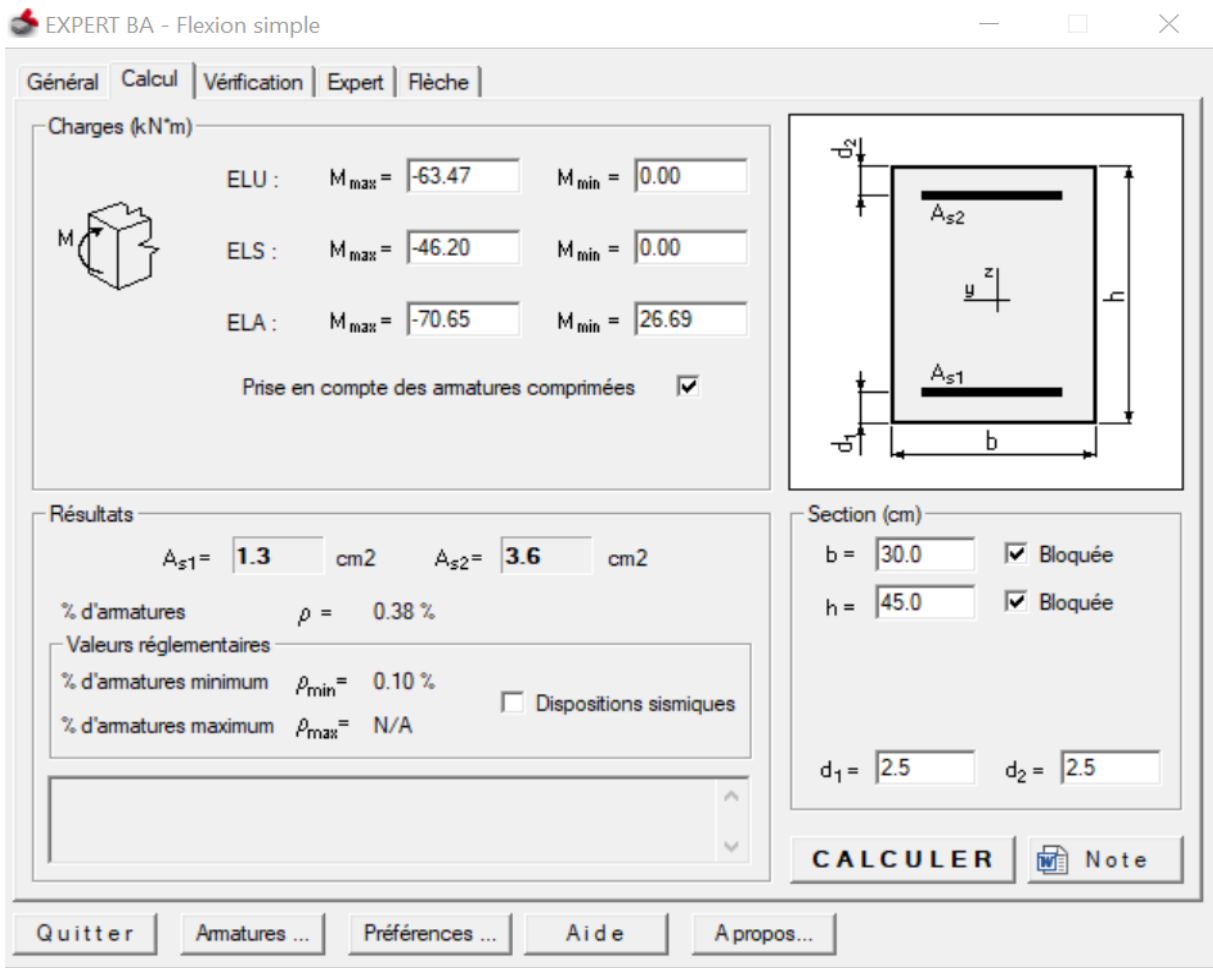


Figure V-5 : As appuis cal de poutres principales

$$A_{s\text{ cal}} = 4.9 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

**BAEL 91:**  $A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$  (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,17 \text{ cm}^2 \leq A_{s\text{ cal}} = 4,9 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

Tableau V-2: Récapitulatif

	A <sub>min</sub>		Armature calculée	
	BAEL	RPA	A <sub>t</sub> Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	1.17	6.75	1.3	3.6
En travée	1.17	6.75	3	1.7

- Le pourcentage minimal d'armatures :

Pourcentage minimale d'armature.  $A_{min} = \frac{b \cdot h}{1000} \leq A$  (B.6.4)

$$A_{CBA \text{ min}} = 0.001 \times b \times h = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA \text{ min}} = > 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max ( A_{CLA}; A_{BAEL}; A_{RPA} ) \Rightarrow A = 6.75 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

En Appuis :

- Armatures SUP : 3HA12 FILANTE
- Armatures INF : 3HA12 FILANTE

En Travée :

- Armatures SUP : 3HA12 FILANTE
- Armatures INF : 3HA12 FILANTE

- ✓ **Armatures transversals :**

Choisir le diamètre de l'armature transversale

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

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1.28; 1.2; 3)$$

$$\phi_t = 1.2 \text{ cm}$$

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

**On prend :  $A_t : 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b (\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad f_e = 500 \quad \gamma_s = 1 \quad b = 30 \text{ cm} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{87000}{300 * 405} = 0.716 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 2.1 \quad k = 1$$

$$S_t \leq \frac{0.9 * 2.01 * 500}{1 * 30 (0.716 - 0.3 * 2.1 * 1)} = 30.485 \text{ cm}$$

Espacement en zone nodale :

$$S_t \leq \min (st ; 30\text{cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{4} ; 12 * \phi_l)$$

$$S_t \leq \min (st ; 30\text{cm} ; \frac{2.01 * 500}{0.4 * 30} ; \frac{45}{2} ; 12 * 1.2)$$

$$S_t \leq \min (304 \text{ cm} ; 30\text{cm} ; 83.75 \text{ cm} ; 11.25 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}$$

Donc :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante :

$$S_t \leq \min (st ; 40 \text{ cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{2})$$

$$S_t \leq \min (st ; 40\text{cm} ; \frac{2.01 * 500}{0.4 * 30} ; \frac{45}{2})$$

$$S_t \leq \min (30.485 \text{ cm} ; 40\text{cm} ; 83.75 \text{ cm} ; 22.5 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

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

-La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

On :  $A_t = 1.35 \text{ cm}^2$  ( la quantite minmale )  $\leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

❖ Poutre principales pour étage courant :

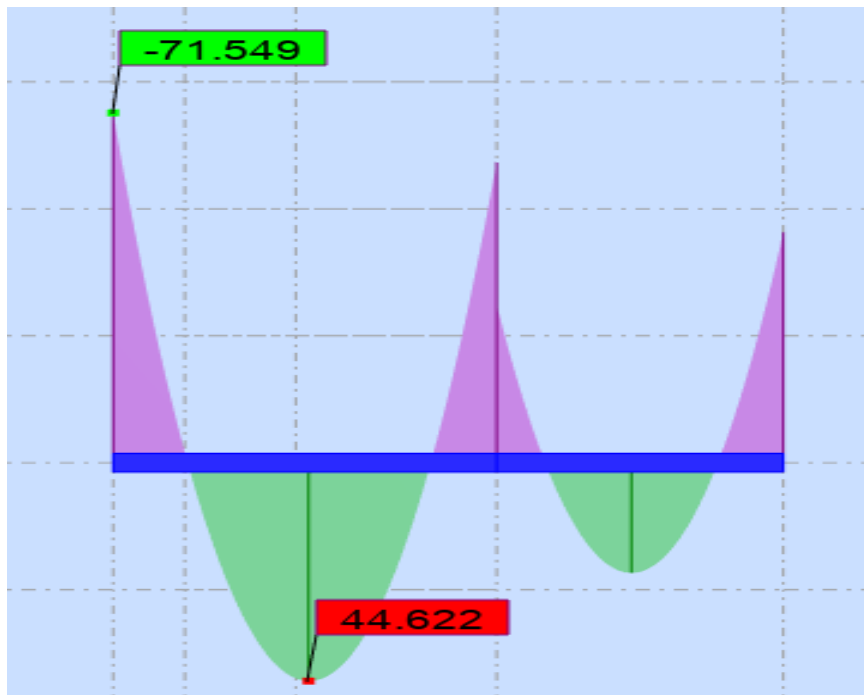


Figure V-6: moments max a ELU des poutres principales

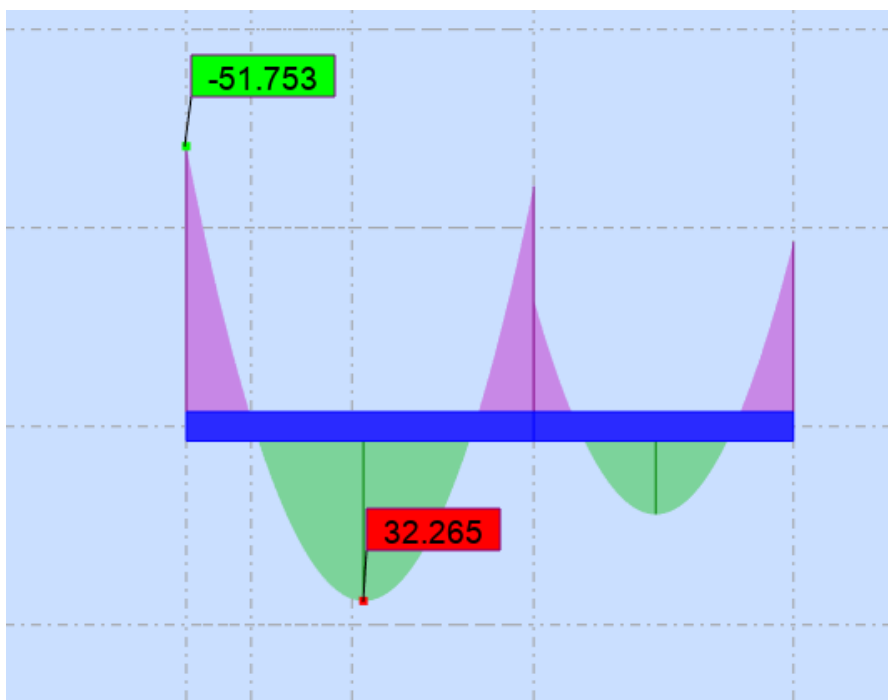
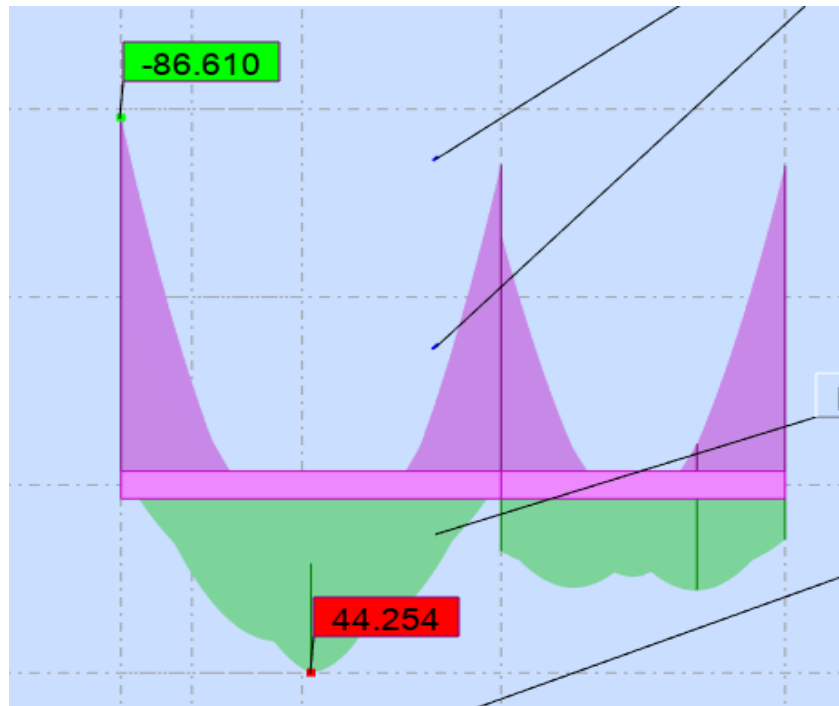


Figure V-7: moments max a ELS des poutres principales



**Figure V-8 : moments max a ACC des poutres principales**

**Tableau V-3: les moments max dans les poutres principales**

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}$ (KN .m)	$M_{ELS}$ (KN .m)	$M_{ACC}$ (KN. m)	$M_{ELU}$ (KN. m)	$M_{ELS}$ (KN .m)	$M_{ACC}$ (KN .m)
-71.54	-51.75	-86.61	44.62	32.26	44.25

✓ **Calcul ferrailage longitudinal :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h= 0.45m$ ,  $b=0.30m$ ,  $d=0.9h=40.5cm$ ,  $F_{c28}=25MPa$ ,  $F_{t28}=2.1MPa$

○ **Ferrailage en travées :**

Calcul par robot expert :

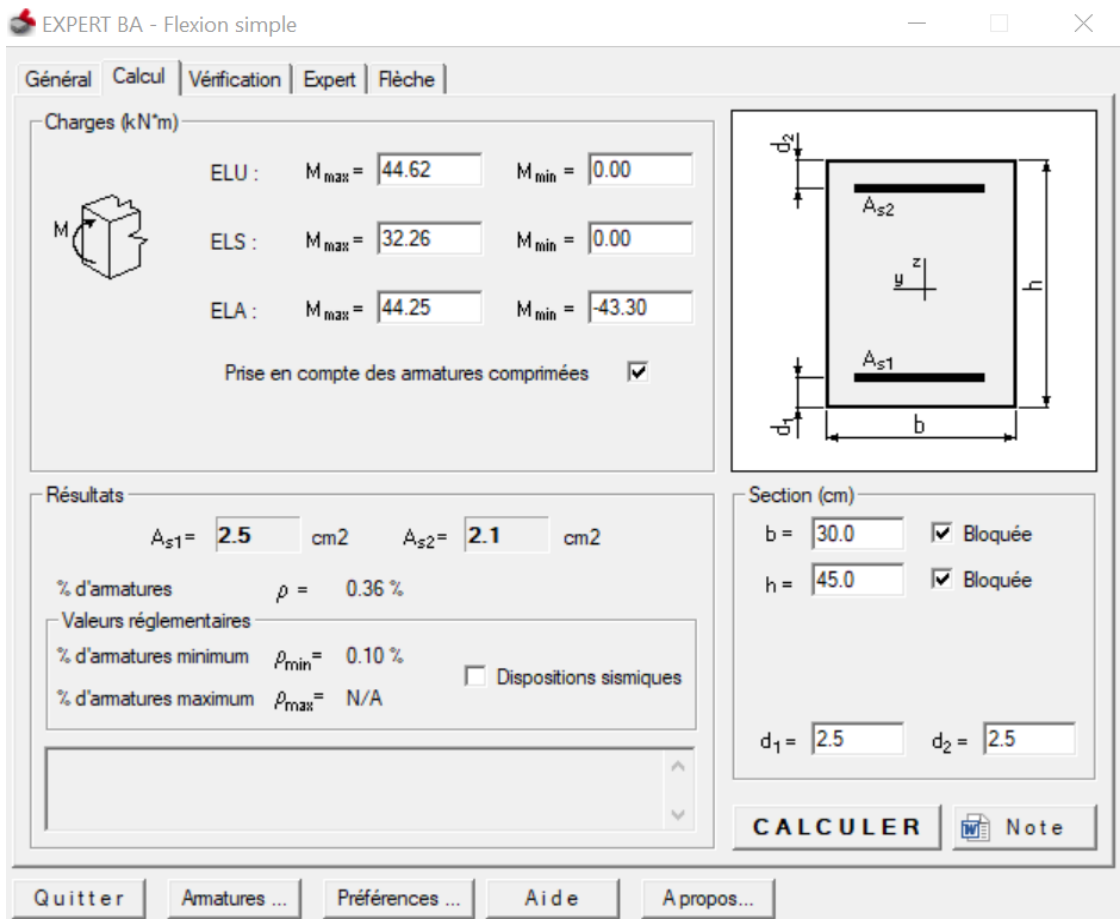


Figure V-9 :As travée cal des poutres principales

$$A_{s\text{ cat}} = 4.6 \text{ cm}^2$$

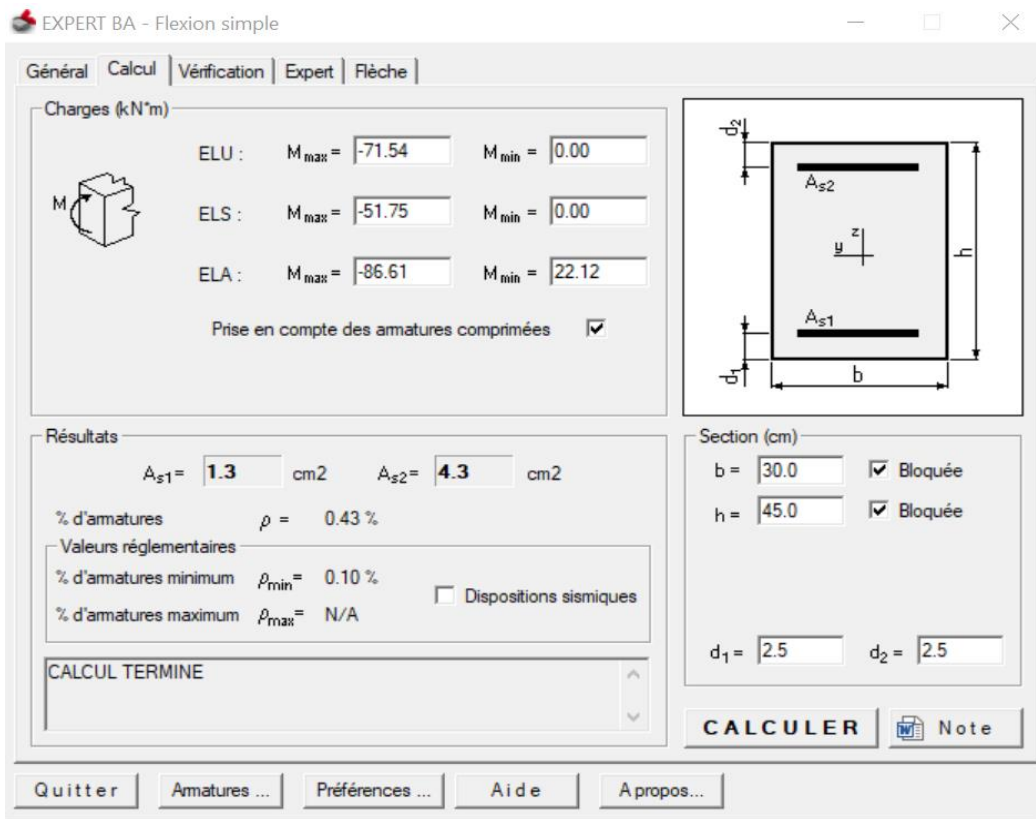
- Condition de non fragilité

**BAEL 91:**  $A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$  (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,17 \text{ cm}^2 \leq A_{s\text{ cat}} = 2,5 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Ferraillage en appuis :**

Calcul par robot expert :



**Figure V-10 : As appuis cal de poutres principales**

$$A_{s \text{ cal}} = 4.3 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

**BAEL 91:**  $A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$  (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,17 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ cal}} = 4,3 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

**Tableau V-4 : Récapitulatif**

	$A_{min}$		Armature calculée	
	BAEL	RPA	$A_t$ Armature tendue	$A'$ Armature comprimée
En Appuis	1.17	6.75	1.3	4.3
En travée	1.17	6.75	2.5	2.1

- Le pourcentage minimal d'armatures :

Pourcentage minimale d'armature.  $A_{min} = \frac{b \cdot h}{1000} \leq A$  (B.6.4)

$$A_{CBA \text{ min}} = 0.001 \times b \times h = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max ( A_{CLA}; A_{BAEL}; A_{RPA} ) \Rightarrow A = 6.75 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

- **En Appuis :**

$$\text{Armatures SUP : 3HA14 FILANTE} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures INF : 3HA14 FILANTE} = 4.62 \text{ cm}^2$$

- **En Travée :**

$$\text{Armatures SUP : 3HA14 FILANTE} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures INF : 3HA14 FILANTE} = 4.62 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversals :**

Choisir le diamètre de l'armature transversale

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_{l \text{ min}}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{45}{35}; 1.4; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1.28; 1.4; 3)$$

$$\phi_t = 1.2 \text{ cm}$$

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

**On prend :  $A_t : 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b (\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad f_e = 500 \quad \gamma_s = 1.15 \quad b = 30 \text{ cm} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{81000}{300 * 405} = 0.667 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 2.1 \quad k = 1$$

$$S_t \leq \frac{0.9 * 2.01 * 500}{1.15 * 30 (0.667 - 0.3 * 2.1 * 1)} = 71.5 \text{ cm}$$

**Espacement en zone nodale :**

$$S_t \leq \min (st ; 30\text{cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{4} ; 12 * \phi_l)$$

$$S_t \leq \min (st ; 30\text{cm} ; \frac{2.01 * 500}{0.4 * 30} ; \frac{45}{4} ; 12 * 1.4)$$

$$S_t \leq \min ( 71.5 \text{ cm} ; 30\text{cm} ; 83.75 \text{ cm} ; 11.25 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm} )$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm}$$

**Donc :  $S_t = 10 \text{ cm}$**

**Espacement en zone courante :**

$$S_t \leq \min (st ; 40 \text{ cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{2})$$

$$S_t \leq \min (st ; 40\text{cm} ; \frac{1.01 * 500}{0.4 * 30} ; \frac{45}{2})$$

$$S_t \leq \min (715 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 83.75 \text{ cm} ; 22.5 \text{ cm} )$$

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

**Donc :  $S_t = 15 \text{ cm}$**

-La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30$$

$$A_t = 1.35\text{cm}^2$$

On :  $A_t = 1.35 \text{ cm}^2$  ( la quantité minimale )  $\leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  **Condition vérifiée**

**Les vérifications :**

Vérification de la poutre à l'effort tranchant :

**Tableau V-5 : vérification des contraintes des poutres principales**

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
87	30	45	30	2.5	25	Fissuration peu nuisible	3.39	500
<b>Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)</b>								
OK								
<b>Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)</b>								
OK								
<b>Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)</b>								
OK								
<b>Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)</b>								
OK								

*Vu* : Effort tranchant maximal à l'ELU  
*b* : largeur de la poutre  
*h* : hauteur de la poutre  
*a* : largeur du poteau  
*c* : enrobage  
*Fc28*: Résistance à la compression à 28jours  
*As (Inférieure)*: Armature inférieure en appuis  
*Fe*: Limite d'élasticité de l'acier

<b>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</b>			
$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u$ adm (Mpa)	<b>Vérification</b>	
0.716	3.333	OK	
<b>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</b>			
$V_u$ (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	<b>Vérification</b>	
87000.000	510637.500	OK	
<b>Vérification des armatures inférieures d'appuis</b>			
As (cm <sup>2</sup> )	$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm <sup>2</sup> ]	<b>Vérification</b>	
3.390	2.001	OK	
<b>Vérification de la contrainte moyenne de compression</b>			
$R_u$ (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	<b>Vérification</b>
#####	2.275	21.667	OK

V.2.1.2 L'étude des Poutres secondaires :

❖ Poutre secondaires pour étage terrassés (30\*35) cm<sup>2</sup> :

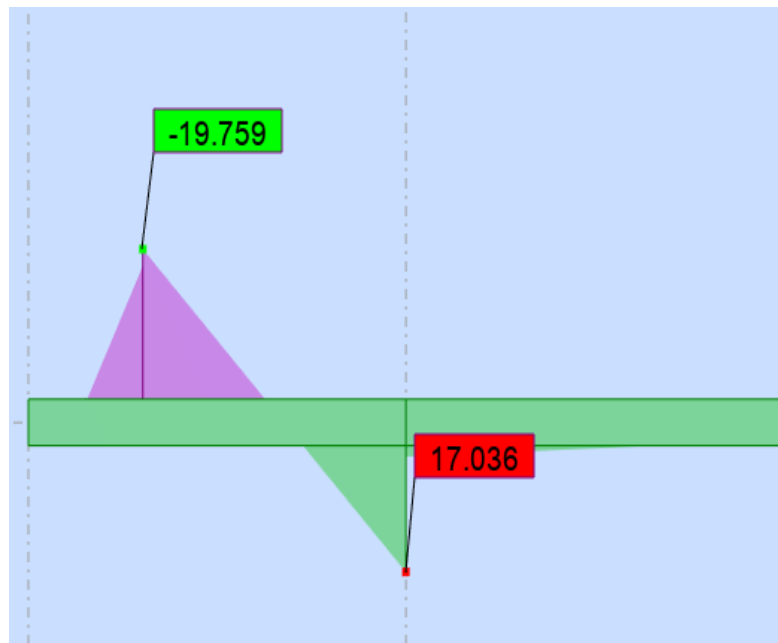


Figure V-11 : moments max a ELU des poutres secondaires

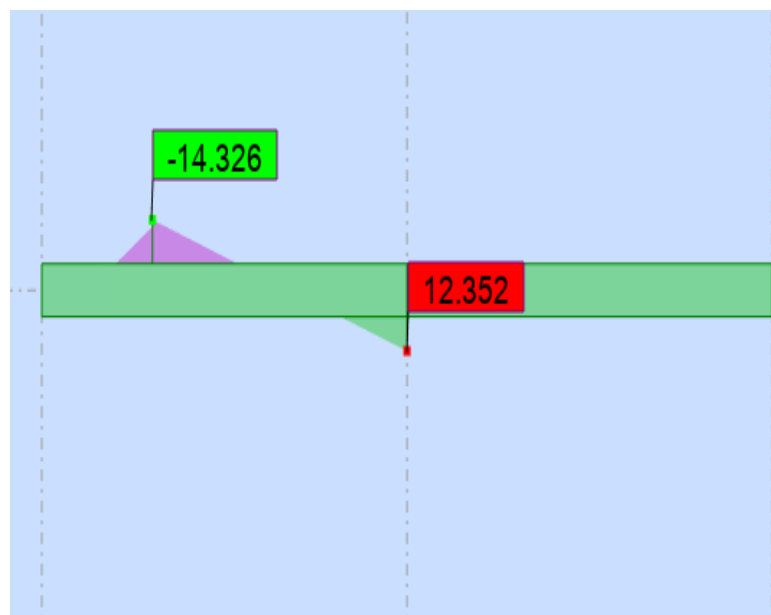
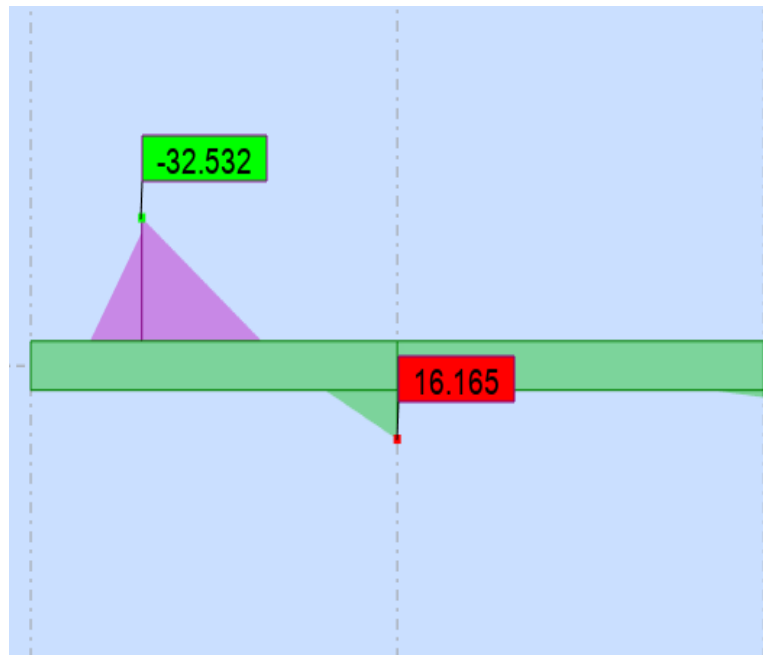


