

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique & Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



جامعة الجيلالي بونعامة بخميس مليانة
Université Djilali BOUNAMAA de KHEMIS MILIANA

كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie

قسم التكنولوجيا
Département de la Technologie



Mémoire du Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

Analyse de l'effet des systèmes de
contreventement sur le comportement
dynamique des structures en béton armé

Présenté par :

SEBIAT Mohamed
BENYGZER Adnane

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. NOURA Hichem
Dr. TOUHARI Mahfoud
Dr. ALI BENYAHIA Khoudja

Président
Examineur
Encadreur

Promotion Juin 2023

Remerciement

Au nom d'Allah le Clément le Miséricordieux, le Compatissant et que sa Miséricorde, et son Salut soient sur notre prophète, sur sa famille et ses compagnons.

Louange et le grand remerciement à Allah que sans lui ne nous pouvons jamais exister, qui nous a donné la santé, la sagesse, et la volonté de réaliser ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance et nos vifs remerciements au Dr. Khoudja Ali Ben Yahia qui a accepté de superviser ce travail. Nous lui sommes reconnaissants pour ses encouragements, ses conseils, sa disponibilité et sa patience lors de la correction de ce mémoire. Nous sommes satisfaits de votre qualité exceptionnelle en tant qu'enseignant, et nous vous remercions de nous avoir guidés avec patience et d'avoir consacré autant d'heures à la correction de ce manuscrit. Nous tenons à vous exprimer sincèrement notre respect et notre gratitude.

Nous tenons à remercier monsieur Mohsen, qui a joué un rôle primordial dans notre orientation, sans oublier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation du présent travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de l'UKM, notamment : Dr. Touhari M, Mr NOURA, Mr HAMLI, Mme BENALI, Mr HADJ SADOK, Mr BEN YAMINA, Mr BENYAHIA, Mr BOUDINA, Mr TAHENNI, Mr MERABTI, Mme KHABIZI, Mlle MELLAL, Mr MEZIDI, et le Groupe du Bibliothèque.

Dédicace

Je dédie ce travail en premier lieu à mes chers parents, que je ne pourrai jamais remercier suffisamment pour tout ce qu'ils ont fait pour moi, et sans eux, je n'aurais jamais pu atteindre où je suis aujourd'hui.

À mes frères Faiz, abd el Kader et ma sœur, que j'aime énormément.

À mon binôme BENYGZER Adnane, avec qui j'ai partagé des moments merveilleux.

À Monsieur Mohsen, qui a joué un rôle primordial dans notre orientation, sans lequel nous n'aurions pas pu mener notre travail à bien de manière aussi complète.

À tous mes amis, à tous ceux qui m'ont soutenu, à ma famille paternelle et maternelle, et aussi à tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour.

À tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

SEBIAT Mohamed

Dédicace

A celle que j'aime le plus au monde: ma mère qui m'a fait ce que je suis et à mon père qui ne sera jamais mis à l'oubli.

A mes frères Othmane, Abderrahmane et ma sœur.

Je suis reconnaissant à mon binôme et compatriote du projet de fin d'étude pour les moments de découverte et de compréhension communes et pour notre sincère amitié. J'adresse à l'occasion mes salutations à toute la famille et leurs proches.

À Monsieur Mohsen, qui a joué un rôle primordial dans notre orientation, sans lequel nous n'aurions pas pu mener notre travail à bien de manière aussi complète.

À tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans l'accomplissement de ce travail

BENYGZER Adnane

ملخص

تحدث الزلازل نتيجة لارتجاج الأرض، يعود سببها إلى حركة الصفائح الصخرية في القشرة الأرضية، يؤدي إلى خسائر مادية و بشرية مما يستدعي تصميم مباني مسلحة بالخرسانة لتحتمل القوى الزلزالية خلال الهزات بمختلف درجاتها لضمان استقرارها. من الضروري اذن علي مصممي الهياكل تصميم منشآت وفقا للقواعد المعمول بها. غالبًا ما يتم ملاحظة تصميمات زلزالية تنقصها الدقة حسب مذكرات حساب الاستقرار للهياكل الخرسانية المسلحة وهذا راجع للاختيار السيئ لنظام الدعامة الهيكلية. تهدف هذه الدراسة إلى تحليل تأثير ثلاث أنظمة دعامة مقترحة من قبل RPA على السلوك الزلزالي للمنشآت الخرسانية المسلحة باستخدام برنامج الحساب (ETABS V2016). أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن اختيار نظام التدعيم لا يؤثر فقط على استقرار الهيكل، ولكن أيضًا على كمية الخرسانة المطلوبة. تسمح لنا هذه النتائج باستنتاج أن الاختيار الأمثل من حيث الاستقرار والاقتصاد معاً مطلوب بشدة عند اختيار نظام التدعيم المناسب لكل نوع من الهياكل .

الكلمات المفتاحية : الهياكل، الخرسانة المسلحة ، الزلازل ، أنظمة تقوية، الاستقرار ، تصنيف النظام.

Abstract

Earthquake is a very deadly natural disaster caused by the earthquake following a sudden rupture of deep rocks along a fault. Reinforced concrete buildings are generally designed to withstand seismic forces during earthquakes or strong shaking. To ensure their stability, it is therefore necessary for the designers of structures to design seismic constructions in accordance with the seismic codes in effect. Poor seismic designs are often noted in the stability calculation notes of reinforced concrete structures, in particular the wrong choice of structural bracing system for the structures. This study aims to analyze the effect of three bracing systems proposed by RPA on the seismic behavior of reinforced concrete structures using calculation software (ETABS V2016). The obtained results show that the choice of the bracing system influences not only the stability of the structure, but also the concrete requirements. These results allow us to conclude that optimization in terms of both stability and economy is highly demanded when choosing the appropriate bracing system for each type of structure.

Keywords: Structures, reinforced concrete, seismic, strengthening systems, stability, system classification

Résumé

Le séisme est une catastrophe naturelle très meurtrière causée par le tremblement de terre suite à une rupture brutale de roches profondes le long d'une faille. Les bâtiments en béton armé sont généralement conçus pour résister aux forces sismiques lors de séismes. Pour assurer leur stabilité, il est donc nécessaire pour les concepteurs des structures de concevoir des constructions parasismiques conformément aux règles parasismiques en vigueur. Des mauvaises conceptions parasismiques sont souvent constatées dans les notes de calcul de stabilité des structures en béton armé en particulier le mauvais choix du système structurel de contreventement des structures. Cette étude vise à analyser l'effet des systèmes de contreventement proposés par les RPA sur le comportement sismique des structures en béton armé en utilisant un logiciel de calcul (ETABS V2016). Les résultats obtenus montrent que le choix du système de contreventement a une influence non seulement la stabilité de la structure, mais aussi les besoins en béton. Ces résultats montrent que l'optimisation en termes de stabilité et d'économie est fortement demandée lors du choix du système de contreventement approprié pour chaque type de structure.

Mots clés : structures, béton armé, séisme, systèmes de contreventement, stabilité, classification de système.

Table des matières

<u>Introduction</u>	I
---------------------------	---

Chapitre I : Les différents types de contreventements

1 Introduction	1
1.1 Généralité sur les contreventements	1
1.1.1 Définition des contreventements	1
1.1.2 Principe de base	2
1.1.3 Disposition du contreventement	2
1.2 Contreventement général des bâtiments	3
1.2.1 Contreventement horizontal	3
1.2.2 Diaphragme	4
1.2.3 Contreventement vertical	5
1.2.3.1 Contreventement assuré par portiques (cadres rigides)	5
1.2.3.2 Contreventement assuré par panneaux	6
1.2.3.3 Contreventement assuré par palées triangulées	8
1.2.3.4 Noyau de stabilité	10
1.2.3.5 Solution mixte	11
1.2.4 Systèmes de contreventement selon l'Eurocode 8	11
1.2.5 Systèmes de contreventement selon l'ACI	12
1.3 critères de choix et classification des systèmes de contreventement pour les structures en béton armé	13
1.3.1 Critères de choix	13
1.3.2 Catégorisation de système de contreventement selon RPA 99/2003	13
1.3.3 Coefficient de comportement R	15

Chapitre 2 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

1.2 Introduction	16
2.2 Présentation de l'ouvrage :	16
2.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :	16
2.4 Données du site :	16
2.5 Éléments de l'ouvrage :	17
2.6 Caractéristiques des matériaux :	20
2.6.1 Béton :	20

2.6.2 Formulation du béton.....	20
2.6.3 Résistances mécaniques du béton :.....	21
2.6.4 Module de déformation longitudinale :	21
2.6.5 Coefficient de Poisson :	21
2.6.6 Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU :	22
2.6.7 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS :	22
2.6.8 L'acier :	23
2.6.9 Diagramme contraintes déformations des aciers :	23
2.7 Les états limites :	24
2.7.1 Etat limite ultime (E.L.U) :	24
2.7.2 Etat limite de service (E.L.S) :	24
2.8 Hypothèses de calcul :	24

Chapitre 3 : pré-dimensionnement des éléments structuraux

3.1 Introduction	25
3.2 Détermination de l'épaisseur du plancher	25
3.3 Descente de charge	25
3.3.1 Plancher terrasse inaccessible:.....	25
3.3.2 Plancher étage courant à usage d'habitation:	26
3.3.3 Murs de façade (extérieur):.....	27
3.4 Pré dimensionnement des Poutres :	27
3.4.1 Poutres porteuses :	28
3.4.2 Poutres non porteuse:.....	28
3.5 Pré dimensionnement des poteaux :	29
3.5.1 Principe:.....	29
3.5.2 Étapes de pré-dimensionnement:	29
3.6 Détermination des charges :	33
3.6.1 Charge permanente :	33
3.6.2 Charges d'exploitations :	34
3.7 Pré dimensionnement des voiles :	37

Chapitre 4 :Effet du système de contreventement sur la stabilité sismique de structures

4.1 Introduction	39
4.2 Définition.....	39
4.3 Règles RPA 99 (révisées en 2003)	39

4.4 Choix de la méthode de calcul	40
4.5 Présentation du programme ETABS	41
4.6 Modélisation.....	41
4.7 Présentation des systèmes de contreventement étudiés.....	41
4.8 Critères de stabilité exigée par le RPA.....	42
4.9 Présentation des résultats et interprétation	42
4.9.1 Présentation des variantes de systèmes de contreventement étudiées.....	42
4.9.2 Vérification des critères de classification des systèmes de contreventement selon RPA	47
4.9.2.1 Vérification du coefficient de comportement « R » pour la proposition initiale des variantes de système de contreventement	47
4.9.2.2 Vérification du coefficient de comportement « R » pour la proposition finale des variantes de système de contreventement.....	48
4.9.3 Vérification des critères de stabilité des systèmes de contreventement selon RPA....	52
4.9.3.1 Vérification des périodes	52
4.9.3.2 La participation massique.....	54
4.9.4 Calcul de la force sismique totale.....	55
4.9.5Vérification des déplacements relatifs.....	61
4.9.6Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	66
4.10 Calcul de la quantité du besoin en béton	70
4.11 Calcul de Ferrailage.....	72
4.12 Conclusion.....	73
<u>Conclusion et Recommendations</u>	74
<u>References Bibliographiques</u>	75

Liste des tableaux

Tableau 1.1 Coefficients de comportements R des structures en béton armé selon le RPA 99 version 2003.....	15
Tableau 2.1: Le dosage du béton.....	20
Tableau 3-1 : Charge permanente & surcharge d'exploitation du plancher terrasse (inaccessible).....	26
Tableau 3.2: Charges permanente et surcharge du plancher courant	26
Tableau 3.3 : Charge permanente des Murs extérieur.	27
Tableau 3.4. Surface des poteaux sollicités.....	33
Tableau 3.5 : Charge permanente.....	34
Tableau 3.6 : Dégression des surcharges.....	35
Tableau 3.7 : Choix des sections des poteaux	35
Tableau 3.8 : Section des poteaux des différents étages.....	36
Tableau 3.9 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.	37
Tableau 4.1.les groups usage de chaque zone sismique	40
Tableau 4.2. Sections des voiles et poteaux dans le système (VP).	42
Tableau 4.3. Sections des voiles et poteaux dans le système (SM).....	44
Tableau 4.4. Sections des voiles et poteaux dans le système (PCV).....	47
Tableau 4.5. Vérification des charges verticales à la base.	47
Tableau 4.6. Vérification des efforts horizontaux à la base selon l'axe X.	47
Tableau 4.7. Vérification des efforts horizontale à la base selon l'axe Y.	47
Tableau 4.8. Vérification des charges verticales à la base.	48
Tableau 4.9. Vérification des charges verticales à la base.	48
Tableau 4.10. Sections des poteaux pour la proposition finale des trois systèmes VP, SM et PCV. ...	49
Tableau 4.11. Sections des voiles pour la proposition finale des trois systèmes VP, SM et PCV.	49
Tableau 4.12. Vérification des charges verticales à la base.	50
Tableau 4.13. Vérification des efforts horizontaux à la base selon l'axe X.	50
Tableau 4.14. Vérification des efforts horizontale à la base selon l'axe Y.	50
Tableau 4.15. Vérification des charges verticale à la base.....	51
Tableau 4.16. Vérification des efforts horizontale à la base selon l'axe X.	51
Tableau 4.17. Vérification des efforts horizontale à la base selon l'axe Y.	51
Tableau 4.18. Vérification des périodes pour le premier système (VP).....	52
Tableau 4.19. Vérification des périodes pour le deuxième système (SM)	52
Tableau 4.20. Vérification des périodes pour le troisième système (PCV).....	52

Tableau 4.21. Pourcentage de participation massique pour 1ère modèle (VP).....	54
Tableau 4.22. Pourcentage de participation massique pour 2eme modèle (SM).....	54
Tableau 4.23. Pourcentage de participation massique pour 3eme modèle (PCV).....	55
Tableau. 4.24 : valeurs des pénalités p q	58
Tableau 4.25. Paramètres sismiques.....	59
Tableau 4.26. Calcul de la force sismique pour le premier système (VP).....	59
Tableau 4.27. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul pour le premier système (VP)	59
Tableau 4.28. Calcul de la force sismique pour le deuxième système (SM).....	59
Tableau 4.29. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul pour le deuxième système (SM)	59
Tableau 4.30. Calcul de la force sismique pour le troisième système (PCV)	59
Tableau 4.31. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul pour le troisième système (PCV)	60
Tableau 4.32. Vérification des déplacements inter étages pour le premier système « VP » selon l'axe X.	62
Tableau 4.33. Vérification des déplacements inter étages pour le premier système « VP » selon l'axe Y.	62
Tableau 4.34. Vérification des déplacements inter étages pour le deuxième système « SM » selon l'axe X.	63
Tableau 4.35. Vérification des déplacements inter étages pour le deuxième système « SM » selon l'axe Y	63
Tableau 4.36. Vérification des déplacements inter étages pour le troisième système « PCV » selon l'axe X.	64
Tableau 4.37. Vérification des déplacements inter étages pour le troisième système « PCV » selon l'axe Y.	64
Tableau 4.38. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le premier système « VP» selon l'axe X.....	67
Tableau 4.39. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le premier système « VP» selon l'axe Y.....	67
Tableau 4.40. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le deuxième système « SM» selon l'axe X... ..	67
Tableau 4.41. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le deuxième système « SM» selon l'axe Y... ..	68
Tableau 4.42. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le troisième système « PCV» selon l'axe X.. ..	68
Tableau 4.43. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le troisième système « PCV» selon l'axe Y.. ..	68
Tableau 4.44. Quantité du besoin en béton de chaque système de contreventement.	70
Tableau 4.45. Ferrailage adopte des poteaux	72
Tableau 4.45. Ferrailage adopte des Voiles	72
Tableau 4.45. Ferrailage adopte des poutres	72

Liste des figures

Figure 1.1 Effondrement total des constructions non ou mal contreventées : Séisme de 21 Mai 2003 de Boumerdès	2
Figure 1.2 Diaphragme horizontal	4
Figure 1.3 Schéma du comportement du diaphragme flexible sous l'action du séisme.	4
Figure 1.4 Schéma du comportement du diaphragme rigide sous	5
l'action du séisme. [2]	5
Figure 1.6 Contreventement vertical par des voiles en béton armé	7
Figure 1.7 Mode de fonctionnement d'un mur de contreventement	8
Figure 1.8 Mode de fonctionnement d'un triangulé.	8
Figure 1.9 Contreventement par des barres en X.	9
Figure 1.13 Vue en 3D d'un immeuble à	10
noyau de stabilité.....	10
Figure 1.15 Stabilisation longitudinal et latéral	11
Figure 2.1 Plan de L'étage Courant	18
Figure 2.2 vue de façade	19
Figure 2.3 Plan de L'étage Cou	19
Figure 2.4 : « Diagramme contraintes déformation du béton à ELU »	22
Figure 2.5 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS	23
Figure 2.6 : Diagramme contraintes déformation de l'acier	23
Figure 3.1 : Plancher terrasse inaccessible	25
Figure 3.2 : Plancher étage courant	26
Figure 3.3 : Constituants d'un mur extérieur.	27
Figure 3.4. Surface revenant au poteau central	32
Figure 3.5. Surface revenant au poteau de rive	32
Figure 3.6. Surface revenant au poteau d'angle	33
Figure 3.7 : Coupe d'un voile en plan	37
Figure 3.8 : Coupe d'un voile en élévation	38
Figure 4.1. Premier système de contreventement : voiles porteurs.....	43
Figure 4.2. Deuxième système : contreventement mixte.	44

Figure 4.3. Troisième système : portiques contreventés par des voiles.	45
Figure 4.4 Période fondamentale des systèmes de contreventement dans les deux sens	52
Figure 4.5 Période maximale des systèmes dans les modes	54
Figure 4.7 Déplacements inter étages des systèmes de contreventement dans les deux sens : (a) sens X et (b) sens Y.	64
Figure 4.8. Évaluation des effets du second ordre.	65
Figure 4.9 Effet maximal ($P-\Delta$) des systèmes de contreventement dans les deux sens : (a) sens X et (b) sens Y.....	68
Figure 4.10 Quantité du béton pour les poteaux de chaque système.....	68
Figure 4.11 Quantité du besoin en béton du voile de chaque système.....	70
Figure 4.12 Quantité du besoin en béton total de chaque système.....	71

Liste des symboles

R : Coefficient de comportement

$D_{x,y}$: Dimensionnement de la structure dans l'axe X et l'axe Y.

h_N : la hauteur de la structure.

T_k : La période du mode k

α_j : Facteur de participation.

(a;b): Dimensions de la section des poteaux.

A : coefficient d'accélération de zone.

A_s : Section d'acier comprimée.

A_s : Section des armatures tendue.

b : La largeur de la section.

B : Section de béton du poteau.

B : Surface de la section du béton.

B_r : Section réduite d'un poteau.

E_j : module de Young du béton.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : la limite élastique variant avec les différents types d'acier.

f_e : Limite élastique de l'acier..

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

h : hauteur du poteau ou voile.

h : La hauteur de la section du béton.

h_e : Hauteur d'étage.

h_t : hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

I : moment d'inertie du poteau ou voile.

i : Rayon de giration.

K : matrice de rigidité.

L : la portée max d'une poutrelle.

L : La portée maximale de la poutre.

l_f : Longueur de flambement.

M : matrice de masse.

N : Nombre de niveaux au-dessus du sol.

n : Coefficient d'équivalence.

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

N_u : Effort normal ultime (compression).

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement de la structure.

T : La période de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier.

ϵ_s : L'allongement limite (%).

ϵ : Facteur de correction d'amortissement.

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

Introduction Générale

Introduction générale

L'activité sismique en tant catastrophe naturelle reste un grand problème le plus dangereux sur la stabilité des structures en particulier les plus élancées. Actuellement, le développement économique dans la plupart des pays favorise de plus en plus la construction verticale afin d'optimiser l'utilisation de l'espace disponible tout en préservant l'économie des ressources. Pour répondre à ce souci, les constructions doivent être conçues de manière parasismique ce qui implique l'utilisation des systèmes de contreventement pour absorber et dissiper l'énergie sismique. Les règlements parasismiques tels que RPA proposent certains systèmes de contreventements tels que : (1) Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie, (2) Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide, (3) Voiles porteurs, (4) Noyau, (5) Mixte portiques/voiles avec interaction, (6) Portiques contreventés par voiles

Le mauvais choix d'un système de contreventement d'une structure en béton armé présente un risque certain en raison des dommages que la structure peut subir lors de séismes violents. C'est pourquoi, il est important de développer les aptitudes de maîtrise des systèmes de contreventement des structures en analysant leur effet sur la stabilité des structures.

L'étude de stabilité des bâtiments en béton armé, quel que soit leur type, rencontre souvent de nombreuses difficultés lors du choix du système de contreventement approprié pour chaque type de structure. Le calcul de stabilité vise généralement trois objectifs : **(a)** la structure doit être en sécurité. Toute personne exige que la structure qu'elle occupe soit en sécurité et ne menace pas d'effondrement (*sécurité adéquate*), **(b)** la structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (*durabilité adéquate*), et **(c)** la structure doit être économique, que ce soit du point de vue coût de construction ou de maintenance dans le temps (*économie adéquate*).

L'objectif de la présente étude est d'analyser l'effet de trois systèmes structurels de contreventement proposés par les RPA sur le comportement sismique des structures, à savoir : (a) Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (VP),

(b) Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (SM), et (c) Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (PCV).

Le sujet de ce mémoire consiste à étudier un bâtiment en forme rectangulaire en RDC+8 étages à usage d'habitation, situé dans la wilaya d'Alger en zone sismique III (selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99). Selon l'importance, l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2. La structure est en béton armé composée de portiques et de voiles, de configuration régulière en plan et en élévation.

En premier lieu, nous abordons l'impact du système de contreventement sur la stabilité sismique de notre structure. En second lieu, nous comparons les résultats des différents critères de stabilité pour choisir le système de contreventement le plus approprié pour notre structure et qui assure à la fois plus de sécurité et de protection contre les séismes, tout en étant le moins coûteux possible.

