

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة حسيبة بن بوعلي- الشلف
Université Hassiba BEN BOUALI –CHLEF
كلية الهندسة المدنية والمعمارية
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie-civil



MEMOIRE DE MASTER
Filière : Génie Civil
Option : Structures

Thème

**INFLUENCE DE L'EMPLACEMENT DES VOILES SUR LE
COMPORTEMENT SISMIQUE D'UN BATIMENT EN BETON
ARME A USAGE D'HABITATION**

Présenté par :

- AGUERED Fatima
- AKHMOUM Chaima

Directeur du mémoire :

- Encadreur Dr. SETTI Fatima
- Co-encadreur Dr. SETTI Bakhti

2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remercîments

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie m'encadreurs Madame SETTI.F pour leurs soutiens, leurs conseils Judicieux durant l'élaboration de ce projet.

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Mes vifs remerciements vont aussi à mes parents qui m'ont soutenu durant toute ma vie.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Fatima & Chaima

Dédicaces

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de courage et de patience.

À mon très cher père qui n'a jamais cessé de veiller à mon instruction et mon éducation et de m'encourager au cours du long chemin de mes études.

À une personne très chère qui m'a toujours soutenu.

À mes très chers frères et chères sœurs, pour le courage et la volonté qu'ils m'ont inculqués.

À mon binôme Chaima et sa famille et toutes mes amies qui ont donné preuve d'une véritable amitié.

A tous mes collègues de promotion Génie Civil.

FATIMA

Dédicaces

Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère, qui m'a tant aidé avec son soutien, elle est ma source de courage et de patience.

À mon très chère père qui n'a jamais cessé de veiller à mon instruction et mon éducation et de m'encourager au cours du long chemin de mes études.

À une personne très chère qui m'a toujours soutenu.

À mes très chers frères et chères sœurs, pour le courage et la volonté qu'ils m'ont inculqués.

À mon binôme Fatima et sa famille et toutes mes amies qui ont donné preuve d'une véritable amitié.

A tous mes collègues de promotion Génie Civil.

CHAIMA.

Résumé :

Au cours des dernières décennies, de nombreux pays ont été frappés par des séismes de différentes intensités, causant des pertes humaines considérables et des dégâts matériels importants.

Ces dommages sont en partie dus à des problèmes de calcul et de conception dans la construction des bâtiments. Pour y remédier, de nombreuses recherches ont été menées afin de mieux comprendre l'impact des séismes sur les structures et leur comportement. Pour améliorer la résistance sismique des structures, la solution la plus courante consiste à augmenter leur rigidité en ajoutant des voiles en béton armé.

L'objectif principal de notre étude est de déterminer la conception parasismique optimale d'une structure contreventée par des voiles, en analysant quatre variantes de systèmes de contreventement. Pour cela, nous avons modélisé un bâtiment en béton armé de 4 étages plus rez de chaussé à l'aide du logiciel ETABS v 9.6.0.

Les résultats de notre analyse montrent que la variante 4 la plus performantes en termes de rigidité, de déplacement, d'effort tranchant à la base et de limitation de la torsion globale.

Mots clés : séisme, voile, rigidité, ETABS, disposition.

Abstract:

In recent decades, many countries have been struck by earthquakes of varying intensities, causing significant human losses and considerable material damage. These damages are partly due to calculation and design issues in building construction.

To address this, numerous studies have been conducted to better understand the impact of earthquakes on structures and their behavior. To improve the seismic resistance of structures, the most common solution is to increase their rigidity by adding reinforced concrete walls.

The main objective of our study is to determine the optimal seismic design of a braced structure with walls by analyzing four variants of bracing systems. For this purpose, we modeled a fourstory plus ground floor reinforced concrete building using ETABS v 9.6.0 software.

Our analysis results show that variant 4 is the most effective in terms of rigidity, displacement, base shear force, and limitation of overall torsion.

Keywords: earthquake, walls, rigidity, ETABS, arrangement.

المخلص:

على مدى العقود الماضية، تعرضت العديد من البلدان لزلازل متفاوتة الشدة، مما تسبب في خسائر كبيرة في الأرواح وأضرار مادية كبيرة .

يرجع هذا الضرر جزئيًا إلى مشاكل الحساب والتصميم في تشييد المباني. ولمعالجة هذه المشكلة، تم إجراء الكثير من الأبحاث لفهم تأثير الزلازل على الهياكل وسلوكها بشكل أفضل. لتحسين مقاومة الهياكل الزلزالية، فإن الحل الأكثر شيوعًا هو زيادة صلابتها عن طريق إضافة جدران خرسانية مسلحة .

الهدف الرئيسي من دراستنا هو تحديد التصميم الزلزالي الأمثل للهيكل المدعم بالجدار الخرساني ،من خلال تحليل نظام التدعيم. ولهذا قمنا بتصميم مبنى خرساني مسلح مكون من 4 طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي باستخدام برنامج **ETABS v 9.6.0**.

تظهر نتائج تحليلنا أن المتغير 4 يقدم الأفضل من حيث الصلابة والإزاحة وقوة القص عند القاعدة ومحدودية الالتواء الكلي.

الكلمات المفتاحية: الزلزال، جدار خرساني، التوزيع ، الصلابة ، ETABS

Remercîments	I
Dédicaces	II
Résumé	III
Introduction générale	V

Chapitre I : Recherche bibliographique

I.1.Introduction.....	2
I.2. Origine des tremblements de terres.....	2
I.3. Les séisme et les bâtiments.....	3
I.4.Réaction des bâtiments au séisme.....	3
I.5.Consequences de séisme sûr les structures en béton armé.....	4
I.6. Les contreventement	5
I.7.Principe de contreventement	5
I.8. Choix de contreventement	5
I.9. Rôle de contreventement	6
I.9.1. Contreventement horizontal (Diaphragme).....	6
I.9.2. Contreventement vertical.....	7
I.10. Différents type de contreventement.....	7
I.10.1. Le remplissage (voile, diaphragme)	7
I.10.2. Les cadres (portique)	8
I.10.3. La triangulation (treillis)	8
I.11.Voiles en béton armé.....	10
I.11.1. Définition.....	10
I.11.2. les types des voiles	10
I.11.3. Disposition des voiles de contreventement.....	11
I.11.4. Torsion des voiles dans les structures.....	11
I.11.5. Classification des structures avec voiles de contreventement	11
I.11.6. Fonctions des murs.....	13
I.11.7. Les principales caractéristiques du comportement des voiles.....	13
I.11.8. Modes de repture.....	13
I.11.8.1. Modes de rupture des voiles élancés	13

I.11.8.1.1. Rupture en flexion.....	13
I.11.8.1.2. Rupture en flexion – effort tranchant	13
I.11.8.2. Modes de rupture des voiles courtes.....	14
I.11.9.Conclusion.....	15

Chapitre II : Pre-dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Présentation de l'ouvrage	17
II.2. Caractéristique géométrique	17
II.3. Conception de la structure.....	17
II.4. Règlement et norme utilisée.....	17
II.5.Caractéristique mécanique des matériaux	17
II.5.1. Béton	18
II.5.1.1 Matière constitutives du béton	18
II.5.1.2. La résistance caractéristique du béton	18
II.5.1.3. Contraintes limite	18
II.5.2. Acier	19
II.5.2.1. Module d'élasticité longitudinale	19
II.5.2.2. Contrainte limite de l'acier	20
II.6. Pré-dimensionnement des planchers.....	21
II.6.1. Descente des charges	21
II.6.1.1. Plancher terrasse inaccessible	21
II.6.1.2. Plancher étage courant.....	22
II.7. Pré-dimensionnement des éléments porteurs	23
II.7.1. Pré-dimensionnement des poutres.....	23
II.7.1.1. Poutres Principales	23
II.7.1.2. Poutres secondaires.....	24
II 7.2. Pré-dimensionnement des poteaux	24
II.7.2.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux	24
II.7.2.2. Effort de compression du aux charges d'exploitation	24
II.8. Vérification des conditions du RPA99 (version2003)	27
II.9. Pré-dimensionnement des voiles	27

Chapitre III : Etude sismique

III.1. Introduction.....	30
III.2. Étude Dynamique	30
III.2.1. Objectif de l'étude dynamique	30
III.3. Choix de la méthode de calcul (Selon RPA99/V2003)	30
III.3.1. Méthode statique équivalente	30
III.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale	31
III.4. Classification de l'ouvrage [selon RPA99/V2003].....	32
III.4.1. Classification des zones sismiques	32
III.4.2. Classification de l'ouvrage selon son importance	32
III.4.3. Classification du site.....	32
III.4.4. Classification des systèmes de contreventement	32
III.4.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration.....	33
III.5. Présentation du logiciel du calcul	33
III.6. Modélisation	33
III.6.1 Critères de classification.....	34
III.6.2 hypothèses de calcul	34
III.6.3 Combinaisons des charges.....	34
III.6.4 Étapes de la modélisation	34
III.7. Étude du bâtiment portique-voile	35
III.7.1. Résultantes des forces sismiques de calcul	35
III.7.2. Calcul de la force sismique totale.....	35
III.7.3. Méthode modale spectrale	39
III.8. Étude des caractéristiques dynamiques de la structure	40
III.8.1. Etude de la variante 1	41
III.8.1.1. Modes et périodes	41
III.8.1.2. Effort tranchant a la base	42
III.8.1.3. Période fondamentale de la structure	43
III.8.1.4. Déplacements relatifs.....	43
III.8.1.5. Justification vis-à-vis l'effet P-Delta	44

III.8.2. Etude de la variante 2	44
III.8.2.1 Modes et périodes	44
III.8.2.2. Effort tranchant à la base	46
III.8.2.3. Période fondamentale de la structure	46
III.8.2.4. Déplacements relatifs	47
III.8.2.5. Justification vis-à-vis l'effet P-Delta	47
III.8.3. Etude de la variante 3	48
III.8.3.1. Modes et périodes	48
III.8.3.2. Effort tranchant à la base	50
III.8.3.3. Période fondamentale de la structure	50
III.8.3.4. Déplacements relatifs	50
III.8.3.5. Justification vis-à-vis l'effet P-Delta	51
III.8.4. Etude de la variante 4	52
III.8.4.1. Modes et périodes	52
III.8.4.2. Effort tranchant à la base	53
III.8.4.3. Période fondamentale de la structure	54
III.8.4.4. Déplacements relatifs	54
III.8.4.5. Justification vis-à-vis l'effet P-Delta	55
III.9. Conclusion	56

Chapitre IV : Résultats et discussions

I.1. Introduction	58
IV.2. Etude comparative entre les différentes variantes	58
IV.2.1. Période fondamentale du bâtiment pour les différentes variantes	58
IV.2.2. Modes de vibration des variantes	59
IV.2.3. Effort tranchant à la base	59
IV.2.4. Déplacements relatifs	60
IV.2.5. L'effet P-Delta	61
IV.3. Conclusion	62

Chapitre V : ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction	64
--------------------------------	-----------

V.2 .Étude de ferrailage des poutres.....	64
V.2.1 .Combinaison de ferrailage de poutre	64
V.2.2 .L'étude des poutres principales.....	65
V.2.3.Calcul le ferrailage de poutres porteuses.....	66
V.2.3.1.Schema de ferrailage.....	68
V.3. Étude de poteau.....	69
V.3.1.Introduction.....	69
V.3.2.Calcul le ferrailage de poteau.....	69
V.3.2.1.Schema de ferrailage.....	73
V.4.Etude de voile	74
V.4.1. Introduction.....	74
V.4.1.1. Principe de calcul.....	74
V.4.2.Ferrailage de voile V_x	77
V.4.2.1. Schéma de ferrailage V_x	79
V.4.2.2.Calcul le ferrailage de linteau.....	79
V.4.2.2.1 Schéma de ferrailage de linteau.....	80
V.4.3. Calcul le ferrailage de voile V_y	80
V.4.3.1. Schéma de ferrailage voile V_y	83
Conclusion générale.....	84
Référence bibliographique	85

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.

RPA99 : Règles Parasismiques Algériennes.

E L U : État limite ultime.

E L S : État limite service.

G : Les charges permanents.

Q : Les surcharges d'exploitation.

Es : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier.

Eb : Le module d'élasticité longitudinal de béton.

εbc : Déformation relative de béton.

Ei : Le module de déformation instantanée.

Evj : Le module de déformation différée.

G : Le module de déformation transversale.

ν : Coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

fbu : Contrainte ultime de béton en compression.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.

γb : Coefficient de sécurité.

tu : Contrainte ultime du béton au cisaillement.

σbc : Contrainte de service du béton en compression.

tu : La contrainte tangente ultime.

Vu : Effort tranchant.

Es : Module d'élasticité des aciers.

fe : Contrainte limite élastique.

εs : Déformation (allongement) relative de l'acier.

σs : Contrainte de l'acier.

γs : Coefficient de sécurité pour le béton

σs : Contrainte de l'acier.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

η : Coefficient de fissuration.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

η : Facteur de correction d'amortissement.

T1, T : Période caractéristique associées à la catégorie de site.

ξ : Coefficient d'amortissement.

Ct : Coefficient fonction du système de contreventement.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids total de la structure.

WGi : Poids dû aux charges permanentes.

WQi : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération.

g : Accélération de la pesanteur.

Temp : La période fondamentale empirique.

Tnum : La période fondamentale numérique.

δe : Déplacement dû aux forces sismiques.

h : La hauteur de l'étage.

P : Poids total de la structure et des charges d'exploitation.

V : Effort tranchant d'étage.

Δk : Déplacement relatif.

h : Hauteur de l'étage.

Ms : Moment stabilisant.

Mr : Moment de renversement.

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

$\emptyset l$: La valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

A : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

B, b : La largeur (m).

Ct : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

D : Diamètre, dalle.

fc28 : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours donnée en (MPa).

ft28 : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

G : Action permanente.

h : Hauteur totale du plancher.

h0 : Épaisseur de la dalle de compression.

h : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q: Charge ultime.

q: Charge de service.

L : Longueur ou portée.

L_{ma}: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L: Distance entre nus de poutrelles.

L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique.

γ: Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

A: Ferrailage de répartition.

S: L'espacement.