Figure V-12 : moments max a ELS des poutres secondaires



**Figure V-13 :** moments max a ACC des poutres secondaires

**Tableau V-6** les moments max dans les poutres secondaires

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}$ (KN .m)	$M_{ELS}$ (KN .m)	$M_{ACC}$ (KN. m)	$M_{ELU}$ (KN. m)	$M_{ELS}$ (KN .m)	$M_{ACC}$ (KN .m)
-19.76	-14.32	-32.53	17.04	12.35	16.16

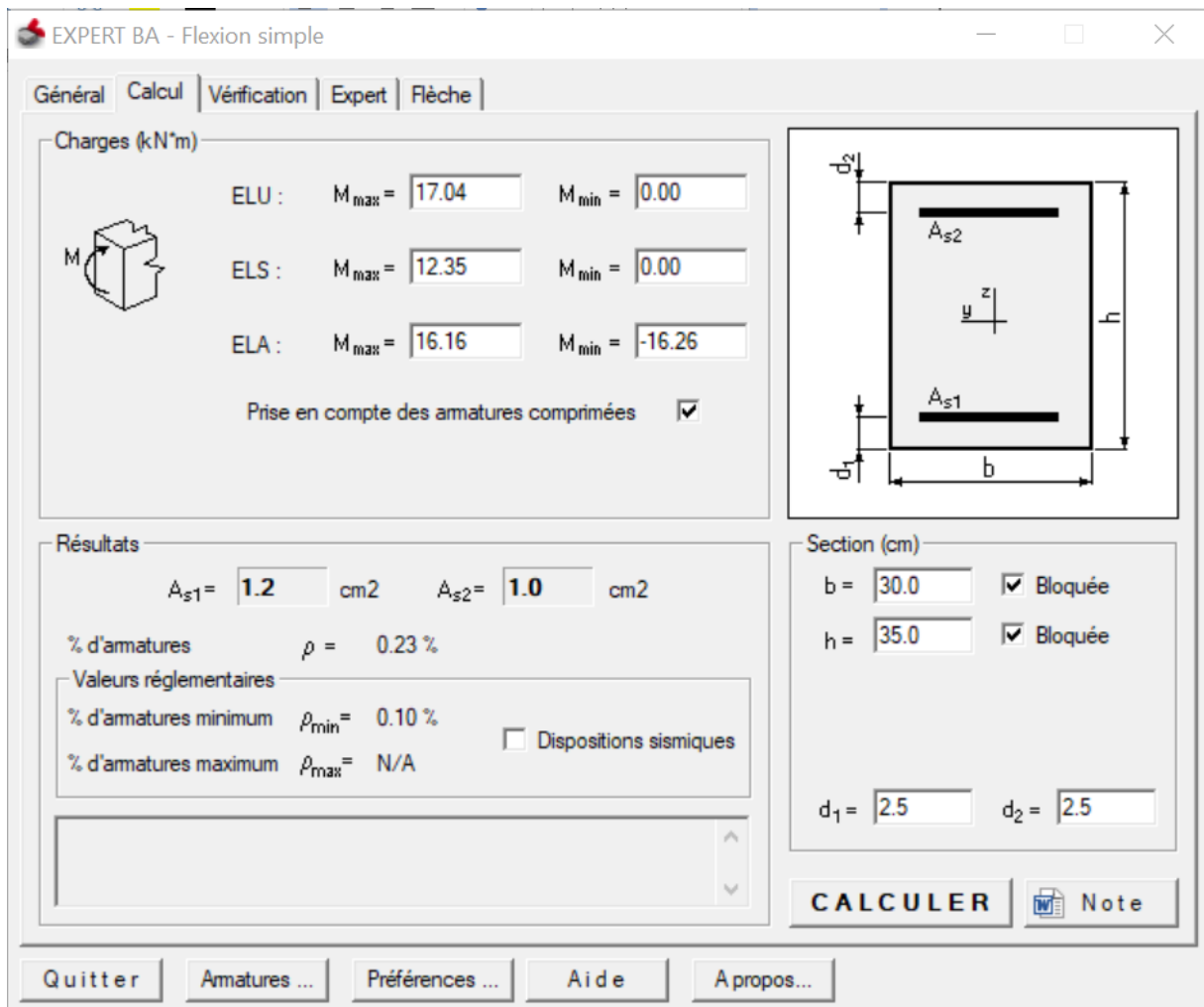
### Calcul ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=35\text{cm}$ ,  $b=30\text{ cm}$ ,  $d=0.9h= 31.5\text{ cm}$ ,  $Fc28=25\text{MPA}$ ,  $Ft28=2.1\text{MPA}$

#### ○ Ferrailage en travées :

Calcul par robot expert :



**Figure V-14:** As travée cal des poutres secondaires

$$A_{s \text{ cat}} = 2.2 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

**BAEL 91:**  $A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$  (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 * 30 * 31,5 * \frac{2,1}{500} = 0,91 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ cat}} = 2,2 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Ferrailage en appuis :**

Calcul par robot expert :

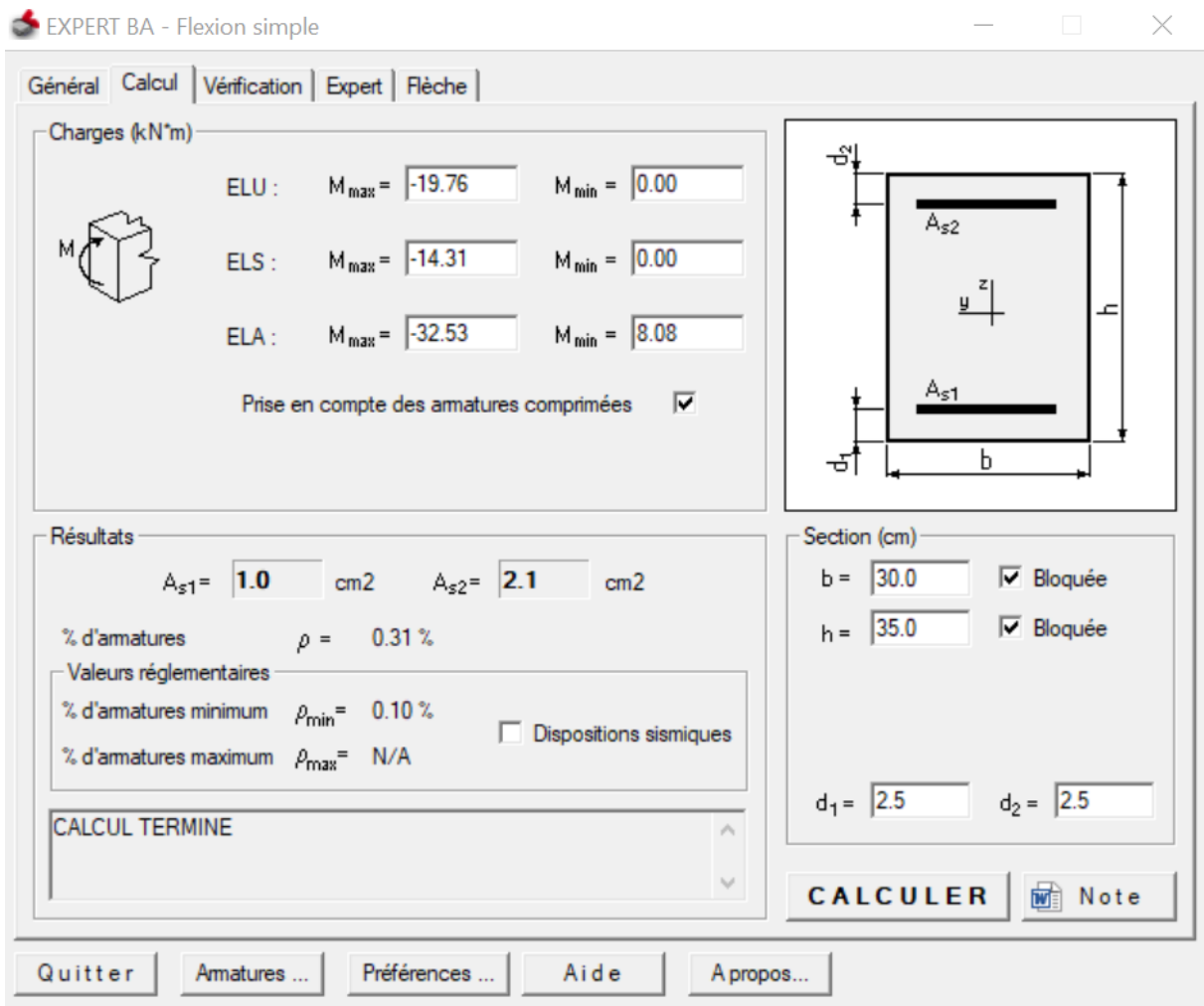


Figure V-15: As appuis cal de poutres secondaires

$$A_{s\text{ cal}} = 3.1 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

**BAEL 91:**  $A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$  (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot 30 \cdot 31,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 0,91 \text{ cm}^2 \leq A_{s\text{ cal}} = 3,1 \text{ cm}^2 \text{ C.V}$$

Tableau V-7: Récapitulatif

	$A_{min}$		Armature calculée	
	BAEL	RPA		
En Appuis	0.91	5.25	$A_t$ Armature tendue	A' Armature comprimée
			1	2.1
En travée	0.91	5.25	1.2	1

- Le pourcentage minimal d'armatures :

Pourcentage minimale d'armature.  $A_{min} = \frac{b \cdot h}{1000} \leq A$  (B.6.4)

$$A_{CBA \text{ min}} = 0.001 \times b \times h = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA \text{ min}} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{CLA}; A_{RPA}; A_{BAEL}) \Rightarrow A = 5.25 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

- **En Appuis :**

Armatures SUP : 3HA12 FILANTE = 3.39 cm<sup>2</sup>

Armatures INF : 3HA12 FILANTE = 3.39 cm<sup>2</sup>

- **En Travée :**

Armatures SUP : 3HA12 FILANTE = 3.39 cm<sup>2</sup>

Armatures INF : 3HA12 FILANTE = 3.39 cm<sup>2</sup>

**Armatures transversales :**

Choisir le diamètre de l'armature transversale

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_{l \text{ min}}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1 ; 1.2; 3 )$$

$$\phi_t = 1 \text{ cm}$$

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

**On prend : A<sub>t</sub> : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b (\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad f_e = 500 \quad \gamma_s = 1 \quad b = 30 \text{ cm} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{16000}{300 * 315} = 0.170 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 2.1 \quad k = 1$$

$$S_t \leq \frac{0.9 * 1.01 * 500}{1 * 30 (0.170 - 0.3 * 2.1 * 1)} = 56 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 100 \text{ cm}$

**Espacement en zone nodale :**

$$S_t \leq \min (st ; 30\text{cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{4} ; 12 * \phi_l )$$

$$S_t \leq \min (st ; 30\text{cm} ; \frac{1.01 * 500}{0.4 * 30} ; \frac{35}{4} ; 12 * 1.2 )$$

$$S_t \leq \min (100 \text{ cm} ; 30\text{cm} ; 83.75 \text{ cm} ; 8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 8.75\text{cm}$$

Donc :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Espacement en zone courante :**

$$S_t \leq \min (st ; 40 \text{ cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{2} )$$

$$S_t \leq \min (st ; 40\text{cm} ; \frac{1.01 * 500}{0.4 * 30} ; \frac{35}{2} )$$

$$S_t \leq \min ( 100 \text{ cm} ; 40\text{cm} ; 83.75 \text{ cm} ; 17.5 \text{ cm} )$$

$$S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

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

-La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

On :  $A_t = 1.35 \text{ cm}^2$  (la quantité minimale)  $\leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  **Condition vérifiée**

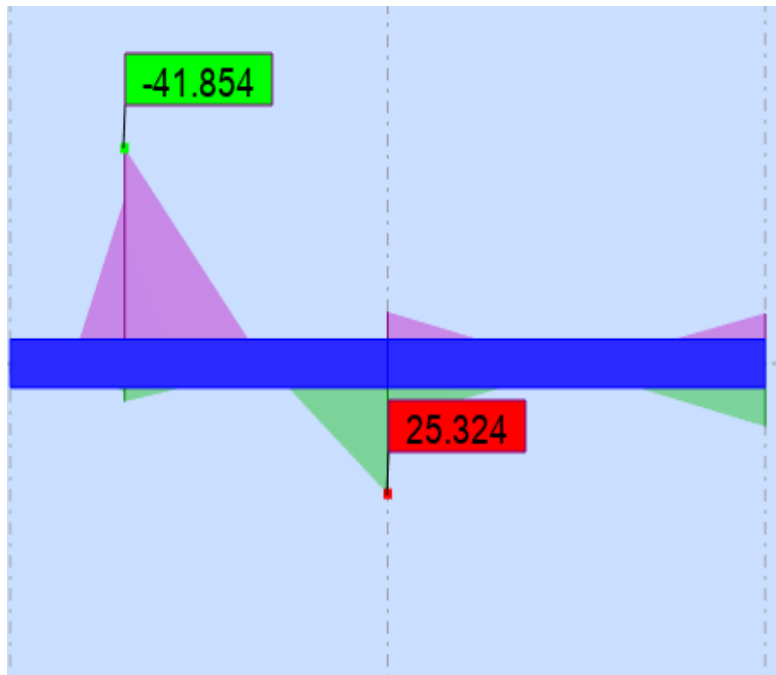
❖ Poutre secondaires pour étage courant :



**Figure V-16** : moments max a ELU des poutres secondaires.



**Figure V-17** : moments max a ELS des poutres secondaires.



**Figure V-18:** moments max a ACC des poutres secondaires

**Tableau V-8 :** les moments max dans les poutres secondaires.

En Appuis			En Travée		
$M_{ELU}$ (KN .m)	$M_{ELS}$ (KN .m)	$M_{ACC}$ (KN. m)	$M_{ELU}$ (KN. m)	$M_{ELS}$ (KN .m)	$M_{ACC}$ (KN .m)
-23.52	-17.05	-41.85	22.09	16.01	25.32

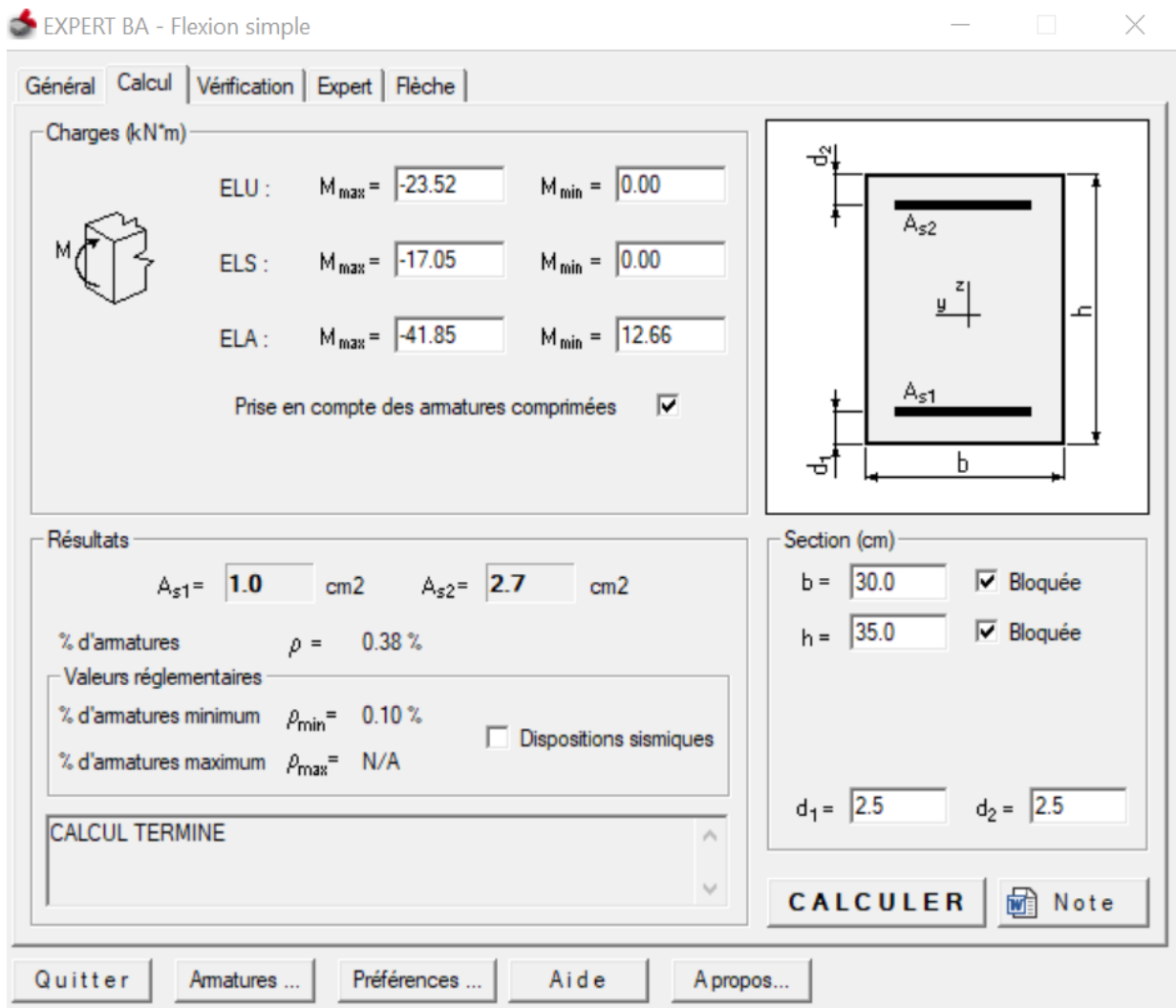
✓ **Calcul ferrailage longitudinal :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=35\text{cm}$ ,  $b=30\text{ cm}$ ,  $d=0.9h= 31.5\text{ cm}$ ,  $F_c28=25\text{MPA}$ ,  $F_t28=2.1\text{MPA}$

○ **Ferrailage en appuis :**

Calcul par robot expert :



**Figure V-19 :** As appuis cal de poutres secondaires

$$A_{s \text{ cal}} = 3.7 \text{ cm}^2$$

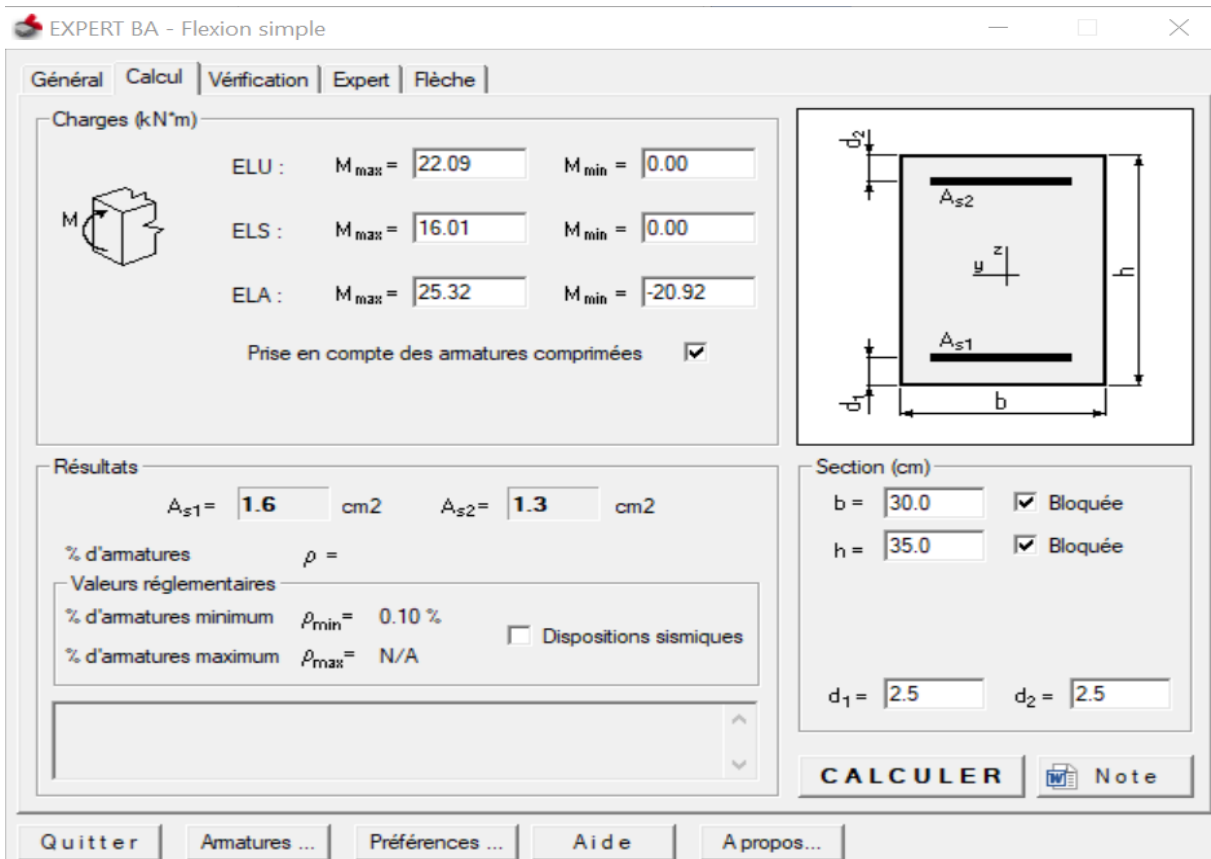
- Condition de non fragilité

**BAEL 91:**  $A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$  (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot 30 \cdot 31,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 0,91 \text{ cm}^2 \leq A_{s \text{ cal}} = 3,7 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

○ **Ferrailage en travées :**

Calcul par robot expert :



**Figure V-20 :** As travée cal des poutres secondaires.

$$A_{s \text{ cal}} = 2.9 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

**BAEL 91:**  $A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$   $A_{min} \geq 0,23 * 30 * 31.5 * \frac{2.1}{500} = 0.91 \text{ cm}^2$

**Tableau V-9 :** Récapitulatif

	$A_{min}$		Armature calculée	
	BAEL	RPA	$A_t$ Armature tendue	A' Armature comprimée
En Appuis	0.91	5.25	1	2.7
En travée	0.91	5.25	1.6	1.3

- Le pourcentage minimal d'armatures :

Pourcentage minimale d'armature.  $A_{min} = \frac{b \cdot h}{1000} \leq A$  (B.6.4)

$$A_{CBA} \text{ min} = 0.001 \times b \times h = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} \text{ min} = 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{CLA}; A_{RPA}; A_{BAEL}) \Rightarrow A_s = 5.25 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

- **En Appuis :**

Armatures SUP : 3HA12 FILANTE = 3.39 cm<sup>2</sup>

Armatures INF : 3HA12 FILANTE = 3.39 cm<sup>2</sup>

- **En Travée :**

Armatures SUP : 3HA12 FILANTE = 3.39 cm<sup>2</sup>

Armatures INF : 3HA12 FILANTE = 3.39 cm<sup>2</sup>

- **Armatures transversals :**

Choisir le diamètre de l'armature transversale

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

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (1 ; 1.2; 3 )$$

$$\phi_t = 1 \text{ cm}$$

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

**On prend : A<sub>t</sub>:4HA8=2.01 cm<sup>2</sup>**

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{\gamma_s * b (\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)}$$

$$A_t = 1.01 \text{ cm}^2 \quad f_e = 500 \quad \gamma_s = 1 \quad b = 30 \text{ cm} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{24000}{300*315} = 0.253 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 2.1 \quad k = 1$$

$$S_t \leq \frac{0.9 * 2.01 * 500}{1 * 30 (0.253 - 0.3 * 2.1 * 1)} = 69 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 100 \text{ cm}$

**Espacement en zone nodale :**

$$S_t \leq \min (st ; 30\text{cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{4} ; 12 * \phi_l )$$

$$S_t \leq \min (st ; 30\text{cm} ; \frac{2.01 * 500}{0.4 * 30} ; \frac{35}{4} ; 12 * 1.2 )$$

$$S_t \leq \min (100 \text{ cm} ; 30\text{cm} ; 83.75 \text{ cm} ; 8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} )$$

$$S_t \leq 8.75 \text{ cm}$$

Donc :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Espacement en zone courante :**

$$S_t \leq \min (st ; 40 \text{ cm} ; \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 * b} ; \frac{h}{2} )$$

$$S_t \leq \min (st ; 40\text{cm} ; \frac{2.01 * 500}{0.4 * 30} ; \frac{35}{2} )$$

$$S_t \leq \min (100 \text{ cm} ; 40\text{cm} ; 83.75 \text{ cm} ; 17.5 \text{ cm} )$$

$$S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

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

-La quantité minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

**On :**  $A_t = 1.35 \text{ cm}^2$  (la quantité minimale)  $\leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

## Les vérifications :

### Vérification de la poutre à l'effort tranchant :

**Tableau V-10 : vérification des contraintes des poutres secondaires**

Vérification d'une poutre à l'effort tranchant								
Données								
Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (Mpa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
24	30	35	30	2.5	25	Fissuration peu nuisible	3.39	500
<b>Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91: A.5.1.21)</b>								
OK								
<b>Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91: A.5.1.313)</b>								
OK								
<b>Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)</b>								
OK								
<b>Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91: A.5.1.322)</b>								
OK								