Pour ce faire, nous procéderons dans le premier chapitre par une présentation exhaustive de généralités et définitions des contreventements généraux des bâtiments ainsi qu'une description sur la classification des systèmes de contreventements suivant le règlement RPA 99 version 2003.

Le deuxième chapitre s'intéresse à une présentation complète du projet et la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

Le troisième chapitre présente l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges et le pré-dimensionnement des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).

Nous présentons dans le quatrième chapitre une comparaison en termes de stabilité et en besoin en béton entre trois différents systèmes de contreventement proposés par RPA.

Chapitre 1

Différents systèmes de contreventement

1 Introduction

Pour améliorer les performances des structures dans les zones sismiques, les ingénieurs fournissent souvent des éléments de contreventement au besoin pour contrer les effets horizontaux du mouvement du sol et assurer la stabilité de la structure. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce chapitre, la première section présentant la définition des contreventements en génie du bâtiment et la seconde présentant les différents systèmes de contreventement des ouvrages en béton armé.

1.1 Généralité sur les contreventements

1.1.1 Définition des contreventements

Les contreventements sont des systèmes statiques ou un ensemble d'éléments de construction utilisés pour assurer la stabilité globale d'une structure face aux effets horizontaux résultant des forces potentielles telles que le vent, le séisme, et d'autres. Ils permettent également de stabiliser des parties localisées de la structure (poutres, poteaux) en cas d'instabilité telles que le flambage ou le déplacement latéral.

1.1.2 Principe de base

Lors d'un séisme, une structure reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales, doivent être transmises au sol, qui est le support de la construction.

Deux approches peuvent être adoptées pour y parvenir :

-  **Structures auto-stables** : Les descentes de charges horizontales passent par les mêmes éléments structuraux que les descentes de charges verticales (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés ...).
-  **Structures contreventées** : Les descentes de charges horizontales sont contrôlées par des dispositifs spéciaux (systèmes articulés + contreventement, etc.).

La stabilité d'une structure doit être assurée vis-à-vis à la fois aux charges horizontales et verticales. La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, ainsi que la qualité de leur mise en œuvre en général, conditionne leur efficacité. L'absence de contreventement et une concentration de contraintes trop élevée en tête de poteaux sont parmi les principaux facteurs de ruine en cas de séisme. (**Figure 1.1**)[1].



Figure 1.1 Effondrement total des constructions non ou mal contreventées : 21 Mai 2003 de Boumerdès.

1.1.3 Disposition du contreventement

Le contreventement assure une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses sismiques qui se propagent dans les trois dimensions. Afin d'assurer la stabilité d'ensemble d'un bâtiment, Par conséquent, les contreventements verticaux, conçus pour transférer les forces horizontales dans les fondations, se distinguent des contreventements horizontaux qui sont conçus pour contrecarrer la torsion causée par ces forces. La majorité des contreventements sont constituées de voiles (supports verticales) ou de plaques (supports horizontales) en béton armé, en maçonnerie mais aussi des treillis verticaux en acier.

La fonction du contreventement horizontal est de transférer les efforts latéraux aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour garantir le contreventement horizontal, les planchers et toitures servant de diaphragme rigide ne doivent pas être affaiblis par des percements (ouvertures) trop grands ou mal placés qui pourraient compromettre leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie [1].

Ainsi, des contreventements dans au moins deux directions horizontales sont requis dans la plupart des projets de construction et une bonne disposition de ces contreventements permet de:

- ✚ Diminuer l'excentricité géométrique du bâtiment pour assurer sa stabilité.
- ✚ Atténuer les efforts sismiques.
- ✚ Réduire au maximum les effets de torsion du bâtiment.

1.2 Contreventement général des bâtiments

La première préoccupation d'un ingénieur d'études est de prévoir des dispositions pour garantir la stabilité générale et, en particulier, la prévention de l'effondrement de l'ensemble de la structure. Ces dispositions doivent non seulement assurer la résistance aux efforts horizontaux pris en compte dans les calculs, tels que ceux résultant de l'action du vent, mais également permettre aux bâtiments de résister aux effets de sollicitations inhabituelles, telles que des explosions localisées, sans subir de dommages excessifs. Ces problématiques se posent avec une vigilance particulière dans les bâtiments à plusieurs étages.

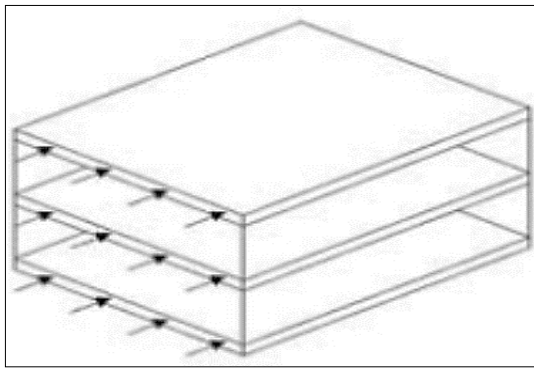
Cependant, les différents types de systèmes de contreventement dans les structures en béton armé en Algérie sont régis par la réglementation en vigueur RPA 99 version 2003.

1.2.1 Contreventement horizontal

Le contreventement horizontal, assurant la résistance horizontale, dans le cas d'une structure parasismique, est généralement obtenu par des aménagements structuraux au niveau des planchers et des plafonds. Il est assuré soit par la construction d'un diaphragme, soit par la réalisation de poutres au vent obtenues généralement par triangulation.

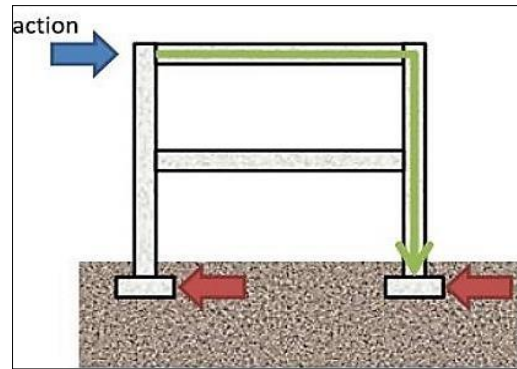
1.2.2 Diaphragme

L'effet de diaphragme se produit lorsque les planchers sont suffisamment raides pour ne pas se déformer sous l'effet des efforts horizontaux, agissant dans le plan du plancher, permettant l'hypothèse simplifiée que ces efforts sont ensuite répartis respectivement dans les éléments de contreventement proportionnel à leur raideur. La nature du plancher influence la répartition des efforts horizontaux entre les éléments verticaux. Cependant, les diaphragmes souples et rigides sont deux sortes de planchers qui correspondent à deux comportements différents face aux efforts horizontaux. (**Figure 1.2**) [\[2\]](#)



Les forces sont collectées par la structure

horizontale. [2]



Distribuées au système vertical et transmises

finalement aux fondations. [2]

Figure 1.2 Diaphragme horizontal

1.2.2.1 Diaphragme flexible

Il n'a pas de comportement dynamique continu de part et d'autre des éléments verticaux (poutres et poteaux), et chaque élément supporte une charge proportionnelle à la surface de plancher associée à la charge verticale. (Figure 1.3)

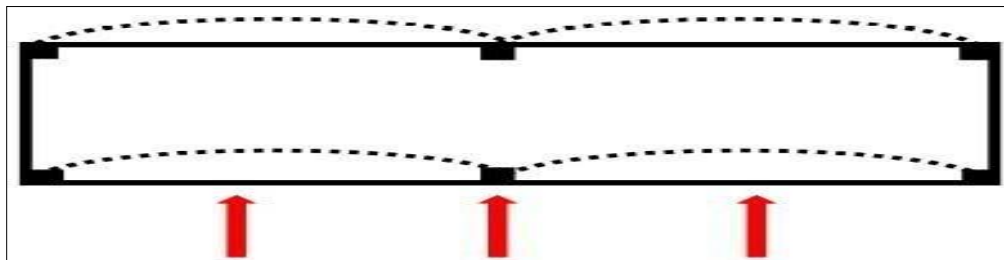


Figure 1.3 Schéma du comportement du diaphragme flexible sous l'action du séisme. [2]

1.2.2.2 Diaphragme rigide

Ce type de diaphragme se distingue par sa capacité à maintenir une phase élastique et à se comporter comme une poutre horizontale. Un diaphragme rigide impose le même mouvement au sommet de chaque élément vertical, permettant une stimulation équitable de toutes les zones de stabilisation. (Figure 1.4) [2]

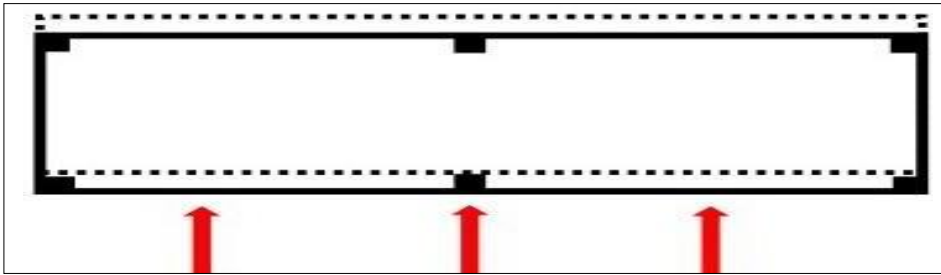


Figure 1.4 Schéma du comportement du diaphragme rigide sous l'action du séisme. [2]

1.2.3 Contreventement vertical

Certaines constructions, telles que les portiques, manquent souvent la rigidité nécessaire pour supporter les charges horizontales. L'ajout d'éléments résistants à ces charges assure leur stabilité. Les composants d'un contreventement vertical peuvent être classés en trois catégories : les portiques, les panneaux et les palées triangulées.

1.2.3.1 Contreventement assuré par portiques (cadres rigides)

Les portiques sont des structures constituées de poteaux et de poutres solidaires. En raison de la simplicité de leur exécution et des économies de coûts sur les matériaux utilisés, les structures en béton armé avec portiques auto-stables sont de plus en plus courantes dans la construction de bâtiments modernes. Cependant, du fait de leur souplesse, ce genre de structure n'est pas adapté aux structures élancées. Cette technique conduit à des sections de béton et des armatures plus importantes, ainsi qu'à des dispositions de ferrailage plus complexes que ceux couramment utilisés dans les constructions de bâtiments.

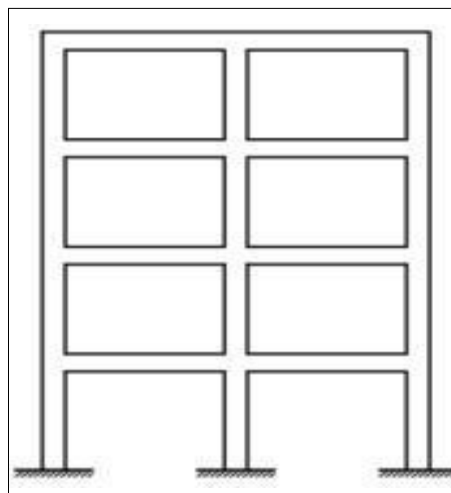


Figure 1.5 Ossature en portique (à deux travées)

La forme et le dimensionnement des portiques doivent être choisies de manière à ce que les zones plastifiées (rotules plastiques), ce qui implique que la résistance des poteaux et nœuds soit supérieure à celle des poutres ; sinon, la structure peut devenir instable (effondrement prématuré). Ainsi, le calcul des ossatures dans les portiques peut se faire selon diverses méthodes dont certaines sont plus développées que d'autres.

1.2.3.2 Contreventement assuré par panneaux

Les panneaux de contreventement vertical, appelés aussi « panneaux de stabilité », sont des éléments structuraux résistant aux forces horizontales dans leur conception et assurant la transmission des charges dynamiques aux fondations. Il peut s'agir de panneaux rigides tels que des voiles en béton armé, des murs en maçonnerie, etc. Les éléments de contreventement qui en résultent sont plus rigides. Par ailleurs, les ouvertures ne doivent pas être utilisées pour réduire leur efficacité.

1.2.3.2.1 Voile en béton armé

Les éléments structuraux verticaux, généralement des murs en béton armé, transfèrent efficacement les charges latérales aux fondations. Leur rigidité les rend essentiels pour fournir un support structurel. **(Figure 1.6)**

Dans certains cas, les composants verticaux de transmission de charge peuvent être éliminés grâce à l'utilisation de voiles de cause, qui sont installées transversalement sur des bâtiments de forme rectangulaire allongée. De plus, les murs en béton armé sont de plus en plus utilisés pour prévenir les dommages.

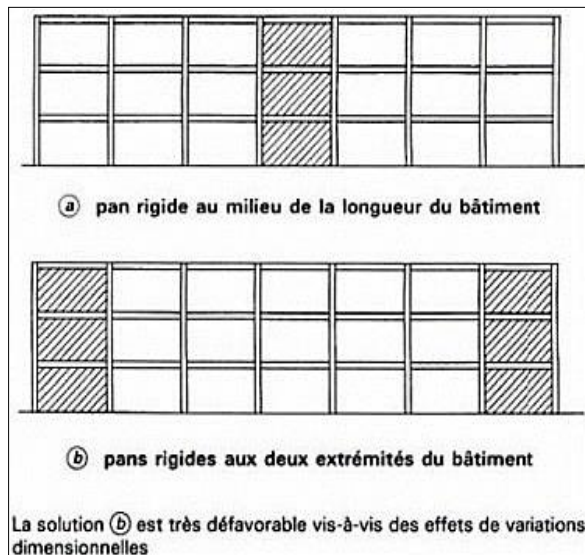
Dans l'économie, ils fournissent un support contre les charges de gravité et les mouvements latéraux du bâtiment. C'est un avantage clair et visible.

Assurez-vous que les entreprises possèdent l'équipement de coffrage approprié, comme le coffrage de tunnel et de banc. Le support longitudinal de l'édifice est assuré par des voiles positionnées sur le plan de façade et les murs longitudinaux. Ces voiles sont généralement conçues pour des portées spécifiques, et il est optimal d'installer des voiles de support dans un canal près du centre du bâtiment pour éviter les résultats indésirables dus au rétrécissement et aux changements de température. Il est conseillé de naviguer à l'écart des extrémités du bâtiment et les voiles ne doivent pas être situées aux extrémités. Deux problèmes se posent lors de la détermination des supports de murs en béton armé :

✚ Celui, d'ailleurs général, de la répartition des forces horizontales s'exerçant sur un bâtiment

entre les différents pans de contreventement

- ✚ Celui de la détermination des efforts dans les éléments de liaison (linteaux) des voiles disposés dans un même plan.



Disposition des voiles en béton armé

Ossature contreventée par voiles en béton armé.

Figure 1.6 Contreventement vertical par des voiles en béton armé [2]

1.2.3.2.2 Remplissage en maçonnerie

Pour les bâtiments avec un nombre limité d'étages, il est particulièrement important de se souvenir des alternatives pour assurer une résistance adéquate grâce à un remplissage de maçonnerie adéquat. Cependant, il ne fait aucun doute qu'il faut veiller à ce que la maçonnerie en question ne disparaisse pas ou ne soit pas altérée par des forages ultérieurs, par ex. Les cages d'escalier, les jonctions entre habitations ou bâtiments, ou les séparations pignons remplissent généralement cette condition.

À nos jours, il semble qu'il n'y ait pas de méthode réglementaire pour la détermination de la résistance et la rigidité des panneaux de remplissage en maçonnerie encadrés et leur contribution à la résistance structurelle globale de la structure et qui constitue une préoccupation majeure pour les chercheurs. Plusieurs études ont été menées, mais elles se sont limitées à certains types d'ossatures et de remplissage. (**Figure 1.7**)

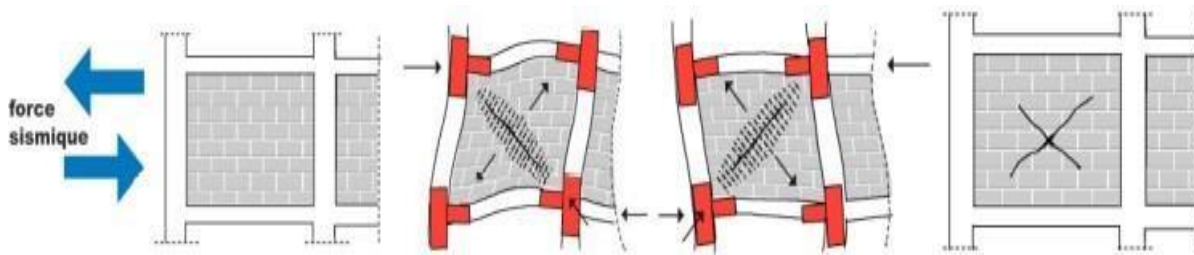


Figure 1.7 Mode de fonctionnement d'un mur de contreventement [2]

1.2.3.3 Contreventement assuré par palées triangulées

Les palées triangulées sont des systèmes de treillis, conçu comme des contreventements verticaux capable de reprendre les actions horizontales et dont les éléments (barres : diagonales...) sont principalement soumis à des efforts axiaux. **(Figure 1.8)**

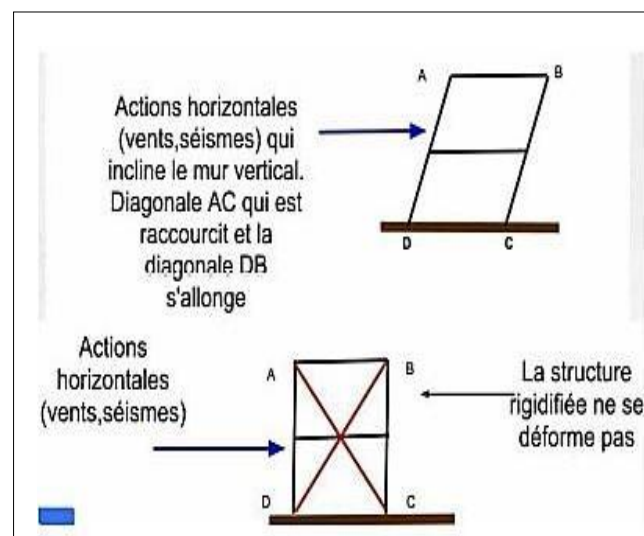


Figure 1.8 Mode de fonctionnement d'un triangulé.

L'existence de triangulations rend parfois difficile l'exécution d'ouvertures dans les pans de contreventement : il peut être possible de trouver une solution convenable en plaçant les éléments de triangulation sur une hauteur de deux étages plutôt que sur une hauteur d'un étage. La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendus moins facile. En fin de compte, les travées triangulées sont des systèmes de défense assez rigides. Elles peuvent être constituées de :

- ✓ **Tirants diagonaux** : ne travaillant pas en compression, se fatiguant vite à force d'efforts alternés, et gaspillant très peu d'énergie.
- ✓ **Barres en diagonale, en X, en V ou autres.** (Figure 1.9) , (Figure 1.10), (Figure 1.11)



Figure 1.9 Contreventement par des barres en X.

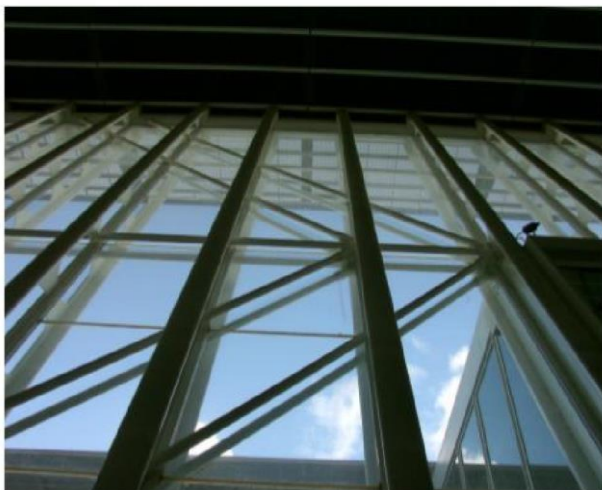
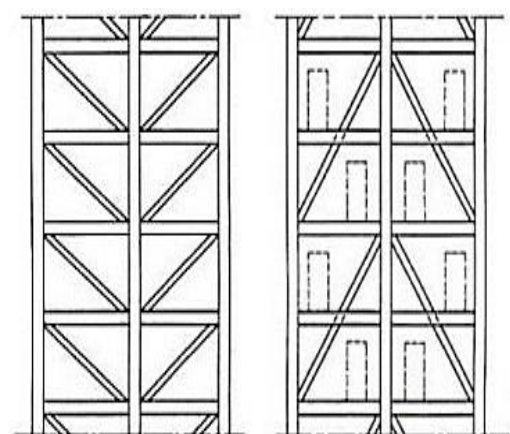
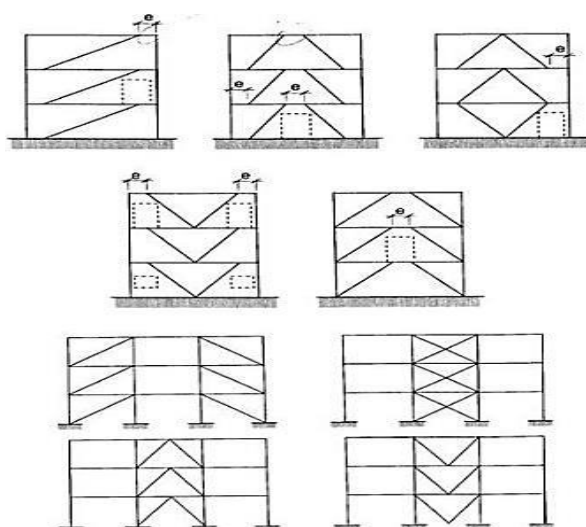


Figure 1.9 Contreventement par tirants en triangulation



Figure 1.11 Contreventement par des barres en V



(a) sur la hauteur d'un étage **(b)** sur la hauteur de deux étages

La solution **(b)** facilite l'aménagement des baies

Figure 1.12 Pans de contreventement triangulé

1.2.3.4 Noyau de stabilité

Ce groupe s'observe le plus fréquemment dans une zone de regroupement des circulations verticales telles que les ascenseurs et escaliers de secours. La stabilité des bâtiments résidentiels et commerciaux est habituellement assurée par une structure centrale composée de parois verticales, de voiles en béton armé disposés selon des plans orthogonaux et par des planchers. Les parois de ce noyau assurent le transfert d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux efforts horizontaux, tel que le vent. En général, les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, ne peuvent en théorie supporter que des charges verticales. Dans ce cas, le bâtiment est complètement contreventé par un noyau rigide en béton armé qui absorbe tous les efforts horizontaux. **(Figure 1.13 ,1.14)**

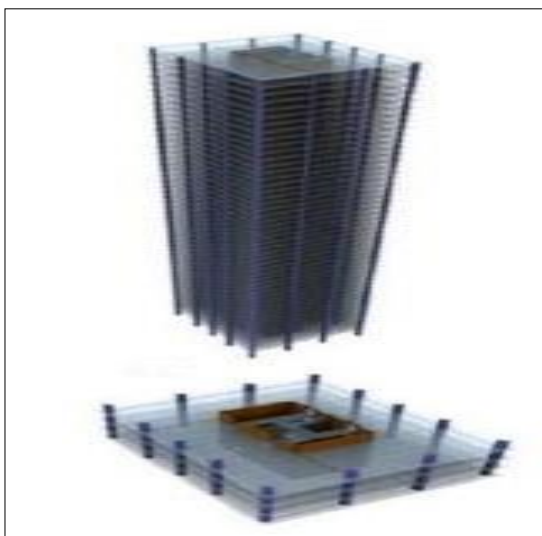


Figure 1.13 Vue en 3D d'un immeuble à noyau de stabilité. [2]

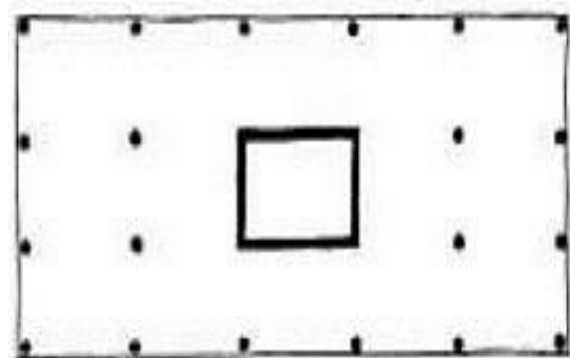


Figure 1.14 Vue en plan d'un bâtiment à noyau de stabilité

1.2.3.5 Solution mixte

Un contreventement mixte est une combinaison de deux (2) catégories de contreventements choisies parmi celles précédemment définies. Il se compose de portiques ductiles ou d'ossatures auto-stables couplées à des palées triangulées en forme de X, de V, de Λ (V renversé) etc **(Figure 1.12), (Figure 1.13)**. Le défi crucial est donc de déterminer la répartition horizontale des efforts sur les différents pans de contreventement, dont la déformabilité peut varier considérablement en raison de leur taille et de leur composition.