Chapitre I : Recherche bibliographique

Figure I.1 : Origine de tremblement de terre.....2

Figure I.2 : Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs.....3

Figure I.3 : Rupture par flexion des poutres.....4

Figure I.4 : Dislocation des remplissages de maçonnerie.....4

Figure I.5 : **Plastification** d'un poteau d'angle due à la position asymétrique des voiles.....5

Figure I.6 : Distribution de l'effort horizontal aux contreventements verticaux.....6

Figure I.7 : Effondrement total de la structure 7

Figure I.8 : Contreventement longitudinal d'un bâtiment. Disposition des pans rigides..... 7

Figure I.9 : Structure contreventé par portiques.....8

Figure I.10 : Ossature en portiques (à des travées). 8

Figure I.11 : Contreventement triangulés.....8

Figure I.12 : Pans de contreventement triangulé.....9

Figure I.13 : Des bâtiments avec voiles en béton armé 10

Figure I.14 : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles.. 11

Figure I.15 : structure « mixte » avec des murs porteurs couplés à des portiques. 12

Figure I.16 : structure uniquement à murs porteurs. 12

Figure I.17 : Modes de rupture des voiles élancés 12

Figure I.18 : Modes de rupture des voiles élancés 14

Figure I.19 : Modes de rupture des voiles courts 15

Chapitre II : Pre-dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU. 18

Figure II.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS..... 19

Figure II.3 : Diagramme contraintes-déformations du l'acier à l'ELU..... 20

Figure II.4 : Planché corps creux 21

Figure II.5 : Plancher terrasse inaccessible..... 21

Figure II.6 : Plancher étage courant 22

Figure II.7 : Section de poteau le plus sollicité..... 24

Figure II.8 : Coupe de voile en élévation 28

Chapitre III : Etude sismique

Figure III.1 : Vue en 3D de la construction.....	35
Figure III.2 : Variante 1.	40
Figure III.3 : Variante 2.....	40
Figure III.4 : Variante 3.	41
Figure III.5 : Variante 4.....	41
Figure III.6 : Mode 1 de déformation (Variante 1).....	41
Figure III.7 : Mode2 de déformation (Variante 1).....	42
Figure III.8 : Mode 3 de déformation (Variante 1)	42
Figure III.9 : Mode 1 de déformation (Variante 2).....	45
Figure III.10 : Mode 2 de déformation (Variante 2)	45
Figure III.11 : Mode 3 de déformation. (Variante 2).....	46
Figure III.12 : Mode 1 de déformation (Variante 3).....	49
Figure III.13 : Mode 2 de déformation (Variante 3).....	49
Figure III.14 : Mode 3 de déformation (Variante 3).....	49
Figure III.15 : Mode 1 de déformation (Variante 4).....	52
Figure III.16 : Mode 2 de déformation (Variante 4).....	53
Figure III.17 : Mode 3 de déformation (Variante 4)	53

Chapitre IV : Résultats et discussion

Figure IV.1 : Période fondamentale des variantes étudiées	58
Figure IV.2 : La force sismique des variantes étudiées.....	59
Figure IV.3 : Déplacements relatifs des variantes étudiées suivant X.	60
Figure IV.4 : Déplacements relatifs des variantes étudiée suivant Y.....	61
Figure IV.5 : L'Effet P-Delta des variantes étudiées suivant X.....	61
Figure IV.6 : L'Effet P-Delta des variantes étudiées suivant Y.....	62

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure V.1 : Organigramme combinaison des charges.....	64
Figure V.2 : ferrailage des poutres porteuses.....	68
Figure V.3 : Schéma de ferrailage.....	73

Figure V.4 : Diagramme de déformation 1 cas.....	75
Figure V.5 : Diagramme de déformation 2 cas.....	76
Figure V.6 : Diagramme de déformation 3 cas.....	76
Figure V.7 : Donnée géométriques de voile V_x	77
Figure V.8 : Schéma de ferrailage voile V_x	79
Figure V.10 : Donnée géométriques de voile V_y	80
Figure V.11 : Schéma de ferrailage voile V_y	83

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Dimensionnement du plancher.....	21
Tableau II.2 : Plancher terrasse inaccessible.	22
Tableau II.3 : Plancher étage courant.....	23
Tableau II.4 : Effort normal du au Charge d’exploitation NQ.....	25
Tableau II.5 : Les caractéristiques des matériaux	27
Tableau II.6 : Dimensions des défèrent éléments porteurs.....	28

Chapitre III : Etude sismique

Tableau III.1 : Coefficient d’accélération de zone A.....	36
Tableau III.2 : Valeur des périodes caractéristiques T1,T2.....	36
Tableau III.3 : Valeur de coefficient d’amortissement	37
Tableau III.4 : Valeur de coefficient Ct	37
Tableau III.5 : Valeur de coefficient de comportement R.....	38
Tableau III.6 : Valeur de facteur de qualité	38
Tableau III.7 : Valeur de coefficient de pondération.....	39
Tableau III.8 : Modes propres de la structure.....	41
Tableau III.9 : Vérification de la force sismique à la base	42
Tableau III.10 : Vérification de la période fondamentale	43
Tableau III.11 : Vérification de déplacements inter-étages suivant X	43
Tableau III.12 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Y	43
Tableau III.13 : Vérification L’effet P-Delta suivant X	44
Tableau III.14 : Vérification L’effet P-Delta suivant Y	44
Tableau III.15 : Modes propres de la structure.....	45
Tableau III.16 : Vérification de la force sismique à la base	46
Tableau III.17 : Vérification de la période fondamentale	46
Tableau III.18 : Vérification de déplacements inter-étages suivant X	47
Tableau III.19 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Y	47
Tableau III.20 : Vérification L’effet P-Delta suivant X	47
Tableau III.21 : Vérification L’effet P-Delta suivant Y	48

Tableau III.22 : Modes propres de la structure.....	48
Tableau III.23 : Vérification de la force sismique à la base	50
Tableau III.24 : Vérification de la période fondamentale	50
Tableau III.25 : Vérification de déplacements inter-étages suivant X	50
Tableau III.26 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Y	51
Tableau III.27 : Vérification L'effet P-Delta suivant X	51
Tableau III.28 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y	51
Tableau III.29 : Modes propres de la structure.....	52
Tableau III.30 : Vérification de la force sismique à la base	53
Tableau III.31 : Vérification de la période fondamentale	54
Tableau III.32 : Vérification de déplacements inter-étages suivant X	54
Tableau III.33 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Y	54
Tableau III.34 : Vérification L'effet P-Delta suivant X	55
Tableau III.35 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y	55

Chapitre IV : Résultats et discussion

Tableau IV.1 : La période maximale des variantes étudiées.....	58
Tableau IV.2 : Les trois premiers modes de vibration des variantes étudiées.....	59
Tableau IV.3 : La force sismique des variantes étudiées.....	59
Tableau IV.4 : Déplacements relatifs des variantes étudiées	60
Tableau IV.5 : L'Effet P-Delta des variantes étudiées	61

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau V.1 : Caractéristiques des matériaux	66
Tableau V.2 : Caractéristiques mécanique du matériau de poteau.....	69

**INTRODUCTION
GÉNÉRALE**

En génie civil, un contreventement est un système statique conçu pour assurer la stabilité globale d'un ouvrage face aux effets horizontaux causés par des actions potentielles telles que les séismes, le vent ou les chocs. Il stabilise également localement certaines parties de la structure, comme les poteaux et les poutres, contre les phénomènes d'instabilité.

Pour garantir la stabilité globale d'un bâtiment, il est essentiel de le contreventer selon au moins trois plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal. On distingue ainsi les contreventements verticaux, qui transmettent les efforts horizontaux aux fondations, et les contreventements horizontaux, qui s'opposent aux effets de torsion engendrés par ces efforts.

La disposition des voiles dans les structures mixtes est cruciale pour obtenir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition permet une exploitation optimale de la rigidité de la structure. Le contreventement est l'ensemble des dispositifs permettant d'assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des sollicitations horizontales et verticales. C'est un élément essentiel dans la conception d'un ouvrage.

La compréhension du phénomène et des problématiques liées est un préalable nécessaire pour sa conception et son dimensionnement. Etudions, pour cela :

- ✓ Quelle sont les critères de la disposition des voiles ?
- ✓ Est-ce que le bâtiment nécessite un contreventement ?

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment résidentiel de cinq étages situé à Boumerdès, classé en zone de forte sismicité (Zone III) selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

L'objectif principal de notre travail est de définir les critères permettant d'optimiser la conception parasismique, en étudiant quatre variantes de systèmes de contreventement. Nous effectuerons des calculs statiques et sismiques de la structure selon ces quatre variantes de disposition des voiles afin de choisir la conception la plus appropriée.

Pour atteindre l'objectif prédéfini, notre travail comprend des chapitres organisés comme suit :

- ✓ Le Premier chapitre consiste une recherche bibliographique.
- ✓ Le deuxième chapitre comporte le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le troisième chapitre portera sur l'étude sismique des différentes variantes .
- ✓ Le quatrième chapitre comprend une étude comparative entre les différentes variantes.
- ✓ Le cinquième chapitre comporte le ferrailage des éléments structuraux.

Et nous terminons ce travail par une conclusion générale et les éventuelles recommandations et perspectives.

**CHAPITRE I:
RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE**

I.1. Introduction

Les tremblements de terre, aussi appelés séismes, sont un phénomène géologique qui a toujours terrifié les habitants de certaines régions du monde. Un séisme est un phénomène naturel imprévisible est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre, donc ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.[1]

I.2. Origine des tremblements de terre

Quand un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il se déforme d'abord de manière élastique. En atteignant sa limite d'élasticité, il se rompt brusquement, libérant toute l'énergie accumulée pendant la déformation élastique. C'est ce qui se produit lorsque la lithosphère subit des contraintes, généralement causées par le mouvement des plaques tectoniques. Cette énergie accumulée peut provoquer des ruptures le long des failles, générant ainsi des séismes. Les contraintes continues dans une région peuvent entraîner l'accumulation d'énergie et de nouvelles ruptures le long des failles existantes. En raison des forces de friction, les déplacements le long des failles se font par à-coups successifs, déclenchant un séisme à chaque fois. Les séismes peuvent se produire à plusieurs reprises le long d'une même faille dans une région donnée, car celle-ci constitue un point de faiblesse dans la lithosphère. Il est à noter que les séismes se produisent uniquement dans des matériaux rigides, donc toujours dans la lithosphère et jamais dans l'asthénosphère, qui est plastique.[1]

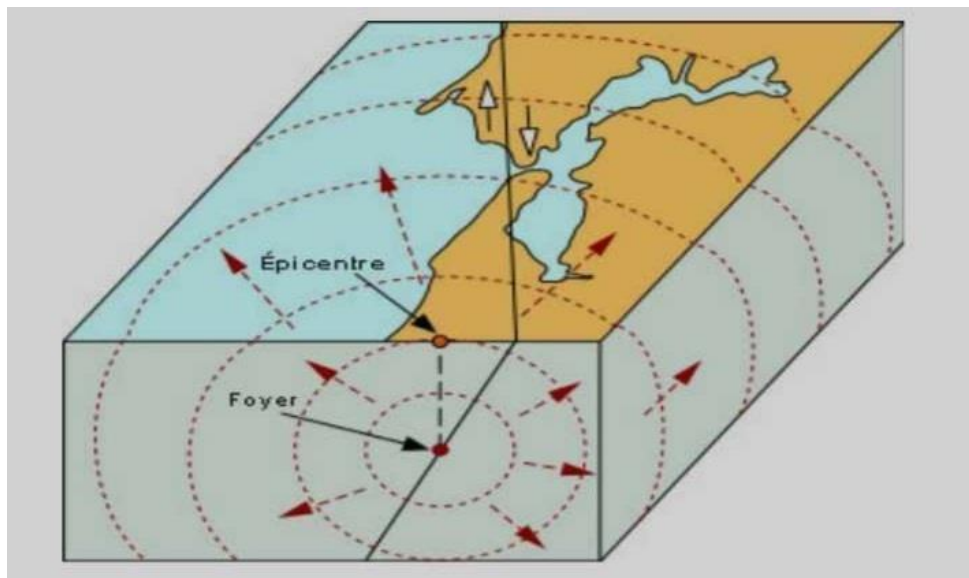


Figure I.1 : Origine de tremblement de terre [1]

I.3. Le séisme et les bâtiments

Les scientifiques expliquent comment les secousses sismiques peuvent entraîner la déformation, la détérioration, voire la rupture des bâtiments. Les architectes et ingénieurs se forment pour intégrer ces aspects dans leurs projets en zone sismique, tandis que sur le chantier, la responsabilité ultime incombe à ceux qui réalisent les travaux. Il est important de comprendre que les causes internes à un bâtiment pouvant entraîner sa ruine sont multiples, et que tous les dommages observés pendant un séisme ne sont pas nécessairement alarmants. Actuellement, l'accent est mis sur la prévision des déformations des constructions lors des secousses, ainsi que sur la gestion de ces déformations et des contraintes sur l'ensemble de la structure et de ses composants.

La résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de résister aux sollicitations sismiques. Cependant, c'est la conception architecturale qui détermine principalement la manière dont les bâtiments se déforment. Une conception régulière favorise un comportement optimal lors d'un séisme majeur, ce qui ne signifie pas nécessairement une architecture simpliste, mais plutôt une prise en compte de la réponse dynamique de la structure aux secousses. Estimer à l'avance les niveaux et les modes de déformation possibles d'une structure sur un sol donné est crucial. Estimer « à l'avance » son aptitude à transformer le mouvement d'origine sismique en chaleur, éventuellement au prix de dommages. Connaître « à l'avance » les zones de la structure les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses. Etablir des règles de construction efficaces à partir de ces connaissances. [1]

I.4 .Réaction des bâtiments aux séismes

Les photos fournies montrent les dégâts sur des immeubles en béton armé, mettant en évidence la diversité des modes de ruine malgré une apparente similarité de construction. Cette variété d'effets est également observable sur des structures plus petites telles que les maisons individuelles, ou sur d'autres matériaux de construction comme le bois, l'acier ou la maçonnerie. La destruction ou la non-destruction d'une construction n'est pas le fruit du hasard. En examinant attentivement la conception de la structure, nous pouvons expliquer les phénomènes observés.[1]



Figure I.2 : Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs [1]

Pour éviter l'effondrement des constructions Les architectes et les ingénieurs doivent étudier comment ne pas « faire de mauvais choix » en fonction de chaque projet sur son site et éviter les différents problèmes possibles. Il s'agit surtout de bien:

1. Localiser les « masses » de la construction (essentiellement les planchers)
2. Contrôler les possibilités de déformation des différents murs et poteaux, c'est à-dire leurs raideurs
3. Savoir utiliser l'endommagement de quelques éléments qui ne compromettent pas la sécurité, pour « freiner » les secousses dans le bâtiment.[1]

I.5. Conséquences de séisme sûr les structures en béton armé

Quelques Dommages subis par les structures contreventées par portiques auto-stables

a. Rupture par flexion:



Figure I.3 : Rupture par flexion des poutres.[1]

b. Dislocation des remplissages de maçonnerie :



Figure I.4 : Dislocation des remplissages de maçonnerie.[1]

C. Dommages subis par les structures mixtes (portique + voile):

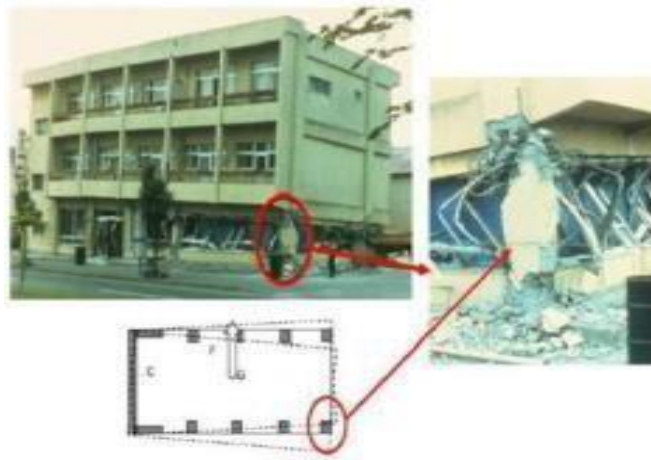


Figure I.5: Plastification d'un poteau d'angle due à la position asymétrique des voiles [7]

I.6. Les contreventement

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.[2].