*Vu* : Effort tranchant maximal à l'ELU  
*b* : largeur de la poutre  
*h* : hauteur de la poutre  
*a* : largeur du poteau  
*c* : enrobage  
*Fc28* : Résistance à la compression à 28jours  
*As (Inférieure)*: Armature inférieure en appuis  
*Fe*: Limite d'élasticité de l'acier

<b>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</b>			
$\tau_u$ (Mpa)	$\tau_u$ adm(Mpa)	Vérification	
0.254	3.333	OK	
<b>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</b>			
Vu (N)	$0,267 \cdot b \cdot a \cdot f_{c28}$ (N)	Vérification	
24000.000	510637.500	OK	
<b>Vérification des armatures inférieures d'appuis</b>			
As (cm <sup>2</sup> )	$V_u / (f_e / \gamma_s)$ [cm <sup>2</sup> ]	Vérification	
3.390	0.552	OK	
<b>Vérification de la contrainte moyenne de compression</b>			
Ru (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
48000.000	0.627	21.667	OK

## Tableaux récapitulatifs du ferrailage des différents niveaux

### a) poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup> :

**Tableau V-11 : ferrailage des poutres principales (30x45) cm<sup>2</sup>**

Niveau	section	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) BAEL 91 :	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	Appuis	6.75	1.17	4.9	6T12=6.79
	Travée			4.7	6T12=6.79

Tous Etage courante	Appuis	6.75	1.17	5.6	6T14=9.24
	Travée			4.6	6T14=9.24

**b) poutre secondaire (30x35) cm<sup>2</sup> :**

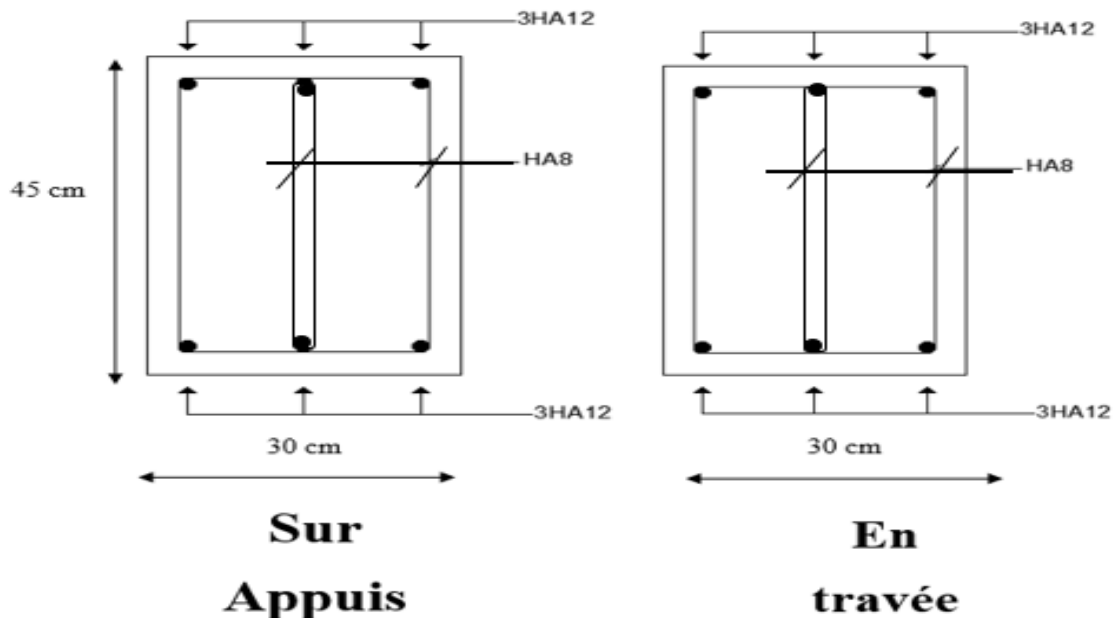
**Tableau V-12: poutre secondaire (30x35) cm<sup>2</sup>**

Niveau	section	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) BAEL 91 :	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )
Terrasse	Appuis	5.25	0.91	3.1	6T12=6.79
	Travée			2.2	6T12=6.79
Tous Etage courante	Appuis	5.25	0.91	3.7	6T12=6.79
	Travée			2.9	6T12=6.79

**Schémas de ferrailage des poutres :**

**✚ Schémas de ferrailage des poutres principales :**

**❖ terrasse**



**Figure V-21 : Coupe de ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée( terrasse)**

❖ étage courante :

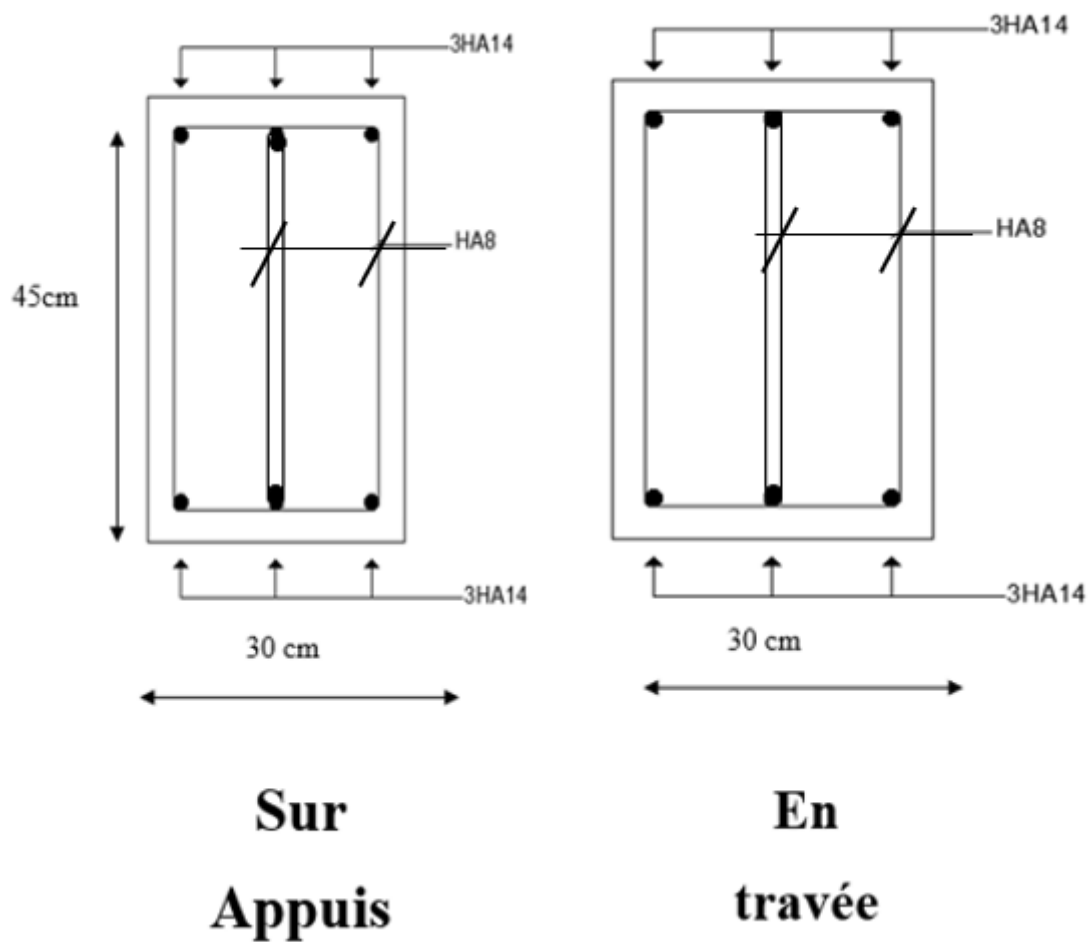


Figure V-22 : Coupe de ferrillage des poutres principales au niveau d'appuis et travée(étage courante)

✚ Schémas de ferrailage des poutres secondaires

❖ Terrasse :

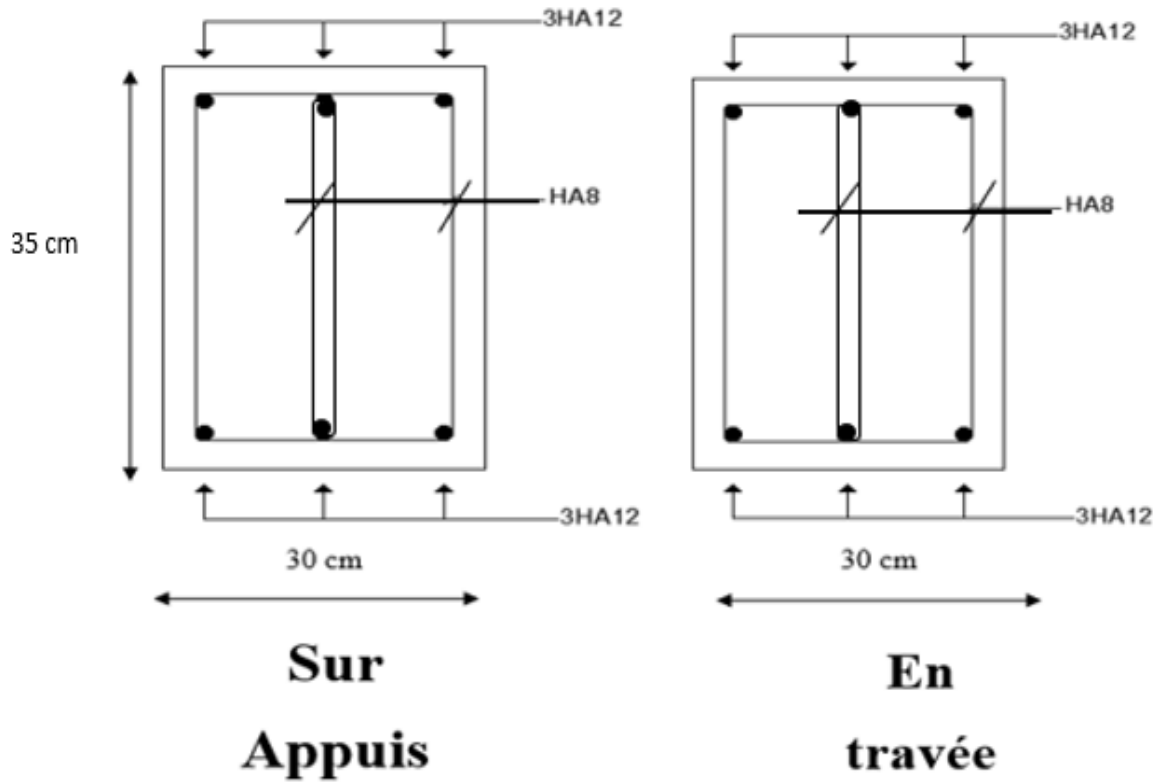


Figure V-23 : Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travée (terrasse)

❖ Etage courante :

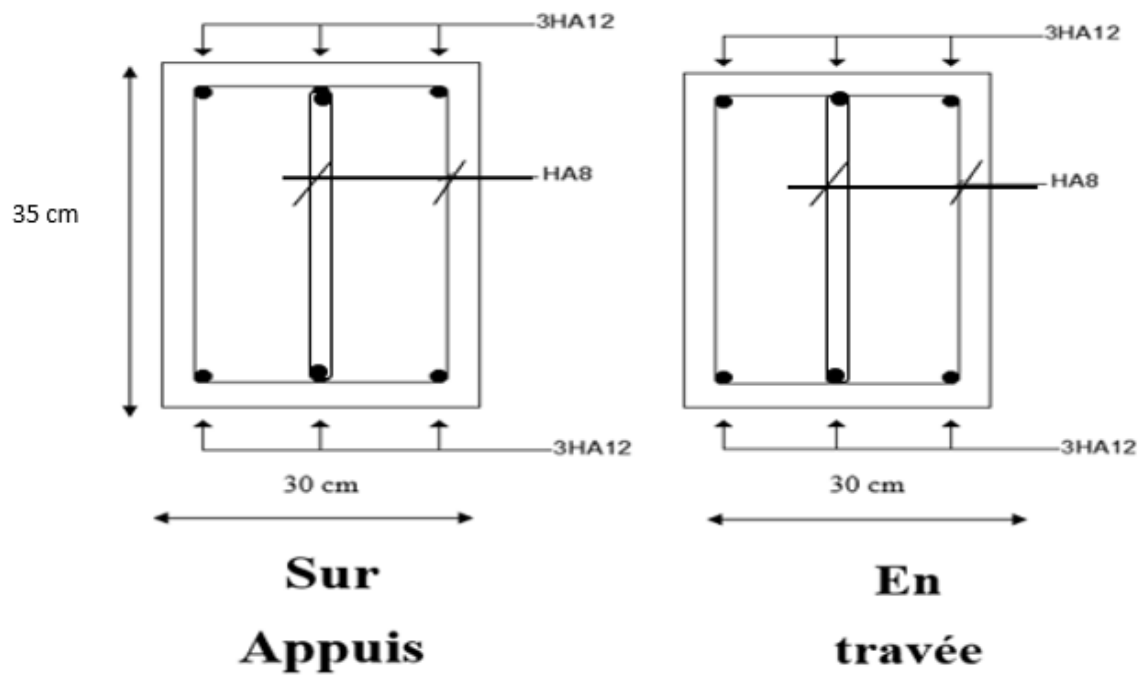


Figure V-24 : Coupe de ferrailage des poutres secondaires au niveau d'appuis et travée (Etage courante)

## V.2.2 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS,

Combinaisons de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée avec un cas de fissuration jugé peu nuisible. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

Selon **BAEL** : ELU :  $1.35G + 1.5Q$

Selon **RPA 99** (situation accidentelle) :

$$Acc : G + Q \pm E$$

$$Acc : 0.8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour les différentes combinaisons des efforts internes à

$$\text{Savoir : } \begin{cases} N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A_2 \rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3) \\ N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases}$$

### ❖ Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II a est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton
- $A_{max} = 0.4\%$  de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 0.6\%$  de la section de béton (en zone de recouvrement).

Le diamètre minimum est de 12mm

$$\Phi_{\min} = 12\text{mm (utilisé pour les barres longitudinales).}$$

La longueur minimale des recouvrements est de :

$$40\phi.\text{en zone I et II}$$

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- 25 cm en zone I et II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$

$$h' = \text{Max} ( h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} )$$

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (Zones critiques).

La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$

$$l' = 2h$$

$$h' = \text{max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : La section du poteau considéré

$h_e$  : Hauteur d'étage

#### ❖ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant de calcul.
- $h_t$  : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :  $\lambda_g$  élancement géométrique.

- $A_t$  : armatures transversales.
- $St$  : espacement des armatures transversales.

Avec :  $\emptyset l$  est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Dans la zone nodale :

$$St \leq \text{Min} (10\emptyset l ; 15\text{cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

Dans la zone courante :

$$St \leq 15 \emptyset l \quad \text{en zone I et II}$$

Avec :  $\emptyset l_{min}$  est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b1$  en % est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\emptyset l_{min} = \begin{cases} 0,3\% (b1 \times st) \text{ ou } 0,3\% (h1 \times st) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b1 \times st) \text{ ou } 0,8\% (h1 \times st) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10  $\emptyset t$  min minimums.

- **Calcul du ferrailage des poteaux**

- ❖ **Ferrailage longitudinal :**

Les sollicitations sur le poteau :

**Tableau V-13** : Les sollicitations sur le poteau

Poteaux( 30 ×40)cm <sup>2</sup>	N(KN)	$M_Y$ (KN.m)	$M_Z$ (KN.m)
ELU	851.859	11.305	43.745
ACC	33.743	28.305	5.877
ACC	187.747	2.439	49.067
ACC	-17.460	2.914	-20.368

## La section des armatures calculées :

EXPERT BA - Flexion déviée composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN\*m)

	Type de sollicitation	N	My	Mz
1	ELU	851.86	11.31	43.74
2	ELA	33.74	28.31	5.88
3	ELA	187.75	2.44	49.07
4	ELA	-17.46	2.91	-20.37
5				

Résultats

$A_{s1} = 1.4$  cm<sup>2</sup>     $A_{s2} = 1.4$  cm<sup>2</sup>

% d'armatures     $\rho = 0.47$  %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum     $\rho_{min} = 0.23$  %     Dispositions sismiques

% d'armatures maximum     $\rho_{max} = 5.00$  %

Section (cm)

b = 30.0     Bloquée

h = 40.0     Bloquée

d = 2.5

CALCULER    Note

Quitter    Amatures ...    Préférences ...    Aide    A propos...

Figure V-25 : As cal de poteaux (30 × 40)cm<sup>2</sup>

Donc As calculé :  $A_s \text{ cal} = (1.4 + 1.4) \times 2 = 5.6 \text{ cm}^2$

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

-  $A_{min} = 0.8\%$  de la section de béton =  $0.008 \times 30 \times 40 = 9.6 \text{ cm}^2$

-  $A_{max} = 0.4\%$  de la section de béton =  $4.8 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

-  $A_{max} = 0.6\%$  de la section de béton =  $7.2 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

Donc:

$$A_s = \text{Max} (A_s \text{ Cal}; A_s \text{ RPA})$$

$$A_s = \text{Max} (5.6; 9.6)$$

$$A_s = 9.6 \text{ cm}^2$$

on prend:  $A_s = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 4.52 + 6.16 = 10.68 \text{ cm}^2$

❖ Calcul des armatures transversals :

### **Diameter des armatures transversals :**

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinale du poteau. Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent. (**BAEL Art. A.8.1, 21**)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

Donc : on prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

### **L'espacement :**

D'après le RPA 99/2003 on a :

#### **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \phi_l ; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} (10 \times 1.2 ; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \text{Min} (12 \text{ cm} ; 15\text{cm})$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

#### **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_l$$

$$S_t \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

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

On prend 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

V.2.2.1 Schémas de ferrailage des poteaux

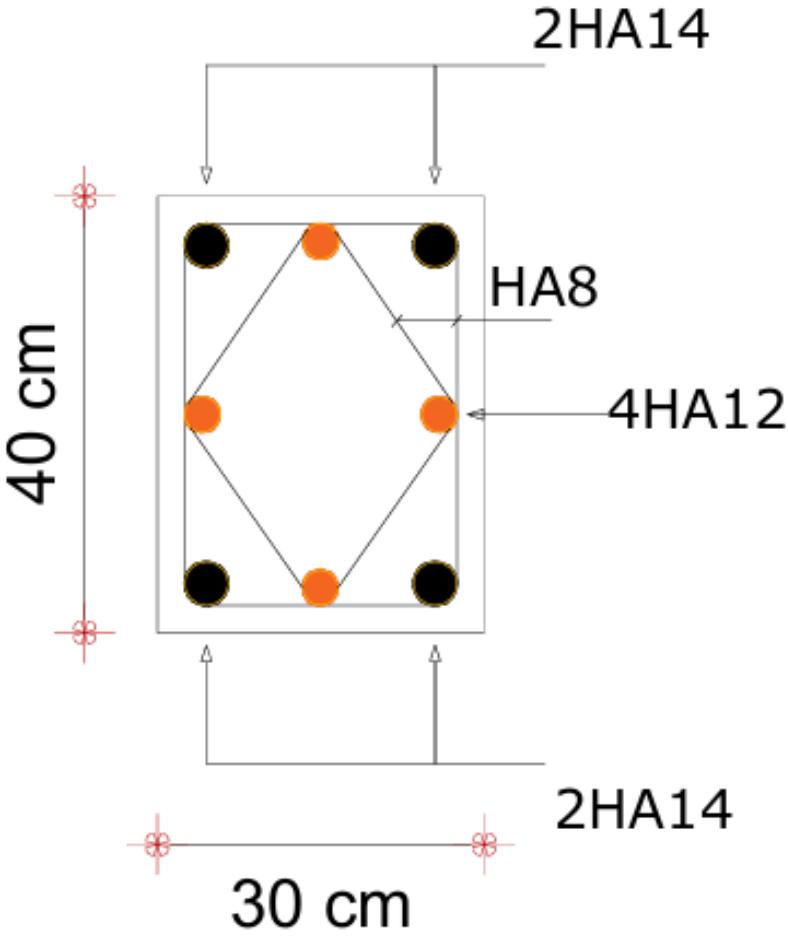


Figure V-26 : Coupe de ferrailage des poteaux

### **V.2.3 Ferrailage des voiles :**

#### **V.2.3.1 Introduction :**

Le ferrailage des voiles doit être réalisé conformément au règlement BAEL 91, avec vérification selon les règles parasismiques algériennes RPA 99/2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vent) ainsi que des forces verticales (charges permanentes, charges d'exploitation, charge sismique), le voile est soumis à une sollicitation combinée de flexion et de traction.

Les principales sollicitations dans le voile sont :

- Les moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la Charge sismique.

Il est donc nécessaire de concevoir le ferrailage pour résister à ces efforts, en respectant les règles de sécurité et de stabilité sous chargement sismique.

#### **❖ Le calcul en fonction des combinaisons suivantes :**

Selon **BAEL** : ELU :  $1.35G + 1.5Q$

Selon **RPA 99** (situation accidentelle) :  $Acc : G + Q \pm E$  et  $Acc : 0.8G \pm E$

#### **V.2.3.2 Recommandation :**

##### **➤ Armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau

la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 $\phi$** .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m<sup>2</sup>

➤ **Règles communes [RPA ver 2003 ART.7.7.4.3]**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a$$

$$s \leq 30\text{cm}$$

Avec : **a** et l'épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $L / 10$  de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

• **40 $\phi$**  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

• **20 $\phi$**  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire en suivant les règles du DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton", Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur **d** :

$$d \leq \min (h_e/2, 2l'/3)$$

**l'** : étant la longueur de la zone comprimée.

**h<sub>e</sub>**: étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

## Le ferrailage des voiles :

Le ferrailage sera fait par le logiciel robot structural analysis 2024 :

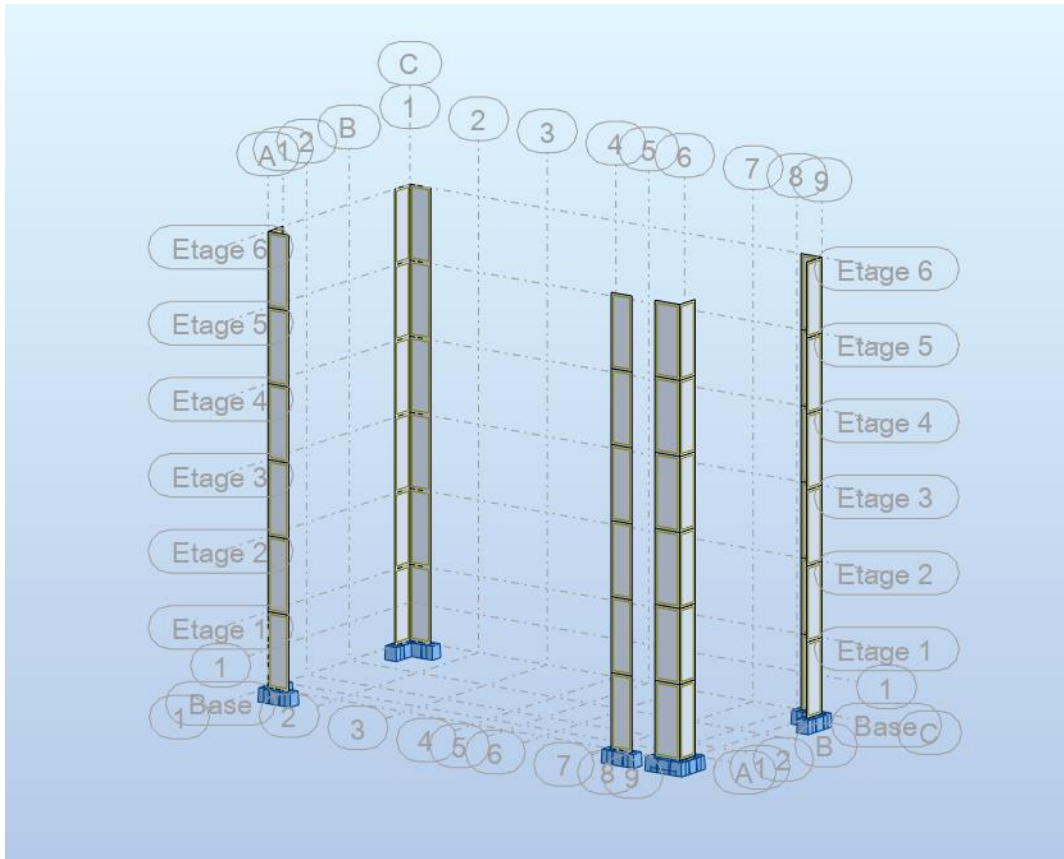


Figure V-27 : schéma de disposition des voiles

Les étapes suivantes doivent être suivies :

On va au Dimensionnement → Ferrailage théorique dalles /voiles BA-options → calculer :

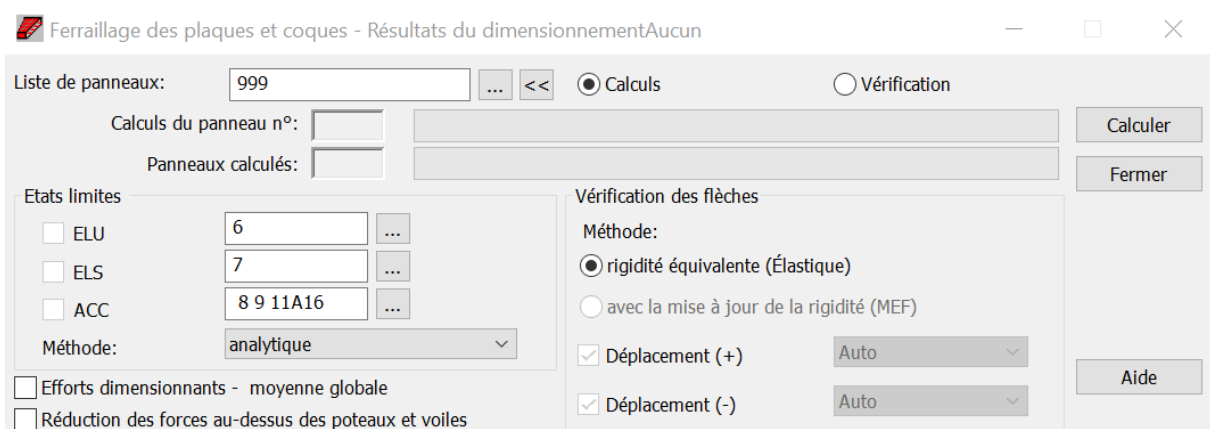


Figure V-28 : Étape d'extraction du ferrailage des voiles porteuses à l'aide du logiciel Robot

On va au Dimensionnement → Ferrailage réel élément BA :

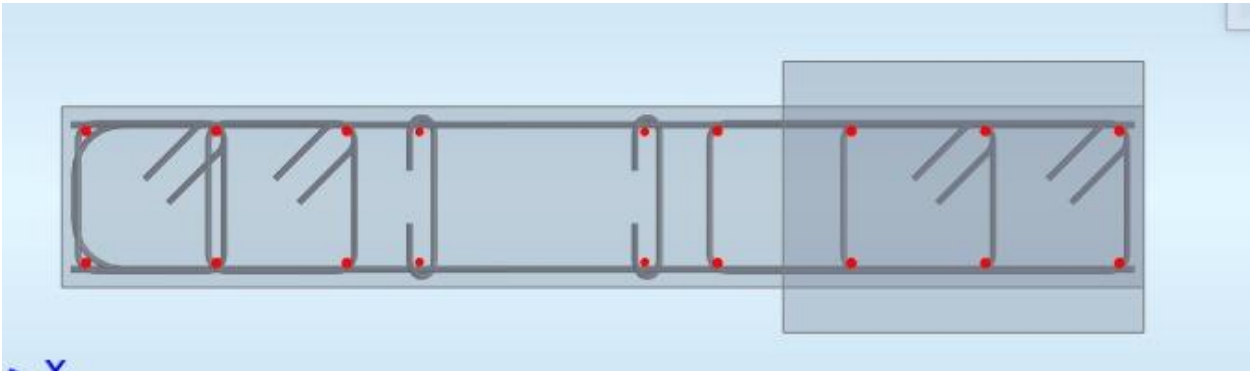


Figure V-29 : schéma de ferrailage de voile



Figure V-30 : schéma de ferrailage de voile

	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1	principale - barres en U	HA 500	8	21	13	A = 0.48	B = 0.17	C = 0.48	
2	2	Principale horizontale	HA 500	8		26	L1 = 1.18			
3	3	Principale verticale	HA 500	8		4	L1 = 3.57			
4	4	de bord longitudinale	HA 500	10		14	L1 = 3.62			
5	5	de bord transversale	HA 500	8	31	62	A = 0.17	B = 0.17	C = 0.17	D = 0.17
6	6	de bord transversale	HA 500	8	31	62	A = 0.17	B = 0.32	C = 0.17	D = 0.32
7	7	Epingles	HA 500	8	00	14	A = 0.18			
*										

**Figure V-31** : Ferrailage des voiles selon Robot

## V.3 Le ferrailage des éléments selon RPA 2024 :

### V.3.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés pour résister à la flexion composée dans les deux directions, transversale et longitudinale, selon l'État Limite Ultime (ELU), avec une vérification du comportement sous charges en phase d'exploitation à l'État Limite de Service (ELS).