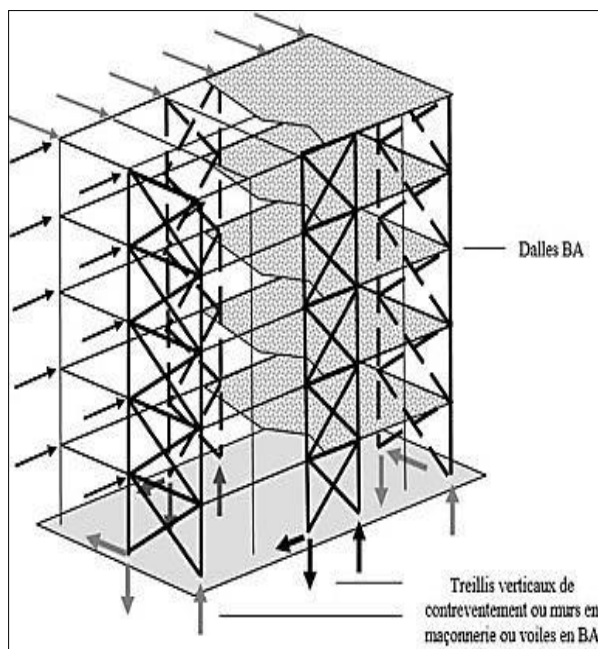


Figure 1.15 Stabilisation longitudinal et latéral assurée par contreventements

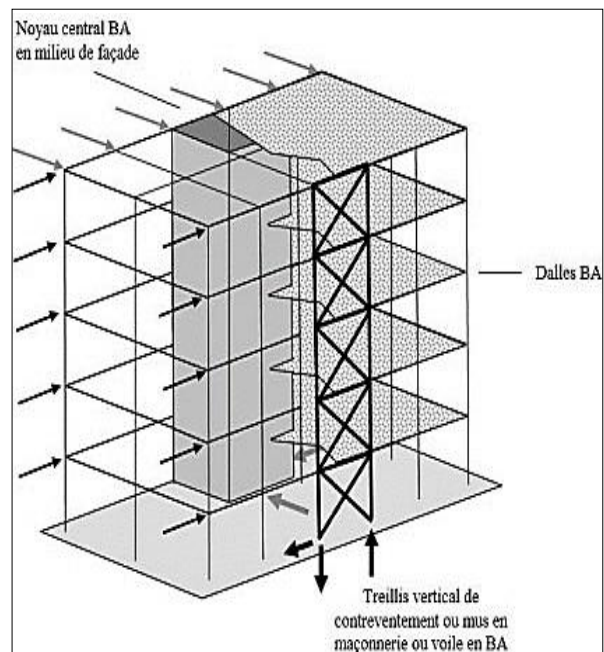


Figure 1.16 Stabilisation assurée par un noyau central avec voile ou palée triangulée

1.2.4 Systèmes de contreventement selon l'Eurocode 8

Le système de contreventement selon l'Eurocode 8 est une méthode de calcul et de conception des structures pour résister aux séismes. Ce système définit des règles et des critères pour la conception des bâtiments en tenant compte de la région sismique, de la hauteur du bâtiment, de la catégorie d'usage, et des matériaux utilisés.

Les principaux objectifs visés du système de contreventement en cas de séisme selon l'Eurocode 8 sont les suivants :

- Assurer la sécurité des occupants du bâtiment;
- Réduire les dommages causés à la structure du bâtiment;
- Éviter l'effondrement total du bâtiment.

Les systèmes de contreventement retenus dans le présent règlement sont classés selon les catégories suivantes :

- **Système à contreventement mixte** : système de structure dans lequel le transfert des charges verticales est assuré principalement par une ossature tridimensionnelle et le contreventement est assuré en partie par l'ossature et en partie par des murs couplés ou non. Une rigidité à la torsion minimale doit également être assurée

- **Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature** : système à contreventement mixte dans lequel l'effort tranchant résistant du système d'ossature, à la base du bâtiment, est supérieur à 50 % de l'effort tranchant résistant de l'ensemble de la structure
- **Système à contreventement mixte, équivalent à des murs** : système à contreventement mixte dans lequel l'effort tranchant résistant des murs, à la base du bâtiment, est supérieur à 50 % de la résistance sismique totale de la structure
- **Système à noyau** : système à contreventement mixte ou système de murs ayant une faible rigidité à la torsion, par exemple une structure composée d'ossatures flexibles combinées avec des murs concentrés en plan à proximité du centre du bâtiment.
- **Système en pendule inversé** : système dans lequel 50 %, ou plus, de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure, ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément isolé du bâtiment.

1.2.5 Systèmes de contreventement selon l'ACI

Le code de construction du bâtiment de l'American Concrete Institute (ACI) définit également des critères de conception pour les systèmes de contreventement en béton armé qui peuvent être classés en deux catégories principales :

- Les systèmes de contreventement à mur porteur et les systèmes de contreventement à ossature en béton.

Les murs porteurs en béton sont souvent utilisés comme système de contreventement dans les bâtiments en béton armé. Les murs porteurs sont des éléments porteurs qui sont dimensionnés pour résister aux charges verticales et horizontales. La résistance aux charges horizontales est assurée en augmentant l'épaisseur du mur et en ajoutant des armatures de renforcement. Les murs porteurs peuvent être continus le long de la hauteur du bâtiment ou ils peuvent être discontinus et interrompus par des ouvertures pour les portes et les fenêtres.

- Les systèmes de contreventement à ossature en béton sont également couramment utilisés dans les bâtiments en béton armé. Les systèmes de contreventement à ossature en béton sont constitués de poteaux et de poutres en béton qui sont dimensionnés pour résister aux charges horizontales. Les poteaux et les poutres sont reliés entre eux pour assurer la continuité de la structure et la résistance aux charges horizontales.

Il est important de noter que la conception des systèmes de contreventement en béton armé doit être réalisée par un ingénieur en génie civil qualifié. La sécurité des occupants du

bâtiment en cas de séisme dépend en grande partie de la qualité de la conception et de la mise en œuvre des systèmes de contreventement en béton armé.

1.3 Critères de choix et classification des systèmes de contreventement pour les structures en béton armé

1.3.1 Critères de choix

Le choix entre les contreventements souples (portiques) et rigides (treillis, murs) est une question de circonstance, avec des avantages et des inconvénients à considérer avec soin dans chaque cas, ainsi que le coût de chaque option.

1.3.2 Catégorisation de système de contreventement selon RPA 99/2003

La catégorisation des systèmes structuraux est basée sur leur fiabilité et leur capacité de dissipation d'énergie face à l'action sismique, et la valeur numérique du coefficient de comportement R correspondant est établie en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, la capacité de redistribution des efforts au sein de la structure et les capacités de déformation des éléments. Les systèmes de contreventement retenus dans le présent règlement sont classés selon les catégories suivantes :

1.3.2.1 Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

Il s'agit d'une ossature entièrement constituée de portiques capables de reprendre l'ensemble des sollicitations liées aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas provoquer de déformations du portique comme par exemple, des cloisons désolidarisées ou légères sans liaisons qui provoquent le mouvement du portique. Les exigences de ce système sont :

- ✓ 05 niveaux ou 17 m en zone I ;
- ✓ 04 niveaux ou 14 m en zone IIa ;
- ✓ 03 niveaux ou 11 m en zones IIb et III ;

1.3.2.2 Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

Il s'agit d'une ossature entièrement constituée de portiques capables de reprendre l'ensemble des sollicitations liées aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les remplissages concernés doivent être disposés le plus symétriquement possible par rapport au barycentre de chaque étage afin de ne pas aggraver une éventuelle dissymétrie du système de contreventement en béton armé de l'étage. Les exigences de ce système sont :

- ✓ 05 niveaux ou 17 m en zone I ;

- ✓ 04 niveaux ou 14 m en zone IIa ;
- ✓ 03 niveaux ou 11 m en zone IIb ;
- ✓ 02 niveaux ou 8 m en zone III.

1.3.2.3 Voiles porteurs en béton armé

Le système est composé soit uniquement de voiles, soit à la fois de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

R=3.5

1.3.2.4 Noyau en béton armé

Dans un tel cas, le bâtiment est complètement contreventé par un noyau en béton armé qui absorbe tous les efforts horizontaux. **R=3.5**

1.3.2.5 Système de contreventement mixte

Il est tout à fait acceptable d'utiliser des solutions mixtes, qui combinent certaines des solutions mentionnées précédemment. Le RPA 99 version 2003 suggère deux systèmes de contreventements mixtes : par des voiles et des portiques, avec et sans justification des interactions portiques-voiles. **R=3**

- **La première avec justification d'interactions portiques-voiles :** En raison des charges verticales, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques. En dehors des sollicitations dues aux charges verticales, les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. **R=5**
- **La deuxième sans justification d'interactions portiques-voiles :** les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Avec ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum. Toutefois, en zone III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. **R=4**

1.3.3 Coefficient de comportement R

Le choix de la valeur du coefficient de comportement R n'est pas évident et la plupart des réglementations adoptent une valeur fixe unique pour ce facteur. En effet, les coefficients de comportement facteurs sont des fonctions complexes d'un grand nombre de paramètres, dont

l'expression ne peut être réduite à une simple constante.

Le coefficient de comportement R , caractéristique du système structurel, est une expression de la ductilité de la structure, et qui est spécifiée par la réglementation pour un certain nombre de types de construction. Dans le règlement parasismique algérien actuel (RPA), les effets non linéaires sont pris en compte par l'utilisation d'un coefficient de comportement unique (R) qui réduit forfaitairement les efforts sismiques perçus par la structure, basée sur le concept de ductilité qui s'exprime comme le ratio du déplacement maximal atteint sur le déplacement en limite d'élasticité. [4]

Ainsi, les valeurs de référence pour ce coefficient sont données dans le **Tableau (1.1)** Conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003 :

Tableau 1.1 Coefficients de comportements R des structures en béton armé selon le RPA 99 version 2003

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Chapitre 2

Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux

2.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage dépend de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) face aux différentes déformations (compression, flexion...). La résistance de ces éléments est influencée par le type des matériaux utilisés, leurs dimensions et leurs caractéristiques

Les calculs de tous ces éléments constitue un ouvrage sur les règlements et les méthodes connues (BEAL91, RPA99 modifié en 2003) en outre sur les données des (bétons et acier).

Notre structure a été modélisée par un logiciel de calcul (ETABS v2016).

2.2 Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment est un immeuble de 8 étages (R+8) à Ain Malha Alger, Il est destiné à un usage mixte résidentiel et commercial, avec les étages supérieurs réservés à l'habitation et le rez-de-chaussée à usage commercial. Sa construction est en béton armé.

Le projet fait partie d'une résidence publique de programme LPA (2018-2020) à caractère privé, dont la livraison est prévue dans 24 mois. Les acteurs de cette opération sont le maître d'ouvrage, l'OPGI (Office de Promotion et de Gestion Immobilière) Ain Malha, le maître d'œuvre, le bureau d'étude N.S. Architectes Associées, et le contrôle technique assuré par le CTC Alger.

2.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Largeur en plan
 - Suivant X 29.55m.
 - Suivant Y 26.85m.
- Surface totale de tous les plancher 793.4175 m².
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 28.56m.
- Hauteur du RDC 4.08m.
- Hauteur d'étage courant 3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère 29.16m.

2.4 Données du site :

Le bâtiment est situé dans la wilaya de Alger, une zone classée en zone sismique III. Il est ancré à une profondeur de 3 mètres. L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. Le site est considéré comme étant meuble (S3). Régularité en plan et l'élévation a été vérifiée.

La structure du bâtiment est en béton armé et est contreventée par des voiles.

2.5 Éléments de l'ouvrage :

Élément principal : élément porteur faisant partie du système de contreventement (poutre, poteau, plancher, voile, mur ...).

Élément secondaire : élément porteur ne faisant pas partie du système de contreventement (poteau, mur...). [5]

- ❖ Ossature
- ❖ Planchers
- ❖ Escalier
- ❖ Ascenseurs
- ❖ Les murs
- ❖ Les balcons
- ❖ L'acrotère
- ❖ Revêtements

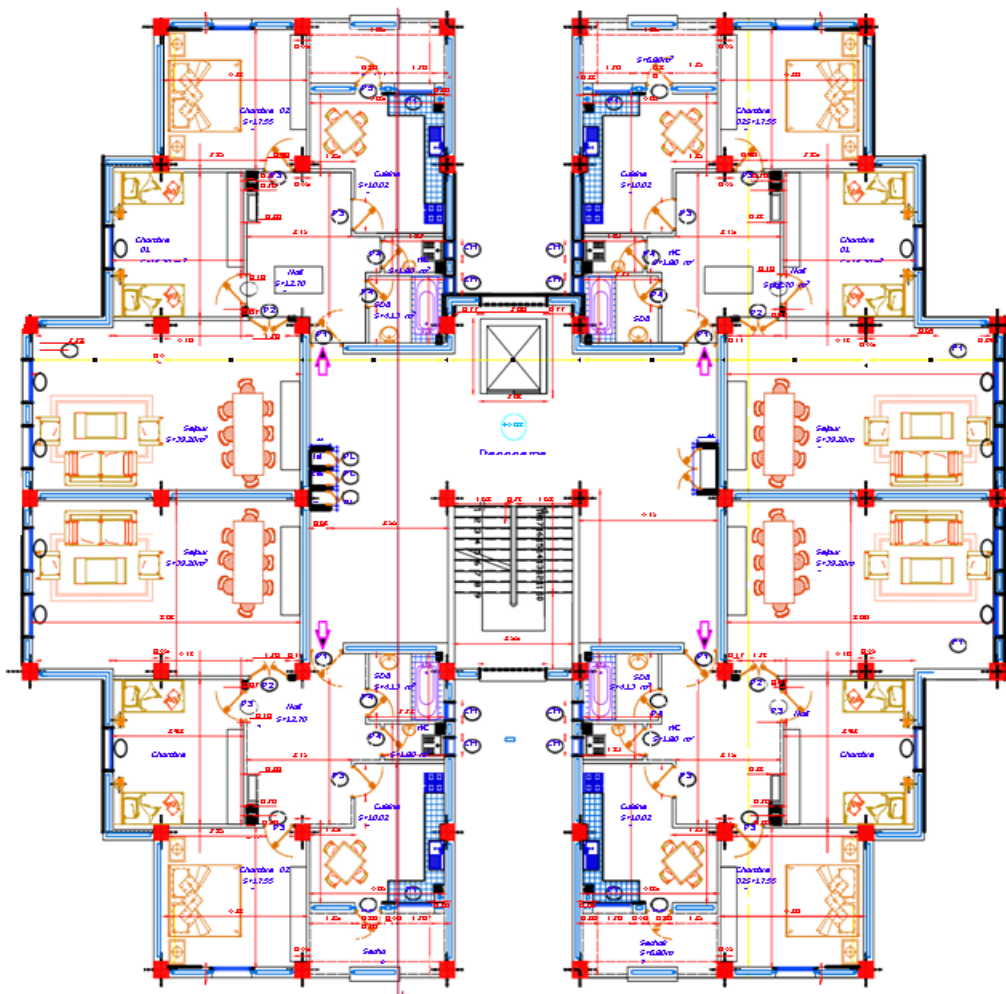


Figure 2.3 Plan de L'étage courant

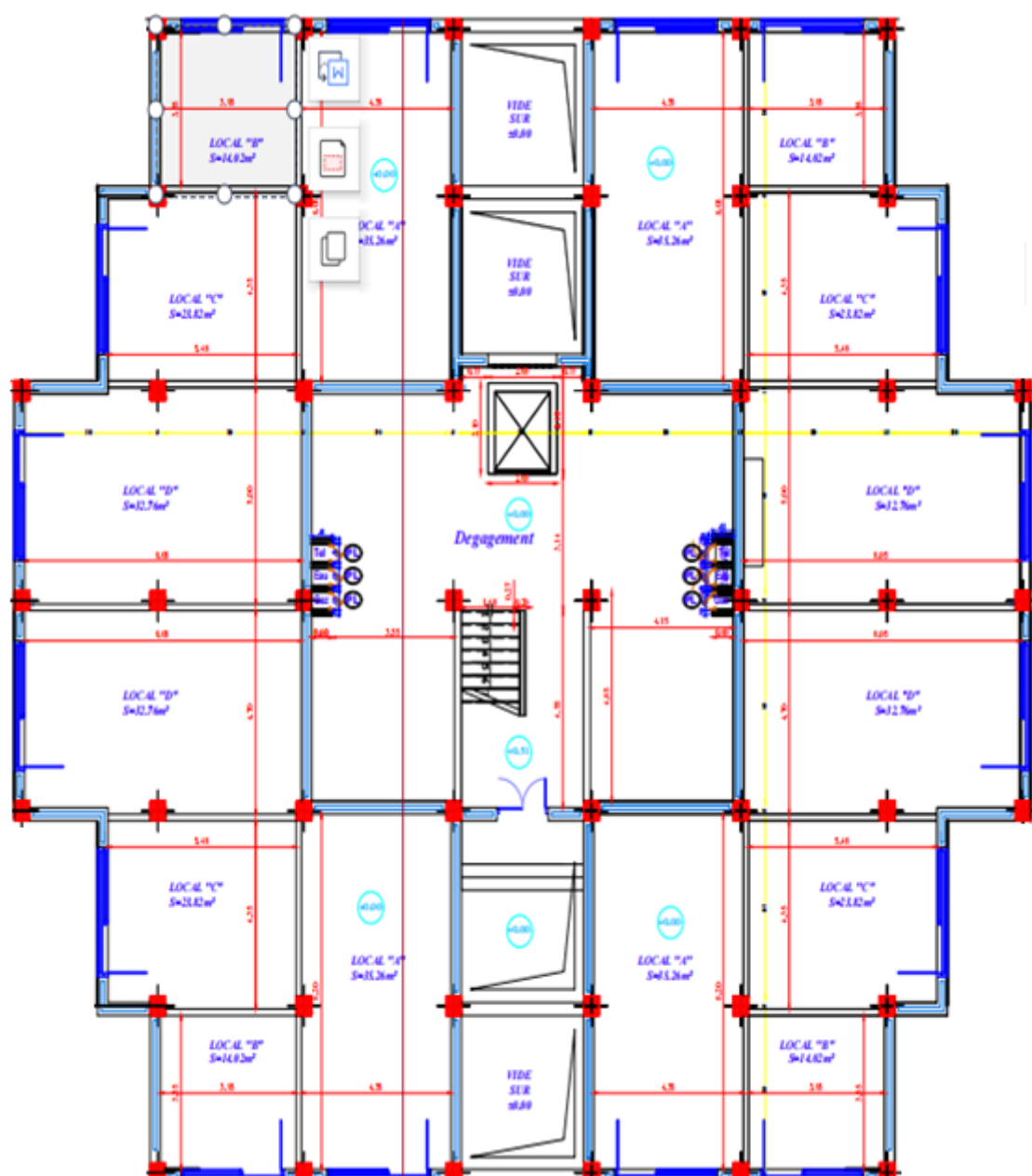


Figure 2.3 Plan de L'étage RDC



Figure 2.4 vue de façade

2.6 Caractéristiques des matériaux :

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant deux matériaux ayant des coefficients de dilatation thermique différents, à savoir le béton et l'acier. Ces deux matériaux sont choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL99)

2.6.1 Béton :

Le béton est un mélange de liant (ciment + eau) et de granulâtes (gravier + sable), dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement. Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes:

La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.