I.7. Principe de contreventement

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. A l'opposé, les formes en U ou L sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble. La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Un mauvais positionnement implique une torsion du plancher qui génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.[2].

I.8. Choix du contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- ✓ **leur nombre** : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- ✓ **leur disposition** : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- ✓ **leur distribution verticale** : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.[2]

I.9. Rôle de contreventement

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales (celle des structures auto-stables étant assurée intrinsèquement) donc de transmettre ces charges jusqu'au sol.
- ✓ Raidir les constructions, Car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments :

- ✓ Contreventement horizontal (diaphragme)
- ✓ Contreventement vertical (murs, travées triangulées ou portiques [3])

I.9.1. Contreventement horizontal (Diaphragme)

Le contreventement horizontal est réalisé généralement par des dispositions constructives au niveau des planchers et de la toiture. Il est assuré soit par la création d'un diaphragme, soit par la réalisation de poutres au vent généralement obtenues par triangulation, on parle d'effet diaphragme lorsque les planchers sont suffisamment rigides pour qu'on puisse considérer qu'ils ne se déforment pas sous l'effet des forces horizontales (agissant dans le plan du plancher), ce qui permet de faire l'hypothèse simplificatrice que ces efforts se distribuent ensuite dans les éléments de contreventement au prorata de leurs raideurs. [4]

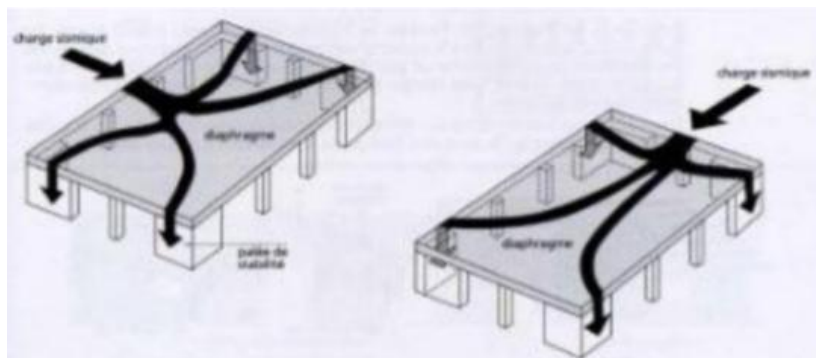


Figure I.6 : Distribution de l'effort horizontal du diaphragme aux contreventements verticaux [4]

I.9.2. Contreventement vertical

L'absence de contreventement vertical parmi les principaux facteurs de ruine en cas de séisme



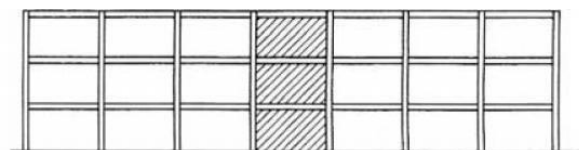
Figure I.7 : Effondrement total de la structure. [5]

Certaines structures comme les ossatures en poteaux et poutres, n'ont fréquemment pas la rigidité Nécessaire pour résister aux charges horizontales. L'adjonction des éléments résistant à ces charges permet alors d'assurer leur stabilité. [5]

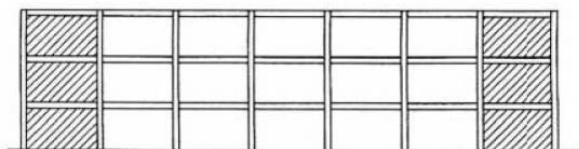
I.10. Différents types de contreventement

Classiquement il y a trois types de contreventement :

I.10.1. Le remplissage (voile, diaphragme) : on utilise des voiles en béton pour les fortes sollicitations. Pour les faibles sollicitations des voiles en maçonnerie conviennent. Lorsqu'il existe un noyau ou un mur de refend celui-ci peut bien sur servir de contreventements (il s'agit surtout d'un cas pour les bâtiments à étages). [6]



a pan rigide au milieu de la longueur du bâtiment



b pans rigides aux deux extrémités du bâtiment

La solution b est très défavorable vis-à-vis des effets de variations dimensionnelles

Figure I.8 : Contreventement longitudinal d'un bâtiment. Disposition des pans rigides [6]

I.10.2. Les cadres (portique): ils se justifient pleinement lorsque l'on doit laisser le passage libre, ou pour éviter des diagonales inesthétiques, ou bien parfois pour laisser une plus grande liberté pour une modification de la structure. [6]



Figure I.9: Structure contreventé par portique [6]

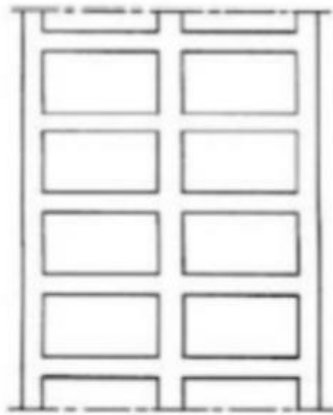


Figure I.10 : Ossature en portiques (à des travées) [6]

I.10.3. La triangulation (treillis) : il s'agit du type le plus fréquent pour les constructions en acier ; les treillis en N conviennent bien lorsqu'il n'y a pas d'inversion d'efforts. Lorsque l'on est en présence d'inversion d'efforts on préfère les croix de saint André (quelquefois les treillis en K ou V peuvent convenir). [6]



Figure I.11 : Contreventement triangulé[6]

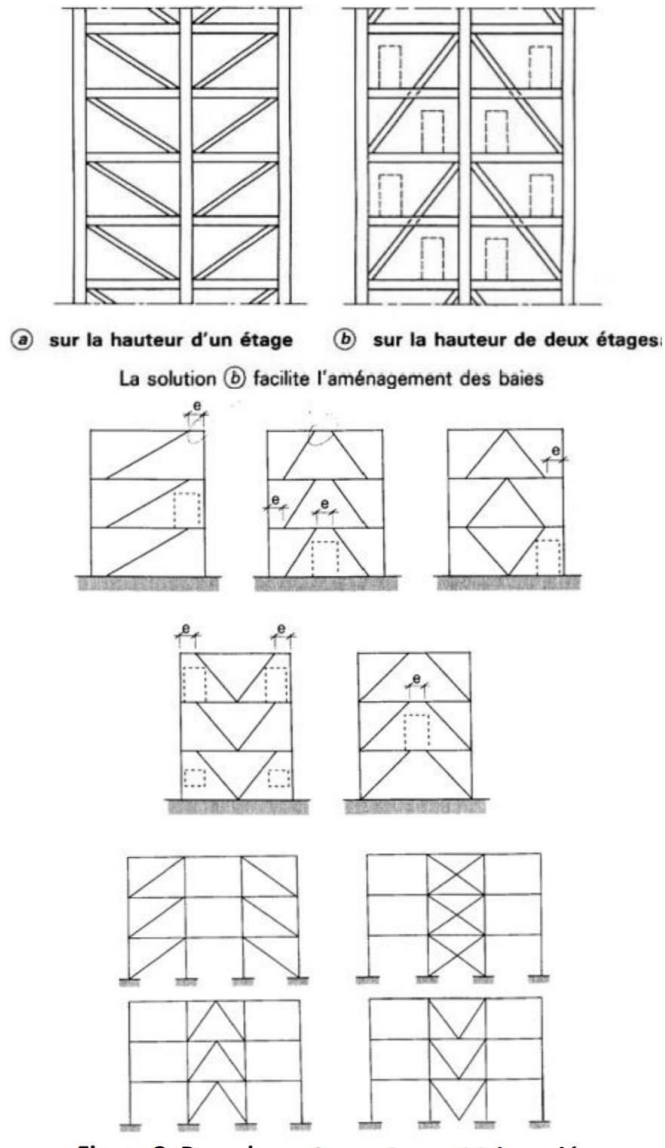


Figure I.12 : Pans de contreventement triangulés. [6]

I.11. Voiles en béton armé

I.11.1. Définition

Les voiles en béton montrent en général un excellent comportement sous charge sismique. Ils continuent à supporter les planchers et les charpentes même lorsqu'ils sont largement fissurés, ce qui est essentiel pour la sauvegarde des vies humaines.

Lorsqu'ils sont élancés, les voiles se comportent comme des consoles verticales, subissant les contraintes maximales sur leurs bords, il est par conséquent souhaitable de renforcer les extrémités de ces voiles par des poteaux ou retours d'angle d'une manière générale, le système de renforcement par voiles en béton armé permet une transmission plus efficace et à moindre coût des efforts horizontaux de la structure existante à la nouvelle structure, grâce à la présence de nombreux points de liaison.



Figure I.13 : bâtiment à des voiles en béton armé [7]

II.11.2. Les types de voiles

- ✓ Voile simple rectangulaire (droit ou I) d'épaisseur t et de longueur h .
- ✓ Voile composé de plusieurs voiles simples, en forme de T, U, L, H, Z, baïonnette ...etc.
Assemblés de façon à former un ensemble rigide

Nous retiendrons, pour la suite, sous le terme de voile :

- ✓ Les murs en maçonnerie.
- ✓ Les refends qui sont des voiles ou murs de grande longueur. [7]

II.11.3. Disposition des voiles de contreventement

Les éléments de contreventement doivent être disposés de façon à conférer à la construction une grande rigidité à la torsion.

- ✓ de trois éléments verticaux (au minimum) par niveau, à condition qu'ils soient non concourantes et non parallèles.
- ✓ les plus larges possibles, courant éventuellement sur plusieurs travées. les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés, donnant lieu à des déformations importantes.
- ✓ disposés en façades ou près des façades conférant ainsi une grande rigidité à la torsion.
- ✓ constitués éventuellement par un grand noyau central fermé. En effet, la rigidité des noyaux ouverts est faible. [7]

I.11.4. Torsion des voiles dans les structures

La torsion d'ensemble survient lorsque le centre de rigidité de la structure se trouve décalé par rapport au centre des masses, c'est notamment le cas lorsque les éléments de contreventement sont répartis d'une manière asymétrique par rapport au centre de gravité de la structure.

Ce type de sollicitation est mal toléré par la structure, car l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical au lieu de fléchir comme un bloc, subissant ainsi à chaque niveau des déplacements horizontaux différents

La construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande, ainsi les poteaux situés aux extrémités du bâtiment peuvent subir des déplacements différentiels importants entre leurs têtes et leurs pieds, déplacements pouvant entraîner leur destruction.[7]

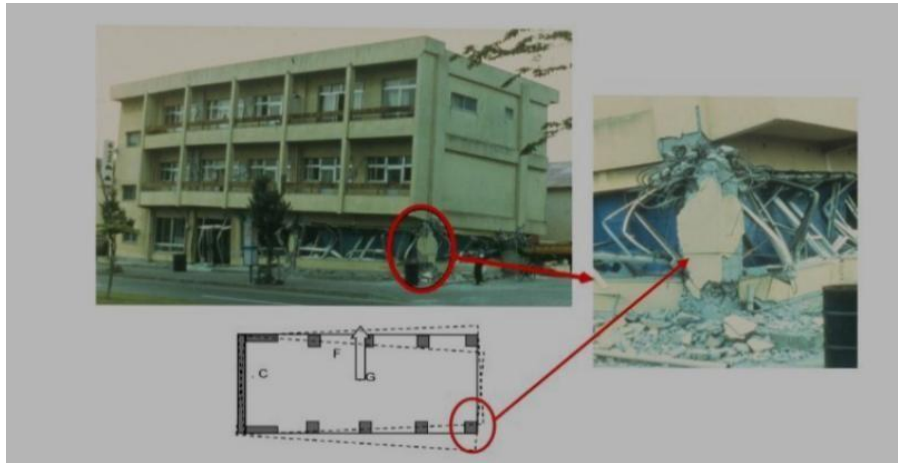


Figure I.14 : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles. [7]

I.11.5 Classification des structures avec voiles de contreventement

Vue la grande variété des constructions. Trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

- structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques.
- structures à noyau central
- structures uniquement à murs porteurs

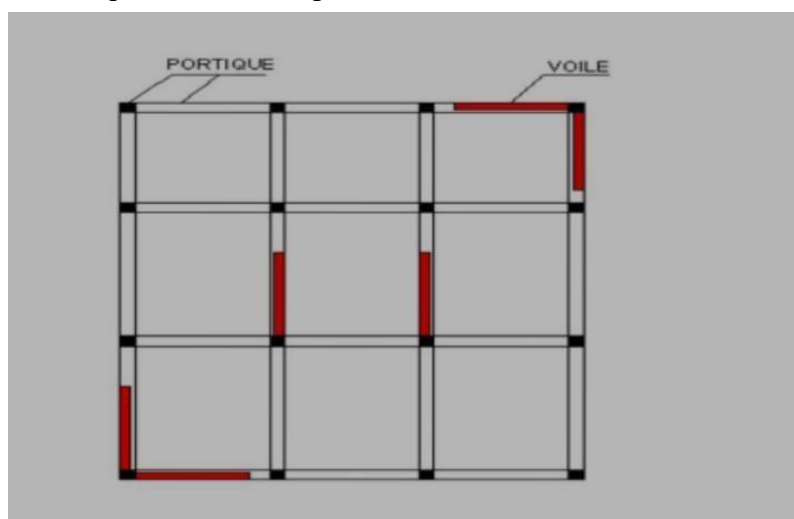


Figure I.15 : Structure « mixte » avec des murs porteurs couplés à des portiques [7]

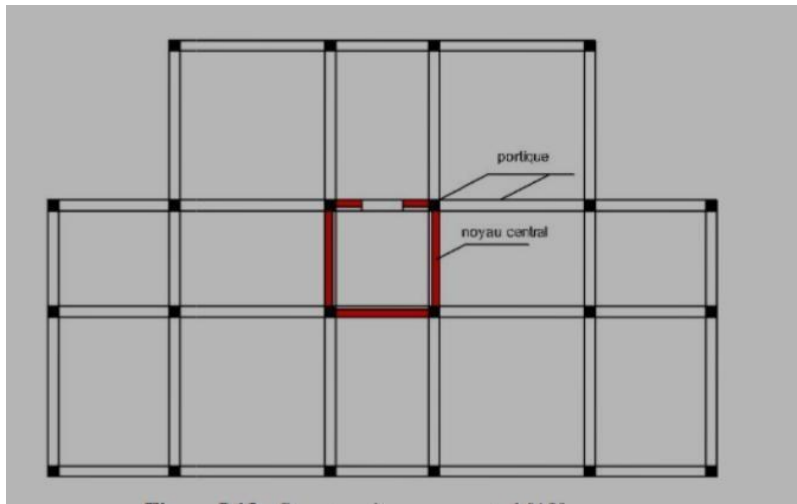


Figure I.16 : Structure à noyau central [7]

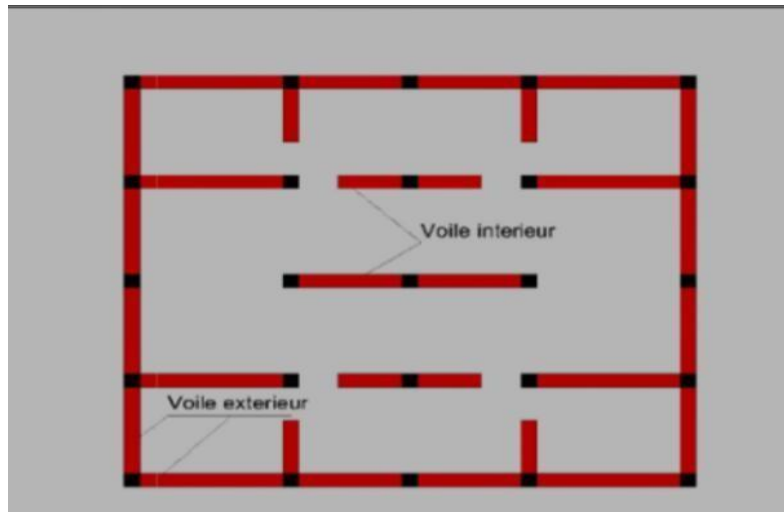


Figure I.17 : Structure uniquement à murs porteurs [7]

I.11.5. Fonctions des voiles

- La stabilité mécanique sous les sollicitations provenant des charges appliquées ou des déformations imposées par les phénomènes thermiques, climatiques et de retrait.
- La sécurité en cas d'incendie, séisme ou autres sollicitation exceptionnelles normalement prévisibles.
- L'étanchéité à la pluie pour les murs qui y sont exposé.
- Une contribution à la satisfaction des exigences hygrothermiques et acoustiques
- Le cas échéant, l'aspect extérieur et/ou intérieur de la construction.[7]

I.11.6. Les principales caractéristiques du comportement des voiles

Les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- L'élanement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile, $h/1$,
- La disposition et le pourcentage des armatures, ➤ L'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement, il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($h/1 > 2$) et les voiles courts ($h/1 < 2$).