- **Combinaisons de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal
- Effort tranchant
- Moment fléchissant

Ils sont donc dimensionnés en **flexion composée**, en considérant un cas de fissuration jugé peu nuisible. On peut alors rencontrer l'un des trois cas suivants :

- Section Entièrement Comprimée (SEC)
- Section Entièrement Tendue (SET)
- Section Partiellement Comprimée (SPC)

**Les combinaisons prises en compte pour les calculs sont :**

- **Selon le BAEL (à l'ELU) :**  
→ ELU : **1.35G + 1.5Q**
- **Selon le RPA 99 (situation accidentelle) :**  
→ Acc : **G + Q ± E**  
→ Acc : **0.8G ± E**
- Et selon le RPA 2024, les combinaisons suivantes ont été utilisées dans cette étude pour les cas accidentels horizontaux (Acc. Hor) :
  - $G + \psi Q + 0.3E_x + E_y$
  - $G + \psi Q + E_x + 0.3E_y$
  - $G + \psi Q - E_x + 0.3E_y$
  - $G + \psi Q - 0.3E_x + E_y$
  - $G + \psi Q - E_x - 0.3E_y$
  - $G + \psi Q - 0.3E_x - E_y$

- $G + \psi Q + 0.3E_x - E_y$
- $G + \psi Q + E_x - 0.3E_y$

La section d'acier sera déterminée à partir des différentes combinaisons des efforts internes, selon les cas les plus défavorables, comme suit :

- ( $N_{\max}$ ) avec le moment correspondant  $\rightarrow A_1$
- ( $M_{\max}$ ) avec l'effort normal correspondant  $\rightarrow A_2$
- ( $N_{\min}$ ) avec le moment correspondant  $\rightarrow A_3$

La section d'acier retenue sera alors la plus grande des trois valeurs calculées :

$$A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

- **Recommandations :**

#### **Armatures longitudinales – Zone sismique IV**

Conformément aux dispositions du **RPA 2024 (article 7.4.2)**, les armatures longitudinales des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- ❖ **Type d'armatures longitudinal :**

Elles doivent être à **haute adhérence, droites et sans crochets**.

**Taux d'armature longitudinale :**

- **Taux minimal ( $A_{\min}$ ) :** 1,0 % de la section du béton.
- **Taux maximal ( $A_{\max}$ ) :**
  - 4,0 % en zone courante.
  - 8,0 % en zone de recouvrement.

**Diamètre minimal des barres longitudinales :**

Il ne doit pas être inférieur à **12mm**.

**Longueur minimale de recouvrement** des barres de diamètre  $\Phi_1$  :

Elle doit être égale à  **$60 \times \Phi_1$** .

**Espacement maximal entre les barres verticales**, sur une face du poteau :

Il ne doit pas dépasser **15 cm**.

### ❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_\alpha \cdot v_u)}{(hC \cdot f_e)}$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_\alpha$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50, si l'élanement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le Cas contraire

### L'espacement:

- dans la zone nodale (zone critique) :

$$t \leq \text{Min} (b_0/3; 10 \text{ cm}; 6\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI}$$

Avec :  $b_0$  : dimension minimale du noyau béton (a l'intérieur des armatures de confinement)

- dans la zone courante :

$$t \leq \text{Min} (bc/2 ; hc/2 ; 10\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI}$$

$h_c, b_c$  : dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée;

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

### Calcul du ferrailage des poteaux :

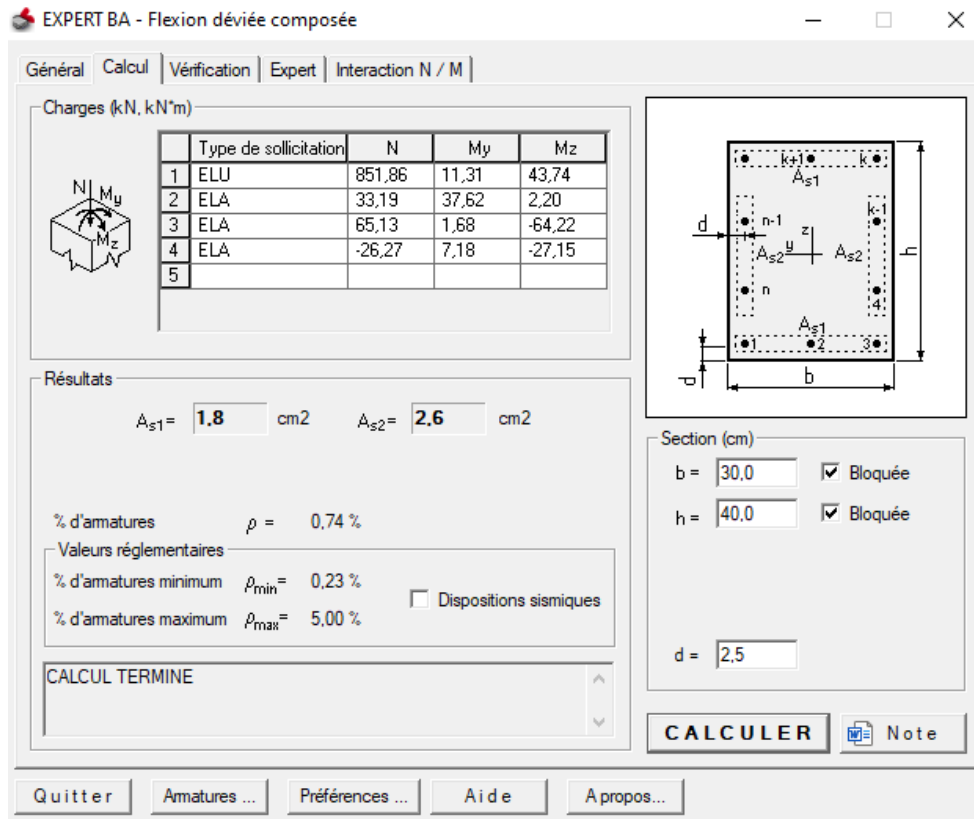
#### ❖ Ferrailage longitudinal (RPA 2024) :

Les sollicitations sur le poteau :

**Tableau V-14:** Les sollicitations sur le poteau (30×40)cm<sup>2</sup>

Poteau 30× 40 cm <sup>2</sup>	N(KN)	$M_Y$ (KN.m)	$M_Z$ (KN.m)
ELU	851,859	11,305	43,745
ACC	33,191	37,616	2,203
ACC	65,133	1,683	-64,220
ACC	-26,269	7,178	-27,145

- **La section des armatures calculées :**



**Figure V-32 : As cal de poteaux (30 × 40) cm<sup>2</sup>**

Donc :

$$As \text{ calculé} : As \text{ cal} = (1,8 + 2,6) \times 2 = 8,80 \text{ cm}^2$$

Selon l'RPA 2024 (Art 7.4.2) :

$$1,0\% \text{ en zones IV} = 0,01 \times 30 \times 40 = 12 \text{ cm}^2$$

$$As = \max(12; 8,8) \text{ cm}^2$$

$$As = 12 \text{ cm}^2$$

**On prend : 8HA 14 = 12,32 cm<sup>2</sup>**

❖ **Ferraillage transversale (RPA2024) :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a \cdot v_u)}{(hC \cdot fe)}$$

$$\phi t < \min(h/35 ; b/10 ; \phi l)$$

$$\phi t = \min(1,71 ; 5 ; 1,6) \Rightarrow \phi t < 1,6 \text{ cm on adopter } \phi t = 8 \text{ mm}$$

### L'espacement :

- dans la zone nodale (zone critique) :

$$t \leq \text{Min} (b_0/3 ; 10 \text{ cm} ; 6\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI}$$

$$t \leq \text{Min} (35 ; 10 \text{ cm} ; 8.4) t = 8.4 \text{ cm}$$

On prend : **st= 10 cm**

- dans la zone courante :

$$t' \leq \text{Min} (bc/2 ; hc/2 ; 10\phi_l) : \text{en zones IV, V et VI}$$

$$t' \leq \text{Min} (15 ; 20 \text{ cm} ; 14) t = 14 \text{ cm}$$

On prend: **st=15 cm**

#### V.3.1.1 Schémas de ferrailage des poteaux

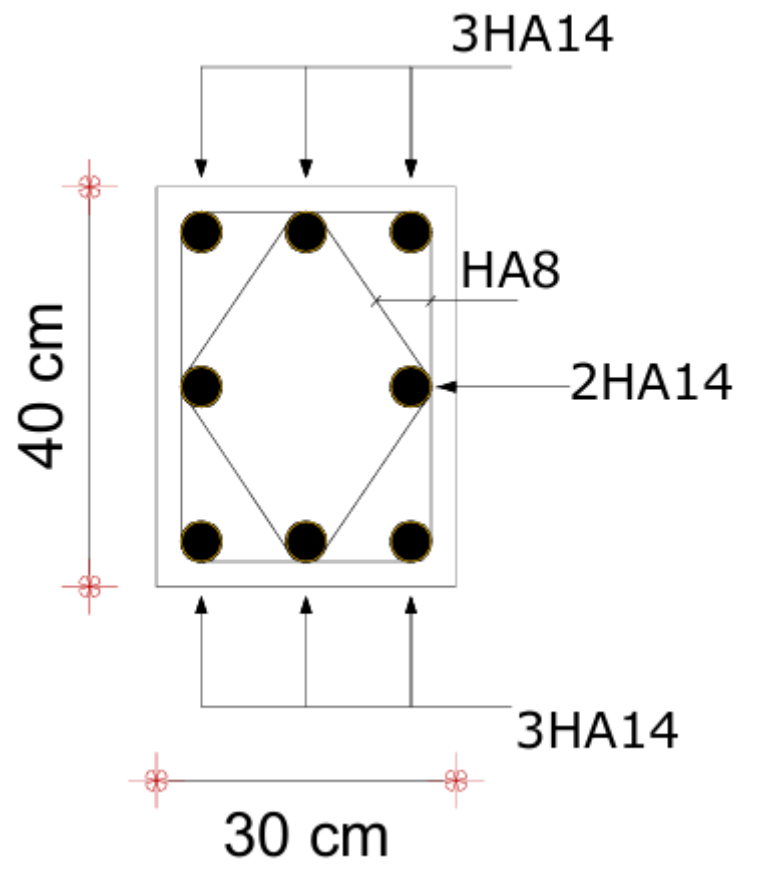


Figure V-33 : Schémas de ferrailage des poteaux

### V.3.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Moment fléchissant.
- ❖ Effort tranchant.
- ❖ Effort normal.

Étant donné que l'influence de l'effort normal sur les poutres est généralement négligeable par rapport à celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, cet effort est omis. Le ferrailage est donc réalisé en flexion simple, ce qui constitue le cas le plus défavorable.

Le dimensionnement des armatures est effectué à l'État Limite Ultime de Résistance (ELUR), car la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, tandis que la vérification est faite à l'État Limite de Service (ELS).

- Situation durable selon **CBA** :

pour déterminer le moment maximal en travée.

- Situation accidentelle selon le **RPA 2024** :

Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

#### V.3.2.1 L'étude des Poutres principale

##### a-Étage terrasse

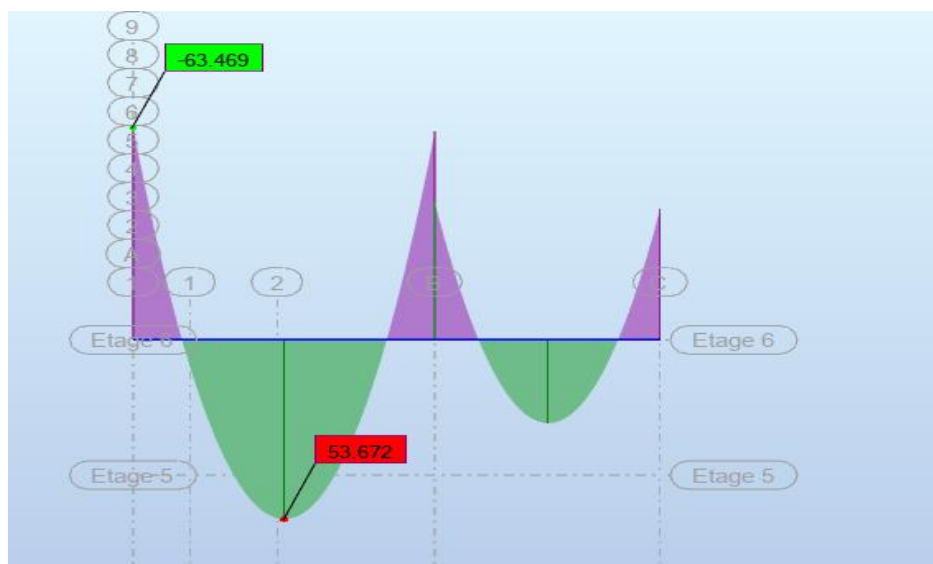
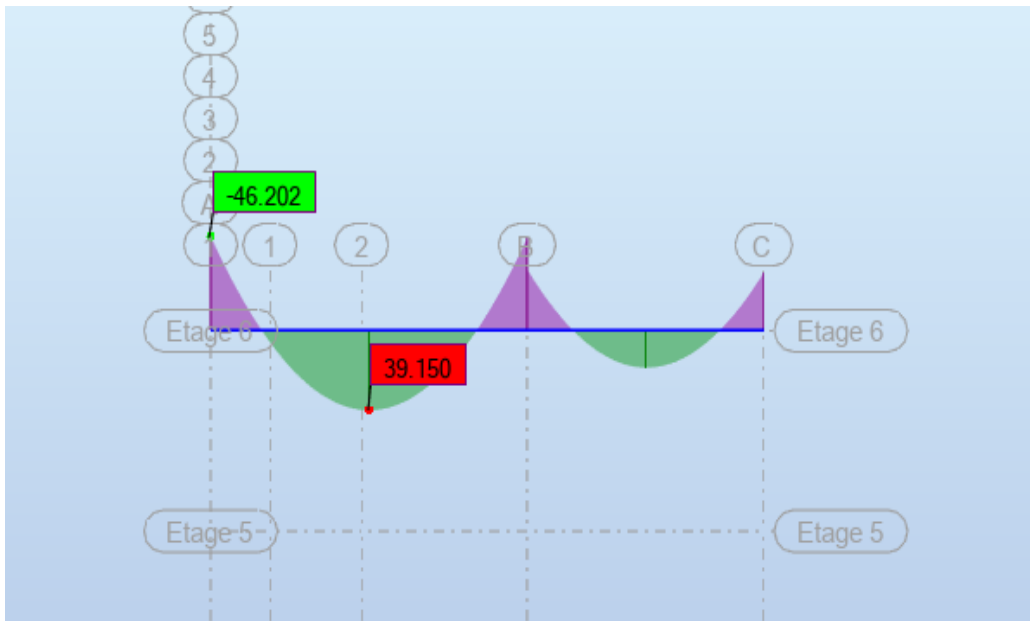
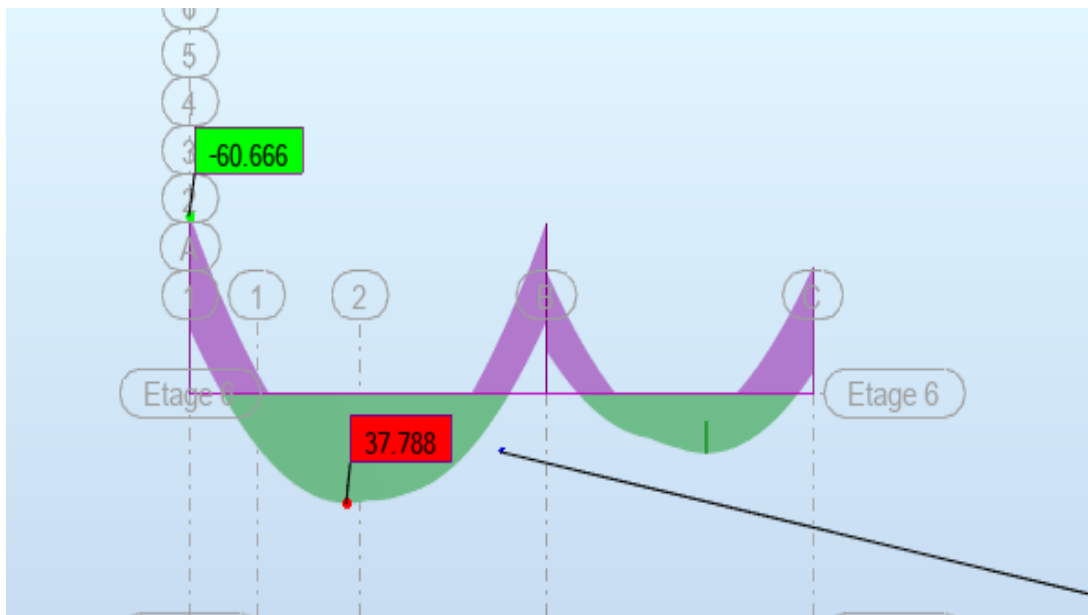


Figure V-34 : moments max a ELU des poutres principales (Étage terrasse)



**Figure V-35 :** moments max a ELS des poutres principales (Étage terrasse)



**Figure V-36 :** moments max a ACC des poutres principales (Étage terrasse)

**Tableau V-15 :** le moment max dans la poutre principale

Section (cm <sup>2</sup> )	ELU (KN. m)		ELS (KN. m)		ACC (KN. m)	
	$M_{u\ max}$	$M_{u\ min}$	$M_{ser\ max}$	$M_{ser\ min}$	$M_{a\ max}$	$M_{a\ min}$
30×45	53.672	-63.469	39.150	-46.202	38.788	-60.666

## ❖ Calcul ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=45\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$  ;  $d=0.9h=40.5$  ;  $Fc28=25\text{MPa}$  ;  $Ft28=2.1\text{MPa}$

### • Ferrailage en travée :

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN\*m)

ELU :  $M_{\max} = 53.67$  ;  $M_{\min} = 0.00$

ELS :  $M_{\max} = 39.15$  ;  $M_{\min} = 0.00$

ELA :  $M_{\max} = 38.79$  ;  $M_{\min} = -30.33$

Prise en compte des armatures comprimées

Résultats

$A_{s1} = 3.0$  cm<sup>2</sup> ;  $A_{s2} = 1.4$  cm<sup>2</sup>

% d'armatures  $\rho = 0.35\%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum  $\rho_{\min} = 0.10\%$   Dispositions sismiques

% d'armatures maximum  $\rho_{\max} = \text{N/A}$

Section (cm)

$b = 30.0$   Bloquée

$h = 45.0$   Bloquée

$d_1 = 2.5$  ;  $d_2 = 2.5$

CALCULER

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure V-37 : As travée cal des poutres principales

$A_{s1} = 3.0 \text{ cm}^2$  ;  $A_{s2} = 1.4 \text{ cm}^2$

### • Ferrailage en appuis

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN\*m)

ELU :  $M_{\max} = 0.00$  ;  $M_{\min} = -63.47$

ELS :  $M_{\max} = 0.00$  ;  $M_{\min} = -46.20$

ELA :  $M_{\max} = 19.39$  ;  $M_{\min} = -60.67$

Prise en compte des armatures comprimées

Résultats

$A_{s1} = 1.3$  cm<sup>2</sup> ;  $A_{s2} = 3.6$  cm<sup>2</sup>

% d'armatures  $\rho = 0.38\%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum  $\rho_{\min} = 0.10\%$   Dispositions sismiques

% d'armatures maximum  $\rho_{\max} = \text{N/A}$

Section (cm)

$b = 30.0$   Bloquée

$h = 45.0$   Bloquée

$d_1 = 2.5$  ;  $d_2 = 2.5$

CALCULER

Quitter | Armatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure V-38 As appuis cal de poutres principales

$$A_{S1} = 1.3 \text{ cm}^2 ; A_{S2} = 3.6 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage de la section :**

a- **BAEL** :  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{500} = 1.17 \text{ cm}^2$

b- **RPA** :  $A_{min} > 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$

**Tableau V-16 ;** présentant les résultats obtenus

	BEAL	RBA	Armature de calculée	
			Tendu	comprimée
En appuis (cm) <sup>2</sup>	1.17	6.75	1.3	3.6
En travée (cm) <sup>2</sup>	1.17	6.75	3	1.4

**En appui :**

On prend :

$$A = \max (A_{CLC}; A_{BAEL}; A_{RPA}) \Rightarrow A = 6.75 \text{ cm}^2$$

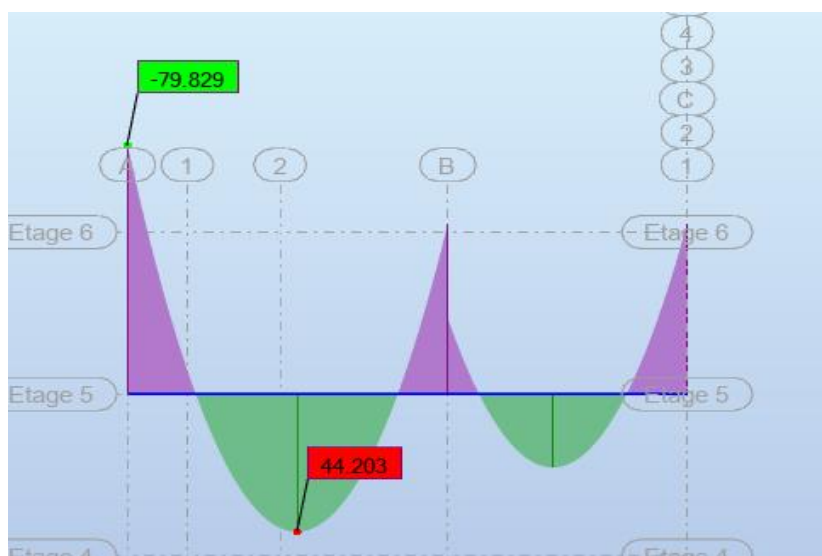
On adopté : **3 HA 14+3 HA 12.0 + = 8.01 cm<sup>2</sup>**

**En travée :**

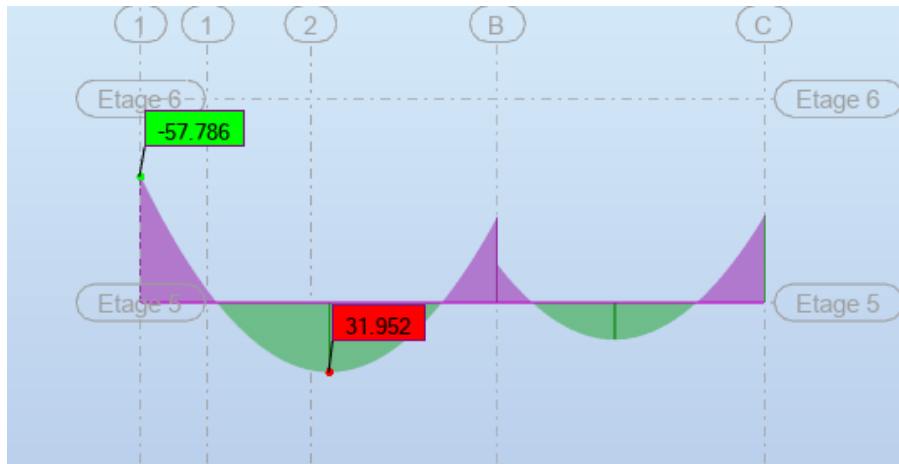
$$A = \max (A_{CLC}; A_{BAEL}; A_{RPA}) \Rightarrow A = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopté : **3 HA 12.0 + 3 HA 14= 8.01 cm<sup>2</sup>**

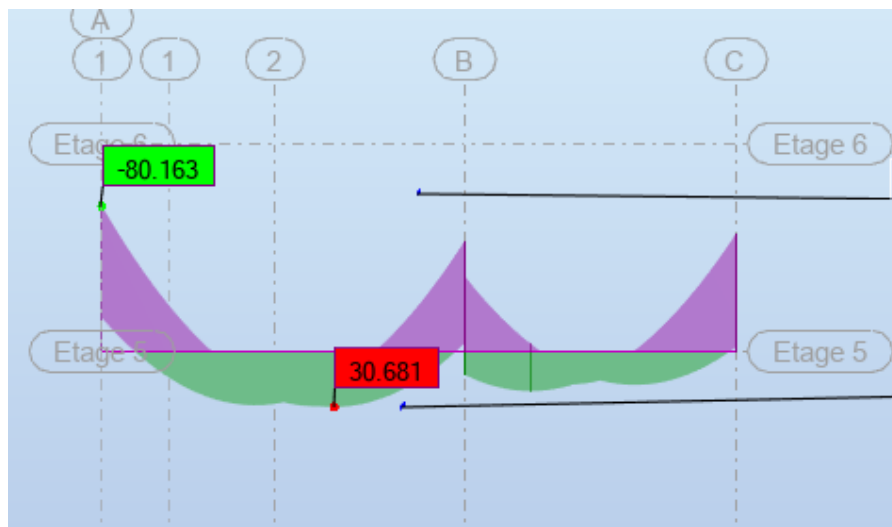
**b-Étage courant :**



**Figure V-39:** Moments max a ELU des poutres principales (Étage courant)



**Figure V-40** : moments max a ELS des poutres principales (Étage courant )



**Figure V-41** : moments max a ACC des poutres principales (Étage courant)

**Tableau V-17** : le moment max dans la poutre principale

Section ( $cm^2$ )	ELU ( $KN. m$ )		ELS ( $KN. m$ )		ACC ( $KN. m$ )	
	$M_{max}$	$M_{min}$	$M_{max}$	$M_{min}$	$M_{max}$	$M_{a min}$
30×35	44.203	-79.829	31.952	-57.786	38.681	-80.163

## ❖ Calcul ferrailage longitudinal :

Charges (kN\*m)

ELU :	$M_{max} = 0,00$	$M_{min} = -79,83$
ELS :	$M_{max} = 0,00$	$M_{min} = -57,79$
ELA :	$M_{max} = 19,34$	$M_{min} = -80,16$

Prise en compte des armatures comprimées

Résultats

$A_{s1} = 1,3$  cm<sup>2</sup>     $A_{s2} = 4,6$  cm<sup>2</sup>

% d'armatures  $\rho = 0,46$  %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum  $\rho_{min} = 0,10$  %     Dispositions sismiques

% d'armatures maximum  $\rho_{max} = N/A$

Section (cm)

$b = 30,0$   Bloquée

$h = 45,0$   Bloquée

$d_1 = 2,5$      $d_2 = 2,5$

**CALCULER** Note

Quitter    Amatures ...    Préférences ...    Aide    A propos...