La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc....

Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible.

L'ouvrabilité au moment de la mise en œuvre, qui peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.

2.6.2 Formulation du béton :

Dans un mètre cube de béton, les proportions des constituants sont données à titre indicatif dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Le dosage du béton

Ciment (CEM. II.42.5. N)	/	350 Kg
Sable grossier	$0 < D_g < 5\text{mm}$	400 L
Gravier	$3 < D_g < 25\text{mm}$	800 L
Eau de gâchage	/	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2400 Kg/m^3 .

2.6.3 Résistances mécaniques du béton :

La résistance à la compression : (BAEL91 version 99) [6]

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise et notée f_{c28} , la résistance à la compression à J jour f_{cj} est donnée par :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa.} \end{cases}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

La résistance à la traction : BAEL91 version99.

La résistance caractéristique à la traction d'un béton à J jours est conventionnellement donnée par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0,06f_{cj} \text{ (MPa).}$$

2.6.4 Module de déformation longitudinale :

Le module d'élasticité mesure la raideur d'un matériau et sa capacité à résister à la déformation élastique, ce qui le rend important pour la conception et l'analyse des structures et des matériaux dans divers domaines de l'ingénierie.

Le module instantané E_{ij} : [7]

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

Le module différé E_{vj} : [7]

$$E_{vj} = 3700. \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

2.6.5 Coefficient de Poisson :

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

$$\text{Coefficient de Poisson} \quad \frac{\Delta R / R}{\Delta I / L}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \Delta R / R : \text{allongement relatif de section transversale.} \\ \Delta I / L : \text{allongement relatif de section longitudinale.} \end{array} \right.$

- **E.L.U** : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

2.6.6 Diagramme contrainte-déformation du béton à ELU :

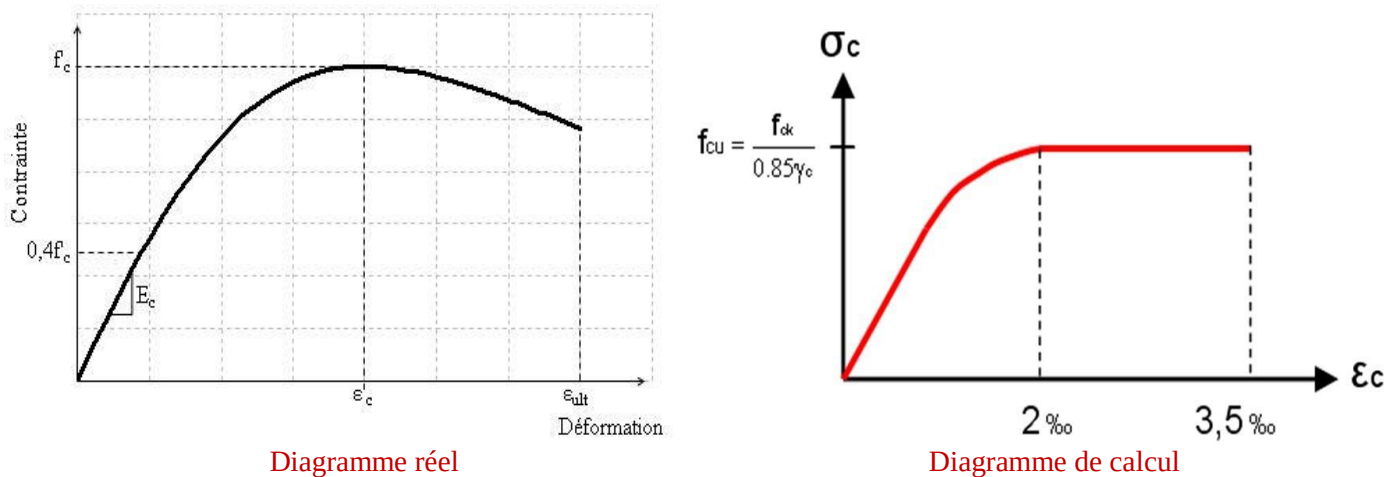


Figure 2.5 : « Diagramme contraintes déformation du béton à ELU »

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$

Avec : θ dépend du probable d'application (t) de la charge $\theta = 0,85$ si $t < 1h$

$\theta = 0,9$ si $1h \leq t \leq 24h$

$\theta = 1$ si $t > 24h$

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton

Le coefficient γ_b vaut :

1.5 : en situation durable et transitoire

1.15 : en situation accidentelle

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

2.6.7 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS :

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

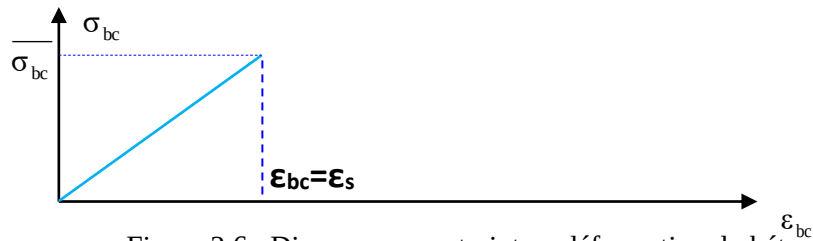


Figure 2.6 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$$

D'où :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

2.6.8 L'acier :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de notre structure sont :

- Les barres à haute adhérence de nuance $F_e E400$ pour les armatures longitudinales et les armatures transversales.
- Les treillis soudés, pour l'hourdis des planchers à corps creux.

2.6.9 Diagramme contraintes déformations des aciers :

Le diagramme contraintes déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

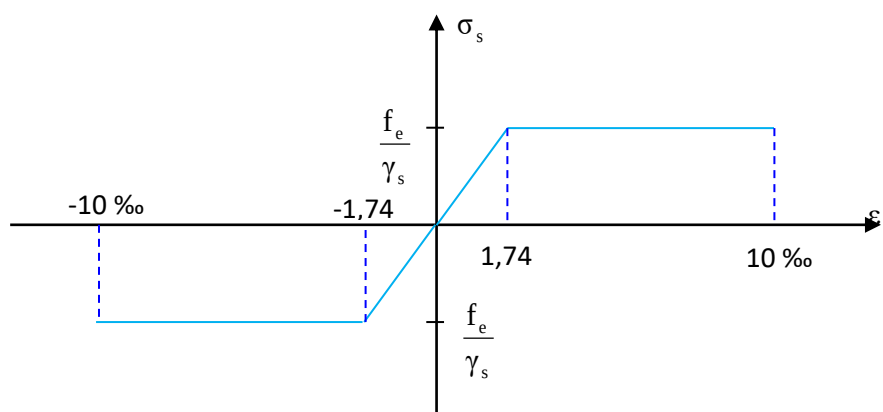


Figure 2.7 : Diagramme contraintes déformation de l'acier

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant f_e par f_e/γ_s , et en conservant la pente E_s de la droite d'élasticité

$$\gamma_s : \text{coefficient de sécurité} \quad \gamma_s = \left\{ \begin{array}{ll} 1.15 & \text{en SDT} \\ 1 & \text{en SA} \end{array} \right\}$$

Sachant que $E_s = 200000 \text{ MPa}$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s \rightarrow$ aciers naturels

$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \rightarrow$ aciers écrouis

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de compression du béton et un état limite d'ouverture des fissures.

2.7 Les états limitent :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas). On distingue deux états limites :

2.7.1 Etat limite ultime (E.L.U) :

Correspondant à la limite :

Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).

Soit de résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).

Soit de la stabilité de forme.

2.7.2 Etat limite de service (E.L.S) :

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

État limite de compression du béton.

État limite d'ouverture des fissures.

État limite de déformation.

2.8 Hypothèses de calcul :

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Pas de glissement entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰
- Les barres à haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales et les armatures transversales.
- La résistance à la compression du béton égale à 25 MPA.

Chapitre 3

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

3.1 Introduction

Après avoir présenté l'ouvrage dans le précédent chapitre, nous abordons maintenant le pré-dimensionnement des différents éléments de notre structure dans ce chapitre. Pour ce faire, il est nécessaire de prendre en compte les prescriptions réglementaires imposées par les normes et règlements Algériens tels que CBA93 et RPA99.ver.2003.

3.2 Détermination de l'épaisseur du plancher

Pour déterminer l'épaisseur du plancher « ht » on utilise la condition de flèche $\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5}$ (C.B.A.93) Avec: L : la portée la plus grande dans le sens des poutrelles.

Pour notre cas on a : $L_{max} = 390 \text{ cm}$ d'où $ht \geq \frac{390}{22.5} = 17.33 \text{ cm}$

On adopte alors un plancher à corps creux de hauteur totale $ht=20\text{cm}$ Soit : $(16+4) \text{ cm}$ avec « 16 cm » pour le corps creux, et « 4 cm » pour la dalle de compression.

3.3 Descente de charge

3.3.1 Plancher terrasse inaccessible:

La terrasse est inaccessible, réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. (Figure 3.1)

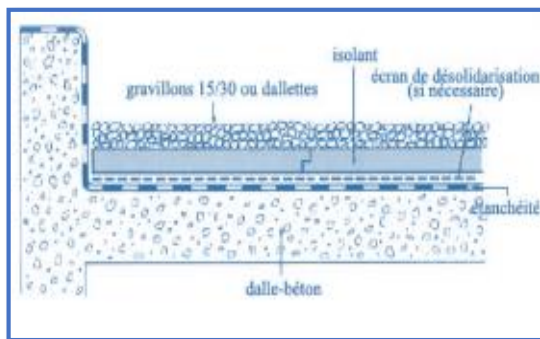


Figure 3.1 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau 3-1 : Charge permanente & surcharge d'exploitation du plancher terrasse (inaccessible)

Designation de la charge	Valeurs (KN/m ²)	
1 - Gravillon de protection de l'étanchéité (e = 4cm)	0.04×17	0.68
2- Étanchéité multicouche	0.02×6	0.12
3 - Forme de pente en béton	0.12×22	2.64
4 - Isolation thermique à liège (e = 4cm)	0.04×4	0.16
5 - Plancher à corps creux + dalle de compression (16+4)	0.2	2.80
6 - Enduit en plâtre (e = 2cm)	0.02×10	0.20
La charge permanente	G	6.6
La surcharge d'exploitation	Q	1

3.3.2 Plancher étage courant à usage d'habitation:

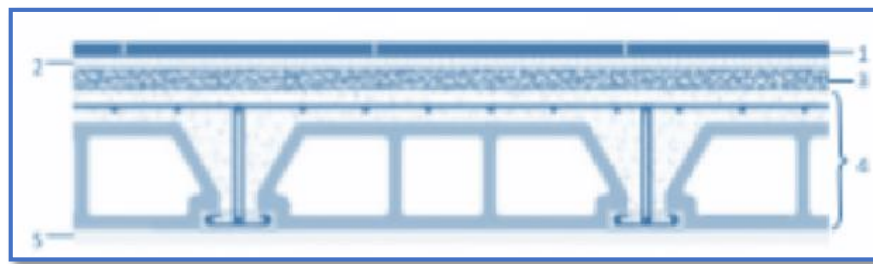


Figure 3.2 : Plancher étage courant

Tableau 3.2: Charges permanente et surcharge du plancher courant

Designation de la charge	Valeurs (KN/m ²)	
1 – Carrelage	0.02×20	0.40
2- Mortier de pose	0.02×20	0.40
3 - Lit de sable	0.03×18	0.54
4 - Dalle en corps creux (16+4)	0.2	2.80
5 - Enduit en plâtre	0.02×10	0.20
6 - Cloison de séparation	0.1	1.00
La charge permanente	G	5.34
La surcharge d'exploitation	Q	1.5

3.3.3 Murs de façade (extérieur):

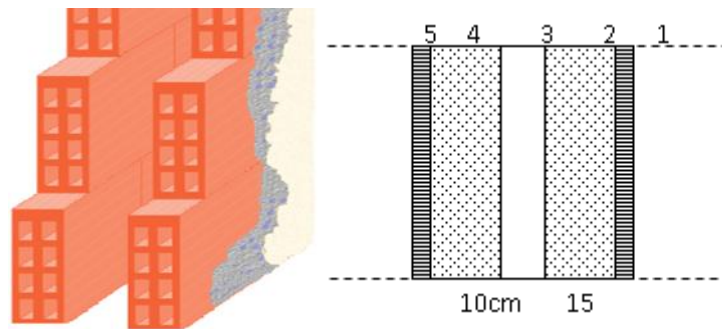


Figure 3.3 : Constituants d'un mur extérieur.

Tableau 3.3 : Charge permanente des Murs extérieur.

Designation de la charge	Valeurs (KN/m ²)	
1- Enduit extérieur au ciment	0.02×18	0.36
2- Briques creuses	0.15×9	1.35
3- Lambe d'air	/	/
4- Briques creuses	0.10×9	0.90
5- Enduit intérieur au plater	0.02×10	0.20
La charge permanente	G	2.81

3.4 Pré dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont réalisées en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Selon le **BAEL 91** et le **RPA 99 (2003)** les dimensions de la section de poutre h et b sont déterminées comme suit :

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : la portée de la poutre

3.4.1 Poutres porteuses :

➤ **Détermination de h:**

Pour $L = 440\text{cm}$ (la longueur la plus défavorable entre nu)

Selon : (BAEL91) on'a sous les charges verticales :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$

➤ **Détermination de b:**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \quad 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend: $b = 30\text{cm}$

➤ **Vérification selon RPA art 7.5.1 (Zone sismique III):**

Les poutres doivent respectées les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$h/b = 40/ 30 = 1,33 \leq 4,0 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (Rigidité) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$0.090 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

3.4.2 Poutres non porteuse:

➤ **Détermination de h:**

Pour $L = 390\text{cm}$ (la longueur la plus défavorable entre nu)

On a sous les charges verticales :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

On prend: $h = 35 \text{ cm}$

➤ **Détermination de b:**

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \quad 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend: $b = 30\text{cm}$

➤ **Vérification selon RPA art 7.5.1 (Zone sismique III):**

Les poutres doivent respectées les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$h/b = 35/30 = 1,16 \leq 4,0 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche (Rigidité) :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$0.089 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 (2003) sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc :

On adopte :

✓ **Des poutres porteuses : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.**

✓ **Des poutres non porteuses : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.**

3.5 Pré dimensionnement des poteaux :

3.5.1 Principe:

Le pré-dimensionnement s'effectue conformément au règlement CBA 93, en respectant la condition de stabilité de forme et les exigences du RPA 99 versions 2003.

3.5.2 Étapes de pré-dimensionnement:

Le pré-dimensionnement des poteaux est calculé en compression simple, en prenant le poteau le plus sollicité de la structure et non lié aux voiles, on utilisera un calcul basé sur la descente des charges :

- Calcul de la surface reprise par le poteau (surface du plancher qu'il supporte).

- Évaluation de la charge par poteau par étage et détermination de la compression maximale à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le “**RPA99 version 2003**”.
- Vérifier la section à l'E.L.S.

Le pré-dimensionnement est déterminé selon la formule suivante :

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

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) $= 1,35G + 1,5Q$.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
- $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
- $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier.
- $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

► Poteaux rectangulaires $Br = (a - 0,02)(b - 0,02) [m^2]$.

► Poteaux circulaires $B_r = \pi \cdot \frac{(D - 0,02)^2}{4} m^2$

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\text{Soit : } \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{Soit : } \beta = \frac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2$$

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

l_f : Longueur de flambement.

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

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

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

On prend : $L_f = 0,7 L_0 = 0,7 h_e$

Dans le **BAEL 91 modifié 99**, il est préférable de prendre pour les poteaux carrés, $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

Selon le « **BAEL 91 modifié 99** »

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

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

On tire de l'équation (1) la valeur de Br : $Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA 99 version 2003 (zone III).

- **Le poteau le plus sollicité est le poteau central :**

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

$$S = (2.245 + 2.245) \times (2.215 + 2.17) = 20.83 \text{ m}^2$$

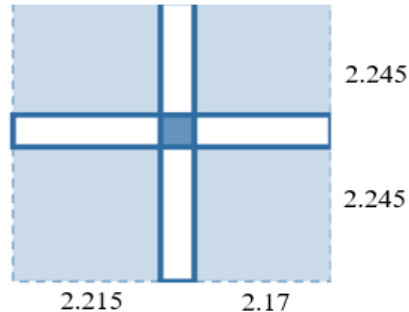


Figure 3.4. Surface revenant au poteau central

- **Poteau de rive :**

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

$$S = 1.975 \times (2.245 + 2.245) = 9.57 \text{ m}^2.$$

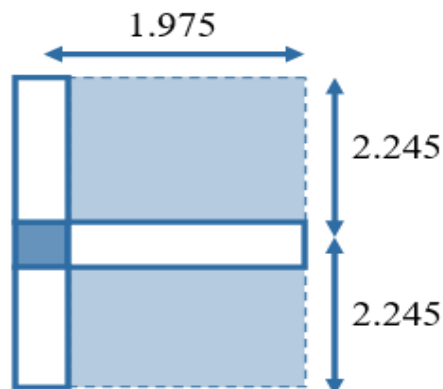


Figure 3.5. Surface revenant au poteau de rive

- **Poteau d'angle :**

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

$$S = (2.175 \times 1.925) = 4.18 \text{ m}^2.$$

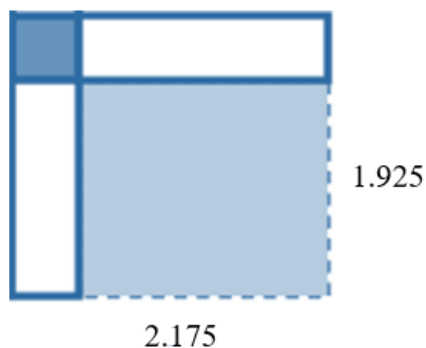


Figure 3.6. Surface revenant au poteau d'angle

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après :

Tableau 3.4. Surface des poteaux sollicités

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
20.83	9.57	4.18

En conclusion : Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S1 = 20.83 \text{ m}^2$

3.6 Détermination des charges :

3.6.1 Charge permanente :

1- Niveau Terrasse

Poids du plancher $G \times S = 6.6 \times 20.83 = 137.478 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses $GPP = 0.40 \times 0.30 \times 4.85 \times 25 = 14.55 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses $GPNP = 0.35 \times 0.30 \times 4.295 \times 25 = 11.27 \text{ KN}$

Poids du poteau $= 0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 15.49 \text{ KN}$

$$G_T = 178.788 \text{ KN}$$

2- Niveau 2,3,4,5,6,7,8

Poids du plancher $G \times S = 5.34 \times 20.83 = 111.232 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses $GPP = 0.40 \times 0.30 \times 4.85 \times 25 = 14.55 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses $GPNP = 0.35 \times 0.30 \times 4.295 \times 25 = 11.27 \text{ KN}$

Poids du poteau $= 0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 15.49 \text{ KN}$

Poids de mur $= 2.81 \times (3.06 - 0.40) \times 1.45 = 10.83 \text{ KN}$

$$G_T = 163.38 \text{ KN}$$

3- Niveau RDC

Poids du plancher $G \times S = 5.34 \times 20.83 = 111.232 \text{ KN}$

Poids des poutres porteuses $GPP = 0.40 \times 0.30 \times 4.85 \times 25 = 14.55 \text{ KN}$

Poids des poutres non porteuses $s \text{ GPNP} = 0.35 \times 0.30 \times 4.295 \times 25 = 11.27 \text{ KN}$

Poids du poteau $= 0.45 \times 0.45 \times 25 \times 4.08 = 20.65 \text{ KN}$

Poids de mur $= 2.81 \times (4.08 - 0.40) \times 1.45 = 14.99 \text{ KN}$

$$G_T = 172.69 \text{ KN}$$

Tableau 3.5 : Charge permanente

Niveau	G (KN)	G _t (KN)
Terrasse(P8)	178.788	178.788
P7	163.38	342.168
P6	163.38	505.548
P5	163.38	668.928
P4	163.38	832.208
P3	163.38	995.688
P2	163.38	1159.068
P1	163.38	1322.448
P RDC	172.69	1495.138

3.6.2 Charges d'exploitations :

- Loi de dégression

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

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par "**BAEL 91 modifié 99**"

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau 3.6 : Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
P8(Terrasse)	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P7	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.5
P6	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
P5	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
P4	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.10
P3	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
P2	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
P1	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71 (Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8.56
P RDC	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69 (Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9.28

Tableau 3.7 : Choix des sections des poteaux

Niv	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	B (cm ²)
P8	178,788	20,83	272,6088	179,9218	15,41349	35x35
P7	342,168	52,075	540,0393	356,4259	20,87925	35x35
P6	505,548	80,195	802,7823	529,8363	25,01817	35x35
P5	668,928	105,191	1060,839	700,1539	28,46042	40x40
P4	832,308	127,063	1314,21	867,3788	31,4513	40x40
P3	995,688	145,81	1562,894	1031,51	34,11713	40x40
P2	1159,068	161,432	1806,89	1192,547	36,53328	45x45
P1	1322,448	178,304	2052,761	1354,822	38,80791	45x45
P RDC	1495,138	193,302	2308,389	1523,537	41,03251	45x45

Tableau 3.8 : Section des poteaux des différents étages

Niveau	B (cm ²)
P8	35x35
P7	35x35
P6	35x35
P5	40x40
P4	40x40
P3	40x40
P2	45x45
P1	45x45
P RDC	45x45

- **Vérification du poteau au flambement :**

Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = \mathbf{125052.0833 \text{ cm}^4}$$