I.11.7. Modes de rupture

I.11.7.1. Modes de rupture des voiles élancés

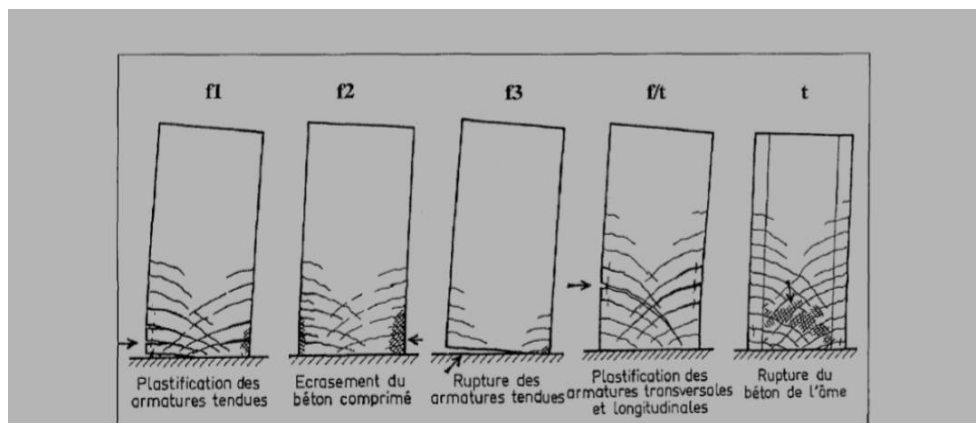
I.11.7.1.1 Ruptures En Flexion

- ❖ **Mode f1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie.
On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.
- ❖ **Mode f2** : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode f2 est moins ductile que le mode f1, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.
- ❖ **Mode f3** : rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

I.11.7.1.2. Ruptures En Flexion-effort Tranchant

- ❖ **Mode f/t** : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.
- ❖ **Mode g** : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés.

Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.



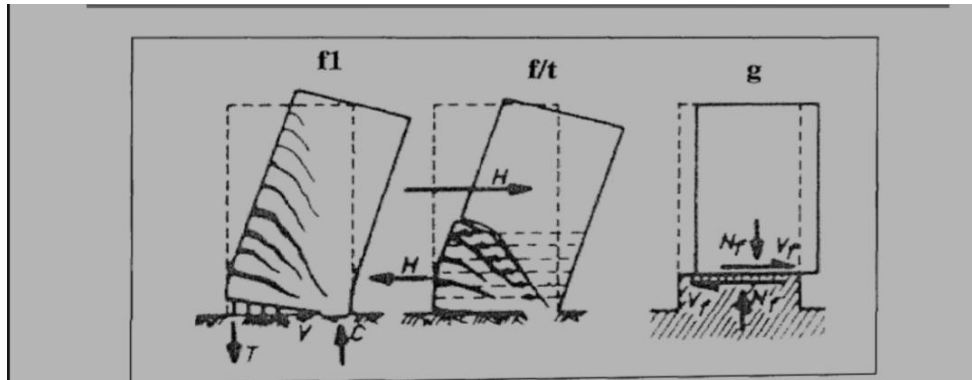


Figure I.18 : Modes de rupture des voiles élancés [7]

I.11.7.1.3. Modes De Rupture Des Voiles Courtes

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures on distingue trois cas :

- ❖ **Mode T1** : rupture par glissement («sliding shear») à l'encastrement. Ce mode de Rupture, Conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné D'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation Hystérétique.

Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales Réparties sont insuffisantes.

- ❖ **Mode T2** : rupture diagonale (« diagonal tension failure ») avec plastification ou rupture des Armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.
- ❖ **Mode T3** : rupture par écrasement (« diagonal compression failure ») du béton de l'âme, à la Base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.[8]

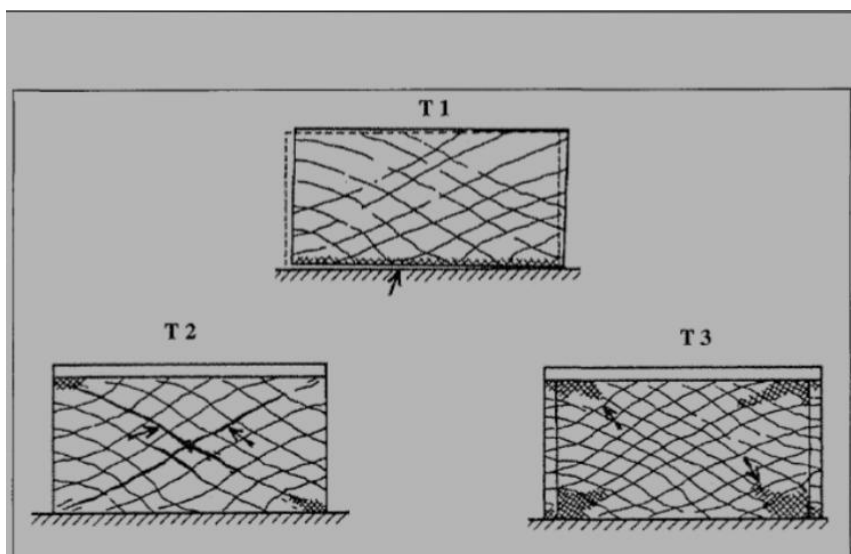


Figure I.19 : mode des ruptures de la voile courte [8]

I.11.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on a vu les différents types de système de contreventement qui sont destinés à assurer la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions. Le contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie... Les portiques sont conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique une rigidité des nœuds qui conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes. Par contre pour un contreventement avec voiles en béton armé, il est actuellement très répandu ; les voiles de forme rectangulaire constituent les éléments de transmission des charges verticales sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le renforcement dans la direction transversale et longitudinale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié : banches et coffrages-tunnels.

CHAPITRE II :
PRE DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment à étudier est un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez de chaussée plus de quatre étages (R+4), implanté à Boumerdès, qui est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003), comme une zone de forte sismicité (Zone III).

II.2. Caractéristiques géométriques

- Longueur totale du bâtiment **L=19,75 cm**
- Largeur totale du bâtiment **L=9,48 cm**
- Hauteur totale du bâtiment..... **H=15,30 cm**
- Hauteur du RDC **h=3,06 cm**
- Hauteur des étages courant **h=3,06 cm**

II.3. Conception de la structure

II.3.1 : Description structurale

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les façades et les cloisons** :
 - les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements en doubles parois de briques creuses, avec une lame d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi en brique creuse de 10cm d'épaisseur.
- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.
- ❖ **L'infrastructure** : Elle assure les fonctions suivantes :
 - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - limitation des tassements différentiels dans le cas d'un radier général.

II.4. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.(règlement parasismique algérien)
- ❖ DTR B.C.2.2 (document technique réglementaire Charges Et Surcharges)
- ❖ BAEL91/version 99. (béton armé aux états limites)

II.5. Caractéristique mécanique des matériaux

La structure de notre bâtiment sera construite en béton armé. Par conséquent nous avons besoin de déterminer les caractéristiques des deux matériaux composant le béton armé à savoir: □

- Béton.
- Acier.

II.5.1. Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

II.5.1.1. Matières constitutives du béton:

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de 42.5R
- 530 L de sable
- 740L de gravillon
- 175 L d'eau de gâchage

II.5.1.2. La résistance caractéristique du béton

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; une valeur de 22 MPa pour f_{c28} , et par conséquent : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPa

II.5.1.3. Contraintes limites

- **Contrainte limite de compression:**(art A-5.121 BAEL 91)

Elle est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ MPa}$

γ : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $f_{bu} = 14,20$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $f_{bu} = 18,48$ MPa

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure

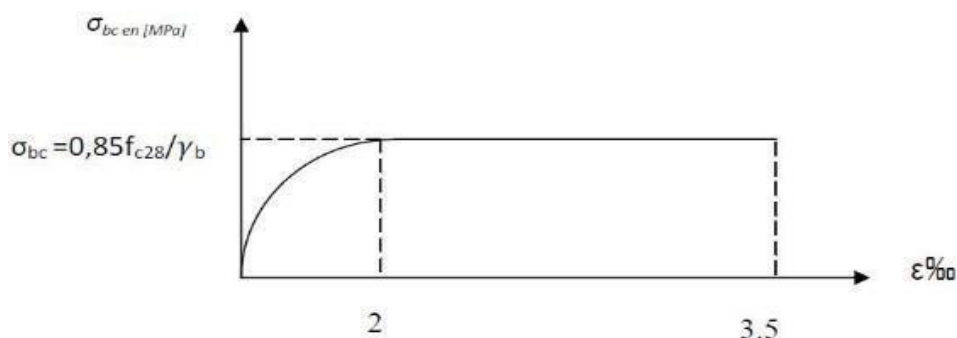


Figure II.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

➤ **Contrainte limite de cisaillement** : (art A-5.121 BAEL 91)

Elle est donnée par: $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

V_u : Effort tranchant.

b : largeur de l'élément.

d : hauteur utile de la section

$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$ si la fissuration est non préjudiciable.

$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$ si la fissuration est préjudiciable

➤ **Contrainte de service à la compression**: (art A-4.5.2.BAEL 91) :

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$ Pour notre cas $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

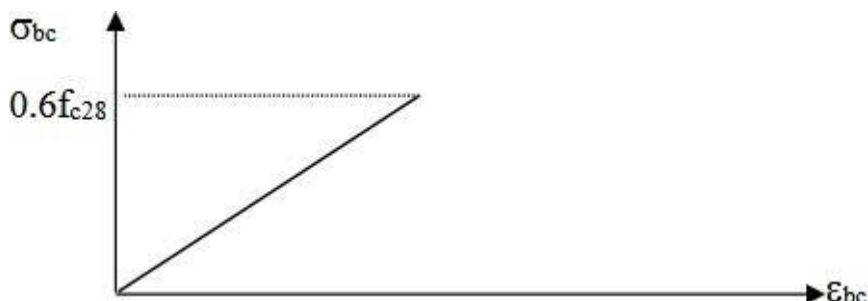


Figure II.2 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

II.5.2. Acier:

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction et classé en trois catégories:

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées

II.5.2.1. Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité donné par la formule

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa (module de Young)}$$

II.5.2.2. Contraint limite de l'acier : ➤ Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) : Donné par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

σ_s : Contrainte de l'acier :

γ_s : Coefficient de sécurité
 1,15 Cas des situations durables son transitoire
 1 Cas des situations accidentelles

f_e : Contrainte limite élastique.

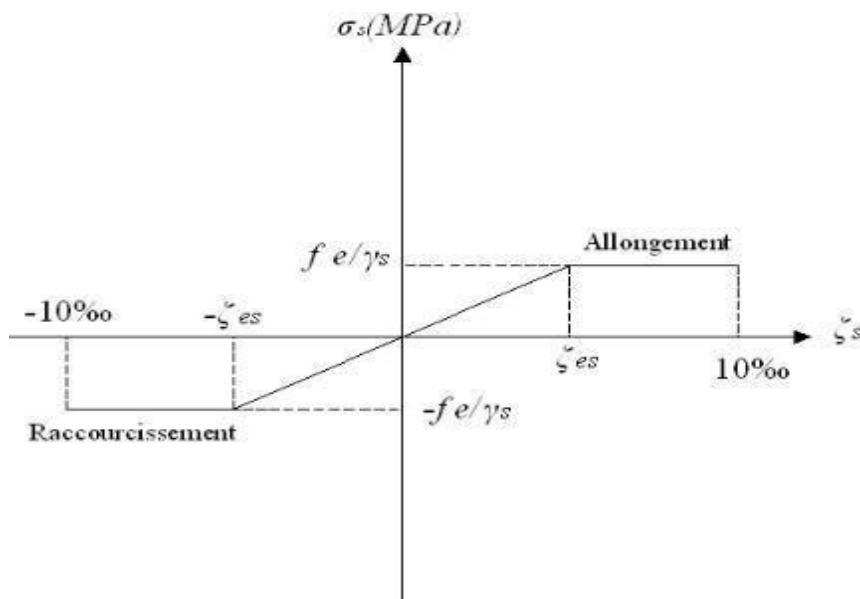


Figure II.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier é l'ELU

- Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :

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

- Fissuration peu préjudiciable : (pas de vérification)
- Fissuration préjudiciable

η : Coefficient de fissuration

η =1,00 pour les aciers ronds lisses

η =1,60 pour les aciers à haute adhérence.

II.6. Pré dimensionnement des planchers :

Dans notre projet, les plancher sont à corps creux

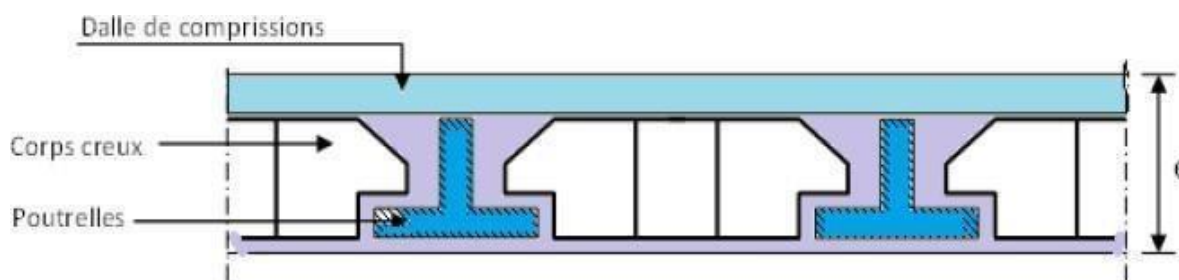


Figure II.4: Planchers corps creux.