**Figure V-42 :** As travée cal des poutres principales (Étage courant)

$$A_{s1} = 1,3 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 4,6 \text{ cm}^2$$

Charges (kN\*m)

ELU :	$M_{max} = 44,20$	$M_{min} = 0,00$
ELS :	$M_{max} = 31,95$	$M_{min} = 0,00$
ELA :	$M_{max} = 38,68$	$M_{min} = -40,08$

Prise en compte des armatures comprimées

Résultats

$A_{s1} = 2,5$  cm<sup>2</sup>     $A_{s2} = 1,9$  cm<sup>2</sup>

% d'armatures  $\rho = 0,34$  %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum  $\rho_{min} = 0,10$  %     Dispositions sismiques

% d'armatures maximum  $\rho_{max} = N/A$

Section (cm)

$b = 30,0$   Bloquée

$h = 45,0$   Bloquée

$d_1 = 2,5$      $d_2 = 2,5$

**CALCULER** Note

Quitter    Amatures ...    Préférences ...    Aide    A propos...

**Figure V-43 :** As appuis cal des poutres principales (Étage courant)

$$A_{S1} = 2.5 \text{ cm}^2 \quad A_{S2} = 1.9 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage de la section :**

**a- BAEL :**  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{500} = 1.17 \text{ cm}^2$

**b- RPA :**  $A_{min} > 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2$

**Tableau V-18 :** Répartition des armatures calculées

	BEAL	RBA	Armature de calculée	
			Tendu	comprimée
En travée (cm <sup>2</sup> )	1.17	6.75	1.3	4.6
En appuis (cm <sup>2</sup> )	1.17	6.75	2.5	1.9

**En appui :**

On prend :

$$A = \max (A_{CLC} ; A_{BAEL} ; A_{RPA}) \Rightarrow A = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopté : **3 HA 14 + 3 HA 12.0 + = 8.01 cm<sup>2</sup>**

**En travée :**

$$A = \max (A_{CLC} ; A_{BAEL} ; A_{RPA}) \Rightarrow A = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopté : **3 HA 14 + 3 HA 12.0 + = 8.01 cm<sup>2</sup>**

❖ **Les vérifications :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant (Étage terrasse) :**

**Tableau V-19** Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (MPA)	Fissuration	As (in- fé- rieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
90.041	30	45	40	2,5	25	Fissuration peu nuisible	8.01	500

*Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91 : A.5.1.21)*

OK

*Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91 : A.5.1.313)*

OK

*Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 : A.5.1.31)*

OK

*Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91 : A.5.1.322)*

OK

Vu : Effort tranchant maximal à l'ELU

b : largeur de la poutre

h: hauteur de la poutre

a : largeur du Poteau

c : enrobage

Fc28: Resistance à la compression à 28jours

As (Inférieure): Armature inférieure

✓ **Vérification des contraintes (Étage terrasse) :**

**Tableau V-20 :** Vérification des contraintes des poutres 45x30cm Donc les vérifications des contraintes est vérifiée

<i>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</i>		
$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ adm(MPA)	Vérification
0,741	3,333	OK

<i>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</i>		
$V_u$ (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	Vérification
90041,000	710887,500	OK

<i>Vérification des armatures inférieures d'appuis</i>		
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm <sup>2</sup> ]	Vérification
8,01	2,071	OK

<i>Vérification de la contrainte moyenne de compression</i>			
$R_u$ (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	1,3 Fc28 / $\gamma_b$	Vérification
180082,000	1,691	21,667	OK

✓ **Vérification de l'effort tranchant (Étage courant)**

**Tableau V-21 :** Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale

$V_u$ (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (MPa)	Fissuration	$A_s$ (in- fé- rieure) (cm <sup>2</sup> )	Fe (MPa)
49.662	30	45	40	2,5	25	Fissuration peu nui- sible	6,79	500

*Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91 : A.5.1.21)*

OK

*Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91 : A.5.1.313)*

OK

--

<i>Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)</i>
OK

<i>Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91 : A.5.1.322)</i>
OK

**Tableau V-22** : Vérification des contraintes des poutres 45x30 Donc les vérifications des contraintes est vérifiée

<i>Vérification de la contrainte tangente limite ultime</i>		
$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ adm(MPA)	<i>Vérification</i>
0,741	3,333	OK

<i>Vérification de la contrainte de compression (bielle)</i>		
$V_u$ (N)	0,267.b.a.fc28 (N)	<i>Vérification</i>
90041,000	710887,500	OK

<i>Vérification des armatures inférieures d'appuis</i>		
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u/(F_e/\gamma_s)$ [cm <sup>2</sup> ]	<i>Vérification</i>
8,01	2,071	OK

<i>Vérification de la contrainte moyenne de compression</i>			
$R_u$ (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	1,3 Fc28 / $\gamma_b$	<i>Vérification</i>
180082,000	1,691	21,667	OK

❖ **Les armatures transversales :**

Diamètre minimal :

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales à haute adhérence, utilisées pour le confinement, ne doit pas être inférieur à 6 mm

$$\phi \leq \text{Min} \left( \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \phi \leq (1.4 ; 1.28 ; 3) = 1.28 \text{ cm}$$

Donc on prend  $\phi = 8\text{mm}$

➤ **Dans les zones critiques :**

$$S = \min (4/h; 24\phi t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi l)$$

Avec :

- $h$  : aire des armatures transversales
- $\phi t$  : espacement entre les cadres
- $\phi l$  : largeur de la section en béton

$$S = \min (h/4; 24\phi t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi l)$$

$$S = \min (11.25\text{cm}; 19.2\text{cm}; 17.5 \text{ cm}; 8.4\text{cm}) \quad \mathbf{S = 8.4 \text{ cm}}$$

**Donc: S=10 cm**

➤ **En dehors de la zone critique**

$$S' \leq \frac{h}{2} \quad \text{alors: } S' \leq \frac{45}{2} = \mathbf{22.5 \text{ cm}}$$

**Donc: S'=15cm**

Quantité minimale :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$A_t = (0.003).s.b$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$A_t = (0.003) \times 150 \times 300$$

$$A_t = 64.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{barre}} = d^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 8^2 \times \frac{3.14}{4} = 50.24 \text{ mm}^2$$

$$64.8 \text{ mm}^2 / 50.24 \text{ mm}^2 = 2.62$$

On prend **4 HA 8**

V.3.2.2 L'étude des Poutres secondaires :

a-Étage terrasse :

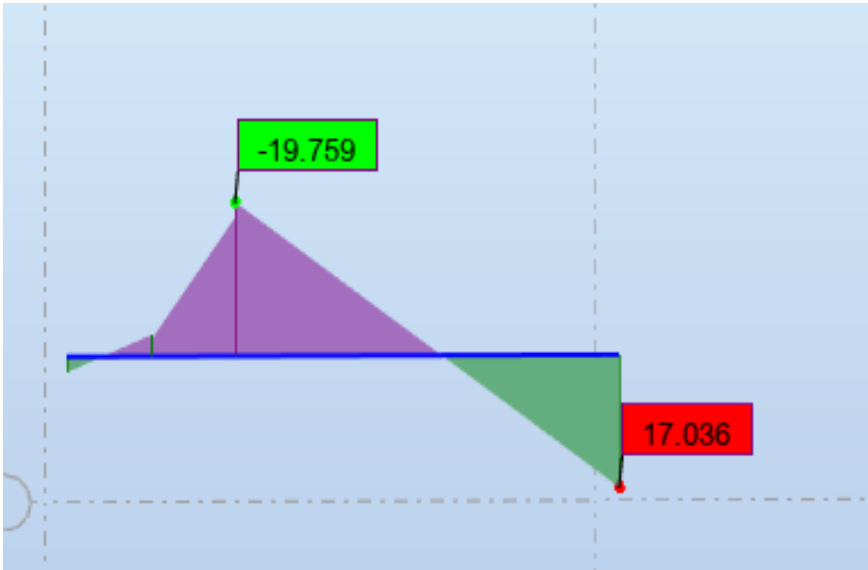


Figure V-44 : Moments max a ELU des poutres secondaires

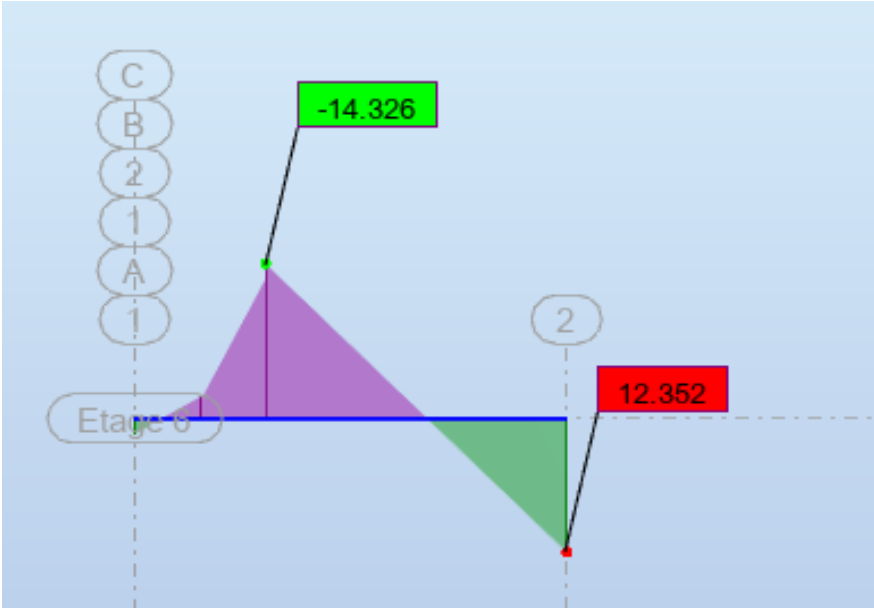
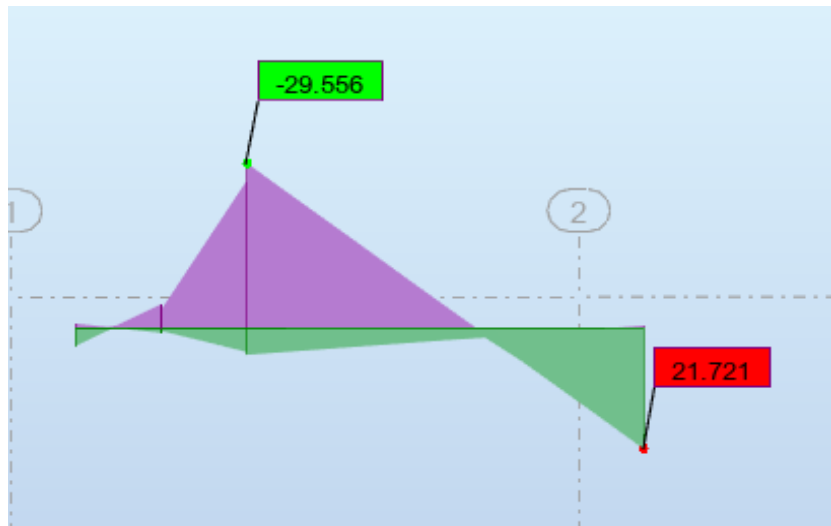


Figure V-45 : Moments max a ELS des poutres secondaires



**Figure V-46 :** Moments max a ACC des poutres secondaires

**Tableau V-23 :** Les moments max dans la poutre secondaire

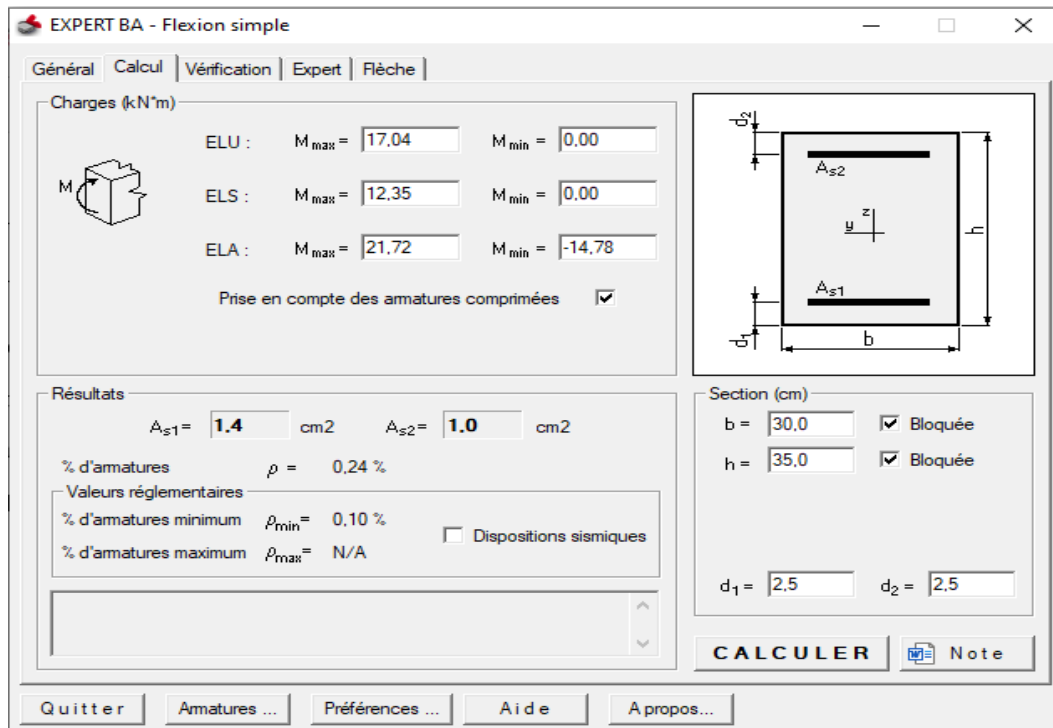
Section (cm) <sup>2</sup>	ELU (KN. m)		ELS (KN. m)		ACC (KN. m)	
	$M_{max}$	$M_{min}$	$M_{max}$	$M_{min}$	$M_{max}$	$M_{min}$
30×35	17.036	-19.753	12.352	-14.326	21.721	-29.556

❖ **Calcul ferrailage longitudinal :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h = 35\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$  ;  $d = 0.9h = 31.5$  ;  $F_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $F_{t28} = 2.1\text{MPa}$

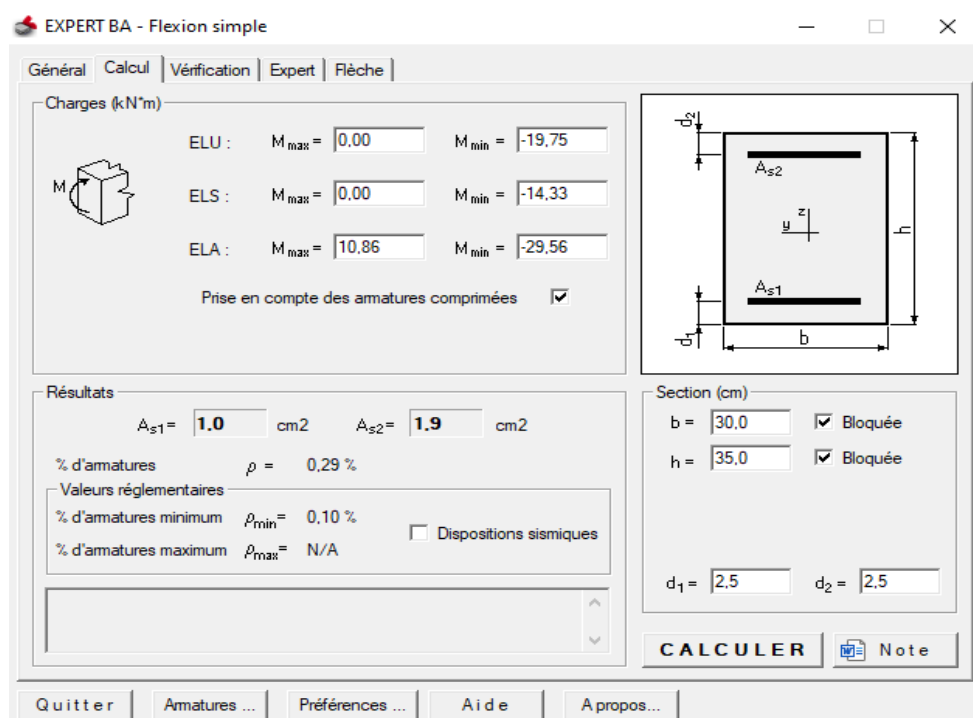
- **Ferrailage en travée :**



**Figure V-47:** As travée cal des poutres secondaires

$A_{s1} = 1.4 \text{ cm}^2$  ;  $A_{s2} = 1 \text{ cm}^2$

- **Ferrailage en appui :**



**Figure V-48 :** As appuis cal de poutres principales

$$A_{S1} = 1 \text{ cm}^2 ; A_{S2} = 1.9 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage de la section :**

a- **BAEL** :  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{500} = 0.91 \text{ cm}^2$

b- **RPA** :  $A_{min} > 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2$

**Tableau V-24** : présentant les résultats obtenus

	BEAL	RBA	Armature de calculée	
			Tendu	comprimée
En appuis	0.91	5.25	1.9	1
En travée	0.91	5.25	1	1.4

**En appui :**

On prend :

$$A = \max (A_{CLC} ; A_{BAEL} ; A_{RPA}) \Rightarrow A = 5.25 \text{ cm}^2$$

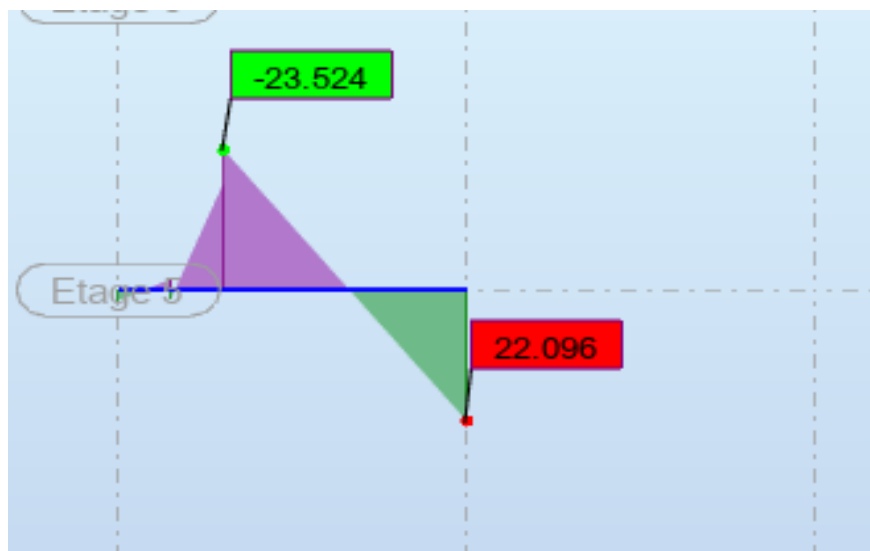
On adopté : **6 HA 12.0 = 6.78 cm<sup>2</sup>**

**En travée :**

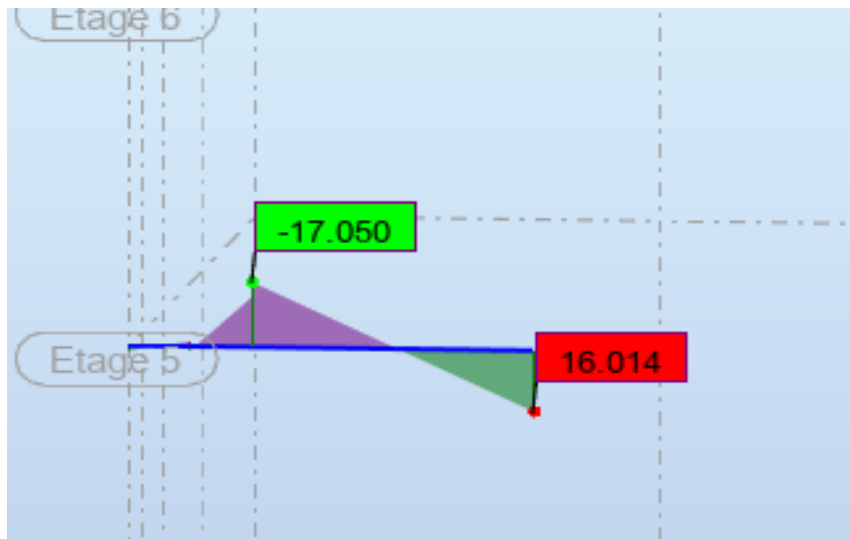
$$A = \max (A_{CLC} ; A_{BAEL} ; A_{RPA}) \Rightarrow A = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopté : **6 HA 12.0 = 6.78 cm**

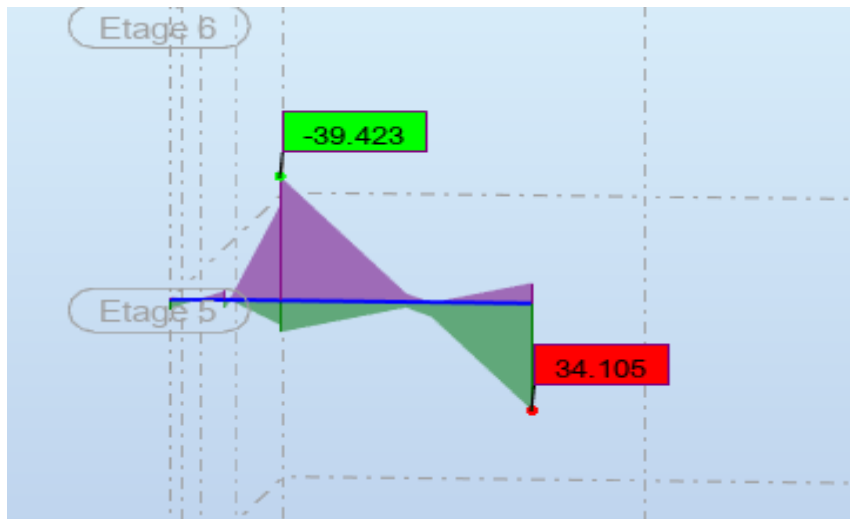
**b-Étage courant :**



**Figure V-49** : Moments max a ELU des poutres secondaires (Étage courant)



**Figure V-50** : moments max a ELS des poutres secondaires (Étage courant )



**Figure V-51** : moments max a ACC des poutres secondaires (Étage courant)

**Tableau V-25** : les moments max dans la poutre secondaire

Section ( $cm^2$ )	ELU ( $KN.m$ )		ELS ( $KN.m$ )		ACC ( $KN.m$ )	
	$M_{max}$	$M_{min}$	$M_{max}$	$M_{min}$	$M_{max}$	$M_{min}$
30×45	22.096	-23.524	16.014	-14.050	34.105	-39.423

### ❖ Calcul ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$H = 35\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$  ;  $d=0.9h=31.5$  ;  $F_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $F_{t28}=2.1\text{MPa}$