Rayon de giration i_x, i_y

$$\text{Avec : } B = a \times b = 35 \times 35 = \mathbf{1225 \text{ cm}^2}$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{125052.0833}{1225}} = \mathbf{10.10 \text{ cm}}$$

Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} \quad \text{avec :}$$

$L_f = 0.7 L_0$ (cas plusieurs étages)

L_0 : hauteur de l'étage

$$L_f = 0.7(3.06) = \mathbf{2.14 \text{ m}}$$

$$L_f = 0.7(4.08) = \mathbf{2.856 \text{ m}}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214}{10.10} = \mathbf{21.18}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{285}{10.10} = \mathbf{28.21}$$

Donc : on a $\lambda_x = \lambda_y = 21.18 < 50$; $28.21 < 50 \rightarrow$ le flambement est vérifié

Tableau 3.9 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

Niveau	(a×b)cm ²	L ₀ (m)	L _f (m)	B(m ²)	i(m)	λ	C.V
Etage 8,7,6	35 × 35	3.06	2.14	0.1225	0.1010	21.18	Condition Vérifiée
Etage 5,4,3	40 × 40	3.06	2.14	0.160	0.1010	18.60	Condition Vérifiée
Etage 2,1, RDC	45 × 45	4.08	2.85	0.202	0.130	21.96	Condition Vérifiée

3.7 Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99** pour objet d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après cet article :

➤ « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

➤ « 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 à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

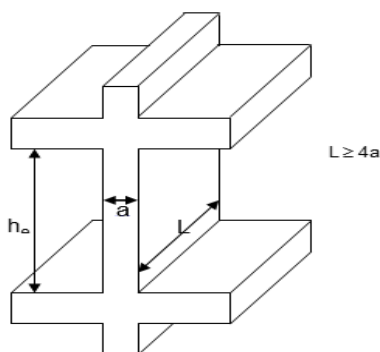


Figure 3.4 : Coupe d'un voile en plan

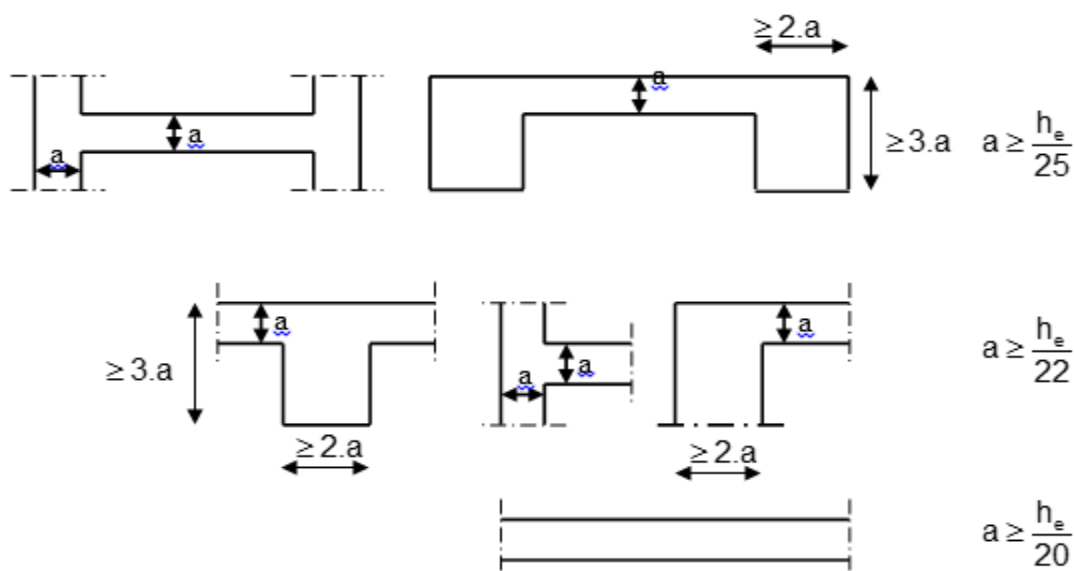


Figure 3.5 : Coupe d'un voile en élévation

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow a \geq \frac{368}{22} = 16.72 \text{ cm}$$

$$A \geq \max (16,72 \text{ cm} ; 20 \text{ cm})$$

Conclusion :

Pour le voile, on adoptera une épaisseur : **e = 20 cm**

Chapitre 4

Effet du système de contreventement sur
la stabilité des structures

4.1 Introduction

Le bâtiment étudié est composé d'un RDC et huit étages (R+8) dont la forme en plan est rectangulaire. Il est implanté à la wilaya d'Alger qui est classée en zone sismique III. Le bâtiment est à usage mixte résidentiel et commercial, avec les étages supérieurs réservés à l'habitation et le rez-de-chaussée à usage commercial classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2). Le site d'implantation est considéré comme meuble (S3). La structure est en béton armé composée de portiques et de voiles.

Ce chapitre aborde l'impact de trois systèmes de contreventement sur la stabilité sismique de notre structure. Nous comparons les résultats des différents critères de stabilité pour choisir le système de contreventement le plus approprié pour notre structure, qui assure à la fois plus de sécurité et de protection contre les séismes, tout en étant le moins coûteux possible.

4.2 Définition

Le calcul parasismique vise à estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique ainsi que les dimensions des éléments structuraux, afin de garantir une stabilité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et la sécurité et le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme est le principal défi du génie parasismique. En connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, les concepteurs peuvent dimensionner les ouvrages pour assurer une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions et méthodes de calcul parasismiques ont été utilisées, parmi lesquelles on distingue trois méthodes proposées par les Règles Parasismiques Algériennes « RPA » :

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

4.3 Règles Parasismique Algériennes 99 (révisées en 2003)

Ce règlement algérien a pour objectif de prévoir les mesures de sécurité à la conception et à l'exécution des constructions en zones sismiques en fonction de leur importance d'usage.

Le RPA vise un double objectif : protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages lors d'un séisme majeur et rare, en se basant sur le choix des systèmes structurels en limitant la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de sismicité de la zone d'implantation, ainsi que limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré plus fréquent.

Suite au séisme de Boumerdès du 21 mai 2003, une modification à court terme a été apportée au règlement, portant essentiellement sur la révision du zonage sismique en cinq zones, et l'introduction de nouvelles prescriptions plus restrictives pour le système de portiques auto-stables en béton armé (système poteaux-poutres). Ainsi, une modification a été apportée sur les valeurs du coefficient d'accélération des zones "A".

4.4 Choix de la méthode de calcul

a) Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, une hauteur avec au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en règles parasismiques, les conditions complémentaires dans le (Tableau 4.1) [5] suivantes :

Tableau 4.1.les groups usage de chaque zone sismique

Zone I :	• Tous groupes
Zone IIa :	• Groupe d'usage 3. • Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m. • Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. • Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
Zone IIb et III :	• Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. • Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m. • Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans notre cas, nous ne pouvons pas appliquer la méthode statique équivalente due à la condition de hauteur qui doit être inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m, elle n'est pas satisfaite.

b) Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

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.

c) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

Étant donné que la structure étudiée ne satisfait pas aux conditions requises par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente, le calcul sismique sera effectué en utilisant la méthode Modale Spectrale. La méthode statique équivalente sera toutefois fournie à titre indicatif.

4.5 Présentation du programme ETABS

ETABS (*Extended 3D Analysis of Building Systems*) est un logiciel utilisé pour le calcul des structures de génie civil, principalement les bâtiments. Il offre une multitude de fonctionnalités pour l'analyse des effets statiques et dynamiques, ainsi que des modules de conception. Le logiciel permet également la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique intuitive facilite grandement la modélisation et l'interprétation des résultats obtenus.

4.6 Modélisation

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en plusieurs éléments, et chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

4.7 Présentation des systèmes de contreventement étudiés

Pour notre étude nous avons choisi trois systèmes structurels de contreventement proposés par les RPA :

- 1. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé**
- 2. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles**
- 3. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé**

4.8 Critères de stabilité exigée par le RPA

Avant de vérifier les critères de stabilité d'une structure, il faut toujours s'assurer que le système de contreventement proposé remplit les conditions de classification des systèmes de contreventement imposé par le règlement.

Pour les deux méthodes de calcul (statique équivalent, analyse modale spectrale), le RPA 99/version 2003 exige la vérification des critères de stabilité suivants :

- ❖ La période fondamentale.
- ❖ L'effort tranchant à la base.
- ❖ Déplacement inter-étage.
- ❖ L'effet P- Δ

4.9 Présentation des résultats et interprétation

4.9.1 Présentation des variantes de systèmes de contreventement étudiées

L'objectif de cette étude est d'analyser l'effet du système de contreventement sur le comportement et la performance sismique des structures, en utilisant trois variantes de système de contreventement disposées dans la même structure en gardant la même disposition des voiles, mais en variant les longueurs et les épaisseurs des voiles ainsi que les sections des poteaux.

- **Premier système : voiles porteurs « VP » :**

La **Figure 4.1** montre le premier système dont les dimensions des voiles et les poteaux sont regroupées dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2. Sections des voiles et poteaux dans le système (VP).

Niveau	Sections des poteaux (cm x cm)	Sections des voiles	
		Epaisseur (cm)	Longueur totale pour un étage (cm)
Étages 6, 7, 8	40x40	20	6280
Étages 3, 4, 5	45x45	20	6200
Étages RDC, 1, 2	50x50	20	6120

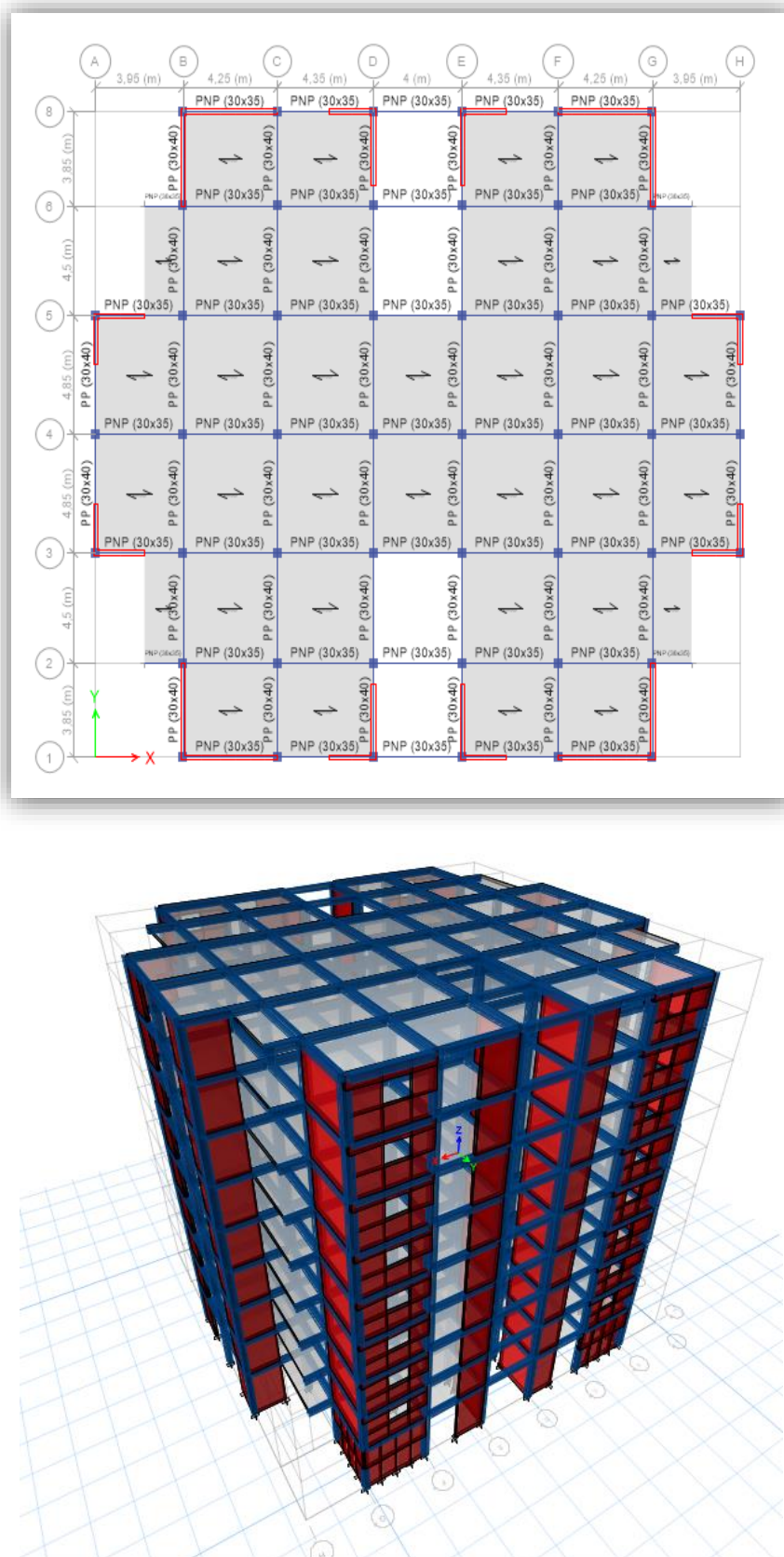


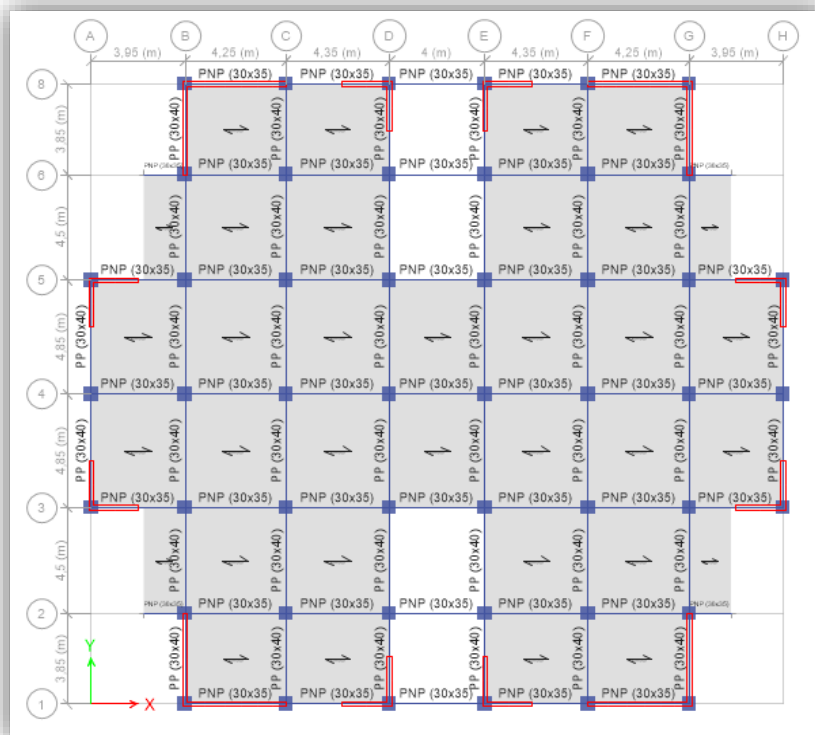
Figure 4.1. Premier système de contreventement : voiles porteurs.

- Deuxième système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique -voiles « SM » :

La Figure 4.2 montre le deuxième système en gardant la même disposition des voiles de contreventement, en diminuant les longueurs des voiles pour certains d'entre eux, et augmentant les sections des poteaux. Les dimensions des voiles et les poteaux sont regroupées dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3. Sections des voiles et poteaux dans le système (SM).

Niveau	Sections des poteaux (cm x cm)	Sections des voiles	
		Epaisseur (cm)	Longueur totale pour un étage (cm)
Étages 6, 7, 8	60x60	20	5480
Étages 3, 4, 5	65x65	20	5400
Étages RDC, 1, 2	70x70	20	5320



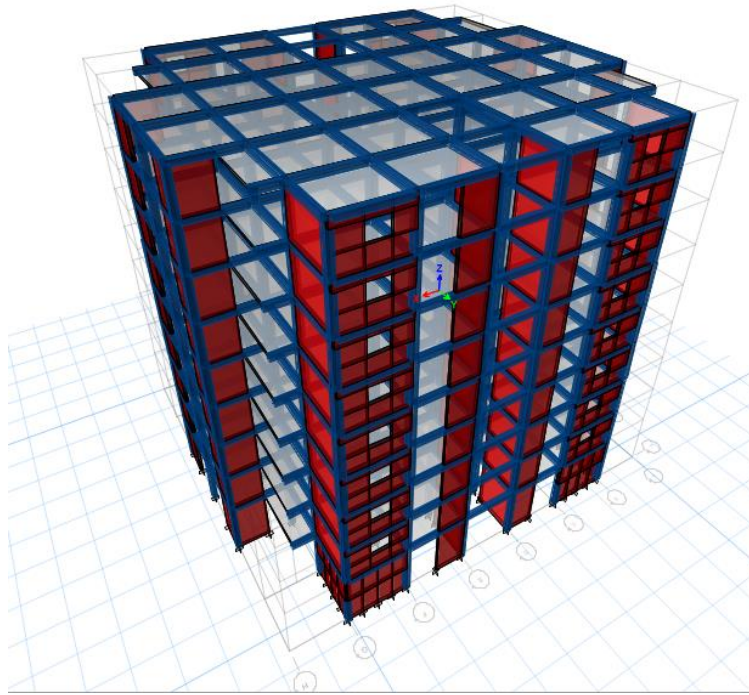


Figure 4.2. Deuxième système : contreventement mixte.

- **Troisième système de contreventement de structures en portiques assuré par des voiles en béton armé « PCV » :**

La **Figure 4.3** montre le troisième système en gardant toujours la même disposition des voiles de contreventement, en diminuant aussi les longueurs des voiles pour certains d'entre eux, et augmentant les sections des poteaux. Les dimensions des voiles et les poteaux sont montrées dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4. Sections des voiles et poteaux dans le système (PCV).

Niveau	Sections des poteaux (cm x cm)	Sections des voiles	
		Epaisseur (cm)	Longueur totale pour un étage (cm)
Étages 6, 7, 8	80x80	15	7780
Étages 3, 4, 5	85x85	15	7690
Étages RDC, 1, 2	90x90	15	7600

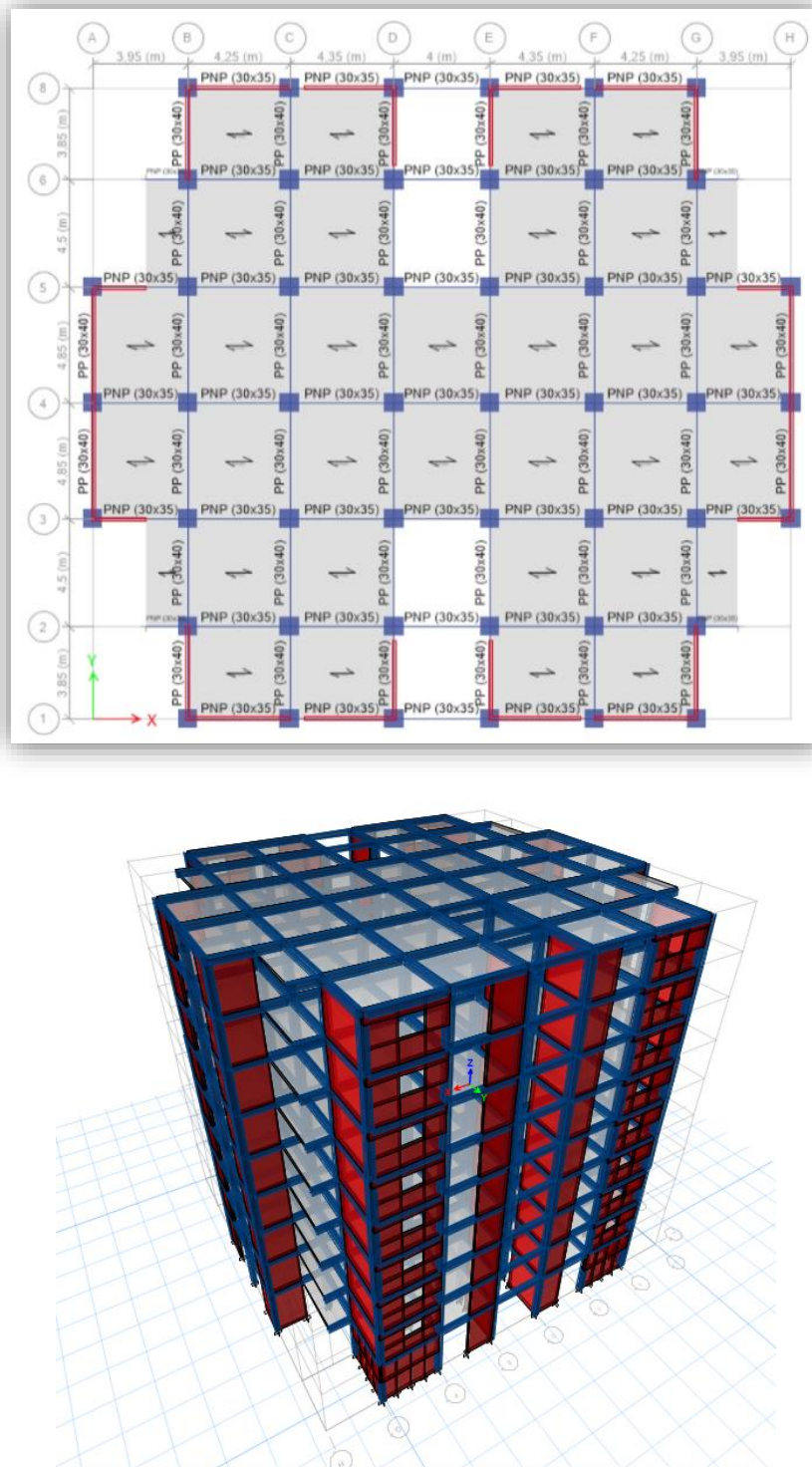


Figure 4.3. Troisième système : portiques contreventés par des voiles.