- Epaisseur du plancher :

Pour dimensionner le plancher en corps creux, on utilise la condition de rigidité Suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur totale du plancher.} \\ L : \text{ portée maximale entre nus d'appuis} \end{cases}$$

Tableau II.1 : Dimensionnement du plancher

L_{max} (m)	$\frac{L_{max}}{22,5}$	h_t (cm)	Le choix
4,30	19,11cm	20cm	4 cm : dalle de compression 16 cm : corps creux

II.6.1. Descente des charges :

II.6.1.1. Plancher terrasse (inaccessible):

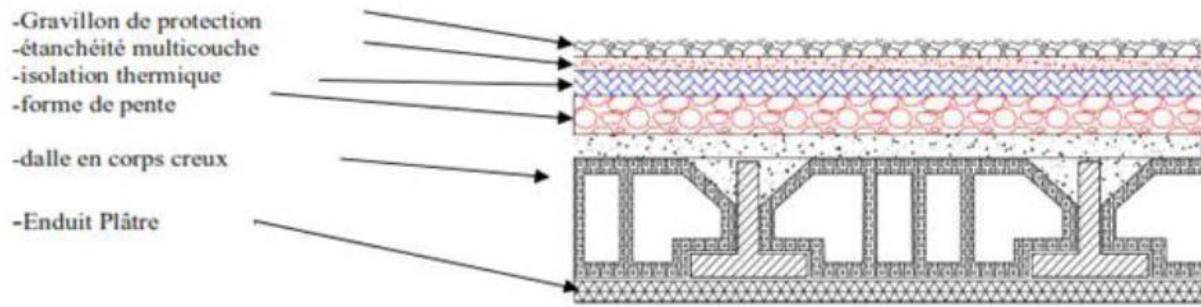


Figure II.5: Planchers terrasse inaccessible.

Les Charge permanente et les charges d’exploitations sont données sans le tableau :

Tableau II.2 : Plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Epaisseur r (m)	Charge (KN/m ²)
1-Gravions de protection	4	0,80
2-Etancheité multi couche	2	0,12
3-Forme de ponte en béton	5	0,90
4-Isolation thermique	2,5	0,66
5-dalle en corps creux	16+4	2,80
6-Enduit en plâtre	2	0,20
Charge permanente totale		$G_T=5,48$
Charge d’exploitation		Q=1

II.6.1.2. Plancher étage courant :

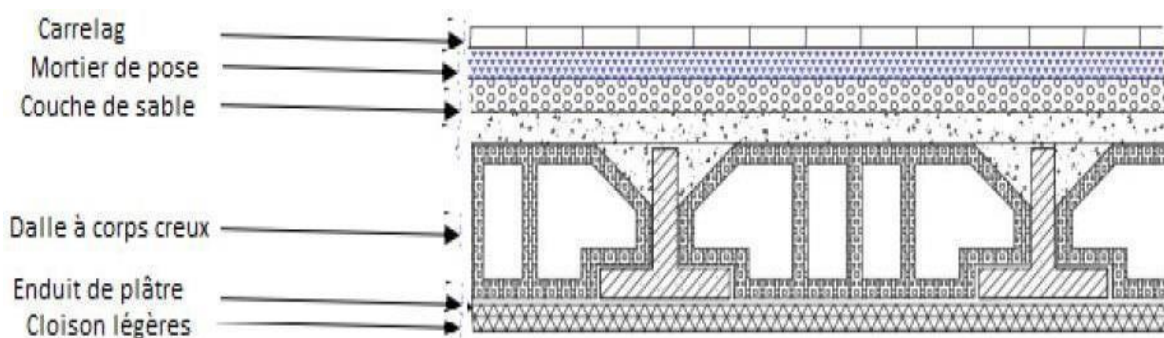


Figure II.6 : Plancher étage courant.

Tableau II.3 : Plancher étage courant.

Désignation	Epaisseur r (m)	Charge (KN/m ²)
1-revetement en carrelage	2	0,4
2-mortier de pose	2	0,4
3-Lit de sable	2	0,34
4-dalle en corps creux	16+4	2,8
5- Enduit en plâtre	2	0,2
6- Cloison en brique creuses	10	0,9
Charge permanente totale		$G_T=5,04$
Charge d'exploitation		$Q=1,5$

II.7. Pré-dimensionnement des éléments porteurs

II.7.1. Pré-dimensionnement des poutres

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 d \leq b \leq 0,4 d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée} \\ d : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$$

II.7.1.1. les poutres principales :

reçoivent les charges transmises par les poutrelles et la réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

$$L_{\max} = 4,35\text{m} = 435 \text{ d}$$

On prend : **h=40 cm**

, **b= 30 cm**

D'après le RPA 99 (version 2003), les dimensions doivent vérifier les conditions :

- Vérification des exigences du **RPA 99/V2003** :

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,3 \leq 4$ condition vérifiée

On adopte la section des poutres principales **(30x40) cm²**.

II.7.1.2. Les poutres secondaires :

reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer. $L_{max} = 4,35$ m

On prend :

$h = 35$ cm. , $b = 30$ cm.

D’après le RPA 99 (version 2003), les dimensions doivent vérifier les conditions :

II.7.1.3.. Vérification des exigences du RPA 99/V2003 :

- $b \geq 20$ cm $\Rightarrow 30$ cm > 20 cm..... condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm $\Rightarrow 35$ cm > 30 cm..... condition vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,16 \leq 4$ condition vérifiée.

On adopte la section des poutres secondaires **(30x35) cm²**.

II.7.2. Pré-dimensionnement des poteaux :

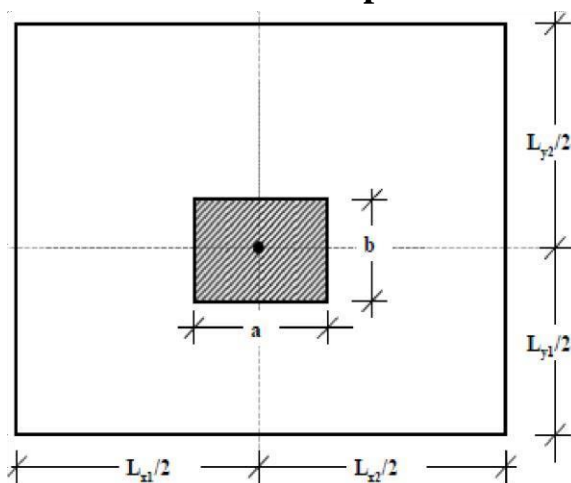


Figure II.7 : Section de poteau le plus sollicité.

Le poteau le plus sollicité de ce bâtiment; c’est celui qui supporte des charges réparties sur une surface d’influence (S) **Avec:**

S est la surface supporté par le poteau le plus défavorable.

$$S = 12,07\text{m}^2$$

On suppose une section du poteau **(35 × 35) cm²**.

II.7.2.1.Effort normal du au Charge permanente Ng

Pour chaque niveau et sur la surface afférente $S_{\text{afférente}}$, on va prendre 2 sections. La première au-dessous du plancher où le sommet du poteau et la deuxième à la base du poteau où dessus du plancher. Concernant les charges, on considère tous les charges qu'elles reviennent.

II.7.2.2.Effort normal du au Charge d'exploitation N_Q

Tableau II.4 :Effort normal du au Charge d'exploitation N_Q

<i>Descente de charge</i>		G_i (KN)
<i>Poids du plancher terrasse</i>	$S \times g_t$	78,82
<i>Poids de la poutre principale</i>	$L \times b \times h \times g$	12,75
<i>Poids de la poutre secondaire N1</i>	$L \times b \times h \times g$	10,76
<i>Poids du poteau N2</i>		102,33
	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	9,37
<i>Poids du plancher courant</i>		111,7
<i>Poids de la poutre principale</i>	$S \times g_t$	66,02
<i>Poids de la poutre secondaire N3</i>	$L \times b \times h \times g$	12,75
<i>Poids du poteau N4</i>	$L \times b \times h \times g$	10,76
		201,23
<i>Poids du plancher courant</i>	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	9,37
<i>Poids de la poutre principale</i>		210,6
<i>Poids de la poutre secondaire N5</i>	$S \times g_t$	66,02
<i>Poids du poteau N6</i>	$L \times b \times h \times g$	12,75
	$L \times b \times h \times g$	10,76
		300,13
<i>Poids du plancher courant</i>	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	9,37
<i>Poids de la poutre principale</i>		309,5
<i>Poids de la poutre secondaire</i>	$S \times g_t$	66,02
<i>N7 Poids</i>	$L \times b \times h \times g$	12,75
<i>du poteau</i>	$L \times b \times h \times g$	10,76
		399,03
<i>N8</i>		
<i>Poids du plancher courant</i>	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	9,37
		408,4

Poids de la poutre principale	$S \times g_t$	66,02
Poids de la poutre secondaire	$L \times b \times h \times g$	12,75
<i>N9</i>	$L \times b \times h \times g$	10,76
Poids du poteau		431,91
<i>N10</i>	$b_1 \times h_1 \times h_e \times g$	9,37
		441,28

Application de la loi de dégression :

Surcharge identique :

$$\Sigma_o = S_o = S \times q_t =$$

$$S = (4,1 \times 4,25) = 17,425$$

$$\Sigma_o = 17,425 \text{ KN}$$

$$\Sigma_1 = S_o + S = 17,425 + (1,5 \times 17,425) = 43,56 \text{ KN}$$

$$\Sigma_2 = S_o + 1,9 \times S = 67,09 \text{ KN}$$

$$\Sigma_3 = S_o + 2,7S = 87,996 \text{ KN}$$

$$\Sigma_4 = S_o + 3,4 S = 106,29 \text{ KN}$$

$$\mathbf{N_Q = 106,29}$$

L'effort normal ultime N_u revenant sur le poteau le plus défavorable est donné par

$$: N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = N_u = 1,35 \times 441,28 + 1,5 \times 106,29 = \mathbf{755,163 \text{ KN}}$$

Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme

Selon le **CBA93** on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$N_u^* = N_u \times 1,1$$

$$N_u^* = 755,163 \times 1,1. \quad N_u^* = 830,68$$

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

$$\Gamma = L_f / i$$

$$L_f = 0,7 L_0. \quad L_f = 0,7 \times 3,35 = 2,345$$

$$i = 0,45 / \sqrt{12} = 0,129$$

$$\Gamma = 2,345 / 0,129 = 18,17 < 50$$

Donc $\alpha = 0,85 / [1 + 0,2 \times (18,17/35)^2] = 0,806$ $\alpha/1,1 =$

0,733

Vérifications $B_r, \text{adopté} > B_r, \text{calculer} :$

$$B_{r, \text{calculé}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{r, \text{calculé}} \geq \frac{830,68 \times 10^{-3}}{0,733 \left[\frac{22}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,026 \text{ m}^2$$

$$0,9 \times 1,5 \quad 100 \times 1,15$$

$$B_{r, \text{adopté}} = (a - 2)^2 = (0,45 - 0,02)^2 = 0,185 \text{ m}^2$$

$B_{r, \text{adopté}} > B_{r, \text{calculé}}$

Alors poteau ne risque pas de flamber

B_r : section réduite du béton .

A_s : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable). $\gamma_s =$

1,15 : coefficient de sécurité d'acier.

α : coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement (λ)

II.8. Vérification vis à vis du RPA 99/Version 2003

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone II_b et III $\text{Min}(35, 35) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \quad \text{Min}$

$(b_1, h_1) \geq h_e/20 = \text{Min}(35, 35) \geq 306/20 = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

$1/4 < b_1/h_1 < 4 = 1/4 < 35/35 = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

Sachant que :

Tableau II.5 : Les caractéristiques des matériaux.

$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$	γ_b	γ_s
22	400	1,5	1,15

II.9. Pré-dimensionnement des voiles

Les voiles sont considérée comme des éléments satisfaisants la condition de(R.P .A 99 V 2003 P 56) :

$$L \geq 4e$$

L : Longueur du voile.

e: L'épaisseur de voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et de condition de rigidité aux extrémités :

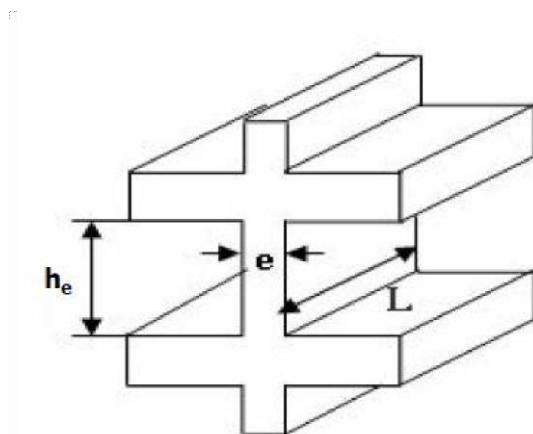


Figure II.8: coupe de voile en élévation

On a :

$$h_e = 306 \text{ cm} \rightarrow e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} = \max\left(\frac{306}{22}; 15\right) \text{ cm} = \max(13,90; 15) \text{ cm}$$

on prend : $e = 20$

Tableau II.6: Dimensions des différent éléments porteurs.

Poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires		Voiles	Plancher
h (cm)	b (cm)	b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)	(cm)	(cm)
35	35	30	40	30	35	20	16+4

CHAPITRE III : ETUDE SISMIQUE

III.1. Introduction

Un séisme est un phénomène naturel imprévisible est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre, donc ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

III.2. Étude dynamique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

III.2.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

III.3. Choix de la méthode de calcul (Selon RPA99/V2003)

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accéléra grammes.

III.3.1. Méthode statique équivalente

a) Principe (article 4.2.1 du RPA99/2003):

- Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.
- Les forces statiques sont appliquées successivement suivant deux directions principales du plan horizontal de la structure.

b) Condition d'application (article 4.1.2 du RPA99/2003)[9]:

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires.

Zone I: Tous les groupes.

Zone II:

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- 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 III:

- Groupes d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

c) Modélisation (article 4.2.2 du RPA99/2003) [9]:

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan,
- Les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

III.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale

a) Principe (article 4. 3.1 du RPA99/2003) [9]:

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

b) Condition d'application:

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 applicable. Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de Vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties. [10]

c) Modélisation:

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le

calcul des forces d'inerties sismiques. La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation:

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation. [10]

III.4. Classification de l'ouvrage [selon RPA99/V2003] [9]:

III.4.1. Classification des zones sismiques [9]:

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit:

Zone 0: sismicité négligeable.

Zone I: sismicité faible.

Zone II: sismicité moyenne.

Zone III: sismicité élevée.

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Boumer donc en zone III.

III.4.2. Classification de l'ouvrage selon son importance [9]:

Notre bâtiment est à usage d'habitation; donc il est donc classé dans le Groupe2.

On retrouve dans ce groupe les ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que:

- Les bâtiments d'habitation, bâtiments collectifs ou à usage de bureaux dont la hauteur industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives ne dépassent 48m
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels.
- Parkings de stationnement publics.

III.4.3. Classification du site [9]:

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3. On retrouve dans cette catégorie les dépôts de sables et de graviers denses et/ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

III.4.4. Classification des systèmes de contreventement [9]:

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R Notre structure est contreventée par un système

mixte assuré par des voiles et des portiques. Néanmoins il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction portique– voiles. Pour ce faire on doit vérifier que:

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales 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 de l'étage.