### • Ferrailage en travée :

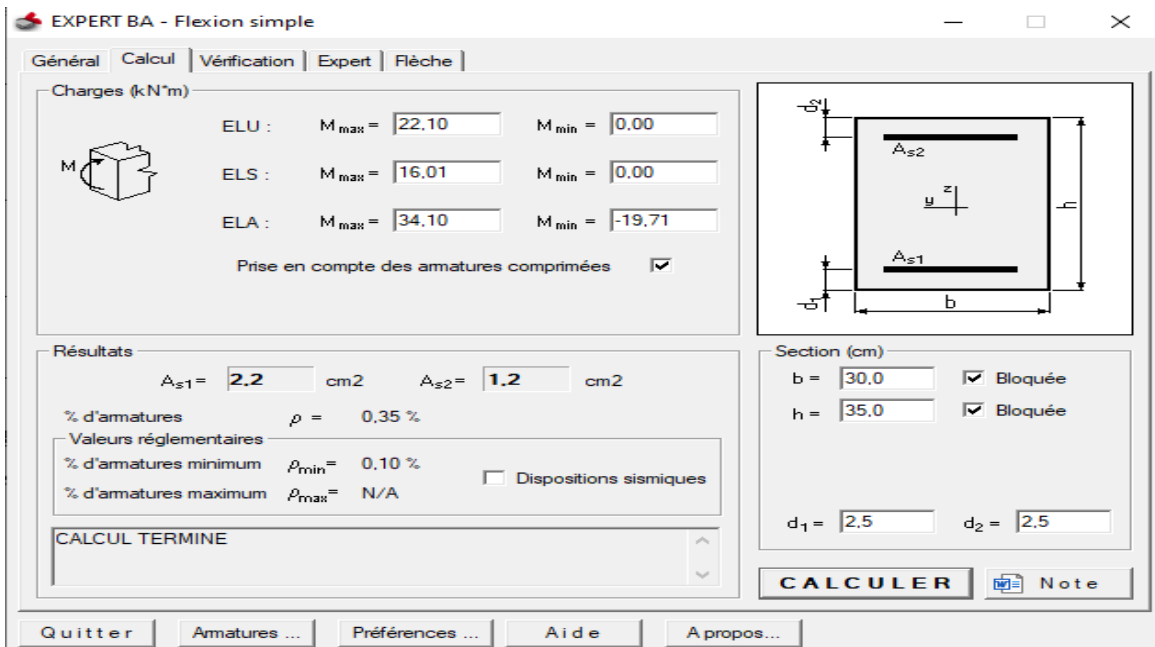


Figure V-52 : As travée cal des poutres secondaires

$A_{s1} = 2.2 \text{ cm}^2$  ;  $A_{s2} = 1.2 \text{ cm}^2$

### • Ferrailage en appui :

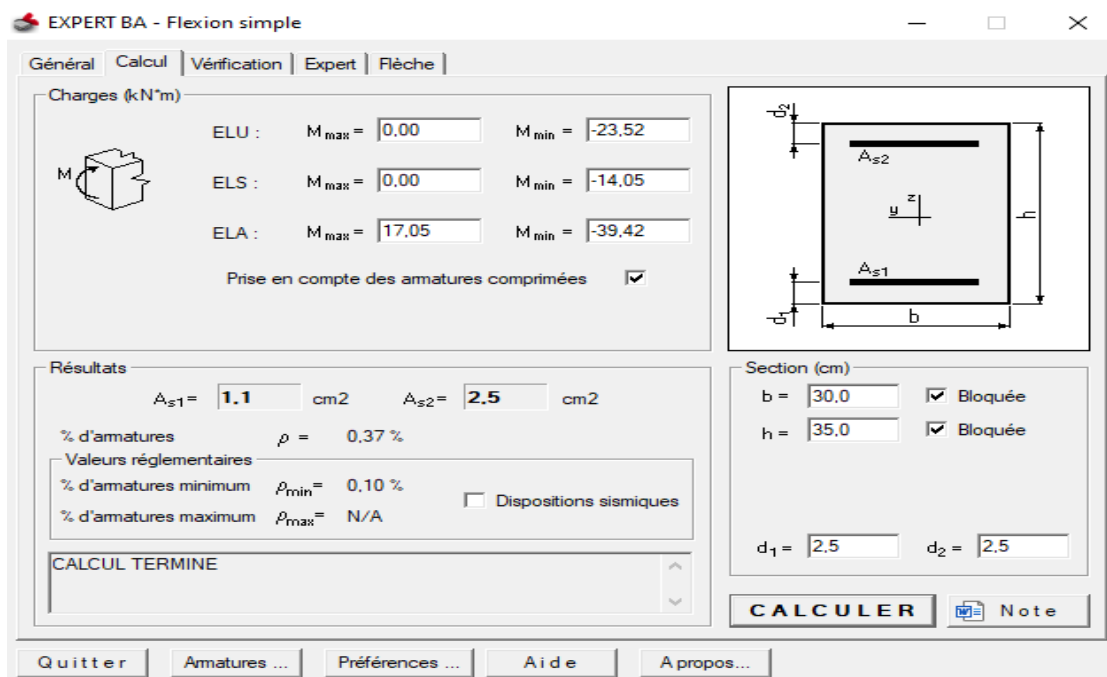


Figure V-53 : As appui cal des poutres secondaires

$$A_{S1} = 1.1 \text{ cm}^2 ; A_{S2} = 2.5 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage de la section :**

**a- BAEL :**  $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{500} = 0.91 \text{ cm}^2$

**b- RPA :**  $A_{min} > 0.5\% \times b \times h = 5.25 \text{ cm}^2^*$

**Tableau V-26 :** Tableau présentant les résultats obtenus

	BEAL	RBA	Armature de calculée	
			Tendu	comprimée
En appuis	0.91	5.25	1.1	2.5
En travée	0.91	5.25	2.2	1.2

**En appui :**

$$A = \max (A_{CLC}; A_{BAEL}; A_{RPA}) \Rightarrow A = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopté : **6 HA 12.0 = 6.78 cm<sup>2</sup>**

**En travée :**

$$A = \max (A_{CLC}; A_{BAEL}; A_{RPA}) \Rightarrow A = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopté : **6 HA 12.0 = 6.78 cm<sup>2</sup>**

❖ **Les vérifications**

✓ **Vérification de l'effort tranchant (Étage terrasse) :**

**Tableau V-27 :** Vérification de l'effort tranchant de la poutre principale (Étage terrasse)

Vu (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	fc28 (MPa)	Fissuration	As (inférieure) (cm <sup>2</sup> )	fe (Mpa)
31.256	30	35	40	2,5	25	Fissuration peu nuisible	6.78	500
Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91 : A.5.1.21)								
OK								

Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91 : A.5.1.313)
OK

Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 :A.5.1.31)
OK

Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91 : A.5.1.322)
OK

$V_u$  : Effort tranchant maximal à l'ELU

b : largeur de la poutre

h: hauteur de la poutre

a : largeur du Poteau

c : enrobage

$F_{c28}$ : Resistance à la compression à 28jours

$A_s$  (Inférieure): Armature inférieure.

✓ **Vérification des contraintes (Étage terrasse) :**

**Tableau V-28 :** Vérification des contraintes des poutres (35x30)cm<sup>2</sup>

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ adm(MPa)	Vérification
0,331	3,333	OK

Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
$V_u$ (N)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (N)	Vérification
31256,000	710887,500	OK

Vérification des armatures inférieures d'appuis		
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u/(F_e/\gamma_s)$ [cm <sup>2</sup> ]	Vérification

6,78	0,719	OK
------	-------	----

<i>Vérification de la contrainte moyenne de compression</i>			
$R_u (N)$	$\sigma_{mb} (MPa)$	$1,3 f_{c28} / \gamma_b$	Vérification
62512,000	0,587	21,667	OK

Vérification des contraintes des poutres 35x30 Donc les vérifications des contraintes est vérifiée

✓ **Vérification de l'effort tranchant (Étage courant) :**

$V_u$ (KN)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	c (cm)	$f_{c28}$ (MPA)	Fissuration	As (in- fé- rieure) (cm <sup>2</sup> )	Fe (MPA)
39.182	30	35	40	2,5	25	Fissuration peu nuisible	6.78	500

Vérification de la contrainte tangente limite ultime (BAEL91 : A.5.1.21)

OK

Vérification de la contrainte de compression (bielle) (BAEL91 : A.5.1.313)

OK

Vérification des armatures inférieures d'appuis (BAEL91 : A.5.1.31)

OK

Vérification de la contrainte moyenne de compression (BAEL91 : A.5.1.322)

OK

✓ **Vérification des contraintes (Étage courant) :**

**Tableau V-29** Vérification des contraintes des poutres (35x30) cm<sup>2</sup>

Vérification de la contrainte tangente limite ultime		
$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u$ adm(MPA)	Vérification
0,415	3,333	OK

Vérification de la contrainte de compression (bielle)		
$V_u$ (N)	$0,267.b.a.f_{c28}$ (N)	Vérification
39182,000	710887,500	OK

Vérification des armatures inférieures d'appuis		
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$V_u / (F_e / \gamma_s)$ [cm <sup>2</sup> ]	Vérification
6,78	0,901	OK

Vérification de la contrainte moyenne de compression			
$R_u$ (N)	$\sigma_{mb}$ (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_b$	Vérification
78364,000	0,736	21,667	OK

❖ **Les armatures transversales :**

Diamètre minimal :

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales à haute adhérence, utilisées pour le confinement, ne doit pas être inférieur à 6 mm

$$\phi \leq \text{Min} \left( \phi l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi \leq (1.2\text{cm} ; 1\text{cm} ; 3\text{cm}) = 1 \text{ cm}$$

**Donc en prend  $\phi = 8\text{mm}$**

➤ **Dans les zones critiques :**

$$S = \min (4/h; 24\phi_t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi l)$$

Avec :

- **h** : aire des armatures transversales
- $\phi_t$  : espacement entre les cadres

- $\phi l$  : largeur de la section en béton

$$S = \min (h/4; 24\phi t; 17.5 \text{ cm}; 6\phi l)$$

$$S = \min (8.75\text{cm}; 19.2\text{cm}; 17.5 \text{ cm}; 7.2\text{cm}) \quad \mathbf{S = 7.2 \text{ cm}}$$

On prend  $S = 10. \text{ cm}$

➤ **En dehors de la zone critique :**

$$S' \leq \frac{h}{2} \quad \text{Alors: } S' \leq \frac{35}{2} = \mathbf{17.5 \text{ cm}}$$

**On prend:  $S = 15 \text{ cm}$**

Quantité minimale :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{A_t = 0,003 \times S_t \times b}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$A_t = (0.003) \times 150 \times 300$$

$$A_t = 64.8 \text{ mm}^2$$

$$A \text{ barre} = d^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 8^2 \times \frac{3.14}{4} = 50.24 \text{ mm}^2$$

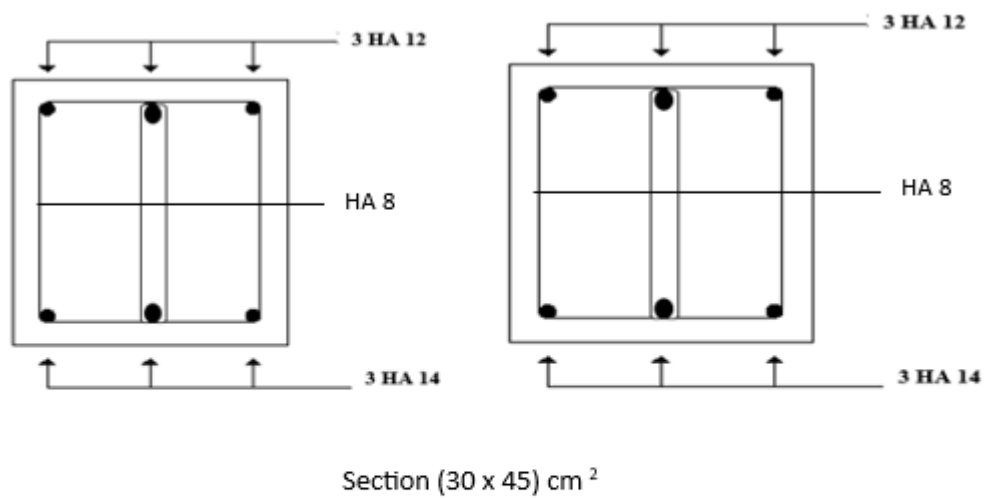
$$64.8 \text{ mm}^2 / 50.24 \text{ mm}^2 = 2.62$$

On prend:  $A_t = \mathbf{4 \text{ HA } 8}$

### V.3.2.3 Schémas de ferrailage des poutres

✚ Schémas de ferrailage des poutres principales

❖ terrasse

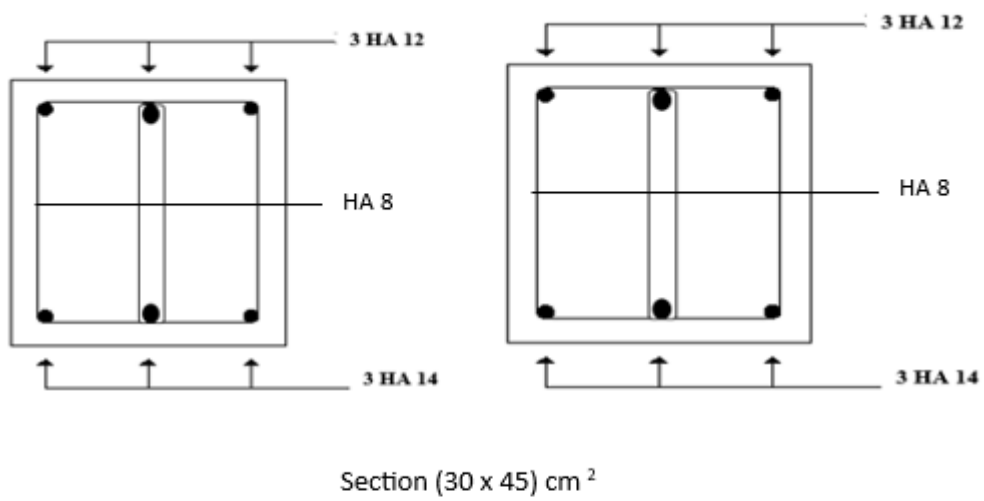


**Sur appuis**

**En travée**

Figure V-54 : Schémas de ferrailage des poutres principales en appuis et travée (terrasse)

❖ Étage courante



**Sur appuis**

**En travée**

**Figure V-55 :** Schémas de ferrailage des poutres principales en appuis et travée (Étage courante)

✚ Schémas de ferrailage des poutres secondaires

❖ Terrasse:

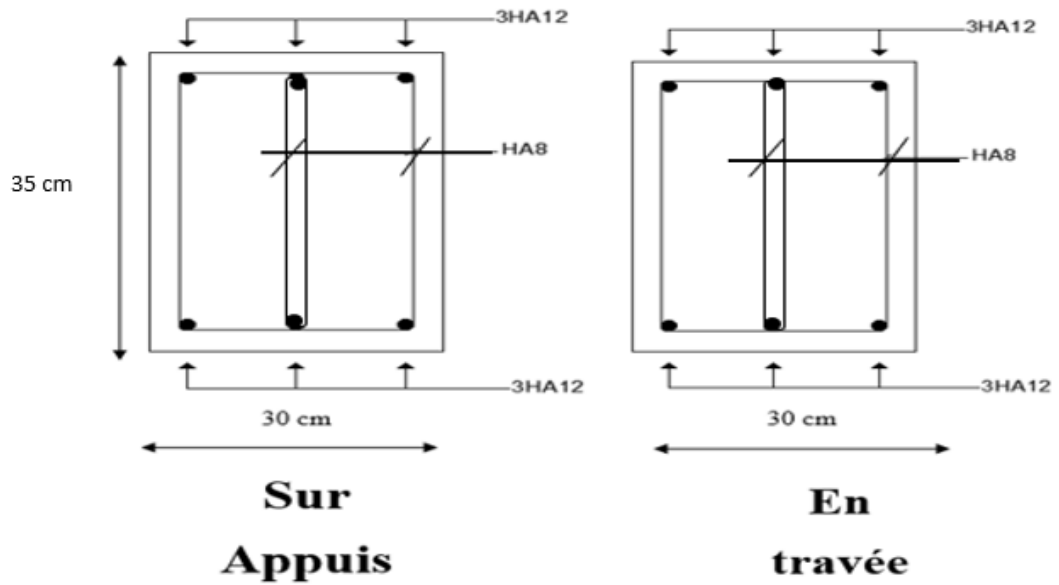


Figure V-56 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires en appuis et travée (Terrasse)

❖ Etage courante:

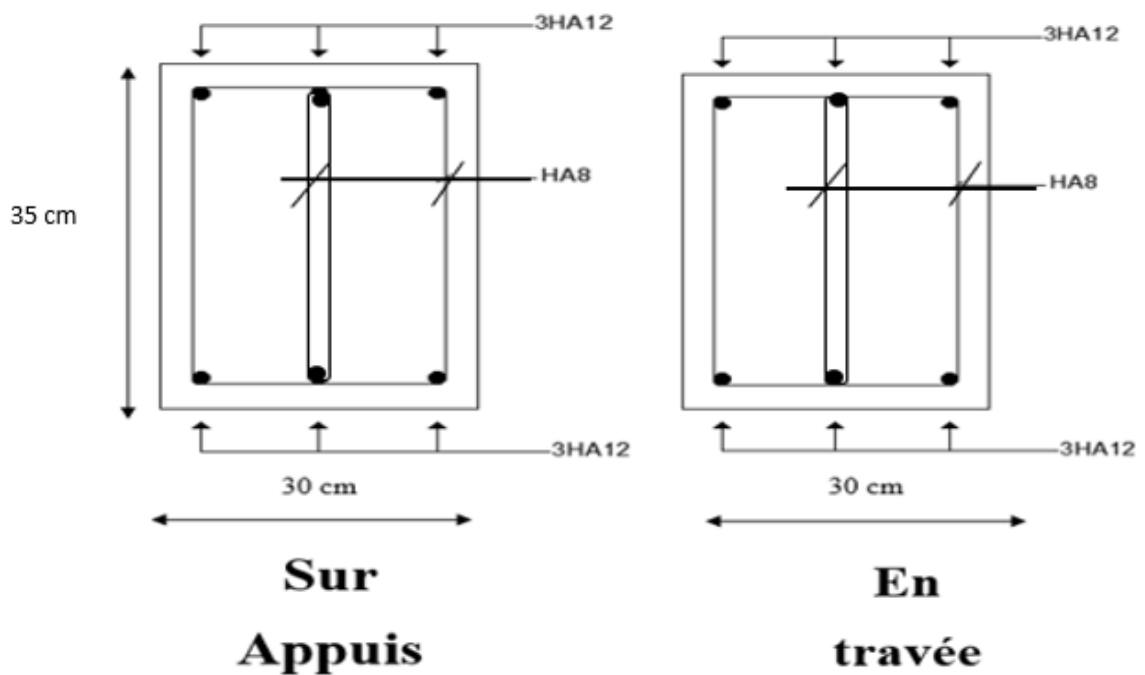


Figure V-57 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires en appuis et travée (Etage courante)

### V.3.3 Ferrailage des voiles :

#### V.3.3.1 Introduction

Les voiles porteurs constituent des éléments structurels essentiels, notamment dans les zones sismiques, car ils participent efficacement à la résistance aux charges horizontales telles que les moments fléchissant et les efforts tranchants. Ils augmentent la rigidité de la structure et réduisent les déplacements latéraux.

Dans ce travail, nous adoptons le règlement **RPA 2024**, qui fixe des exigences précises pour la conception et le ferrailage des voiles, incluant leur classification selon leurs dimensions, la définition d'une **zone critique** à la base nécessitant un ferrailage renforcé, ainsi que des pourcentages minimaux d'armatures et des espacements spécifiques pour garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

**Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :**

Selon BAEL : ELU :  $1.35G + 1.5Q$

Selon RPA 99 (situation accidentelle) : *Acc* :  $G + \psi \cdot \varphi + E_1$  et  $G + \psi \cdot \varphi + E_2$

Le ferrailage à adopter sera déterminé en fonction des sollicitations suivantes :

$N_{max} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A1$

$M_{max} \rightarrow N_{correspondant} \rightarrow A2 \rightarrow A = \max (A1 ,A2 ,A3)$

$N_{min} \rightarrow M_{correspondant} \rightarrow A3$

#### V.3.3.2 Recommandation :

##### ❖ Armatures verticales :

Le ferrailage vertical sera disposé de manière à supporter les contraintes dues à la flexion composée.

Les armatures doivent reprendre intégralement l'effort de traction dans une partie du voile, avec un pourcentage minimal de 0,20 % de la section horizontale du béton en tension.

Les barres verticales aux extrémités doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, espacés d'une distance ne dépassant pas l'épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit d'un dixième de la longueur du voile ( $L/10$ ) et ne pas dépasser 15 cm ( $s_t \leq 15$  cm).

En cas de fortes contraintes de compression sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions applicables aux poteaux.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets en partie supérieure, tandis que les autres barres seront reliées par recouvrement sans crochets.

### ❖ Armatures horizontales :

Comme pour les armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter les exigences du RPA 2024.

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être placées entre les armatures verticales et le coffrage, à proximité des surfaces.

Elles doivent être équipées de crochets à 135° d'une longueur équivalente à 10 diamètres de barre ( $10\Phi$ ) pour assurer une fixation efficace.

### ❖ Armatures transversales :

Elles servent principalement à maintenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, et leur nombre ne doit pas être inférieur à 4 barres par mètre carré, garantissant ainsi la stabilité de la structure.

### Le ferrailage des voiles :

Le ferrailage sera fait par le logiciel robot structural analyses 2024

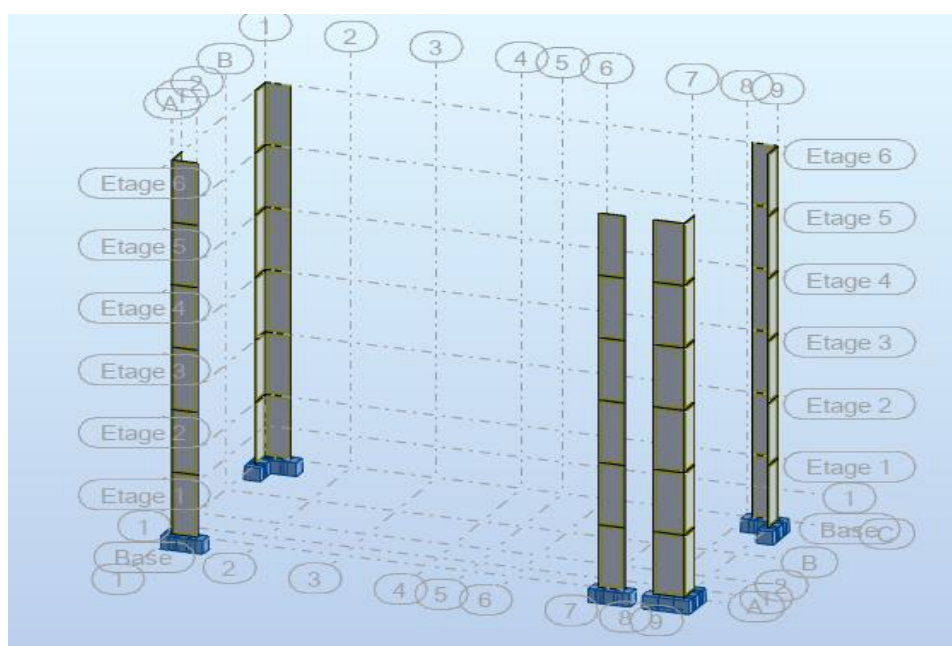
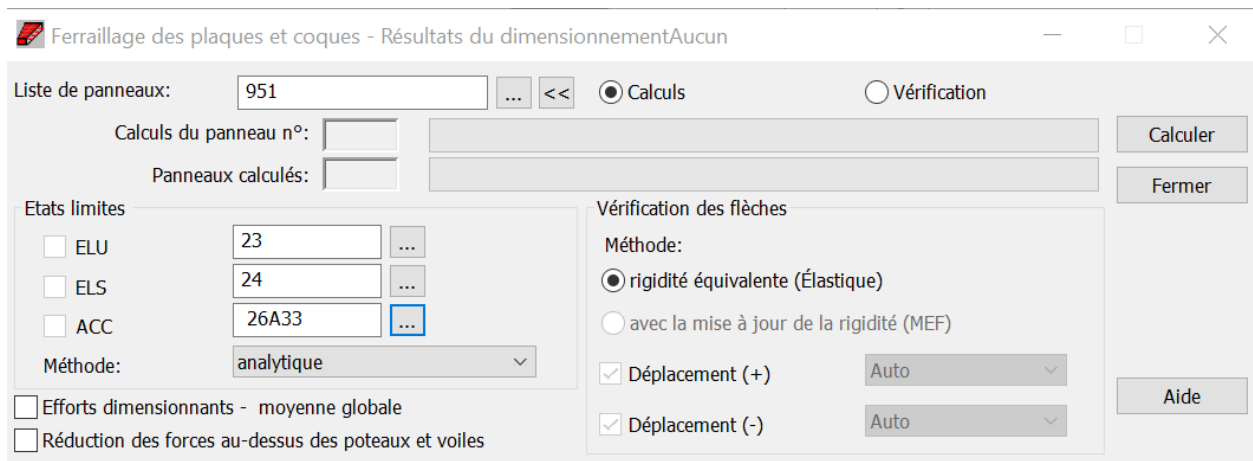


Figure V-58 : schéma de disposition des voiles

### Les étapes suivantes doivent être suivies :

On va au Dimensionnement ➡ Ferrailage théorique dalles /voiles BA-options ➡ calculer :



**Figure V-59** :Étape d'extraction du ferraillage des voiles porteuses à l'aide du logiciel Robot

**Figure V-60** :schéma de ferraillage de voile



**Figure V-61** : schéma de ferraillage de voile

	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1	Principale horizontale	HA 500	10		26	L1 = 1,18			
2	2	Principale verticale	HA 500	12		2	L1 = 3,74			
3	3	de bord longitudinale	HA 500	10		16	L1 = 3,62			
4	4	de bord transversale	HA 500	10	31	62	A = 0,17	B = 0,32	C = 0,17	D = 0,32
5	5	de bord transversale	HA 500	10	31	62	A = 0,17	B = 0,32	C = 0,17	D = 0,32
6	6	Epingles	HA 500	10	00	7	A = 0,19			
*										

**Figure V-62** : Ferrailage des voiles selon Robot et RPA 2024

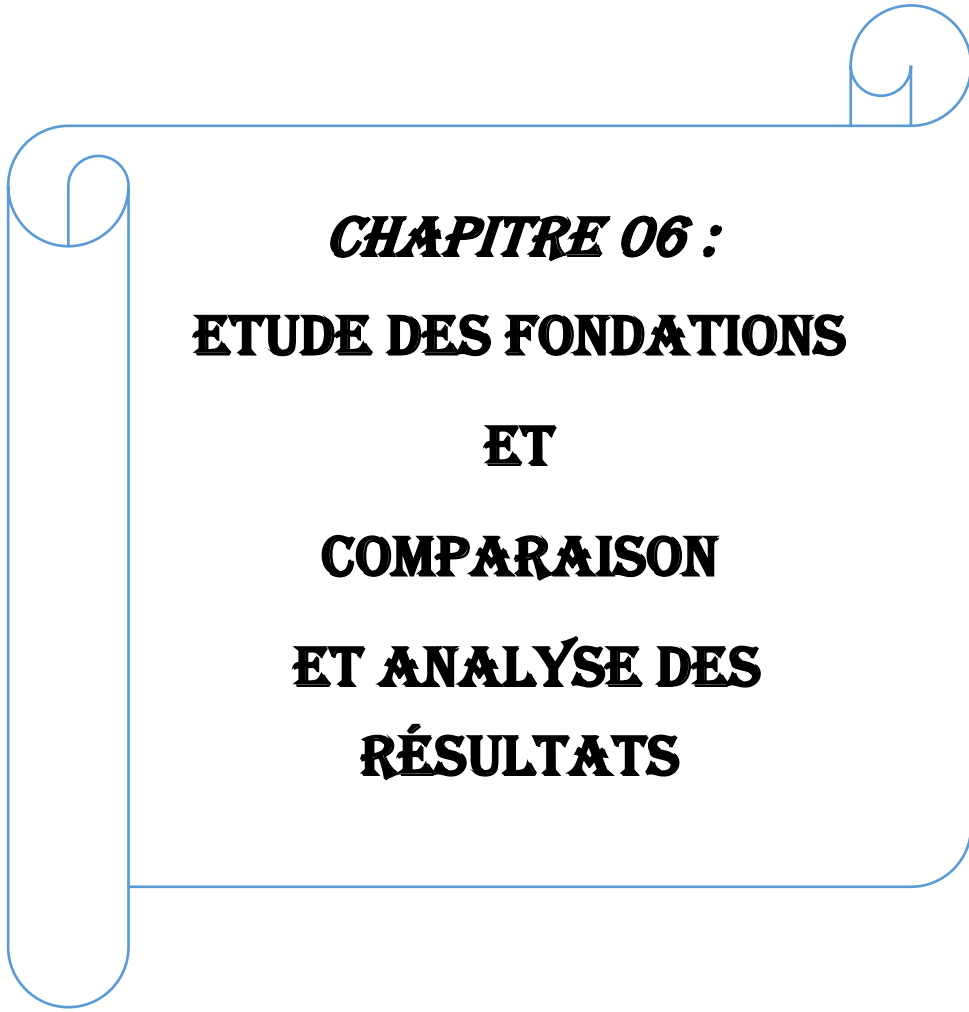
- **Outil d'analyse adopté :**

Dans le cadre de l'étude du ferrailage des voiles porteurs, le logiciel **Robot Structural Analysis 2024** a été adopté comme outil numérique performant pour l'analyse des éléments structuraux et l'obtention des efforts de dimensionnement.