4.9.2 Vérification des critères de classification des systèmes de contreventement selon RPA

4.9.2.1 Vérification du coefficient de comportement « R » pour la proposition initiale des variantes de système de contreventement

- **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé R=3,5 article 3.4.2 RPA99/2003 :**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

D'après le Tableau 4.5, les voiles reprennent 43,78% de charge verticale donc $> 20\%$...C.V.

D'après les Tableaux 4.6 et 4.7, les voiles représentent 100% de l'effort horizontal global selon les axes globaux X et Y de la structure C.V.

Tableau 4.5. Vérification des charges verticales à la base.

Elément à la base	Combinaison	Charge verticale (KN)
Portiques +voiles	G+0,2Q	53177,7701
Voiles	G+0,2Q	25319,9064

Tableau 4.6. Vérification des efforts horizontaux à la base selon l'axe X.

Elément à la base	Combinaison	Effort tranchant (KN)
Voiles	EX	6769,9999
Portiques +voiles	EX	6941,12

Tableau 4.7. Vérification des efforts horizontale à la base selon l'axe Y.

Elément à la base	Combinaison	Effort tranchant (KN)
Voiles	EY	6368,8435
Portiques +voiles	EY	6555,55

- **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles R=5 article 3.4.4.a RPA99/2003 :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions

à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

D'après le Tableau 4.8, les voiles reprennent 35.03% de charge verticale donc $> 20\%$ C.N.V.

Tableau 4.8. Vérification des charges verticales à la base.

Elément à la base	Combinaison	Charge verticale (KN)
Portiques +voiles	G+0,2Q	75217.235
Voiles	G+0,2Q	26354.157

- **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé R=4 article 3.4.4.b :**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

D'après le Tableau 4.9, les voiles reprennent 54,84% de charge verticale donc $> 20\%$ C.N.V.

Tableau 4.9. Vérification des charges verticales à la base.

Elément à la base	Combinaison	Charge verticale (KN)
Portiques +voiles	G+0,2Q	51097,16
Voiles	G+0,2Q	28022,97

4.9.2.2 Vérification du coefficient de comportement « R » pour la proposition finale des variantes de système de contreventement

Après de nombreuses tentatives et essais, nous avons constaté que les deux systèmes de contreventement SM ($R = 5$) et PCV ($R = 4$) ne satisfont pas la première condition requise, selon laquelle "les voiles de contreventement doivent reprendre au maximum 20% des sollicitations dues aux charges verticales". Par conséquent, il est nécessaire d'apporter des modifications aux longueurs et épaisseurs des voiles ainsi qu'aux sections des poteaux afin de satisfaire cette condition d'attributions des sollicitations.

Après plusieurs essais, nous avons à haut aux sections adéquates pour les voiles et les poteaux qui respectent les exigences de chaque système de contreventement. Ce processus exige un travail

minutieux et professionnel afin de garantir la sécurité et la stabilité de la structure tout en répondant aux critères spécifiques de charge et de contreventement.

Pour les deux systèmes de contreventement : SM ($R = 5$) et PCV ($R = 4$), nous avons augmenté progressivement la section des poteaux tout en réduisant la section des voiles, afin d'aboutir à un système de contreventement conforme aux exigences du RPA (Tableaux 4.10 et 4.11).

Au fil du processus, nous avons continuellement ajusté les dimensions des poteaux et des voiles, en optimisant la répartition des charges et des contraintes dans la structure. Notre objectif était de trouver le juste équilibre entre la résistance des poteaux et l'efficacité des voiles de contreventement, tout en respectant la condition spécifiée.

Cette approche itérative nous a permis de parvenir à une configuration structurelle qui satisfait à la fois les exigences de résistance et de stabilité, tout en assurant une répartition adéquate des charges verticales et horizontales dans le bâtiment.

Tableau 4.10. Sections des poteaux pour la proposition finale des trois systèmes VP, SM et PCV.

Niveau	Sections des poteaux (cm x cm)		
	Système « VP »	Système mixte « MS »	Système « PCV »
Étages 6, 7, 8	40x40	60x60	80x80
Étages 3, 4, 5	45x55	65x65	85x85
Étages RDC, 1, 2	50x50	70x70	90x90

Tableau 4.11. Sections des voiles pour la proposition finale des trois systèmes VP, SM et PCV.

Niveau	Sections des voiles					
	Système « VP »		Système mixte « MS »		Système « PCV »	
	Epaisseur (cm)	Longueur totale pour un étage (cm)	Epaisseur (cm)	Longueur totale pour un étage (cm)	Epaisseur (cm)	Longueur totale pour un étage (cm)
Étages 6, 7, 8	20	6280	20	5480	15	7780
Étages 3, 4, 5	20	6200	20	5400	15	7690
Étages RDC, 1, 2	20	6120	20	5320	15	7600

- **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles $R=5$:**

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

D'après le Tableau 4.12, les voiles reprennent 18.72% de charge verticale donc $< 20\%$ C.V.

D'après le Tableau 4.13, les voiles et les portiques représentent respectivement 48.60% et 51.40% de l'effort horizontal global selon l'axe global X de la structure C.V.

D'après le Tableau 4.14, les voiles et les portiques représentent respectivement 45.04% et 54.96% de l'effort horizontal global selon l'axe global Y de la structure C.V.

Tableau 4.12. Vérification des charges verticales à la base.

Elément à la base	Combinaison	Charge verticale (KN)
Portiques +voiles	G+0,2Q	60940,2351
Voiles	G+0,2Q	11409,3177

Tableau 4.13. Vérification des efforts horizontaux à la base selon l'axe X.

Elément à la base	Combinaison	Effort tranchant (KN)
Portiques +voiles	EX	8254,2402
Voiles	EX	4011,9937
Portique	EX	4242,2465

Tableau 4.14. Vérification des efforts horizontale à la base selon l'axe Y.

Elément à la base	Combinaison	Effort tranchant (KN)
Portiques +voiles	EY	7911,3825
Voiles	EY	3563,4766
Portique	EY	4347,9059

- **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé R=4 :**

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

D'après le Tableau 4.15, les voiles reprennent 19.5% de charge verticale donc $< 20\%$ **C.V.**

D'après le Tableau 4.16, les portiques et les voiles représentent respectivement 24% et 76% de l'effort horizontal global selon l'axe global X de la structure **C.V.**

D'après le Tableau 4.17, les portiques et les voiles représentent respectivement 25% et 75% de l'effort horizontal global selon l'axe global Y de la structure **C.V.**

Tableau 4.15. Vérification des charges verticale à la base.

Elément à la base	Combinaison	Charge verticale (KN)
Portiques +voiles	G+0,2Q	13929.883
Voiles	G+0,2Q	71433.209

Tableau 4.16. Vérification des efforts horizontale à la base selon l'axe X.

Elément à la base	Combinaison	Effort tranchant (KN)
Portiques +voiles	EX	10404.8898
Voiles	EX	7959.1115
Portique	EX	2445,7783

Tableau 4.17. Vérification des efforts horizontale à la base selon l'axe Y.

Elément à la base	Combinaison	Effort tranchant (KN)
Portiques +voiles	EY	10151,7019
Voiles	EY	7618,9049
Portique	EY	4242,2465

4.9.3 Vérification des critères de stabilité des systèmes de contreventement selon RPA

4.9.3.1 Vérification des périodes

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$C_T = 0.05$.

Dans les cas, on peut également utiliser aussi la formule : $T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$

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

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules précédentes.

D'après RPA, les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Tableau 4.18. Vérification des périodes pour le premier système (VP)

	$T_{\text{dynamique (ETABS)}}$	T_{RPA}	$1.3 \times T_{\text{RPA}}$	$T_{\text{dynamique}} \leq 1.3 T_{\text{RPA}}$
X	0,591	0.470	0,6136	C.V.
Y	0,632	0,493	0,6448	C.V.

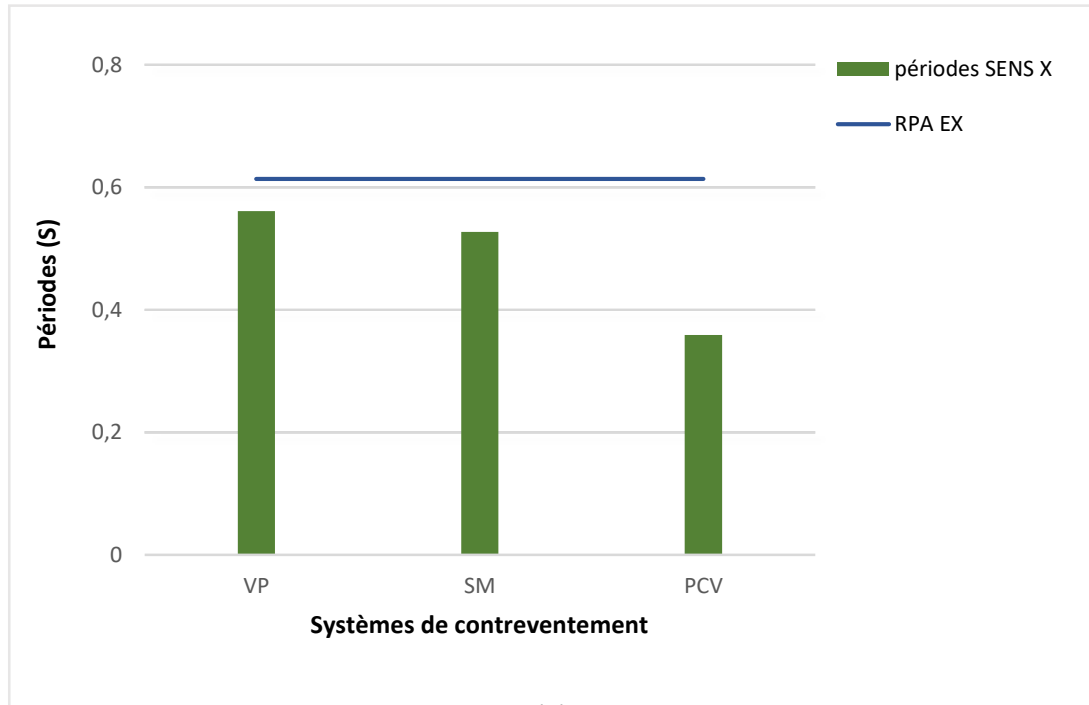
Tableau 4.19. Vérification des périodes pour le deuxième système (SM)

	$T_{\text{dynamique (ETABS)}}$	T_{RPA}	$1.3 \times T_{\text{RPA}}$	$T_{\text{dynamique}} \leq 1.3 T_{\text{RPA}}$
X	0,527	0.470	0,6136	C.V.
Y	0,561	0,493	0,6448	C.V.

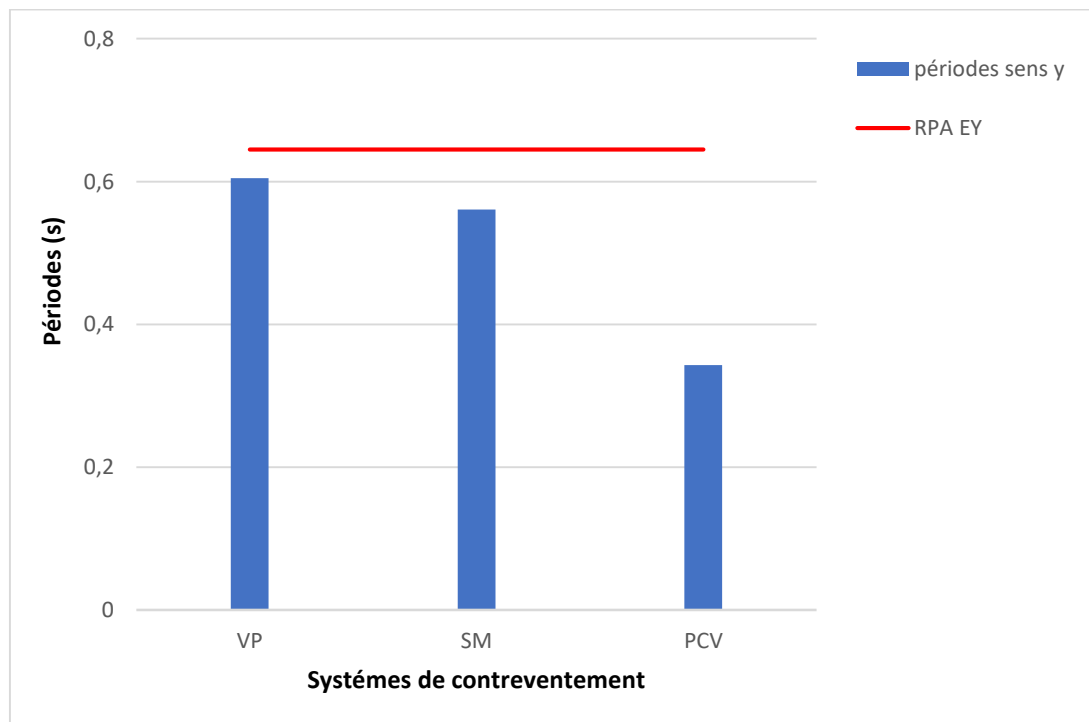
Tableau 4.20. Vérification des périodes pour le troisième système (PCV)

	$T_{\text{dynamique (ETABS)}}$	T_{RPA}	$1.3 \times T_{\text{RPA}}$	$T_{\text{dynamique}} \leq 1.3 T_{\text{RPA}}$
X	0,359	0.470	0,6136	C.V.
Y	0,343	0,493	0,6448	C.V.

D'après les Tableaux 4.18, 4.19 et 4.20 ainsi que la Figure 4.4, la condition de la période pour les trois systèmes de contreventement VP, SM, PCV a été vérifiée dans les deux directions X et Y selon les exigences du RPA, avec une marge de sécurité la plus large pour le système PCV et la moins à l'aise pour le système VP.



(a)



(b)

Figure 4.4 Période fondamentale des systèmes de contreventement dans les deux sens : (a) sens X et

(b) sens Y

4.9.3.2 La participation massique :

Dans le cas des structures représentées par des modèles plans à deux directions, il est nécessaire de sélectionner un nombre de modes de vibration dans chacune des deux directions d'excitation, de sorte que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus représente au moins 90% de la masse totale de la structure, conformément aux recommandations de la réglementation RPA99 (version 2003). Le **Tableau 4.21** fournit les pourcentages de participation massique pour chaque mode.

Tableau 4.21. Pourcentage de participation massique pour 1ère modèle (VP)

Case	Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX %	Sum UY %
Modal	1	0,632	3,12E-06	0,7132	0	0	71
Modal	2	0,591	0,7291	3,8E-06	0	72	71
Modal	3	0,411	8,18E-06	0	0	72	71
Modal	4	0,142	0,1705	1,26E-05	0	89	71
Modal	5	0,138	9,37E-06	0,1872	0	89	90
Modal	6	0,095	1,8E-06	0	0	89	90
Modal	7	0,065	0,0534	0	0	95	90

On constate d'après le **Tableau 4.21** que le 1ère modèle (VP) :

Une période fondamentale : **T=0,632sec.**

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **7ème** mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation **suivant Y-Y**.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation **suivant X-X**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau 4.22. Pourcentage de participation massique pour 2ème modèle (SM)

Case	Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX%	Sum UY%
Modal	1	0,561	0	0,7063	0	0	70
Modal	2	0,527	0,7144	5,71E-07	0	71	70
Modal	3	0,359	4,05E-06	0	0	71	70
Modal	4	0,137	1,59E-06	0,1907	0	71	89
Modal	5	0,134	0,1804	9,48E-07	0	89	89
Modal	6	0,09	7,55E-07	0	0	89	89
Modal	7	0,063	0,0578	1,33E-05	0	95	89
Modal	8	0,062	1,38E-05	0,0611	0	95	95

On constate d'après le **Tableau 4.22** que le 2eme modèle (SM) :

Une période fondamentale : **T=0,561sec.**

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **8ème** mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation **suivant Y-Y**.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation **suivant X-X**.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau 4.23. Pourcentage de participation massique pour 3eme modèle (PCV)

Case	Mode	Période sec	UX	UY	UZ	Sum UX%	Sum UY%
Modal	1	0,359	0,7535	1,279E-05	0	75	0
Modal	2	0,343	1,322E-05	0,7189	0	75	71
Modal	3	0,218	0	0	0	75	71
Modal	4	0,116	0,1464	0	0	89	71
Modal	5	0,095	0	0,1937	0	89	91
Modal	6	0,068	0,0446	0	0	94	91

On constate d'après le **Tableau 4.23** que le 3eme modèle (PCV) :

Une période fondamentale : **T=0,359 sec.**

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **6ème** mode,
- Le 1^{er} mode est un mode de translation **suivant X-X**.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation **suivant X-X**
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4.9.4 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 la formule

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : Poids de la structure.

- **Calcul la Coefficient d'accélération de zone :**

Pour ce cas :

- L'ouvrage est du " groupe 2 " (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya d'Alger (zone III).

Donc : $A=0,25$.

- **Calcul le facteur d'amplification dynamique moyen :**

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

➤ **Calcul T_2 :**

T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

On a un sol ferme donc nous sommes dans un Site meuble S3 et à partir du tableau 4-7 on prend $T_2=0,50\text{s}$ et $T_1=0,15\text{s}$.

➤ **Calcul $T_{\text{dynamique}}$:**

$$1/T_N = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Avec :

h_N : la hauteur totale de la structure.

L : les dimensions en plan de la structure :

Selon x-x : $L_x = 30\text{m}$.

Selon y-y : $L_y = 27,30\text{m}$.

A.N :

$$\text{Selon x-x : } T_x = 0,09 \frac{28,56}{\sqrt{30}} = 0,470\text{s}.$$

$$\text{Selon y-y : } T_y = 0,09 \frac{28,56}{\sqrt{27,30}} = 0,493\text{s}.$$

$$2/T = C_T \times h_N^{(3/4)}$$

Avec :

C_T : coefficient en fonction de contreventement, de remplissage et donnée par le tableau 4-6⇒

$C_T=0,05$.

A.N :

$$T=0,05 \times 28,56^{(3/4)} = 0,617 \text{ s}$$

Selon x-x: $T_x = \min (T; T_x) = \min (0,617; 0,470) \text{ s} = 0,470 \text{ s}$.

Selon y-y : $T_y = \min (T ; T_y) = \min (0,617; 0,493) \text{ s} = 0,493 \text{ s}$.

$$\begin{cases} T_x = 0,470 \text{ s} & 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ T_y = 0,493 \text{ s.} & 2,5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2 \end{cases}$$

Calcul η :

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \text{ (Art 4.3).}$$

Avec :

ξ : Pourcentage d'amortissement critique: $\xi=10\%$ (tableau 4.2)

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0,7 = 0,76 > 0,7 \quad \dots\dots\dots \text{(Vérifier)}$$

A.N :

$$D_x = 2,5 \times 0,76 \left(0,50 / 0,470 \right)^{2/3} = 1,71$$

$$D_y = 2,5 \times 0,76 \left(0,50 / 0,493 \right)^{2/3} = 1,63$$

• **Q : facteur de qualité de la structure est fonction de :**

- redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction.

Tableau. 4.24 : valeurs des pénalités p_q .

Critère q	Observée	P q // xx	Observée	P q // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00	Non	0,05
Redondance en plan	Oui	0,0	Oui	0,0
Régularité en plan	Oui	0,0	Oui	0,0
Régularité en élévation	Oui	0,00	Oui	0,0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,10	Non	0,10

A.N:

- $Q_{//xx} = 1 + (0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = \mathbf{1.20}$
- $Q_{//yy} = 1 + (0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = \mathbf{1.20}$

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

• **Calcul le poids de la structure**

W : Poids total du bâtiment :

W : est égale à la somme des poids W_i , de chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i »;

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

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »;

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

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Les Paramètres sismiques de cette structure dans le **Tableau 4.25** suivantes :

Tableau 4.25. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 , Hauteur bâtiment > 48m , Zone sismique III	0.25
R	Système de contreventement –VP, SM et PCV	3.5 / 5 / 4
Q	$1 + \sum P q$	1.20
η	$[(7 / (2 + \varepsilon))] 1/2 \geq 0.7$	0.76
T1	Site 3	0.15
T2	Site 3	0.50

Les Tableaux 4.26 et 4.27 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques pour le premier système (VP).

Tableau 4.26. Calcul de la force sismique pour le premier système (VP)

A	DX	DY	R	QX	QY	Wi (KN)	VX(KN)	VY(KN)
0.25	1.71	1.63	3.5	1.20	1.20	53177,7701	7785,21	7444,75

Tableau 4.27. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul pour le premier système (VP)

	V Statique	V dynamique	0.8V _{statique}	V dynamique ≥ 0.8V _{statique}
X	7785,21	6941,1228	6228.16	C.V.
Y	7444,75	6555,5493	5955.80	C.V.

Les Tableaux 4.28 et 4.29 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques pour le deuxième système (SM).

Tableau 4.28. Calcul de la force sismique pour le deuxième système (SM)

A	DX	DY	R	QX	QY	Wi (KN)	VX(KN)	VY(KN)
0.25	1.84	1.77	5	1.20	1.20	60940,2351	6114,78	6450,52

Tableau 4.29. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul pour le deuxième système (SM)

	V Statique	V dynamique	0.8V _{statique}	V dynamique ≥ 0.8V _{statique}
X	6114,78	8254,2402	5392.83	C.V.
Y	6450,52	7911,3825	5172.68	C.V.

Les Tableaux 4. 30 et 4.31 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques pour le troisième système (PCV).

Tableau 4.30. Calcul de la force sismique pour le troisième système (PCV)

A	DX	DY	R	QX	QY	Wi (KN)	VX(KN)	VY(KN)
0,25	1,91	1,9	4	1.20	120	66409,0165	9510,14	9459,75

Tableau 4.31. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul pour le troisième système (PCV)

	V Statique	V dynamique	0.8V _{statique}	V dynamique $\geq$ 0.8V _{statique}
X	9510,114	10404,8898	7608,11	C.V.
Y	9459,75	10151,7019	7608,11	C.V.