III.4.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration [9]:

La structure de l'ouvrage présente une configuration non symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses

Ainsi on peut dire que le bâtiment est irrégulier en plan et en élévation et par conséquent c'est un bâtiment classé irrégulier.

III.5. Présentation du logiciel du calcul (ETABS)

ETABS (Extended Three-dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel de modélisation, d'analyse et de conception destiné principalement aux structures de bâtiments. Développé par Computers and Structures, Inc. (CSI), ETABS est largement utilisé par les ingénieurs civils et les architectes pour la conception de bâtiments de diverses tailles et complexités.

III.6. Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel ETABS, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « frame » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres).

Des éléments finis surfaciques de type « Shell » sont utilisés pour la modélisation des voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques), de type « Membrane » pour des planchers à corps creux et le reste des éléments sont introduit comme un chargement.

Les planchers utilisés sont nervurés et considérés infiniment rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragme » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques .

Le chargement vertical est effectué à l'aide des charges gravitaires (G et Q) sous forme de charges surfaciques (Static Load Cases), et le chargement sismique est obtenu par l'application

de deux spectres de réponse dans les deux directions (X et Y) pour avoir respectivement (V_{xdyn} et V_{ydyn}).

III.6.1 Critères de classification

- Zone sismique (zone III) RPA 99 version 2003
- Groupe d'usage: Bâtiment d'habitation R+4 (groupe 2) RPA 99 version 2003
- Sol de fondation catégorie S3: Site ferme

III.6.2 hypothèses de calcul:

- Règles: **RPA 99 version 2003**
- Bâtiment: groupe d'usage 2
- Béton ordinaire: $f_{c28} = 22$ MPa
- Acier f_e E400

III.6.3 Combinaisons des charges:

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0.8G \pm E_x$
- $0.8G \pm E_y$

III.6.4 Étapes de la modélisation

La modélisation sur logiciel ETABS consiste en les étapes suivantes:

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux).
- Définir la géométrie du modèle.
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections ... etc.) et les assigner aux éléments
- Spécifier les conditions aux limites (appuis et les diaphragmes).
- Définir les cas de charge (Statique et dynamique) et les appliquer aux éléments.
- Spécifier les options d'analyse (options de l'analyse modale).
- Exécuter l'analyse et apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats etc.).

III.7. Étude du bâtiment portique-voile

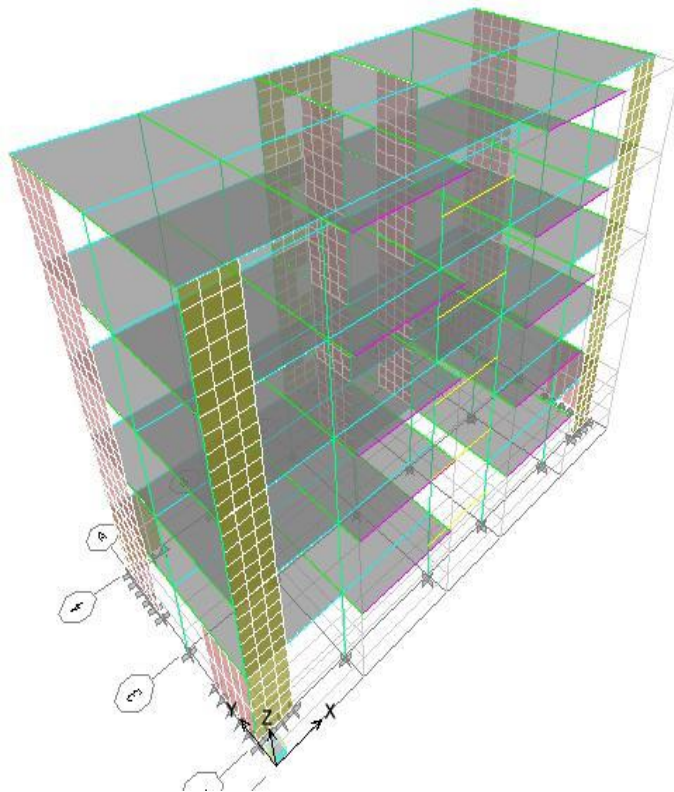


Figure III.1 : Vue en 3D de la construction.

III.7.1. Résultantes des forces sismiques de calcul

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 v 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V_{st}

Si $V_{dy} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport [1]:

$$r = \frac{0.8 V_{st}}{V_{dy}}$$

III.7.2. Calcul de la force sismique totale (Selon RPA art 4, 1)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule[1]:

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

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. [9]

Tableau III.1: Coefficient d'accélération de zone A.

/	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans notre cas on a:

- ✦ Groupe d'usage 2
- ✦ Zone sismique: III

Donc: **A=0.25**

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). [9]

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

Avec:

- $T_{1,2}$: Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA. [9]

Tableau III.2: Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2.

Site	S1	S2	S3	S4
T₁ Sec	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂ Sec	0.10	0.30	0.50	0.70

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule [9]

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donné par le tableau (III-3) présenté ci-après. [9]

Tableau III.3: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

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

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003. [9]

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4.6)$$

$$T = C_T h_N$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

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

C : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA. [9]

Tableau III.4: Les valeurs du coefficient c_t .

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

Dans ce cas: $C_t = 0.075$

R: Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA/version 2003 en fonction du système de contreventement. [9]

Donc: **R = 4**

Tableau III.5: Valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé:	
1 a	Portique auto-stable sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique 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 des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Q: Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

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

La valeur de Q est déterminée par la formule [9]:

$$Q = 1 + \sum 1^6 P_q$$

P : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA. [9]

Tableau III.6: Valeur de facteur de qualité P_q

Critère "q"	P_q	
	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

• Sens X → $Q = 1 + 0.20 = 1.3$

• Sens Y → $Q = 1 + 0.20 = 1.3$

W: Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i). [9]

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

Avec $W_i = W_{G_i} + \beta W_Q$

W_G : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_Q : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (III.7). [9]

Tableau III.7: Valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	recevant du public temporairement:	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans notre cas: $\beta = 0,20$.

III.7.3. Méthode modale spectrale

Notre structure vérifie les conditions d'application de la méthode statique équivalente que nous allons utiliser. Par curiosité scientifique nous allons aussi appliquer la méthode modale spectrale.

- **Nombre des modes considérer (RPA99)**

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures est tel la somme des masses modales effectives soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- **Spectre de réponse de calcul**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (Art 4.3.3, formule 4.13 du RPA99/V2003) [9]

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

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A: Coefficient d'accélération de zone.

\square : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

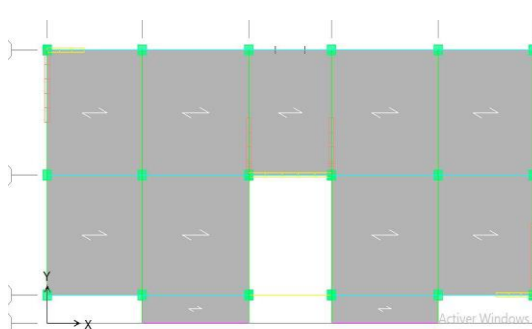
R: Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_{1,2}: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q: Facteur de qualité

III.8. Étude des caractéristiques dynamique de la structure

Les différentes variantes de disposition des voiles de contreventement sont mentionnées sur les



figures suivantes :

Figure III.2 : Variante 01.

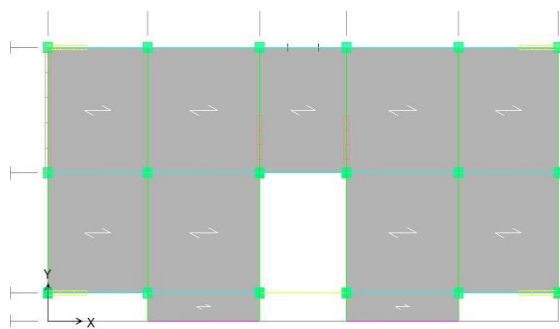


Figure III.3 : Variante 02

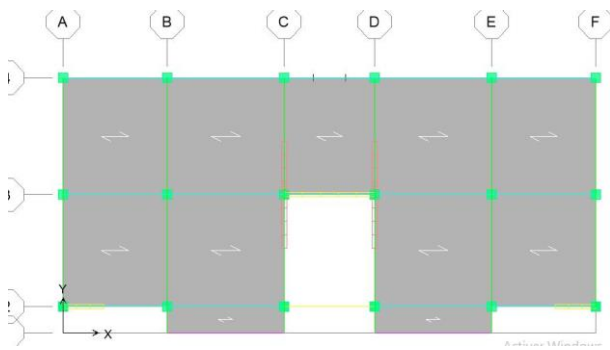


Figure III.4 : Variante 03

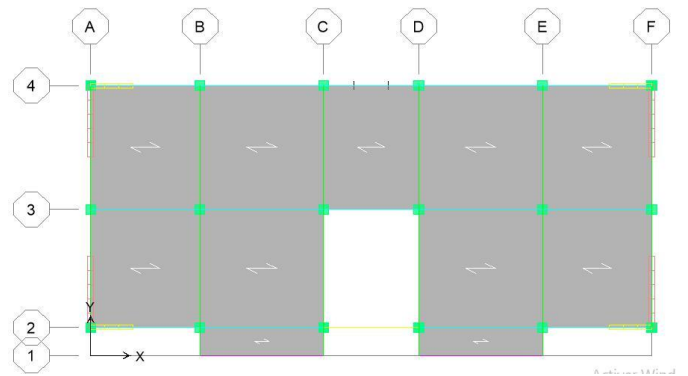


Figure III.5 : Variante 04

III.8.1. Etude variante 01

III.8.1.1. Modes de vibration et périodes

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Modes propres de la structure.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,454449	66,138	0,0609	66,138	0,0609
2	0,397017	0,017	67,2849	66,1551	67,3458
3	0,32667	2,4488	2,3529	68,6038	69,6987
4	0,115832	18,436	0,077	87,0398	69,7756
5	0,095838	0,0435	19,3508	87,0833	89,1265
6	0,079656	1,163	0,0099	88,2463	89,1363
7	0,0571	8,535	0,0028	96,7813	89,1391
8	0,043914	0,0037	8,1322	96,785	97,2713
9	0,039555	2,6949	0,1343	99,4799	97,4056
10	0,0376	0,1908	0,1143	99,6707	97,5199
11	0,031121	0,3227	0,0006	99,9934	97,5205
12	0,028	0,0017	1,8126	99,9951	99,3331

Mode 1: Le mode de notre structure est une rotation de période = 0,45s

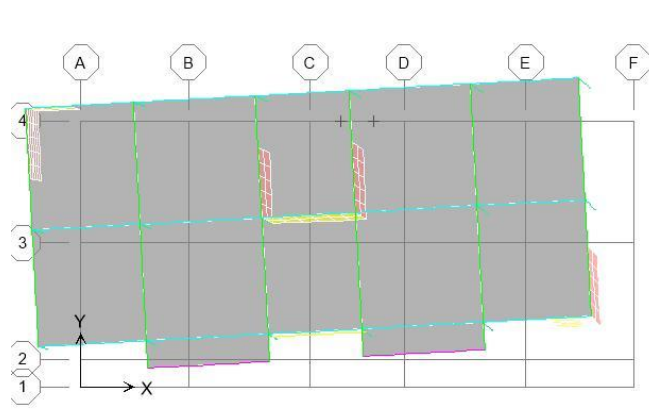


Figure III.6 : Mode 1 de déformation.

Mode 2: Le mode de notre structure est une rotation de période =0,39s

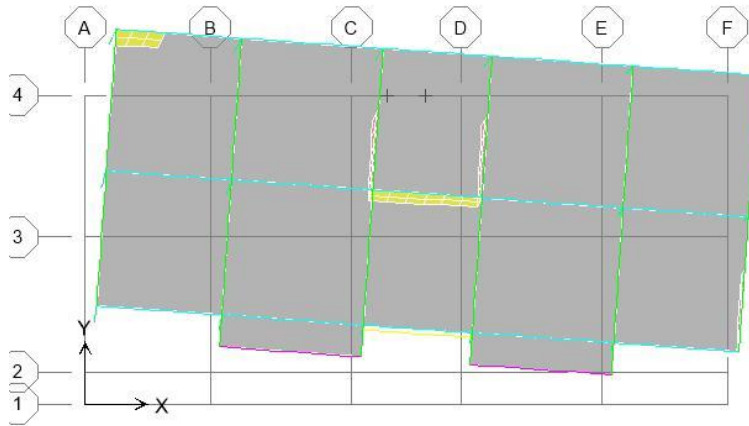


Figure III.7 : Mode 2 de déformation.

Mode 3: Le mode de notre structure est une rotation de période =0,32s

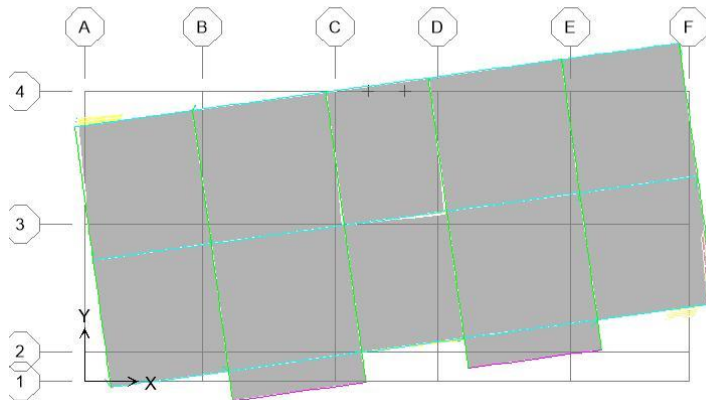


Figure III.8 : Mode 3 de déformation.

III.81.2 Effort tranchant à la base (KN)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Vérification de la force sismique à la base.

	$V_{dynamique}$	$V_{statique}$	$80\%V_{statique}$	$0,8V_{stat} < V_{dyn}$
Sens X-X	1349,06	1653,29231	1322,633	Condition vérifiée
Sens Y-Y	1350,66	1653,29231	1322,633	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique Modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente. (Art4-3-6 du RPA 99/V 2003 est vérifié)

III.8.1.3. Période fondamentale de la structure (s)

Tableau III.10: Vérification de la période fondamentale.

$T_{dynamique}$	$T_{empirique}$	$1.3T_{empirique}$	$T_{dyn} < 1.3T_{emp}$
0.45	0,3098	0.4028	Condition non vérifiée

➤ **Commentaire :**

La période obtenue par l'ETABS est supérieur à celle obtenue par la méthode empirique du RPA99 appropriée de 30% .

III.8.1.4 Déplacements relatifs (m)

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.11: Vérification de déplacements inter-étages suivant X.

N	h_{ex}	δ_{ex}	R	$R\delta_{ex}$	Δ_k	1%he	$1\%he \geq \Delta_k$
5	3.06	0.0082	4	0.033	0.008	0.0306	Condition vérifiée
4	3.06	0.0062	4	0.0248	0.008	0.0306	Condition vérifiée
3	3.06	0.0042	4	0.016	0.007	0.0306	Condition vérifiée
2	3.06	0.0021	4	0.0084	0.0064	0.0306	Condition vérifiée
1	3.06	0.00024	4	0.0009	0.009	0.0306	Condition vérifiée

Tableau III.12 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Y.