Ce logiciel nous a permis d'obtenir des résultats précis et fiables, qui ont servi de base pour le dimensionnement des armatures, conformément aux exigences du code parasismique et aux normes techniques en vigueur.

#### **V.4 Conclusion :**

Ce chapitre a permis de détailler le processus de ferrailage des principaux éléments structuraux du bâtiment étudié, à savoir les voiles, les poteaux, les poutres et les voiles porteurs. Le dimensionnement a été réalisé conformément aux exigences du règlement parasismique en vigueur, garantissant ainsi une résistance adéquate aux efforts sismiques et gravitaires. Les armatures ont été disposées de manière à assurer la ductilité, la continuité et la sécurité structurelle, tout en respectant les contraintes constructives et économiques. Cette étape s'avère essentielle pour la concrétisation d'une structure fiable et conforme aux normes en vigueur.



***CHAPITRE 06 :***  
**ETUDE DES FONDATIONS**  
**ET**  
**COMPARAISON**  
**ET ANALYSE DES**  
**RÉSULTATS**

## **VI.1 Etude des fondations**

### **VI.1.1 Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielles de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

### **VI.1.2 Stabilités des fondations :**

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces

Horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

- des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettant la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

#### **❖ Combinaisons d'actions :**

Selon le BAEL, deux combinaisons sont à Considérer :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) ; pour le ferrailage.

❖ **Combinaison accidentelle :**

**RPA 2003 :**

$G+Q \pm E$ .

$0.8G \pm E$ . (R.P.A.17.Art.11.1.4.1).

**RPA 2024 :**

$G + \Psi \pm 1.4Ex$

**VI.1.3 Différents types des fondations :**

On distingue trois types de fondations :

❖ **Fondations superficielles :**  $(\frac{D}{B} \leq 5)$

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, (cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers)

❖ **Fondation semi-profonde :**  $(5 < \frac{D}{B} \leq 10)$

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols (puits).

❖ **Fondations profondes :**  $(\frac{D}{B} > 10)$

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ (pieux).

**B** : Largeur de la semelle      **D** : Hauteur d'encastrement

**VI.1.4 Etude de sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la contrainte admissible du sol **2 bars**

**VI.1.4.1 Facteurs de choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.

- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

#### VI.1.4.2 Choix de type de fondation :

En ce qui concerne notre ouvrage, on a la choix entre :

- **Semelles continues (semelles filantes sous murs).**
- **Semelle isolée.**
- **Radier général**

#### Remarque :

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution



Figure VI-1 : La semelle isolée

#### VI.1.4.3 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N$  qui est obtenu à la base des poteaux.

La surface de la semelle sera déterminer enverraient la condition

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Donc} \quad S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La contrainte admissible du sol dans ce projet est égale à **2 bar** a un profondeur de 2m

$N_{SER} = 617 \text{ KN}$  (Pour le poteau le plus chargé)

$$S_{semelle} \geq \frac{617 \times 10^{-3}}{0,2} = 3,08 \text{ m}^2, \quad \text{on a 21 semelles}$$

$$S_{semelle} = 3.08 \times 21 = 64,68 \text{ m}^2$$

La surface totale de structure :

$$S_{\text{batiment}} = (20,1 \times 9.75) = 195,975\text{m}^2$$

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{semelle}} / S_{\text{batiment}}) < 50\%$$

$$(64.68 / 195.975) = 0.33 < 0.5$$

Donc on peut utiliser les semelles isolé come fondations

#### VI.1.4.4 Pré dimensionnement du Semelles isolées :

Nous avons des semelles rectangulaire sous poteau rectangulaire soumise á une charge verticale centrée :

Le poteau á une section ( $a \times b$ ) ; (30×40) cm , la semelle est un rectangle ( $A \times B$ ) ,

Avec :  $a \leq b$  et  $A \leq B$  dans le cas générale

$N_{ser} = 617 \text{ KN}$  (Pour le poteau le plus chargé)

**Les dimensions de la semelle :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \times \frac{a}{b}} ; \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \times \frac{b}{a}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{617}{0.2} \times \frac{30}{40}} * 10 = 152.11 \text{ cm} \quad \text{On prendre : } \mathbf{A= 170 \text{ cm}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{617}{0.20} \times \frac{40}{30}} * 10 = 202.81 \text{ cm} \quad \text{On prendre : } \mathbf{B= 220 \text{ cm}}$$

**Vérification :**  $\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$\sigma$ : La contrainte de bâtiment

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{\text{Semelle}}}{S_{\text{Semelle}}} = \frac{0.617 + (2.2 * 1.7 * 0.55) * 0.025}{2.2 * 1.7} = \mathbf{0.178 \text{ MPA}}$$

$\sigma = 0.178 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{sol} = \mathbf{0.20 \text{ MPA}}$  .... Condition vérifiée

**La hauteur de la semelle**

$$\left(\frac{B - b}{4}\right) \leq d \leq (B - b)$$

$$\left(\frac{220 - 40}{4}\right) \leq d \leq (220 - 40) \quad ; \quad 45 \leq d \leq (220 - 40) \quad \text{Donc : } d = 50 \text{ cm}$$

$$H = d + 5 \text{ cm}$$

$$h = 50 + 5 = 55 \text{ cm} \quad \text{donc la hauteur de la semelle } h = 55 \text{ cm}$$

### VI.1.5 calcul des sections d'acier :

#### VI.1.5.1 Le ferrailage de la semelle selon le RPA 2003 :

Calcul par la Méthode des bielles :

##### a) nappe inférieure :

$$N_U = 852 \text{ KN} \quad A = 170 \text{ cm} \quad a = 30 \text{ cm} \quad d = 50 \text{ cm} \quad f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_x = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_x = \frac{852 \times (170 - 30) \times 10}{8 \times 50 \times \frac{500}{1,15}} = 6.85 \text{ cm}^2$$

##### b) nappe supérieure :

$$\text{On a : } N_U = 852 \text{ KN} \quad B = 220 \text{ cm} \quad b = 40 \text{ cm} \quad d = 50 \text{ cm} \quad f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_y = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_y = \frac{852 \times (220 - 40) \times 10}{8 \times 50 \times \frac{500}{1,15}} = 8.81 \text{ cm}^2$$

#### VI.1.5.2 Choix de section on prend :

$$A_x = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

### VI.1.6 Le ferrailage de la semelle selon le RPA 2024 :

##### a) nappe inférieure :

Les donnees : La fissuration peu préjudiciable

$$N_{MAX} = 1121.897 \text{ KN} \quad A = 170 \text{ cm} \quad a = 30 \text{ cm} \quad d = 50 \text{ cm} \quad f_e = 500 \text{ MPA}$$

$$A_x = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_x = \frac{1121,897 \times (170 - 30) \times 10}{8 \times 50 \times \frac{500}{1.15}} = 9.03 \text{ cm}^2$$

b) Nappe supérieure :

On a:  $N_U = 852 \text{ KN}$     $B = 220 \text{ cm}$     $b = 40 \text{ cm}$     $d = 50 \text{ cm}$     $f_e = 500 \text{ MPA}$

$$A_y = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_y = \frac{1121,897 \times (220 - 40) \times 10}{8 \times 50 \times \frac{500}{1.15}} = 11.61 \text{ cm}^2$$

VI.1.6.1 Choix de section on prend :

$$A_x = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 8\text{HA}14 = 12.31 \text{ cm}^2$$

VI.1.7 Sheema des ferrailage :

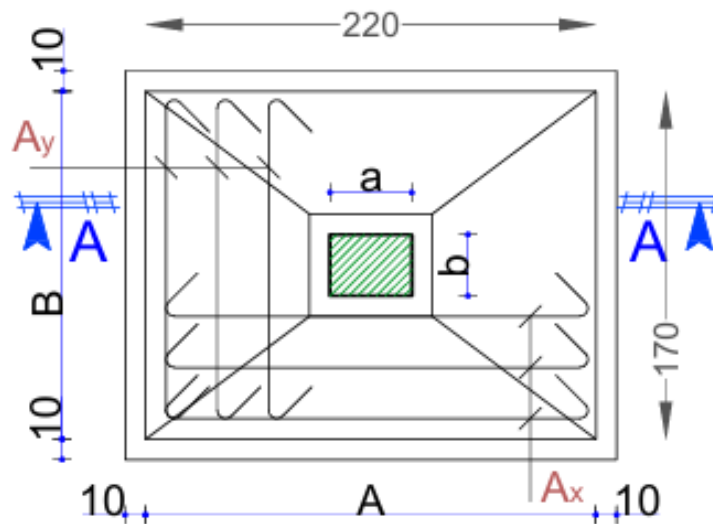
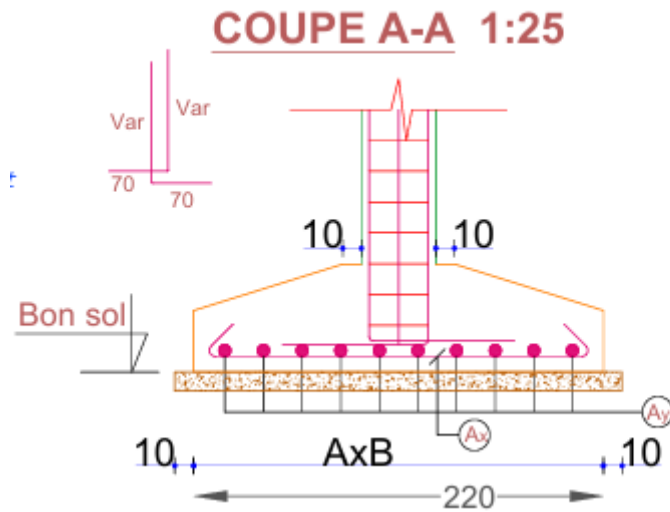


Figure VI-2 : Plan de ferrailage de la semelle isolée



**Figure VI-3 :** Coupe A-A de la semelle isolée

**Tableau VI-1 :** résultats de ferrailage des semelles Semelle isolée selon le RPA 2003 et le RPA 2024

<b>TABLEAU DES SEMELLES</b>											
Types	A	B	H	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	a	b	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	FAÇONNAGE	
										A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>
<b>S 2003</b>	220	170	50	25	25	40	30	7HAT12 (e =25)	8HAT12 (e =30)		
<b>S 2024</b>	220	170	50	25	25	40	30	6HAT14(e =30)	8HAT14 (e =30)		

## **VI.2 comparaison et analyse des résultats**

### **VI.2.1 Introduction**

L'Algérie est l'un des pays les plus exposés à l'activité sismique, ce qui rend indispensable l'adoption de systèmes de construction efficaces et actualisés afin de protéger les vies humaines et les biens. Dans ce contexte, le RPA (Règlement Parasismique Algérien) constitue la référence essentielle pour assurer la sécurité des structures face aux séismes.

La version RPA 2003 a été utilisée pendant deux décennies, mais elle ne répond plus aux exigences actuelles en matière d'ingénierie parasismique. Ainsi, la publication de la nouvelle version RPA 2024 reflète les avancées réalisées dans la compréhension des phénomènes sismiques, l'évolution des méthodes d'analyse structurelle, et l'introduction de nouvelles exigences inspirées des normes internationales.

Cette étude vise à réaliser une comparaison détaillée entre les résultats obtenus selon le RPA 2003 et ceux obtenus selon le RPA 2024, en mettant l'accent sur les efforts internes, les déformations, et la philosophie générale de conception parasismique. L'impact des nouvelles exigences sur le dimensionnement et le ferrailage des éléments structurels sera également examiné, avant de présenter une évaluation critique des avantages et des limites de chaque règlement, suivie de recommandations pratiques à l'intention des ingénieurs algériens.

### **VI.2.2 Comparaison des résultats obtenus selon RPA 2003 et RPA 2024**

Dans cette section, une comparaison technique précise est réalisée entre les résultats de l'analyse sismique d'une même structure, modélisée deux fois : une première fois selon les exigences de la norme RPA 2003, et une deuxième fois selon celles de la norme RPA 2024. Cette comparaison se concentre principalement sur les aspects suivants :

### VI.2.2.1 Méthode statique équivalente :

Calcul de la force sismique totale (L'effort tranchant à la base) :

**Tableau VI-2** : Analyse et comparaison des méthode statique équivalente( RPA 99 v 2003 et RPA 2024)

RPA 99 VER2003	RPA 2024
$v_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$	$V = \lambda \cdot \frac{s_{ad}}{g}(T_0) \cdot w$
$A = 0.15$	$\lambda = 0.85$
$D_y = 1.90$	
$D_x = 2.2$	$\frac{s_{ad}}{g}(T_0) = 0.151$
$Q_x = 1.25$	
$Q_y = 1.20$	$w = 6018.25 \text{ KN}$
$W = 5989.95 \text{ KN}$	$V = 772.81 \text{ KN}$
$R = 4$	
Dans les sens X :	Dans les sens X :
$V_x = 533.47 \text{ KN}$	$V = 772.81 \text{ KN}$ ↑ 30.96%
Dans les sens Y :	Dans les sens Y :
$V_y = 512.14 \text{ KN}$	$V = 772.81 \text{ KN}$ ↑ 33.71%

### VI.2.2.2 Analyse des résultats et comparaison des efforts sismiques entre le RPA 2003 et le RPA 2024

- Augmentation de la force tranchante de base :

Une augmentation significative de la force tranchante de base a été constatée avec l'application du RPA 2024 par rapport au RPA 2003.

Cette augmentation atteint environ 31 % dans la direction X et 34 % dans la direction Y.

- Effet de l'absence du coefficient de comportement (R) :

Dans le RPA 2003, le coefficient de comportement  $R = 4$  permet une réduction importante des forces sismiques.

Dans le RPA 2024, le facteur  $\lambda = 0.85$  le remplace partiellement, mais il ne compense pas entièrement l'effet de R, ce qui entraîne une augmentation des efforts.

- Représentation plus précise du spectre de réponse :

Le RPA 2024 utilise un spectre de réponse réel, tenant compte de la période propre de la structure ( $T_0$ ) et du type de sol.

Le RPA 2003, quant à lui, repose sur une approche simplifiée utilisant des coefficients fixes qui ne traduisent pas fidèlement le comportement dynamique de l'ouvrage.

- Prise en compte plus rigoureuse du sol :

Dans le RPA 2024, l'effet du sol est intégré directement dans le spectre.

Dans le RPA 2003, il est représenté par un coefficient D, ce qui constitue une simplification approximative.

- Masse ( $W$ ) pratiquement constante :

La masse totale de la structure ( $W$ ) est restée pratiquement la même dans les deux cas.

Cela confirme que la différence observée dans les efforts sismiques résulte essentiellement des méthodes de calcul et non de la masse.

- Nature plus conservatrice du RPA 2024 :

Le RPA 2024 adopte une approche plus conservatrice et réaliste, fondée sur les dernières données sismologiques et une meilleure compréhension du comportement des structures.

### ***VI.2.2.3 Méthode d'analyse modale spectrale :***

Calcul de la force sismique totale (L'effort tranchant à la base) :

**Tableau VI-3** : L'effort tranchant a la base

RPA 99 v 2003	RPA 2024
<b><math>V_{tx} = 511,116 \text{ kN}</math></b>	<b><math>V_{tx} = 670.261 \text{ kN}</math> 31.14 %</b>
<b><math>V_{ty} = 600,771 \text{ kN}</math></b>	<b><math>V_{ty} = 670.261 \text{ kN}</math> 11.57 %</b>

#### **VI.2.2.4 Analyse des résultats et comparaison des efforts sismiques entre le RPA 2003 et le RPA 2024**

- **Augmentation de la force tranchante de base :**

Une augmentation significative de la force tranchante de base a été constatée avec l'application du RPA 2024 par rapport au RPA 2003.

Cette augmentation atteint environ 31 % dans la direction X et 34 % dans la direction Y.

- **Effet de l'absence du coefficient de comportement (R) :**

Dans le RPA 2003, le coefficient de comportement  $R = 4$  permet une réduction importante des forces sismiques.

- Dans le cas du RPA 2024, les efforts tranchants dans les étages sont plus élevés que ceux obtenus selon le RPA 2003.
- Pour la direction X :  $V_{tx}=670.26$  kN contre **511.12 kN**, soit une augmentation de **31.14 %**.
- Pour la direction Y :  $V_{ty}=670.26$  kN contre **600.77 kN**, soit une augmentation de **11.57 %**.

#### **VI.2.3 Influence de la méthode de calcul :**

Le RPA 2003 utilise une méthode simplifiée basée sur le coefficient de comportement (R), ce qui conduit souvent à une sous-estimation des efforts réels.

En revanche, le RPA 2024 adopte une approche plus précise fondée sur le spectre de réponse, produisant des valeurs plus réalistes et généralement plus élevées.

L'écart entre les deux règlements est plus marqué dans la direction X que dans la direction Y, ce qui est lié à la répartition des masses, des rigidités et à la période propre de vibration.

Concernant le dimensionnement, l'augmentation des efforts tranchants nécessite un renforcement des armatures horizontales et parfois une modification des sections des éléments porteurs.

Cela entraîne une hausse de la quantité d'acier, mais améliore la performance sismique de la structure

#### **VI.2.4 Analyse des Résultats :**

Les résultats montrent que l'adoption du RPA 2024 conduit à une augmentation significative des efforts tranchants dans les étages, en particulier dans la direction X. Cette hausse s'explique par une modélisation plus réaliste du comportement sismique, et reflète une approche plus conservatrice en matière de sécurité. Bien que cela entraîne des besoins accrus en armature et des coûts supérieurs, cela garantit une meilleure performance structurelle face aux sollicitations sismiques.

**VI.2.4.1 Vérification de la condition  $V_t > 0.80 V$  (Méthode statique équivalente) :  
RPA 99 v 2003 :**

$$0.8.V_x = 426.776 \text{ KN}$$

$$0.8.V_y = 409.712 \text{ KN}$$

**RPA 2024 :**

$$0.8.V_x = 618.24 \text{ KN}$$

$$0.8.V_x = 618.24 \text{ KN}$$

**VI.2.4.2 Vérification de l'effort Normal réduit( RPA 99 v 2003 et RPA 2024)**

**Tableau VI-4 :** Analyse et comparaison des Vérification de l'effort Normal réduit( RPA 99 v 2003 et RPA 2024)

RPA 99 v 2003	RPA 2024
$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.30$	$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.35$
$Nd = 860694.07$ $Bc \text{ (mm)}^2 = 120000$ $F_{c28} = 25$ $V = 0.28$	$Nd = 851859.114$ $Bc \text{ (mm)}^2 = 120000$ $F_{c28} = 25$ $V = 0.283$
$V = 0.28 \leq 0.30$ .....condition vérifiée	$V = 0.283 \leq 0.35$ .....condition vérifiée

**VI.2.5 Commentaire sur la vérification de la contrainte axiale**

La vérification de la contrainte axiale a été réalisée selon les deux règlements RPA 2003 et RPA

2024, avec le calcul du rapport  $V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}}$  donnant les résultats suivants :

- Selon le RPA 2003 : le rapport est égal à **0,28**, inférieur à la limite maximale autorisée de **0,30**, ce qui signifie que la condition est **respectée**.
- Selon le RPA 2024 : le rapport est de **0,283**, également inférieur à la nouvelle limite fixée à **0,35**, confirmant que la condition est toujours **satisfaite**.

Cela indique que la section choisie pour la colonne est adéquate selon les exigences des deux règlements. De plus, l'ajustement de la limite dans le RPA 2024 offre une marge de sécurité plus importante, permettant une plus grande flexibilité dans la conception tout en garantissant la sécurité structurale.

**Justification vis-a-vis de l'effet P-Δ :**

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0,10$$

**Tableau VI-5 :** Comparaison des déformations angulaires inter-étages ( $\theta$ ) dans la direction Y

SENS Y		
	<b>R·δ<sub>ek</sub></b>	<b>RY/QfY= 4.28</b>
	RPA 99 VER 2003	RPA 2024
Niveau	θ	θ
1	0,012781249	0,012496129
2	0,016725011	0,019790215
3	0,017340033	0,018941246
4	0,013373213	0,015708608
5	0,010106445	0,012059814
6	0,009061422	0,009270239

**Tableau VI-6 :** Comparaison des déformations angulaires inter-étages ( $\theta$ ) dans la direction X

SENS X		
	<b>R·δ<sub>ek</sub></b>	<b>RY/QfX= 4.28</b>
	RPA 99 VER 2003	RPA 2024
Niveau	θ	θ
1	0,011267409	0,012307639
2	0,019661184	0,020600317
3	0,017439365	0,02039088
4	0,015627452	0,017463377
5	0,011751924	0,013678008
6	0,00837248	0,010541174

## VI.2.6 Comparaison des déplacements en X et Y selon les normes parasismiques

Les déplacements sismiques ( $\theta$ ) dans les directions X et Y sont globalement plus élevés avec l'application du **RPA 2024** par rapport au **RPA 2003**, ce qui s'explique par une modélisation plus précise du comportement dynamique.

En **direction Y**, une légère augmentation est observée à plusieurs niveaux (ex. : niveau 2 : de 0,0167 à 0,0198).

En **direction X**, l'augmentation est aussi marquée aux niveaux intermédiaires (niveau 3 : de 0,0174 à 0,0204 ; niveau 4 : de 0,0156 à 0,0175).

Ces hausses traduisent une meilleure prise en compte des effets sismiques par le RPA 2024. Malgré tout, les déplacements restent dans des limites admissibles, assurant **la sécurité et la souplesse de la structure**.

### VI.2.6.1 Analyse des Résultats

Les augmentations observées des déplacements selon le RPA 2024 indiquent une approche de conception plus conservatrice et précise, reflétant la réponse réelle de la structure face aux séismes. Cela nécessite une attention accrue lors de la conception afin de contrôler les déplacements et les torsions, renforçant ainsi la sécurité et la stabilité de l'ouvrage dans des conditions sismiques.