D'après les Tableaux 4.27, 4.29 et 4.31 ainsi que la Figure 4.6 dans les deux directions X, Y, on note un dépassement important de la force sismique dynamique par rapport à 80% de la force sismique statique pour les deux systèmes : PCV et SM. Par contre, le système VP montre un faible dépassement de la valeur dynamique par rapport à 80% de la valeur statique.

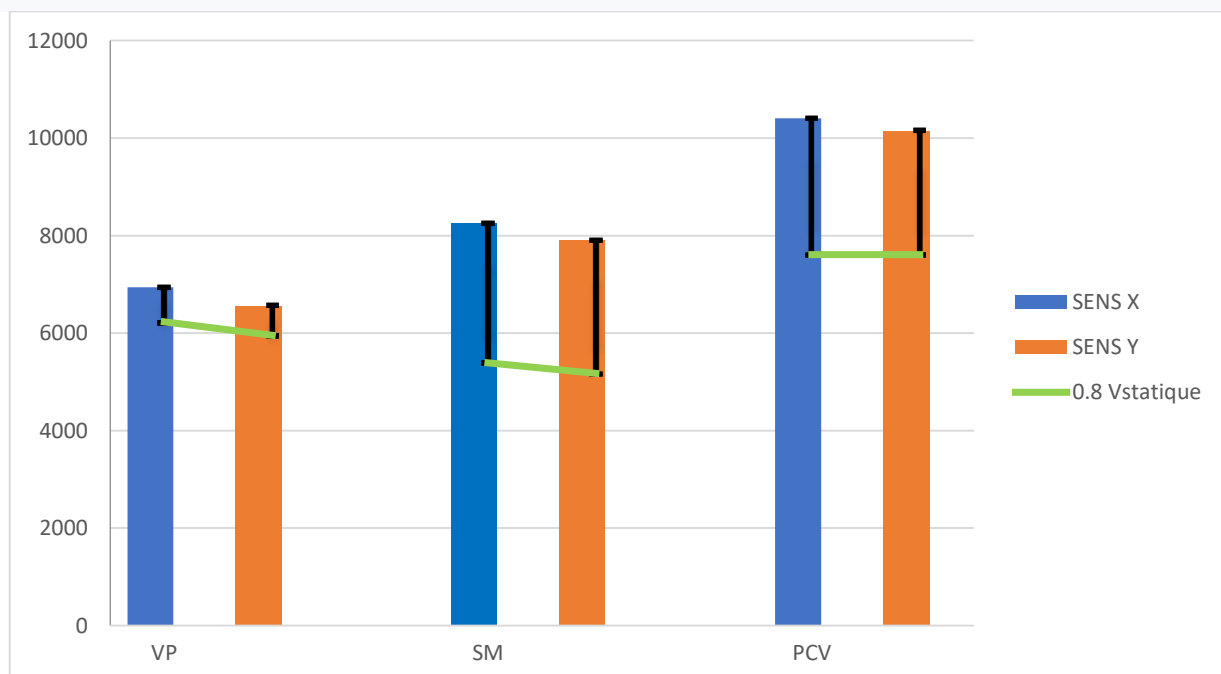


Figure 4.5 Comparaison de l'effort tranchant à la base pour les trois systèmes de contreventement : (VP), (SM) et 'PCV).

4.9.5 Vérification des déplacements relatifs

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

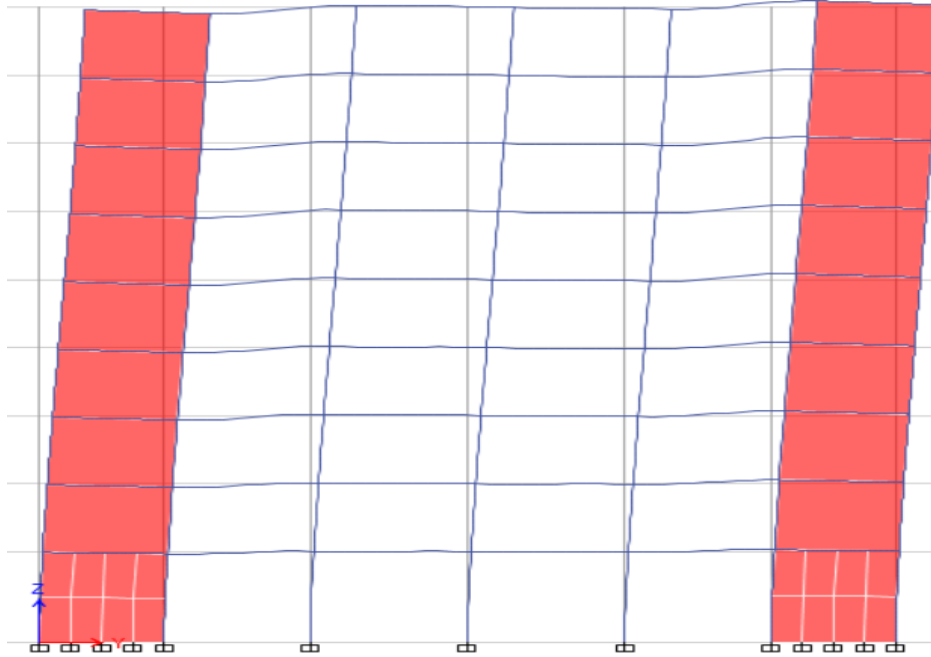


Figure 4.6. Déplacement relatif.

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Avec : Δ_{adm} : Déplacement admissible

$$(\Delta_{adm} = 0,01 \times h_e).$$

h_e : Hauteur de l'étage considéré.

D'après les résultants des **Tableaux 4.32 et 4.33**, les déplacements relatifs dans les deux directions X et Y du premier système « VP » sont vérifiés tels que le plus grand déplacement relatif des étages reste inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

$$E_X: \Delta_{k \text{ story } 6} = 10,4195 < 1\%h_k = 30,6 \text{ mm}$$

$$E_Y: \Delta_{k \text{ story } 7} = 11,7285 < 1\%h_k = 30,6 \text{ mm}$$

Tableau 4.32. Vérification des déplacements inter étages pour le premier système « VP » selon l'axe X.

Story	U_X (mm)	R	$R \cdot \delta_{ex}$	Δ_{ex} (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{ex} \leq 0,01h$
Story9	23,003	3,5	80,5105	9,226	30,6	CV
Story8	20,367	3,5	71,2845	9,7825	30,6	CV
Story7	17,572	3,5	61,502	10,227	30,6	CV
Story6	14,65	3,5	51,275	10,4195	30,6	CV
Story5	11,673	3,5	40,8555	10,367	30,6	CV
Story4	8,711	3,5	30,4885	9,9295	30,6	CV
Story3	5,874	3,5	20,559	8,974	30,6	CV
Story2	3,31	3,5	11,585	7,1295	30,6	CV
Story1	1,273	3,5	4,4555	4,4555	40,8	CV
Base	0	3,5	0	0	30,6	CV

Tableau 4.33. Vérification des déplacements inter étages pour le premier système « VP » selon l'axe Y.

Story	U_Y (mm)	R	$R \cdot \delta_{ey}$	Δ_{ey} (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{ey} \leq 0,01h$
Story9	25,392	3,5	88,872	11,2385	30,6	CV
Story8	22,181	3,5	77,6335	11,5535	30,6	CV
Story7	18,88	3,5	66,08	11,7285	30,6	CV
Story6	15,529	3,5	54,3515	11,6375	30,6	CV
Story5	12,204	3,5	42,714	11,2805	30,6	CV
Story4	8,981	3,5	31,4335	10,549	30,6	CV
Story3	5,967	3,5	20,8845	9,268	30,6	CV
Story2	3,319	3,5	11,6165	7,147	30,6	CV
Story1	1,277	3,5	4,4695	4,4695	40,8	CV
Base	0	3,5	0	0	30,6	CV

D'après les résultants des **Tableaux 4.34 et 4.35**, les déplacements relatifs dans les deux directions X et Y du deuxième système « SM » sont vérifiés tels que le plus grand déplacement relatif des étages reste inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

$$E_X : \Delta_{k \text{ story } 6} = 12,365 < 1\%h_k = 30,6 \text{ mm}$$

$$E_Y : \Delta_{k \text{ story } 6} = 13,605 < 1\%h_k = 30,6 \text{ mm}$$

Tableau 4.34. Vérification des déplacements inter étages pour le deuxième système « SM » selon l'axe X.

Story	U _x (mm)	R	R*δ _{ex}	Δ _{ex} (mm)	0,01h (mm)	Observation Δ _{ex} ≤ 0,01h
Story9	18,831	5	94,155	10,435	30,6	CV
Story8	16,744	5	83,72	11,45	30,6	CV
Story7	14,454	5	72,27	12,115	30,6	CV
Story6	12,031	5	60,155	12,365	30,6	CV
Story5	9,558	5	47,79	12,275	30,6	CV
Story4	7,103	5	35,515	11,625	30,6	CV
Story3	4,778	5	23,89	10,3	30,6	CV
Story2	2,718	5	13,59	8,23	30,6	CV
Story1	1,072	5	5,36	5,36	40,8	CV
Base	0	5	0	0	30,6	CV

Tableau 4.35. Vérification des déplacements inter étages pour le deuxième système « SM » selon l'axe Y

Story	U _y (mm)	R	R*δ _{ex}	Δ _{ex} (mm)	0,01h (mm)	Observation Δ _{ey} ≤ 0,01h
Story9	20,568	5	102,84	12,2	30,6	CV
Story8	18,128	5	90,64	13,075	30,6	CV
Story7	15,513	5	77,565	13,54	30,6	CV
Story6	12,805	5	64,025	13,605	30,6	CV
Story5	10,084	5	50,42	13,26	30,6	CV
Story4	7,432	5	37,16	12,335	30,6	CV
Story3	4,965	5	24,825	10,695	30,6	CV
Story2	2,826	5	14,13	8,395	30,6	CV
Story1	1,147	5	5,735	5,735	40,8	CV
Base	0	5	0	0	30,6	CV

D'après les résultants des **Tableaux 4.36 et 4.37**, les déplacements relatifs dans les deux directions X et Y du troisième système « PCV » sont vérifiés tels que le plus grand déplacement des étages reste inférieur à 1% de la hauteur d'étage.

$$E_X: \Delta_{k \text{ story } 4} = 4,688 < 1\%h_k = 30,6 \text{ mm}$$

$$E_Y: \Delta_{k \text{ story } 6} = 4,32 < 1\%h_k = 30,6 \text{ mm}$$

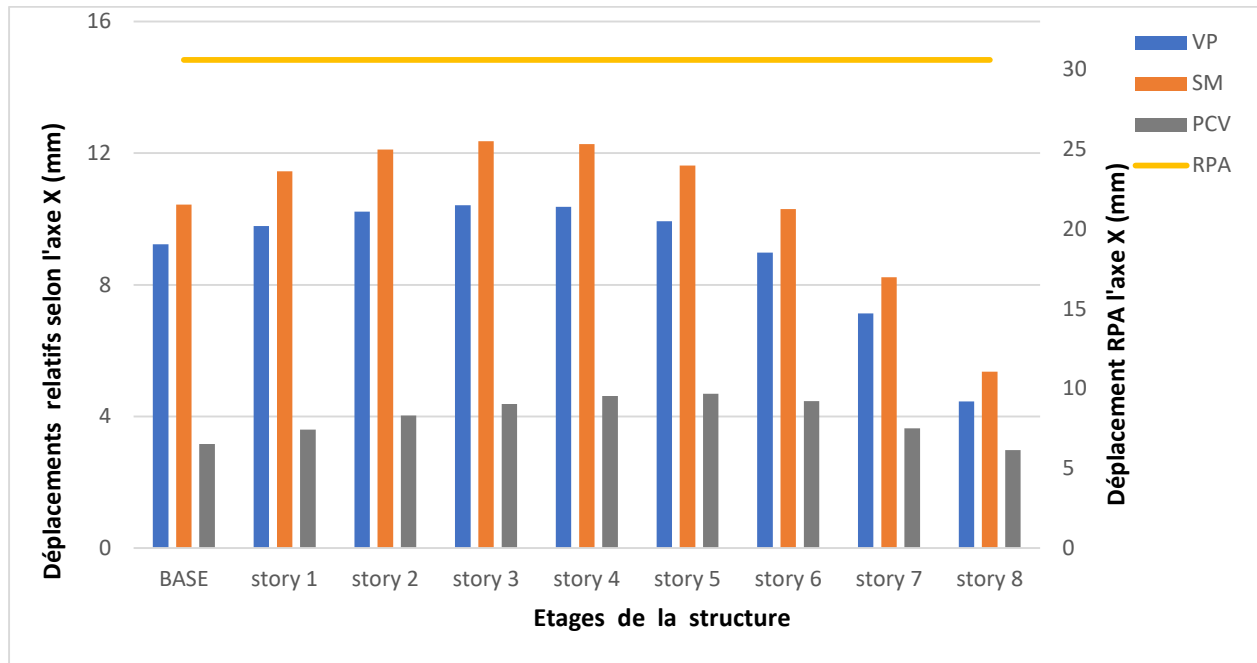
Tableau 4.36. Vérification des déplacements inter étages pour le troisième système « PCV » selon l'axe X.

Story	UX (mm)	R	$R \cdot \delta_{ex}$	Δ_{ex} (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{ex} \leq 0,01h$
Story9	8,886	4	35,544	3,16	30,6	CV
Story8	8,096	4	32,384	3,596	30,6	CV
Story7	7,197	4	28,788	4,028	30,6	CV
Story6	6,19	4	24,76	4,376	30,6	CV
Story5	5,096	4	20,384	4,616	30,6	CV
Story4	3,942	4	15,768	4,688	30,6	CV
Story3	2,77	4	11,08	4,46	30,6	CV
Story2	1,655	4	6,62	3,64	30,6	CV
Story1	0,745	4	2,98	2,98	40,8	CV
Base	0	4	0	0	30,6	CV

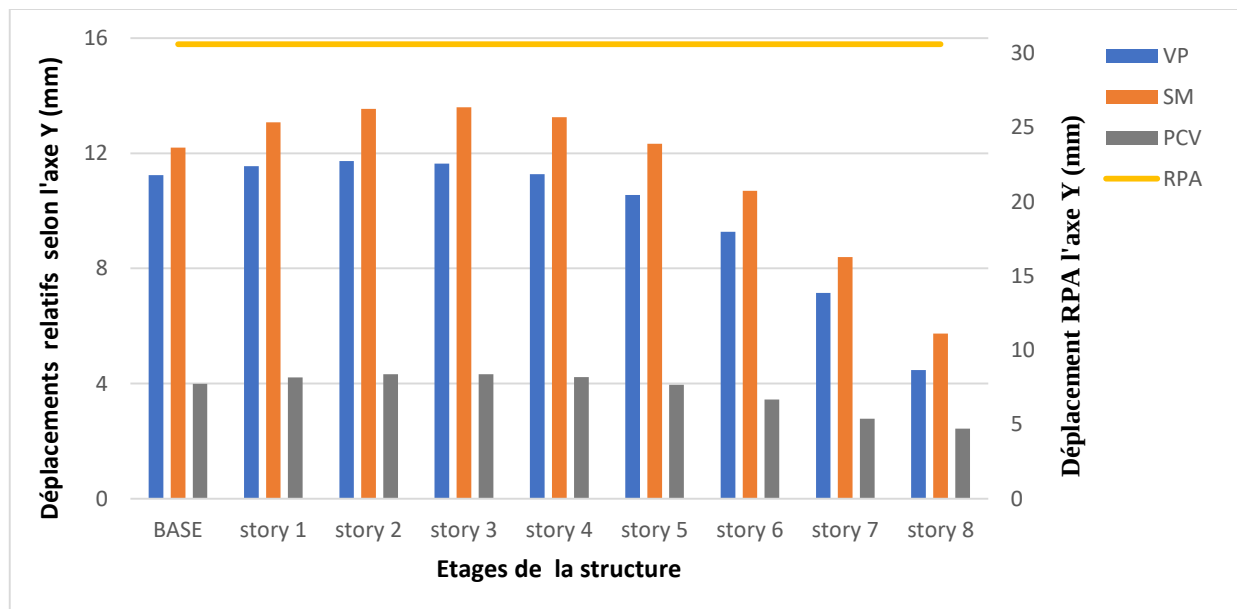
Tableau 4.37. Vérification des déplacements inter étages pour le troisième système « PCV » selon l'axe Y.

Story	UY (mm)	R	$R \cdot \delta_{ex}$	Δ_{ex} (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{ey} \leq 0,01h$
Story9	8,415	4	33,66	3,984	30,6	CV
Story8	7,419	4	29,676	4,216	30,6	CV
Story7	6,365	4	25,46	4,32	30,6	CV
Story6	5,285	4	21,14	4,32	30,6	CV
Story5	4,205	4	16,82	4,22	30,6	CV
Story4	3,15	4	12,6	3,952	30,6	CV
Story3	2,162	4	8,648	3,444	30,6	CV
Story2	1,301	4	5,204	2,776	30,6	CV
Story1	0,607	4	2,428	2,428	40,8	CV
Base	0	4	0	0	30,6	CV

D'après la Figure 4.7, dans les deux directions X et Y, le système (SM) montre un déplacement le plus important, mais il reste proche au déplacement du système (VP). Par contre, le système (PCV) présente le plus faible déplacement avec une marge plus large par rapport aux autres systèmes.



(a)



(b)

Figure 4.7 Déplacements inter étages des systèmes de contreventement dans les deux sens : (a) sens X et (b) sens Y.

4.9.6 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

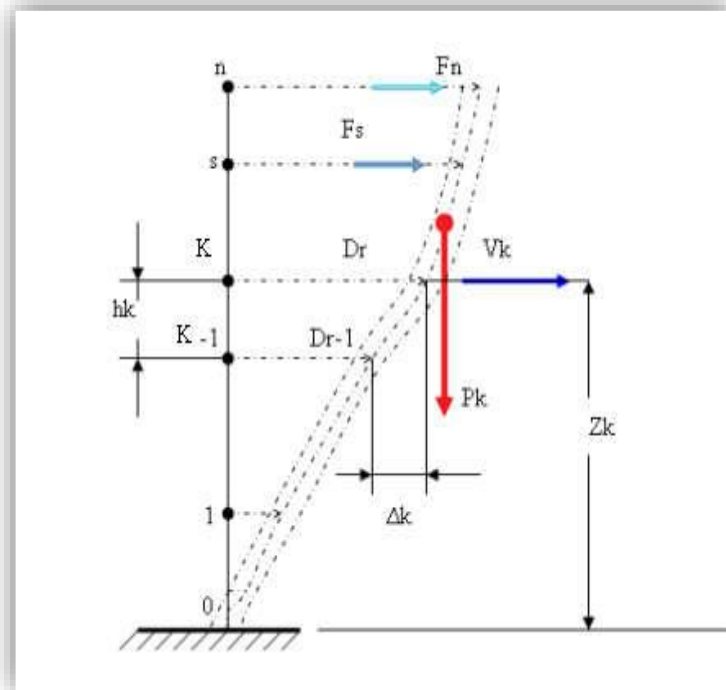


Figure 4.8. Évaluation des effets du second ordre.

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous

les niveaux Avec : $\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$

- P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur de l'étage « k ».
- Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous regroupent les vérifications de l'effet P-Δ dans les deux

Tableau 4.38. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le premier système « VP » selon l'axe X.

Niveau	P (KN)	V _x (KN)	Δ_{ex} (m)	H(m)	Θ_x	Observation $\Theta_x \leq 0,1$
Story9	4979,653	1661,395	0,010435	3,06	0,010221	CV
Story8	10734,22	2921,453	11,45	3,06	0,013749	CV
Story7	16488,78	3940,489	12,115	3,06	0,016567	CV
Story6	22231,93	4788,584	12,365	3,06	0,01876	CV
Story5	28128,12	5497,965	12,275	3,06	0,020523	CV
Story4	34024,3	6069,099	11,625	3,06	0,021298	CV
Story3	39943,33	6499,779	10,3	3,06	0,020685	CV
Story2	45574,28	6786,746	8,23	3,06	0,018061	CV
Story1	51205,22	6941,123	5,36	4,08	0,009691	CV

Tableau 4.39. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le premier système « VP » selon l'axe Y.

Niveau	P (KN)	V _y (KN)	Δ_{ey} (m)	H(m)	Θ_y	Observation $\Theta_y \leq 0,1$
Story9	4979,653	1627,922	12,2	3,06	0,012196	CV
Story8	10734,22	2825,861	13,075	3,06	0,016231	CV
Story7	16488,78	3758,277	13,54	3,06	0,019413	CV
Story6	22231,93	4531,722	13,605	3,06	0,021812	CV
Story5	28128,12	5175,011	13,26	3,06	0,023553	CV
Story4	34024,3	5703,923	12,335	3,06	0,024045	CV
Story3	39943,33	6109,786	10,695	3,06	0,02285	CV
Story2	45574,28	6392,889	8,395	3,06	0,019558	CV
Story1	51205,22	6555,549	5,735	4,08	0,010979	CV

Tableau 4.40. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le deuxième système « SM » selon l'axe X.

Niveau	P (KN)	V _x (KN)	Δ_{ex} (m)	H(m)	Θ_x	Observation $\Theta_x \leq 0,1$
Story9	4933,979	1890,836	0,010435	3,06	0,008898	CV
Story8	11291,05	3413,913	11,45	3,06	0,012376	CV
Story7	17648,12	4643,486	12,115	3,06	0,015047	CV
Story6	23993,77	5667,212	12,365	3,06	0,017108	CV
Story5	30564,49	6520,057	12,275	3,06	0,018805	CV
Story4	37135,2	7201,04	11,625	3,06	0,019591	CV
Story3	43694,5	7729,604	10,3	3,06	0,019028	CV
Story2	50496,86	8098,152	8,23	3,06	0,016771	CV
Story1	57299,22	8306,891	5,36	4,08	0,009062	CV

Tableau 4.41. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le deuxième système « SM » selon l'axe Y.