N	h_{ey}	δ_{ey}	R	$R\delta_{ey}$	Δ_k	1%he	$1\%he \geq \Delta_k$
5	3.06	0,0068	4	0,0272	0.0064	0.0306	Condition vérifiée
4	3.06	0.0052	4	0.0208	0.0068	0.0306	Condition vérifiée
3	3.06	0.0035	4	0.014	0.0064	0.0306	Condition vérifiée
2	3.06	0.0019	4	0.0076	0.0056	0.0306	Condition vérifiée
1	3.06	0.0005	4	0.002	0.002	0.0306	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles données par le RPA 99/V2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 vérifié).

III.8.1.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.13 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.

N	h_e	Δ_k	P_k	V_k	θ_x	$\theta_x < 0,1$
5	3.06	0.008	2908,50	381,75	0.02	Condition vérifiée
4	3.06	0.008	3928,54	527,59	0.021	Condition vérifiée
3	3.06	0.007	6987,88	686,29	0.023	Condition vérifiée
2	3.06	0.0064	8587,8	805,06	0.002	Condition vérifiée
1	3.06	0.009	8746,64	1349,06	0.01	Condition vérifiée

Tableau III.14 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.

N	h_e	Δ_k	P_k	V_k	θ_y	$\theta_y < 0,1$
5	3.06	0.0064	2908,50	398,87	0.015	Condition vérifiée
4	3.06	0.0068	3928,54	410,12	0.022	Condition vérifiée
3	3.06	0.0064	6987,88	459,72	0.022	Condition vérifiée
2	3.06	0.0056	8587,8	645,64	0.024	Condition vérifiée
1	3.06	0.002	8746,64	1350,66	0.02	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1, donc l'effet P-delta peut être négligé pour cette variante (Art5-9 du RPA 99/V 2003 est vérifié).

III.8.2. Etude de la variante 2

III.8.2.1. Modes de vibration et périodes

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Modes propres de la structure.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,486587	64,3013	4,3832	64,3013	4,3832
2	0,427146	7,3992	58,525	71,7005	62,9082
3	0,303552	1,5955	9,3408	73,2959	72,2489
4	0,12918	18,7884	0,0742	92,0843	72,3231
5	0,113006	0,6381	14,6351	92,7224	86,9582
6	0,074266	0,7501	3,7443	93,4725	90,7024
7	0,06215	5,0272	0,0001	98,4997	90,7025
8	0,051684	0,0058	3,1454	98,5056	93,8479
9	0,039792	1,289	0,1592	99,7945	94,0071
10	0,035043	0,0001	2,4757	99,7947	96,4828
11	0,030983	0,1985	0,0001	99,9931	96,4829
12	0,028355	0,0054	1,2012	99,9985	97,6842

Mode 1: Le mode de notre structure est une rotation de période =0,48s

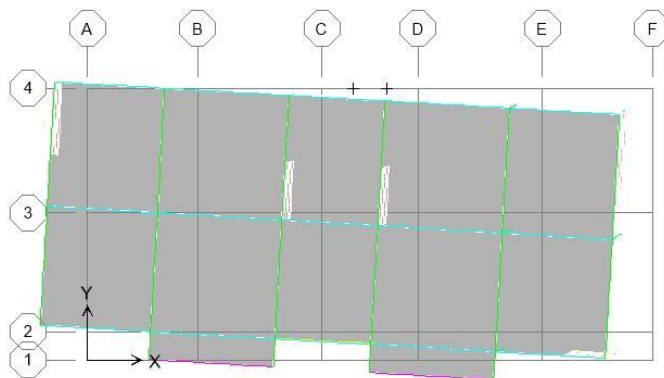


Figure III.9 : Mode 1 de déformation.

Mode 2: Le mode de notre structure est une rotation de période =0,42s

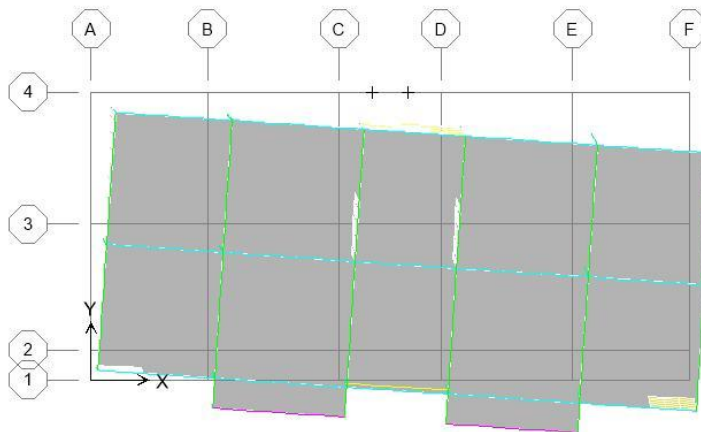


Figure III.10 : Mode 2 de déformation.

Mode 3: Le mode de notre structure est une rotation de période =0,30s

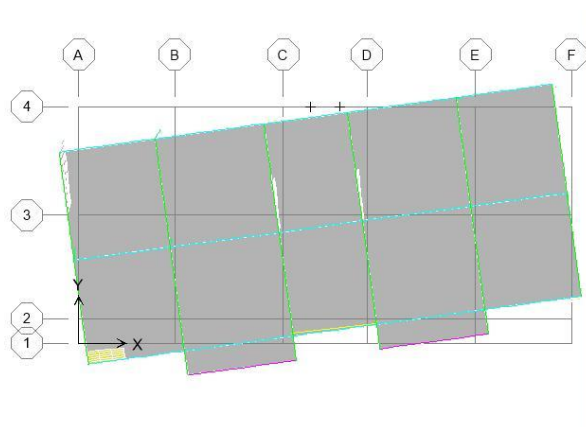


Figure III.11 : Mode 3 de déformation.

III.8.2.2. Effort tranchant à la base (KN)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16: Vérification de la force sismique à la base.

	$V_{dynamique}$	$V_{statique}$	$80\%V_{statique}$	$0,8V_{sta} < V_{dynam}$
Sens X-X	1356,47	1653,795	1323,03	Condition vérifiée
Sens Y-Y	1336,36	1653,795	1323,03	Conditions vérifiée

➤ **Commentaire :**

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique Modale spectrale est supérieur à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente. (Art4-3-6 du RPA 99/V 2003 est vérifié)

III.7.2.3. Période fondamentale de la structure (s)

Tableau III.17: Vérification de la période fondamentale.

$T_{dynamique}$	$T_{empirique}$	$1,3T_{empirique}$	$T_{dynam} < 1,3T_{emp}$
0.48	0,3098	0.4028	Condition non vérifiée

➤ **Commentaire :**

La période obtenue par l'ETABS est supérieur à celle obtenue par la méthode empirique du RPA99 appropriée de 30%

III.8.2.4. Déplacements relatifs (m)

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.18 : Vérification de déplacements inter-étages suivant X.

N	h_{ex}	δ_{ex}	R	$R\delta_{ex}$	Δ_k	1%he	1%he \geq Δ_k
5	3.06	0.009	4	0.036	0.009	0.0306	Condition vérifiée
4	3.06	0.0067	4	0.0268	0.008	0.0306	Condition vérifiée
3	3.06	0.0057	4	0.0288	0.012	0.0306	Condition vérifiée
2	3.06	0.0042	4	0.016	0.014	0.0306	Condition vérifiée
1	3.06	0.0037	4	0.015	0.015	0.0306	Condition vérifiée

Tableau III.19 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Y.

N	h_{ey}	δ_{ey}	R	$R\delta_{ey}$	Δ_k	1%he	1%he \geq Δ_k
5	3.06	0.0072	4	0.0268	0.007	0.0306	Condition vérifiée
4	3.06	0,0053	4	0.0212	0.006	0.0306	Condition vérifiée
3	3.06	0.0038	4	0.0152	0.0064	0.0306	Condition vérifiée
2	3.06	0.0022	4	0.0088	0.01	0.0306	Condition vérifiée
1	3.06	0.002	4	0.008	0.008	0.0306	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles données par le RPA 99/V2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 vérifié).

III.8.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.20 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.

N	h_{ex}	Δ_k	P_k	V_k	C_x	$C_x < 0,1$
5	3.06	0.009	1508,50	323,79	0.013	Condition vérifiée
4	3.06	0.008	2928,54	502,05	0.015	Condition vérifiée
3	3.06	0.012	3114,88	653,50	0.018	Condition vérifiée
2	3.06	0.014	4784,39	771,82	0.016	Condition vérifiée
1	3.06	0.015	5459,44	1356,47	0.01	Condition vérifiée

Tableau III.21 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.

N	h_e	Δ_k	R_k	V_k	C_y	$C_y < 0,1$
5	3.06	0.007	1508,50	214,89	0.01	Condition vérifiée
4	3.06	0.006	2928,54	442,04	0.012	Condition vérifiée
3	3.06	0.0064	3114,88	551,47	0.012	Condition vérifiée
2	3.06	0.007	4784,39	723,42	0.015	Condition vérifiée
1	3.06	0.008	5459,44	1336,36	0.01	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1, donc l'effet P-delta peut être négligé pour cette variante (Art5-9 du RPA 99/V 2003 est vérifié).

III.8.3. Etude de la variante 3

III.8.3.1. Modes de vibration et périodes

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 : Modes propres de la structure.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,467256	44,4574	0	44,4574	0
2	0,413092	0	69,0779	69,0779	0
3	0,391513	0	24,6204	69,0779	68,4039
4	0,132275	0,0207	0	69,0986	68,4039
5	0,115601	19,2731	0	88,3716	68,4039
6	0,094595	0	19,8811	88,3716	88,285
7	0,05649	7,8566	0	96,2282	88,285
8	0,053309	0,0997	0	96,3279	88,285
9	0,044346	0	9,7142	96,3279	97,9992
10	0,038037	3,0698	0	99,3977	97,9992
11	0,030751	0,5805	0	99,9782	97,9992
12	0,028673	0	1,856	99,9782	99,8552

Mode 1: Le mode de notre structure est une rotation de période =0,46s

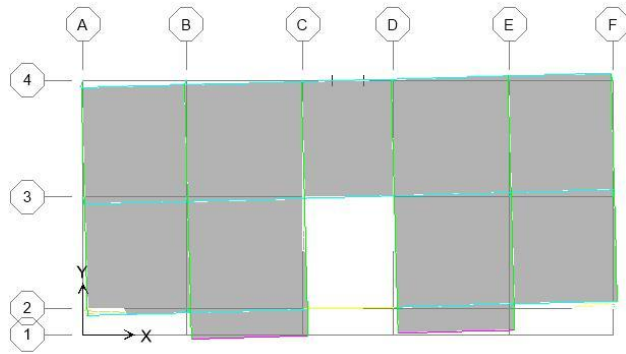


Figure III.12: Mode 1 de déformation.

Mode 2: Le mode de notre structure est une rotation de période =0,41s

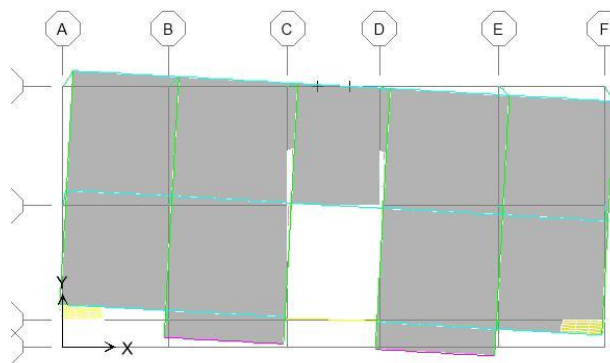


Figure III.13 : Mode 2 de déformation.

Mode 3: Le mode de notre structure est une rotation de période =0,39s.

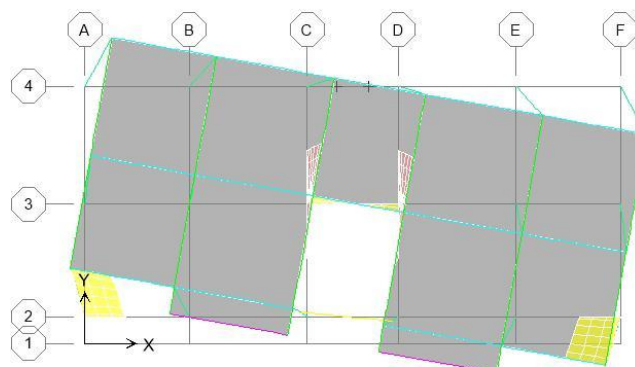


Figure III.14 : Mode 3 de déformation.

III.8.3.2. Effort tranchant à la base (KN)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Vérification de la force sismique à la base.

	$V_{dynamique}$	$V_{statique}$	$80\%V_{statique}$	$0,8V_{sta} < V_{dyn}$
SensX-X	1349,09	1653,80	1322,04	Condition vérifiée
SensY-Y	1334,09	1653,80	1322,04	Conditions vérifiée

➤ **Commentaire :**

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique Modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente. (Art4-3-6 du RPA 99/V 2003 est vérifié)

III.8.3.3.Période fondamentale de la structure (s)

Tableau III.24: Vérification de la période fondamentale.

$T_{dynamique}$	$T_{empirique}$	$1,3T_{empirique}$	$T_{dyn} < 1,3T_{emp}$
0.46	0,3098	0.4028	Condition non vérifiée

➤ **Commentaire :**

La période obtenue par l'ETABS est à celle obtenue par la méthode empirique du RPA99 appropriée de 30%

III.8.3.4..Déplacements relatifs (m)

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.25: Vérification de déplacements inter-étages suivant X

N	h_e	δ_{ex}	R	$R\delta_{ex}$	Δ_k	1%he	$1\%he \geq \Delta_k$
5	3.06	0.009	4	0.036	0.01	0.0306	Condition vérifiée
4	3.06	0.0058	4	0.0232	0.012	0.0306	Condition vérifiée
3	3.06	0.0048	4	0.0112	0.016	0.0306	Condition vérifiée
2	3.06	0.0042	4	0.017	0.019	0.0306	Condition vérifiée
1	3.06	0.0005	4	0.002	0.002	0.0306	Condition vérifiée

Tableau III.26 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Y.

N	h_{e_i}	δ_{ey}	R	$R\delta_{ey}$	Δ_k	1%he	$1\%he \geq \Delta_k$
5	3.06	0.0075	4	0.03	0.009	0.0306	Condition vérifiée
4	3.06	0.0062	4	0.0248	0.0112	0.0306	Condition vérifiée
3	3.06	0.0044	4	0.0176	0.01	0.0306	Condition vérifiée
2	3.06	0.0022	4	0.008	0.009	0.0306	Condition vérifiée
1	3.06	0.0004	4	0.0016	0.001	0.0306	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles données par le RPA 99/V2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 vérifié).

III.8.3.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.27: Vérification L'effet P-Delta suivant X.