## VI.2.7 Justification vis-a-vis des déplacements inter-étages (RPA 99 v 2003) :

**Tableau VI-7** : Vérification des déplacements inter-étages dans la direction X selon RPA 99 v 2003

RPA 99 v 2003				
$\Delta_k$	$\delta_K = R\delta_{eK}$	$h_k$	$\Delta/hk$	Observation
(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
0,30	1,2	306,0	0,131	vérifiée
0,60	2,4	306,0	0,229	vérifiée
0,60	2,4	306,0	0,261	vérifiée
0,60	2,4	306,0	0,261	vérifiée
0,50	2	306,0	0,196	vérifiée

0,40	1,6	306,0	0,163	vérifiée
------	-----	-------	-------	----------

**Tableau VI-8 :** Vérification des déplacements inter-étages dans la direction Y selon RPA 99 v 2003

RPA 99 v 2003				
$\Delta_k$	$\delta_K = R\delta_{eK}$	$h_k$	$\Delta/hk$	<i>Observation</i>
(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
0,40	1,6	306,0	0,131	vérifiée
0,60	2,4	306,0	0,229	vérifiée
0,70	2,8	306,0	0,229	vérifiée
0,60	2,4	306,0	0,196	vérifiée
0,50	2	306,0	0,163	vérifiée
0,50	2	306,0	0,163	vérifiée

**Tableau VI-9 :** Vérification des déplacements inter-étages dans la direction X selon RPA 2024

RPA 2024						
Etage	P(KN)	$\Delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_{ek} \cdot R/Qf$ (cm)	V(KN)	h(m)	Vérification
1	-6018,3	0,098	0,41944	670,261	3,06	OK
2	-5055,3	0,189	0,80892	648,716	3,06	OK
3	-4092,3	0,211	0,90308	592,291	3,06	OK
4	-3129,3	0,201	0,86028	503,777	3,06	OK
5	-2166,3	0,174	0,74472	385,454	3,06	OK
6	-1203,3	0,147	0,62916	234,715	3,06	OK

**Tableau VI-10 :** Vérification des déplacements inter-étages dans la direction Y selon RPA 99 v 2003

RPA 2024						
Etage	P(KN)	$\Delta$ (cm)	$\Delta e_k * R / Q_f$ (cm)	V(KN)	h(m)	Vérification
1	-6018,3	0,107	0,45796	720,777	3,06	OK
2	-5055,3	0,195	0,8346	696,708	3,06	OK
3	-4092,3	0,21	0,8988	634,599	3,06	OK
4	-3129,3	0,193	0,82604	537,762	3,06	OK
5	-2166,3	0,163	0,69764	409,537	3,06	OK
6	-1203,3	0,137	0,58636	248,738	3,06	OK

### VI.2.7.1 Analyse des déplacements inter-étages selon RPA 2003 et RPA 2024

- Les déplacements relatifs inter-étages ( $\Delta_k$ ) sont faibles et conformes aux exigences dans les deux règlements.
  - Sous RPA 99 v 2003, les valeurs varient entre 0,131 % et 0,261 % de la hauteur d'étage, traduisant une bonne stabilité de la structure.
  - Avec RPA 2024, les déplacements sont légèrement plus élevés après correction par les facteurs R et  $Q_f$ , mais restent toujours dans les limites réglementaires.
- La différence majeure réside dans le niveau de précision : RPA 2024 adopte une méthode plus conservatrice et analytique, intégrant davantage d'effets dynamiques pour améliorer la fiabilité de la conception, notamment dans les zones sensibles.

## VI.2.8 Comparaison du ferrailage des poteaux – RPA 2003 vs RPA 2024

Tableau VI-11 : Tableau comparatif

Élément	RPA 2003	RPA 2024
Taux minimal d'armature $\rho_{min}$	0.80 %	1.00 %
Surface minimale requise $A_s$	9.60 cm <sup>2</sup>	12.00 cm <sup>2</sup>
Ferrailage réel utilisé	4 HA14 +4 HA12 $\Rightarrow$ 10.68 cm <sup>2</sup>	8 HA14 $\Rightarrow$ 12.32 cm <sup>2</sup>
Conformité	Conforme (10.68 > 9.60)	Conforme (12.32 > 12.00)
Masse totale estimée	$\approx$ 46.14 kg	$\approx$ 60.44 kg

### VI.2.8.1.1 Analyse détaillée :

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA) a connu une évolution significative entre ses versions de 2003 et de 2024, notamment en ce qui concerne le taux minimal d'armature longitudinale des poteaux. En effet, le RPA 2003 exigeait un taux minimal de 0.80 %, alors que le RPA 2024 l'a relevé à 1.00 %. Cette augmentation vise principalement à renforcer la résistance et la ductilité des poteaux dans les zones à risque sismique élevé.

Prenons l'exemple d'un poteau de dimensions 30 × 40 cm, dont la section transversale est de 1200 cm<sup>2</sup>. Selon le RPA 2003, la surface minimale d'armature longitudinale requise est de 9.60 cm<sup>2</sup>, tandis que le RPA 2024 impose une valeur plus élevée de 12.00 cm<sup>2</sup>. Le ferrailage proposé pour ce poteau est constitué de 8 barres HA14, chacune ayant une surface de 1.54 cm<sup>2</sup>, soit une surface totale de 12.32 cm<sup>2</sup>. Cette configuration dépasse les exigences minimales des deux versions du règlement.

Le passage du taux minimal d'armature de 0.80 % à 1.00 % entraîne une augmentation de la section minimale requise de 2.4 cm<sup>2</sup>, ce qui correspond à une hausse d'environ 25 %. Bien que le ferrailage proposé reste conforme aux deux règlements, certaines solutions de ferrailage optimisées selon le RPA 2003 pourraient ne plus être acceptables avec l'entrée en vigueur du RPA 2024.

En conclusion, le ferrailage constitué de 8 barres HA14 est conforme aussi bien au RPA 2003 qu'au RPA 2024. Ce dernier, en imposant une quantité d'acier plus importante, contribue à une meilleure sécurité structurelle, en particulier dans les zones exposées aux risques sismiques.

## VI.2.9 Étude comparative des moments fléchissant selon le RPA 2003 et RPA 2024

Cette étude présente une comparaison des moments fléchissant extrêmes dans les poutres principales d'une structure de type portique, selon les règlements parasismiques algériens RPA 2003 et RPA 2024. L'analyse est effectuée pour deux cas de charge : l'État Limite Ultime (ELU) et l'État Limite de accidentel (ELA).

### VI.2.9.1 Comparaison des moments fléchissants – Cas PP ELU

Dans le cas de l'État Limite Ultime (ELU), les résultats montrent aucune variation des moments fléchissant entre les règlements RPA 2003 et RPA 2024. Les valeurs du moment positif sont identiques à +52.388 daN.m, tout comme les moments négatifs, à -76.629 kN.m.

Cela indique que les coefficients de charge sismique pondérés et les combinaisons d'actions à l'ELU n'ont pas subi de modifications majeures entre les deux versions du RPA. Le dimensionnement en résistance reste donc inchangé.

### VI.2.9.2 Comparaison des moments fléchissants – Cas PP ELA

À l'État Limite de de accidentel (ELA), des variations significatives apparaissent entre les deux règlements.

#### ❖ Moment positif :

- RPA 2003 : +52.144 kN.m
- RPA 2024 : +37.616 kN.m
- Variation : -14.528 kN.m (-27,86 %)

#### ❖ Moment négatif :

- RPA 2003 : -85.310 kN.m
- RPA 2024 : -81.309 kN.m
- Variation : +4.001 kN.m (-4,69 %)

**Tableau VI-12** : Tableau récapitulatif

Cas	Moment	RPA 2003 (daNm)	RPA 2024 (daNm)	Variation (%)
PP ELU	Positif	+52.388	+52.388	0 %
PP ELU	Négatif	-76.629	-76.629	0 %
PP ELA	Positif	+52.144	+37.616	-27,86 %
PP ELA	Négatif	-85.310	-81.309	-4,69 %

### VI.2.9.3 Analyse :

L'évolution entre le RPA 2003 et le RPA 2024 révèle une conservation des niveaux de sécurité à l'ELU, tandis qu'à l'ELA, les moments sont réduits, traduisant une optimisation des efforts en service. Ces évolutions sont le signe d'une réglementation plus moderne et orientée vers la ductilité, le confort d'usage et la durabilité des structures.

### VI.2.9.4 Figures comparatives :

Les figures suivantes illustrent les moments fléchissant extraits des logiciels de calcul selon les règlements RPA 2003 et RPA 2024 pour les cas PP ELU et PP ELA.

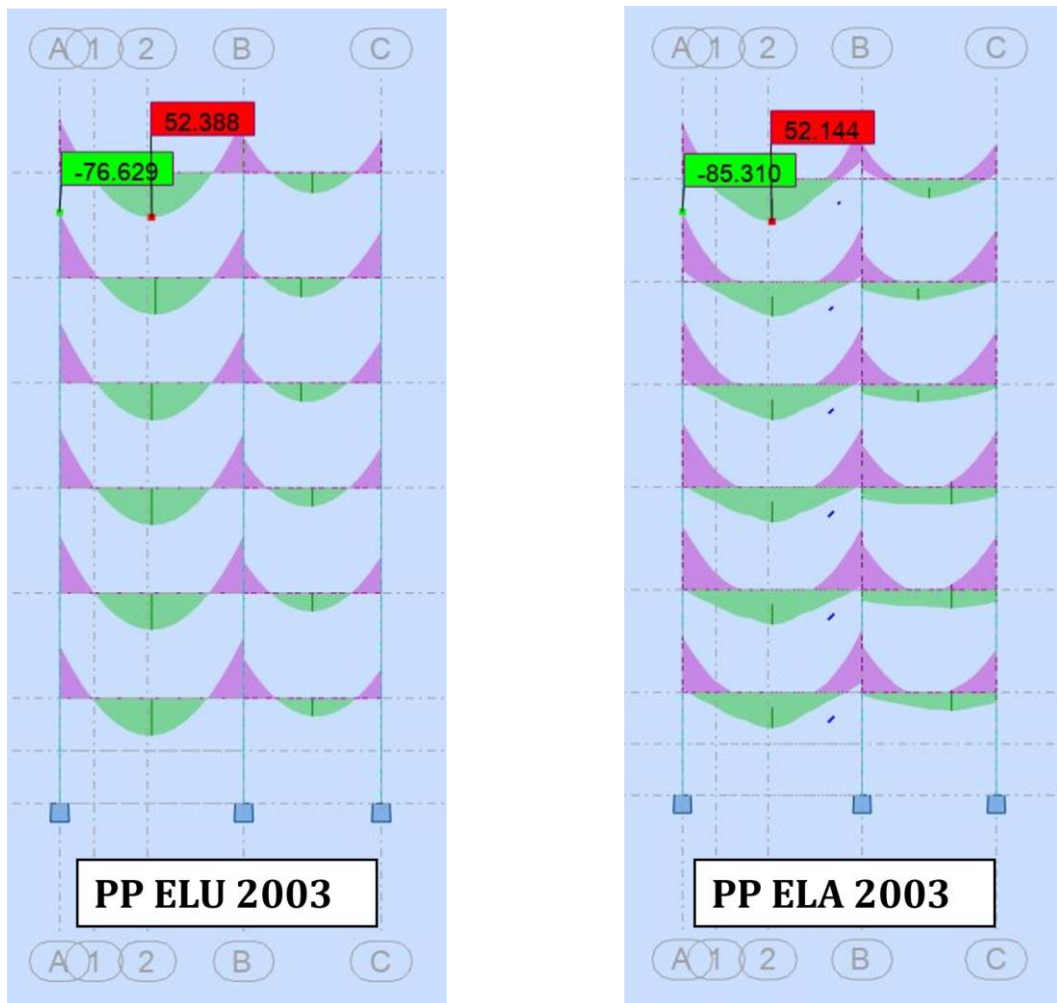


Figure VI-4 : Moments fléchissant - RPA 2003 (PP ELU et PP ELA)

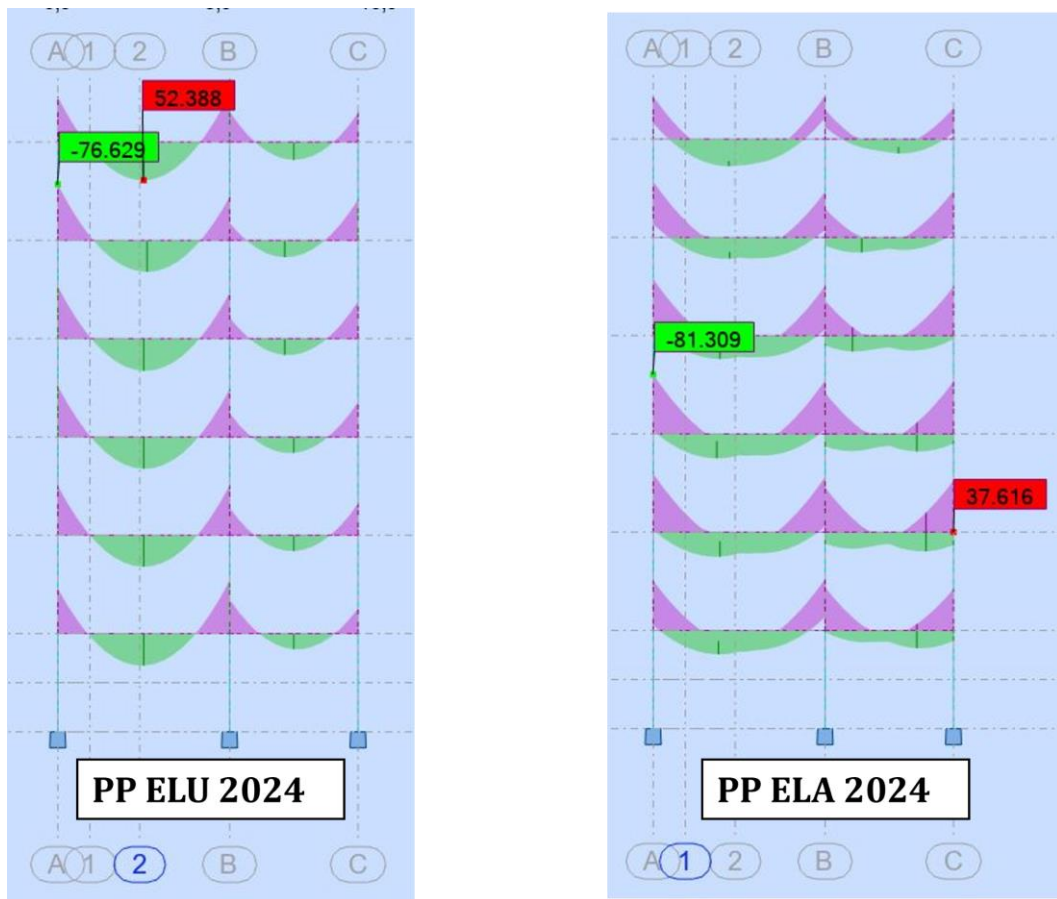


Figure VI-5 : Moments fléchissant - RPA 2024 (PP ELU et PP ELA)

### VI.3 Analyse comparative du ferrailage poutres

Tableau VI-13 : Tableau comparatif du ferrailage des poutres principales et secondaires – RPA 2003 vs RPA 2024

Élément	Position	RPA 2003	RPA 2024	Augmentation (%)
Poutre principale	Aux appuis	4,62 cm <sup>2</sup>	7,71 cm <sup>2</sup>	+66.88%
	En travée	4,62 cm <sup>2</sup>	7,71 cm <sup>2</sup>	+66.88%
Poutre secondaire	Aux appuis	3,39 cm <sup>2</sup>	6,78 cm <sup>2</sup>	+100%
	En travée	3,39 cm <sup>2</sup>	6,78 cm <sup>2</sup>	+100%

#### ➤ Analyse et comparaison

À travers ce tableau, on constate que la transition du RPA 2003 vers le RPA 2024 s'est accompagnée d'une augmentation notable de la quantité d'armatures, notamment pour les poutres principales (poutres principales), ce qui reflète une orientation vers le renforcement de la capacité des éléments structuraux à résister aux efforts sismiques.

Pour les poutres principales (PP) :

Dans le RPA 2003, l'armature est symétrique en haut et en bas, aussi bien aux appuis qu'en travée, avec 3HA14, soit une section de 4,62 cm<sup>2</sup> de chaque côté.

Dans le RPA 2024, une combinaison de barres de diamètres différents (3HA14 + 3HA12) est utilisée, portant la section totale à 7,71 cm<sup>2</sup> en haut et en bas.

Cela reflète une stratégie de conception plus précise qui tient compte de la distribution des moments et de la nécessité d'améliorer la ductilité dans les zones à risque sismique.

Pour les poutres secondaires (PS) :

Selon le RPA 2003, les poutres secondaires étaient renforcées avec 3HA12 en haut et en bas, soit une section de 3,39 cm<sup>2</sup> seulement.

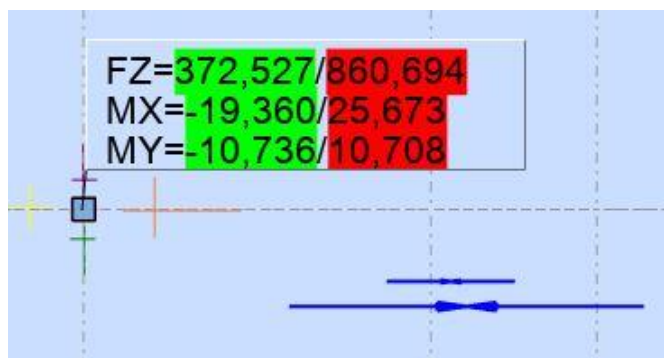
Dans le RPA 2024, le nombre de barres est doublé pour atteindre 6HA12, ce qui correspond à une section de 6,78 cm<sup>2</sup>, soit presque le double du ferrailage précédent.

Cette augmentation vise à :

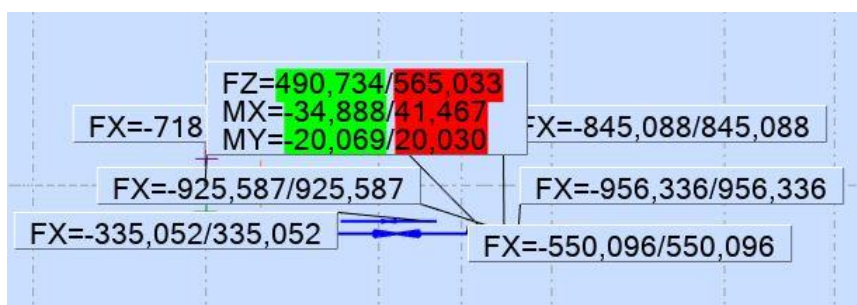
- Renforcer le comportement des poutres secondaires, parfois négligées dans l'analyse sismique.
- Offrir une meilleure répartition des contraintes et assurer une performance structurelle plus souple et stable.

#### ❖ Comparaison des réactions d'appui – ELA

Les réactions d'appui jouent un rôle essentiel dans le dimensionnement des fondations. Ci-dessous, une comparaison est faite entre les valeurs extraites pour les cas ELA selon les règlements RPA 2003 et RPA 2024



**Figure VI-6** : Réactions d'appui - RPA 2003 (ELA)



**Figure VI-7** : Réactions d'appui - RPA 2024 (ELA)

Les valeurs extraites indiquent une variation significative des efforts verticaux (FZ) ainsi que des moments (MX, MY) entre les deux règlements. Par exemple :

FZ maximal RPA 2003 : 565,033 kN

FZ maximal RPA 2024 : 860,694 Kn

Augmentation de l'effort vertical de +52,3 %, impactant directement les dimensions et le ferrailage des semelles.

❖ **Réduction significative du moment selon X :**

MX RPA 2003 : ±34,888 kN.m à ±41,467 kN.m

MX RPA 2024 : ±19,360 kN.m à ±25,673 kN.m

❖ **Réduction de moitié du moment selon Y :**

MY RPA 2003 : ±20,069 kN.m

MY RPA 2024 : ±10,736 kN.m

Ces changements influencent le dimensionnement des armatures longitudinales et transversales dans les fondations.

## VI.4 Analyse comparative du ferrailage des voiles – RPA 2003 vs RPA 2024

Tableau VI-14 : comparative du ferrailage des voiles

RPA 2003 (Ø / Nombre)	RPA 2024 (Ø / Nombre)	Remarques	Variation de la section d'acier (%)
Ø8 mm – 26 barres	Ø10 mm – 26 barres	Même nombre mais diamètre supérieur → meilleure résistance au cisaillement	+56.25 %
Ø8 mm – 4 barres	Ø12 mm – 2 barres	Moins de barres mais diamètre plus grand → résistance locale accrue	+12.5 %
Ø10 mm – 14 barres	Ø10 mm – 16 barres	Augmentation légère du nombre	+14.3 %
Ø8 mm – 62 barres	Ø10 mm – 62 barres	Même nombre mais diamètre supérieur → meilleure résistance à la torsion	+56.25 %
Ø8 mm – 14 barres	Ø10 mm – 7 barres	Moins de barres mais plus robustes grâce au diamètre	-1.56 %

### ➤ Analyse technique

#### • Augmentation du diamètre des barres

La plupart des diamètres ont été augmentés (de 8 mm à 10 mm voire 12 mm), ce qui se traduit par une amélioration significative de la résistance au cisaillement, à la flexion et à la fissuration.

#### • Réduction du nombre de barres avec compensation par le diamètre

Dans plusieurs cas, la diminution du nombre de barres est compensée par l'augmentation du diamètre, ce qui maintient, voire améliore, la section d'acier totale. Exemple : de Ø8 mm – 4 barres à Ø12 mm – 2 barres → +12,5 % de section d'acier.

- **Suppression des dispositions peu efficaces**

Certains types de ferrailage peu performants ou redondants ont été supprimés (ex. Ø8 mm – 13 barres), ce qui reflète une volonté de rationalisation et d'efficacité structurelle.

- **Meilleure répartition dans les zones critiques**

Les bords des voiles sont désormais mieux armés grâce à l'augmentation du diamètre sans réduction du nombre de barres, ce qui améliore leur comportement sous torsion et efforts concentrés.

## VI.5 Comparaison du ferrailage des semelles – RPA 2003 vs RPA 2024

Tableau VI-15 : Comparaison du ferrailage des semelles

Élément	RPA 2003	RPA 2024	Évolution / Interprétation technique
Dimensions (mm)	Identiques (A=220, B=170, H=50, etc.)	Identiques	Pas de changement géométrique → comparaison mécanique uniquement
Ax (longitudinal x)	7 HAT12 (e = 25 mm)	6 HAT14 (e = 30 mm)	↗ +16.6% de section d'acier malgré une barre en moins
Ay (longitudinal y)	8 HAT12 (e = 30 mm)	8 HAT14 (e = 30 mm)	↗ +36.1% de section d'acier → meilleure résistance
Façonnage	210 / 160 mm	210 / 160 mm	Inchangé

➤ **Analyse technique**

1. **Optimisation du ferrailage**

Le **RPA 2024** améliore la performance des semelles en augmentant le **diamètre** des barres plutôt que leur nombre, ce qui réduit la **congestion** et améliore l'**ancrage**.

2. **Résistance accrue aux efforts sismiques**

Les sections d'acier supérieures dans les deux directions renforcent la semelle face aux charges **multidirectionnelles** induites par les séismes.

### 3. Espacement augmenté mais efficacité conservée

Même si l'**espacement** entre les barres augmente, l'augmentation du diamètre permet de maintenir une capacité **mécanique** supérieure sans risque de **sur-armature**.

## VI.6 Conclusion:

À travers la comparaison des résultats de l'analyse sismique selon le RPA 2003 et le RPA 2024, il apparaît que l'adoption de la nouvelle version du règlement impose des exigences plus précises et conservatrices en termes d'efforts internes, de déplacements relatifs et de ferrailage requis.

Cela se traduit par une augmentation des valeurs d'efforts et de déformations, nécessitant parfois une adaptation des dimensions et du ferrailage des éléments porteurs.

Bien que ces exigences puissent entraîner une hausse des quantités d'acier et des coûts de réalisation, elles contribuent à améliorer la performance sismique globale de la structure et à garantir une meilleure sécurité, en particulier dans les zones à risque élevé.

Ainsi, le RPA 2024 constitue une avancée notable vers une conception plus réaliste et fiable, intégrant les évolutions récentes en ingénierie sismique, et traduisant l'évolution de la philosophie de conception parasismique en Algérie.



# **CONCLUSION**

## VII Conclusion Générale

Le présent mémoire, intitulé « Étude Comparative de la Modélisation d'une Structure selon les Règlements Parasismiques RPA 2003 et RPA 2024 : Analyse des Impacts sur la Conception et le Dimensionnement », a permis de mettre en évidence l'évolution des exigences parasismiques en Algérie et leurs répercussions sur l'analyse et la conception des structures.

À travers les différents chapitres abordés, nous avons tout d'abord présenté les deux versions du règlement parasismique algérien, en soulignant les changements notables introduits dans le RPA 2024. Ensuite, nous avons présenté le projet de structure étudié, en procédant à un prédimensionnement des éléments porteurs.

L'étude sismique selon le **RPA 2003** a mis en lumière une approche simplifiée, fondée principalement sur des méthodes statiques et des coefficients de comportement globaux. En comparaison, l'analyse dynamique selon le **RPA 2024** s'appuie sur des modèles spectraux plus réalistes, intégrant les effets dynamiques avec davantage de rigueur.

L'étude du **ferraillage des éléments structuraux**, suivie par celle des **fondations**, a permis de constater une augmentation significative des sollicitations et des sections d'armatures nécessaires sous RPA 2024. Ces résultats traduisent une approche plus conservatrice, orientée vers une meilleure résistance aux actions sismiques.

Enfin, la **comparaison et l'analyse des résultats** entre les deux modèles ont clairement montré l'impact du nouveau règlement sur les efforts internes, les déplacements, les choix dimensionnels et les quantités d'acier mises en œuvre. Bien que le **coût structurel puisse être plus élevé**, la sécurité et la performance sismique s'en trouvent renforcées.

En conclusion, cette étude confirme l'importance de l'évolution normative en matière de génie parasismique, et souligne la nécessité pour les ingénieurs de s'adapter continuellement aux nouvelles exigences pour assurer la fiabilité, la sécurité et la durabilité des constructions.



***BIBLIOGRAPHIE***

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

➤ **Règlements :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **RPA 2024** : Le nouveau règlement parasismique algérien.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL91 modifier** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

➤ **Logiciels :**

- Robot Structural Analysis Professional 2024
- Expert robot
- advance concrete 2017
- AutoCAD 2019

➤ Des Mémoires de fin d'études antérieurs dans plusieurs universités algériennes.

- Mémoire 1 :

**BELOUASSA Abdelmalek, BOUAISSI Lamia.** *Étude d'une construction en béton armé (Hôtel)*, Mémoire de fin d'études, Université de Bordj Bou Arréridj, 2024.

- Mémoire 2 :

**BENDAOUD Mohamed Chérif, REGHISS Ouarda, KHELIFA Halima.** *Étude d'un bâtiment « R+5 étages » à usage d'habitation et commercial en béton armé*, Mémoire de fin d'études, Université d'Annaba, 2019.

- Mémoire 3 :

**BENBELLIL Bilal, BENBOURAS Mohamed Amine.** *Étude d'un immeuble à usage commercial composé de cinq étages, avec une structure renforcée en béton armé*, Mémoire de fin d'études, École Nationale Polytechnique, 2013.