Niveau	P (KN)	V y (KN)	$\Delta e y$ (m)	H(m)	Θy	Observation $\Theta y \leq 0,1$
Story9	4979,653	1843,345	12,2	3,06	0,010672	CV
Story8	10734,22	3306,719	13,075	3,06	0,01459	CV
Story7	16488,78	4458,721	13,54	3,06	0,017514	CV
Story6	22231,93	5419,26	13,605	3,06	0,019685	CV
Story5	28128,12	6215,26	13,26	3,06	0,02131	CV
Story4	34024,3	6857,862	12,335	3,06	0,021828	CV
Story3	39943,33	7360,228	10,695	3,06	0,020749	CV
Story2	45574,28	7722,467	8,395	3,06	0,017939	CV
Story1	51205,22	7939,396	5,735	4,08	0,010145	CV

Tableau 4.42. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le troisième système « PCV » selon l'axe X.

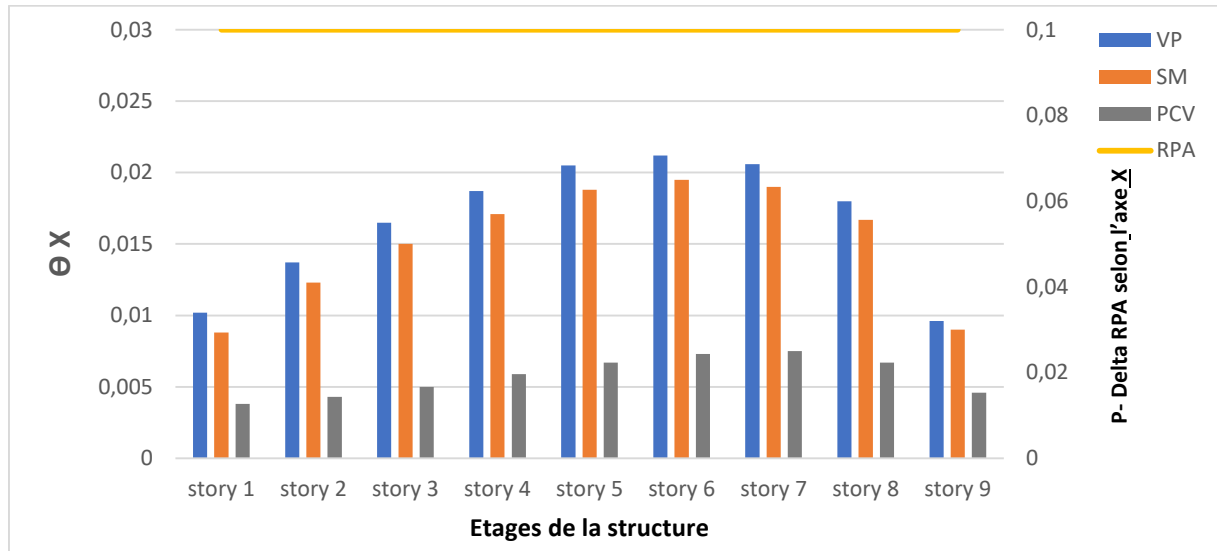
Niveau	P (KN)	Vx (KN)	Δex (m)	H(m)	Θx	Observation $\Theta x \leq 0,1$
Story9	7550,433	2049,3	0,00316	3,06	0,003805	CV
Story8	14410,29	3926,46	0,0036	3,06	0,004313	CV
Story7	21270,14	5500,53	0,00403	3,06	0,00509	CV
Story6	28422,01	6851,93	0,00438	3,06	0,005932	CV
Story5	35573,88	7994,08	0,00462	3,06	0,006713	CV
Story4	42732,04	8922,19	0,00469	3,06	0,007338	CV
Story3	50181,22	9642,12	0,00446	3,06	0,007585	CV
Story2	57630,41	10138,6	0,00364	3,06	0,006762	CV
Story1	66409,02	10404,9	0,00298	4,08	0,004662	CV

Tableau 4.43. Vérification l'effet P- Δ inter-étages pour le troisième système « PCV » selon l'axe Y.

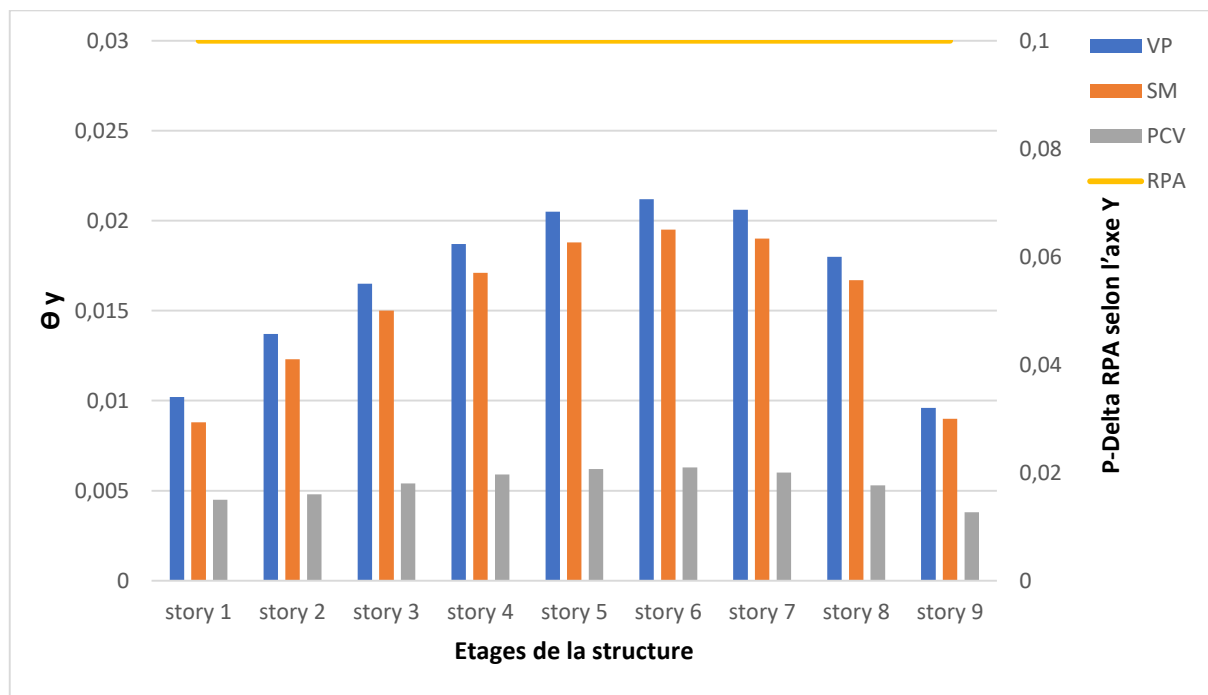
Niveau	P (KN)	V y (KN)	Δey (m)	H(m)	Θy	Observation $\Theta y \leq 0,1$
Story9	7550,433	2143,3	0,00398	3,06	0,00458657	CV
Story8	14410,29	4059,07	0,00422	3,06	0,00489132	CV
Story7	21270,14	5559,28	0,00432	3,06	0,0054015	CV
Story6	28422,01	6790,17	0,00432	3,06	0,0059093	CV
Story5	35573,88	7824,49	0,00422	3,06	0,00626998	CV
Story4	42732,04	8665,54	0,00395	3,06	0,00636874	CV
Story3	50181,22	9344,51	0,00344	3,06	0,00604403	CV
Story2	57630,41	9853,3	0,00278	3,06	0,00530601	CV
Story1	66409,02	10151,7	0,00243	4,08	0,00389293	CV

D'après la Figure 4.9, dans les deux sens X et Y, le système (VP) montre un effet (P- Δ) maximal, mais il reste proche à l'effet (P- Δ) du système (SM). Par contre, le système (PCV) présente le plus faible effet (P- Δ) avec une marge plus large par rapport aux autres systèmes.

Les valeurs de Θ_k sont inférieures à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure et peut-être négligé.



(a)



(b)

Figure 4.9 Effet maximal (P- Δ) des systèmes de contreventement dans les deux sens : (a) sens X et (b) sens Y.

4.10 Calcul de la quantité du besoin en béton et en acier :

Après avoir terminé la phase de l'étude de stabilité, il est maintenant essentiel de calculer la quantité de béton et l'acier requis pour chaque variante de système de contreventement et de choisir le système le moins coûteux selon les critères définis. L'objectif est de réaliser une structure qui répond à toutes les exigences, à moindre coût et en garantissant la sécurité des habitants de l'immeuble.

Tableau 4.44. Quantité du besoin en béton de chaque système de contreventement.

Désignation des systèmes de contreventement	Poteau (m ³)	Poutre porteuse (m ³)	Poutre non porteuse (m ³)	Voiles (m ³)	Total (m ³)
VP	282.12	172.584	145.188	312,054	911.946
SM	584.704	163.998	137.442	271.903	1 158,047
PCV	996.947	155.307	129.576	270.858	1 681,995

D'après la **Figure 4.10**, nous notons que la quantité du béton nécessaire pour les poteaux du système (PCV) est importante, et cela est dû à la grande section des poteaux, Le système (SM) a besoin d'une quantité inférieure à celle du système précédent (PCV), et cela est dû à la réduction des sections des poteaux, le système (VP) a besoin moins de béton pour les poteaux par rapport aux autres systèmes.

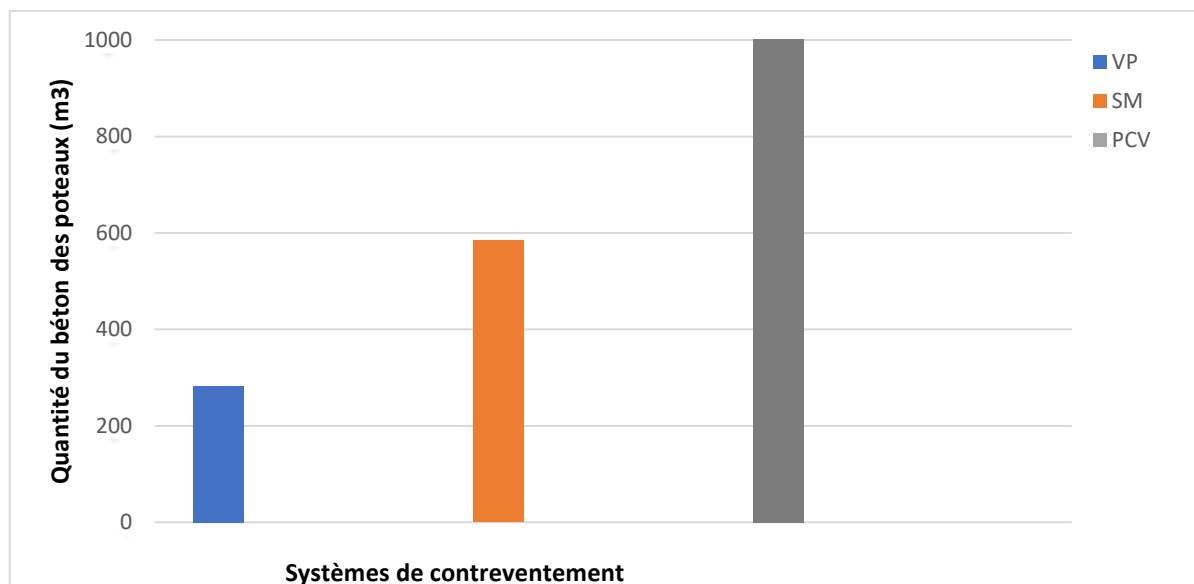


Figure 4.10 Quantité du béton pour les poteaux de chaque système

D'après la **Figure 4.11**, nous notons que la quantité du béton pour les voiles des systèmes (SM) et (PCV) sont équivalentes, par contre la quantité du béton pour les voiles du système (VP) est plus élevée par rapport aux autres.

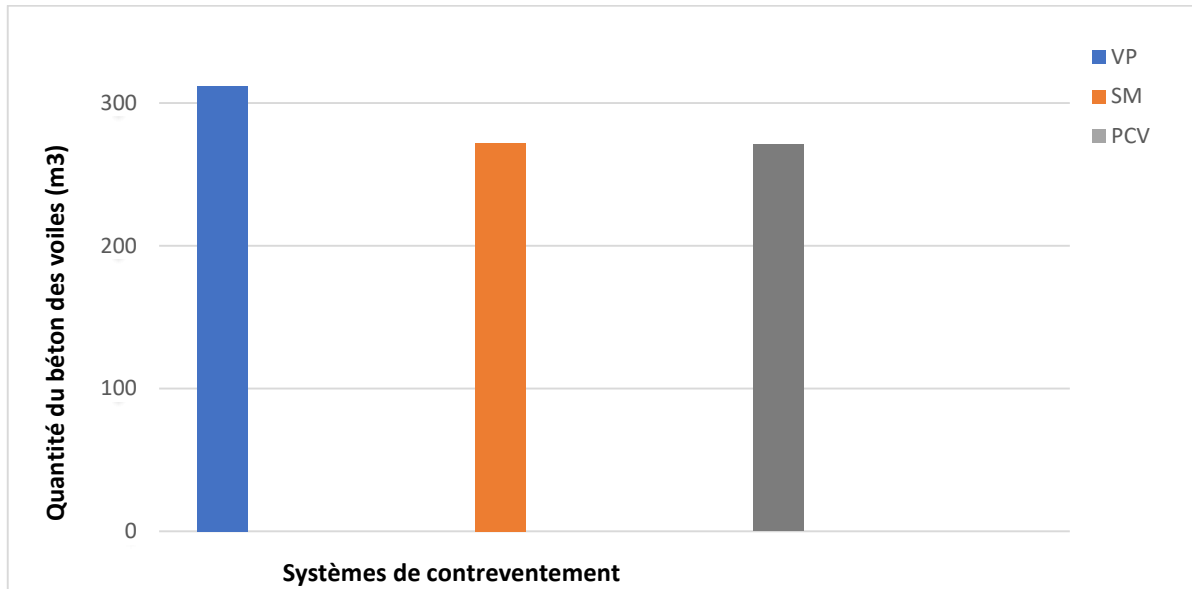


Figure 4.11 Quantité du besoin en béton du voile de chaque système

D'après la **Figure 4.12**, nous remarquons que la quantité totale du besoin en béton dans le système (PCV) est importante en raison des sections exagérées des poteaux par rapport aux quantités des deux autres systèmes (SM) et (VP). Le système (VP) nécessite la quantité la plus faible du besoin en béton par rapport aux autres systèmes.

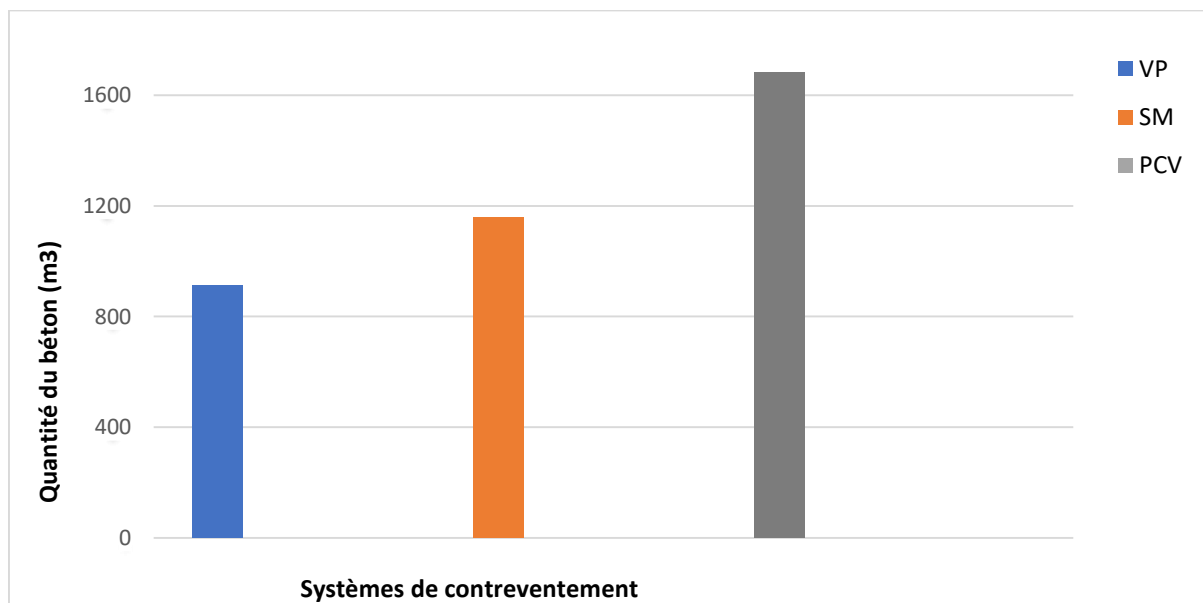


Figure 4.12 Quantité du besoin en béton total de chaque système

4.11 Calcul de Ferrailage:

Tableau 4.45. Ferrailage adopte des poteaux

Niveau	poteaux		
	Système « VP » cm ²	Système mixte « MS » cm ²	Système « PCV » cm ²
Étages 6, 7, 8	0,9%(40x40)=14,4 8T16	0,9%(60x60)=32,4 4T20+12T16	0,9% (80x80)=57,2 20T20
Étages 3, 4, 5	0,9%(45x45)=18,22 12T14	0,9%(65x65)=38,02 4T25+12T16	0,9% (85x85)=65,02 16T20+8T16
Étages RDC, 1, 2	0,9%(50x50)=22,5 12T16	0,9%(70x70)=44,1 16T20	0,9% (90x90)=72,9 24T20

Tableau 4.46. Ferrailage adopte des Voiles

Choisir un voile commun dans les trois systèmes (1-B)

Dans tous Niveau	Voile		
	Système « VP » VL (20)	Système mixte « MS » VL (20)	Système « PCV » VL (15)
VL	T12 Espacement 20cm	T10 Espacement 15cm	T10 Espacement 20cm

Tableau 4.47. Ferrailage adopte des poutres

Dans tous Niveau		poutre		
		Système « VP »	Système mixte « MS »	Système « PCV »
Poutre porteuse	Appuis	9,88 cm² 6T14+2T10	8,41 cm² 3T14+3T14	4,94 cm² 3T12+2T10
	Travée	4,71 cm² 3T12+2T10	4,28 cm² 3T14	4,07 cm² 3T12+2T10
Poutre non porteuse	Appuis	5,59 cm² 3T12+3T10	3,15 cm² 3T12	2,98 cm² 3T12
	Travée	2,98 cm² 3T12	2,98 cm² 3T12	2,98 cm² 3T12

D'après les Tableaux 4.45, 4.46 et 4.47, nous remarquons que le Ferrailage adopté des poteaux dans le système voile VP porteur est mieux que les autres.

Le Ferrailage adopté des voiles dans le système PCV est mieux que les autres.

Le Ferrailage adopté des poutres dans le système PCV est mieux que les autres.

4.12 Conclusion :

L'analyse de la stabilité des structures selon les critères réglementaires RPA de trois systèmes de contreventement disposés dans la même structure nous dégage les conclusions suivantes :

- 1- Le système (PCV) vérifie tous les critères de stabilité exigé par le RPA avec une marge de sécurité la plus importante vis-à-vis des autres systèmes, mais en termes économique il impose une charge importante (très coûteuse). Les sections des poteaux de ce système n'est pas pratique (par exemple, dans les bâtiments à usage d'habitation, ces sections (90x90) diminuent l'espace des chambres ...)
- 2- Le système (SM) vérifie les conditions de stabilité avec une marge importante mais tout de même moindre que le système (PCV) avec un cout de réalisation moins conséquent que le système précédemment nommée mais encore un peu élevé.
- 3- Le système (VP) est le système le plus proche en termes de vérification des critères de stabilité avec une marge de sécurité la plus faible en restant dans un rang économique très raisonnable.

Conclusions et Recommandations

CONCLUSIONS

Afin de permettre de choisir le système de contreventement le plus approprié de sa structure et à la lumière de cette étude on a fait une comparaison de trois systèmes de contreventement en termes d'une vision de stabilité, économique, on est arrivé aux conclusions suivantes :

Le **système voiles porteurs (VP)** est le système le plus proche en termes de vérification des critères de stabilité avec une marge de sécurité la plus faible en restant dans un rang économique très raisonnable.

Le **système portiques contreventé par des voiles (PCV)** vérifie tous les critères de stabilité avec une marge de sécurité la plus importante, mais en termes économique il impose une charge importante (très coûteuse). Les sections des poteaux de ce système n'est pas pratique pour les bâtiments élancés.

Le **système de contreventement mixte (SM)** vérifie les conditions de stabilité avec une marge importante mais tout de même moindre que le système (PCV) avec un cout de réalisation moins conséquent que le système précédemment nommée mais encore un peu élevé.

RECOMMANDATIONS

Comme perspectives nous recommandons l'optimisation en termes de stabilité et d'économie est fortement demandée lors du choix du système de contreventement approprié pour chaque type de structure.

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Les livres et mémoires

[1] SAADI Mohamed, « Conception et calcul des systèmes de contreventements d'ossatures métalliques », Cours de Structure Métallique, Université Batna 2 de Batna, Algérie.

[2] Dr. Taleb Hosni Abderrahmane, « Chapitre 2 : Système de contreventements », Cours de Structure, Université de Mila, Algérie.

[3] Bertero, v.v., 1986, « Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC », Proc. 3rd u.s.nat. Conf. Earthquake Engrg., Charleston, South Carolina, pp. 1663-1673.

[4] A. Boubaya, « Impact des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique des portiques en béton armé », Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider – Biskra, Février 2019, p 91-92 ; 193.

[5] RPA /Version 2003 (art 4.1.2 page 24).

[6] BAEL91 version 99 (art A2.1.11 page 12).

[7] BAEL91 version 99 (art A2.1.11 page 13).

[8] RPA99/Version 2003 (page 24).

Outils informatiques

- AUTOCAD 2017
- ETABS 2017
- EXCEL 2016
- WORD 2016