N	h_{e_i}	Δ_k	P_k	V_k	θ_x	$\theta_x < 0,1$
5	3.06	0.01	1705,86	341,79	0.016	Condition vérifiée
4	3.06	0.012	1964,56	506,28	0.015	Condition vérifiée
3	3.06	0.016	2005,74	653,45	0.015	Condition vérifiée
2	3.06	0.019	2657,46	771,56	0.014	Condition vérifiée
1	3.06	0.002	3014,74	1349,09	0.012	Condition vérifiée

Tableau III.28: Vérification L'effet P-Delta suivant Y.

N	h_{e_i}	Δ_k	P_k	V_k	θ_y	$\theta_y < 0,1$
5	3.06	0.009	1705,86	301,87	0.017	Condition vérifiée
4	3.06	0.0112	1964,56	399,04	0.019	Condition vérifiée
3	3.06	0.01	2005,74	576,78	0.017	Condition vérifiée
2	3.06	0.009	2657,46	712,95	0.019	Condition vérifiée
1	3.06	0.001	3014,74	1334,09	0.02	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1, donc l'effet P-delta peut être négligé pour cette variante (Art5-9 du RPA 99/V 2003 est vérifié).

III.8.4. Etude de la variante 4

III.8.4.1. Modes de vibration et périodes

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : Modes propres de la structure.

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,382683	73,663	0	73,663	0
2	0,270483	0	74,0779	73,663	74,0779
3	0,220242	0,0498	0,0169	73,7128	74,0948
4	0,084313	19,9757	0	93,6885	74,0948
5	0,065323	0	20,5951	93,6885	94,6899
6	0,052665	0,0018	0,0007	93,6903	94,6906
7	0,039857	4,8394	0	98,5297	94,6906
8	0,032086	0	4,1321	98,5297	98,8227
9	0,026964	1,2461	0	99,7757	98,8227
10	0,025671	0,0003	0,0003	99,776	98,823
11	0,022523	0	0,9979	99,776	99,8209
12	0,022003	0,224	0	100	99,8209

Mode 1: Le mode de notre structure est une translation suivant l'axe X-X de période =0,38

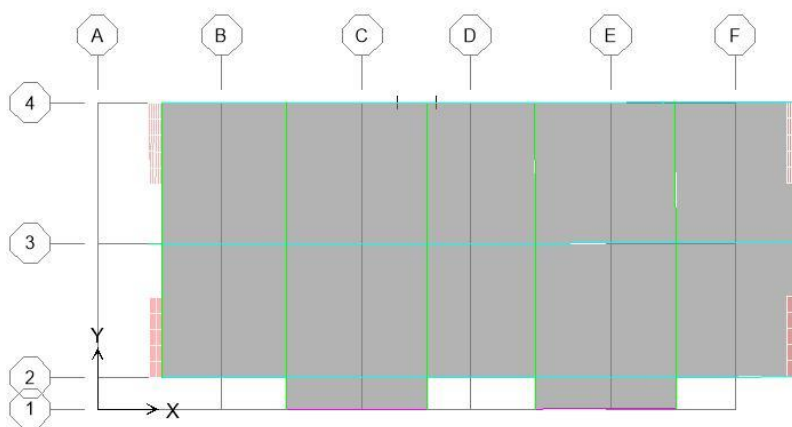


Figure III.15: Mode 1 de déformation.

Mode 2: Le mode de notre structure est une translation suivant l'axe Y-Y de période= 0,27s.

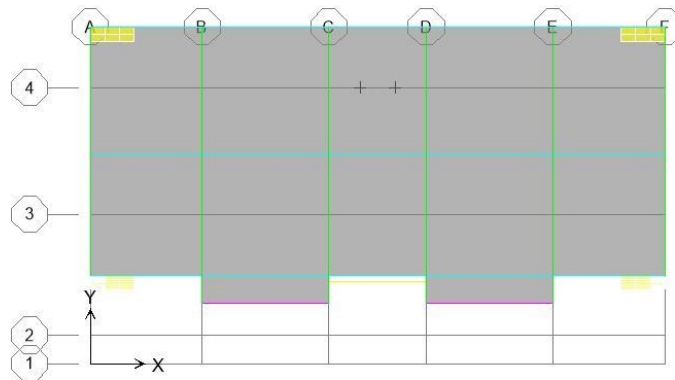


Figure III.16: Mode 2 de déformation.

Mode 3: Le mode de notre structure est une rotation de période =0,22s.

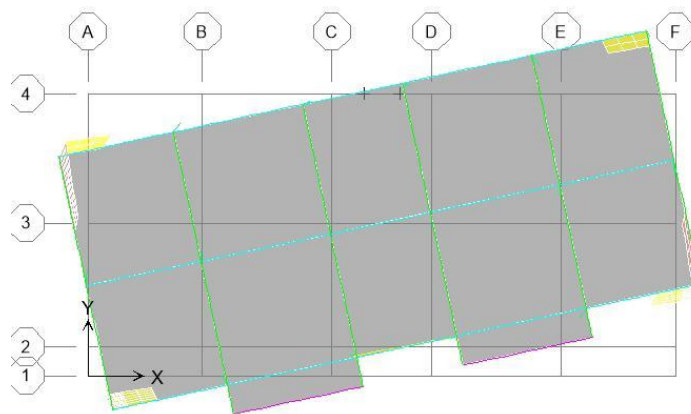


Figure III.17: Mode 3 de déformation.

III.8.4.2.. Effort tranchant à la base (KN)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30 : Vérification de la force sismique à la base.

	$V_{dynamique}$	$V_{statique}$	$80\%V_{statique}$	$0,8\%V_{sta} < V_{dyn}$
Sens X-X	1414,26	1653,29	1322,63	Condition vérifiée
Sens Y-Y	1420,92	1653,29	1322,63	Conditions vérifiée

➤ **Commentaire :**

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode dynamique Modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente. (Art4-3-6 du RPA 99/V 2003 est vérifié)

III.8.4.3.Période fondamentale de la structure (s)

Tableau III.31: Vérification de la période fondamentale.

$T_{dynamique}$	$T_{empirique}$	$1.3T_{empirique}$	$T_{dyn} < 1.3T_{emp}$
0.38	0,3098	0.4028	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

La période obtenue par l'ETABS est inférieure à celle obtenue par la méthode empirique du RPA99 appropriée de 30%

III.8.4.4.Déplacements relatifs (m)

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.32 : Vérification de déplacements inter-étages suivant X.

N	h_{ex}	δ_{ex}	R	$R\delta_{ex}$	Δ_k	1%he	$1\%he \geq \Delta_k$
5	3.06	0.0095	4	0.038	0.005	0.0306	Condition vérifiée
4	3.06	0.0082	4	0.033	0.006	0.0306	Condition vérifiée
3	3.06	0.0067	4	0.027	0.006	0.0306	Condition vérifiée
2	3.06	0.0052	4	0.021	0.005	0.0306	Condition vérifiée
1	3.06	0.0010	4	0.004	0.004	0.0306	Condition vérifiée

Tableau III.33 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Y.

N	h_{ey}	δ_{ey}	R	$R\delta_{ey}$	Δ_k	1%he	$1\%he \geq \Delta_k$
5	3.06	0.0071	4	0.0264	0.006	0.0306	Condition vérifiée
4	3.06	0.0054	4	0.0216	0.0064	0.0306	Condition vérifiée
3	3.06	0.0038	4	0.0152	0.007	0.0306	Condition vérifiée
2	3.06	0.002	4	0.008	0.005	0,0306	Condition vérifiée
1	3.06	0.0006	4	0.0024	0.002	0.0306	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements admissibles données par le RPA 99/V2003, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art5.10 du RPA/ version 2003 vérifié).

III8.4.5.Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.34 : Vérification L'effet P-Delta suivant X.

N	h_e	Δ_k	P_k	V_k	θ_x	$\theta_x < 0,1$
5	3.06	0.005	1524,011	498,605	0.004	Condition vérifiée
4	3.06	0.006	2011,64	674,47	0.005	Condition vérifiée
3	3.06	0.006	2696,56	757,46	0.006	Condition vérifiée
2	3.06	0.005	2965,46	809,75	0.006	Condition vérifiée
1	3.06	0.004	6265,75	1414,26	0.007	Condition vérifiée

Tableau III.35 : Vérification L'effet P-Delta suivant Y.

N	h_e	Δ_k	P_k	V_k	θ_y	$\theta_y < 0,1$
5	3.06	0.0048	1524,011	246,37	0.01	Condition vérifiée
4	3.06	0.008	2011,64	584,56	0.009	Condition vérifiée
3	3.06	0.0056	2696,56	634,46	0.008	Condition vérifiée
2	3.06	0.006	2965,46	735,46	0.008	Condition vérifiée
1	3.06	0.0056	6265,75	1420,92	0.007	Condition vérifiée

➤ **Commentaire :**

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0,1, donc l'effet P-delta peut être négligé pour cette variante (Art5-9 du RPA 99/V 2003 est vérifié).

III.9 .Conclusion

La disposition des voiles dans les structures est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel .Une bonne disposition des voiles per ;et d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure cependant dans le code parasismique algérien RPA99/V2003, aucun article ne relatif ce paramètre, ce qui pousse les concepteur des structures à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment .

**CHAPITRE IV :
RESULTATS ET
DISCUSSION**

VI.1. Introduction

Ce chapitre consiste à faire une étude comparative entre quatre variantes contreventée par des voiles en béton armé. Pour chaque critère de comparaison, on procédera à une analyse comparative de résultat, la variante qui présente le meilleur résultat, sera considéré comme la dispositions optimal des voiles.

IV.2. Étude comparative entre les différentes variantes

IV.2.1. Période propre du bâtiment pour les différentes variantes

Les résultats des variantes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Période fondamentale des variantes étudiées.

Variante	Période (s)
1	0,45
2	0,48
3	0,46
4	0,38

Les périodes sont mis sous forme d'histogramme :

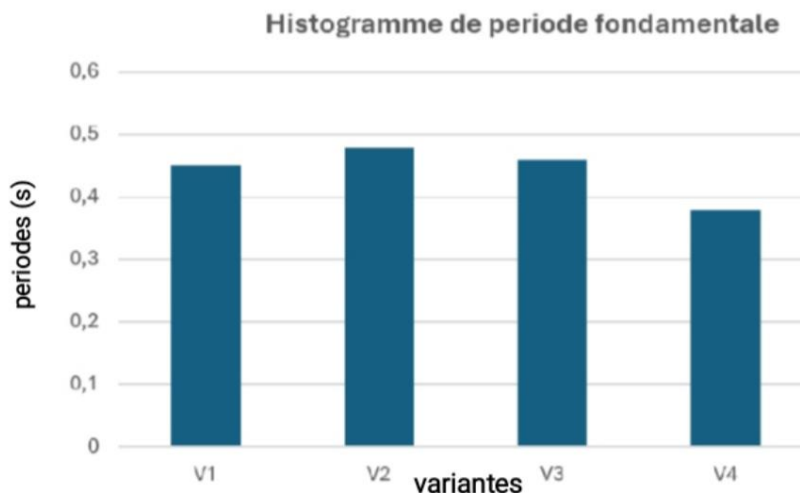


Figure IV.1 : Période fondamentale des variantes étudiées.

➤ **Commentaire :**

D'après les résultats trouvés, les périodes des variantes 1, 2,3 et 4 sont diminuer jusqu'au environ 0.38 s.

IV.2.2. Modes de vibrations des variantes

Après avoir visualisé les trois premiers modes de chaque variante, nous avons remarquées que chaque variante a son propre comportement sismique vis-à-vis des sollicitations horizontales, nous a mené à réaliser le tableau suivant :

Tableau IV.2 : mode de vibration des variantes.

Modes	V1	V2	V3	V4
Mode 1	Rotation	Rotation	Rotation	Tr.x-x
Mode 2	Rotation	Rotation	Rotation	Tr.y-y
Mode 3	Rotation	Rotation	Rotation	Rotation

➤ **Commentaire :**

D’après les résultats du tableau IV.2, on constate que la variante 4 présente deux modes de vibration en translation pure et un troisième mode de rotation, tandis que pour les autre variantes nous remarquons une rotation dans les trois premiers modes de vibration sachant que le règlement parasismique algérien 99 version 2003 exige que les deux premiers modes soient des modes de translation pure et le troisième en rotation.

IV.2.3.Effort tranchant à la base (KN)

Les résultats des variantes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Force sismique des variantes étudiées.

Variantes	Vx	Vy
1	1339,06	1350,66
2	1356,47	1336,36
3	1349,09	1334,09
4	1414,26	1420,92

Les Valeurs des forces sismiques sont mis sous forme d’histogramme :

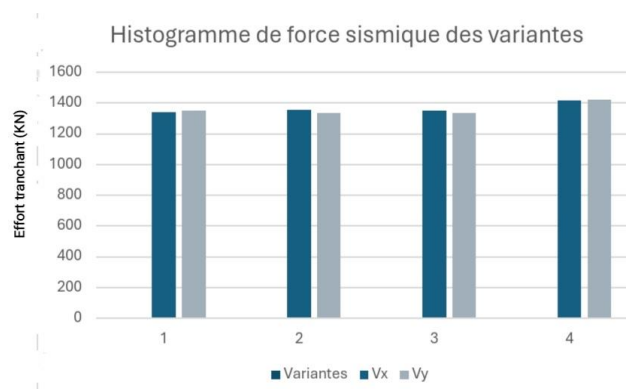


Figure IV.2 : Forces sismiques des variantes étudiées

➤ **Commentaire :**

D'après les valeurs du tableau IV.3 l'effort tranchant à la base est plus important .Pour la Variante 4, il vérifie les conditions exigées par le RPA99/V2003.

IV.2.4.Déplacements relatifs (m)

Les résultats des variantes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Déplacements relatifs des variantes étudiées

Variantes				
Déplacements	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄
	0.008	0.009	0.01	0.005
	0.008	0.01	0.012	0.006
sens X-X	0.007	0.012	0.013	0.006
	0.0064	0.012	0.014	0.005
	0.009	0.0011	0.01	0.004
	0.0064	0.007	0.009	0.006
	0.0068	0.0065	0.012	0.0064
sens Y-Y	0.0064	0.006	0.011	0.007
	0.0056	0.01	0.01	0.005
	0,0029	0.009	0.009	0.002

Les Déplacements sont mis sous forme d'une courbe

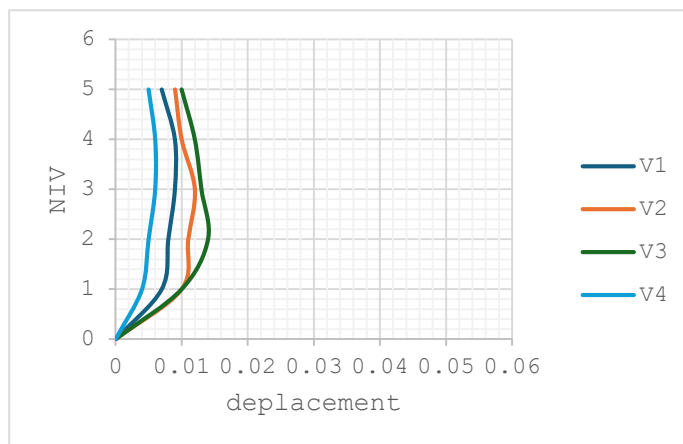


Figure IV.3 : Déplacements relatifs des variantes étudiées suivant X

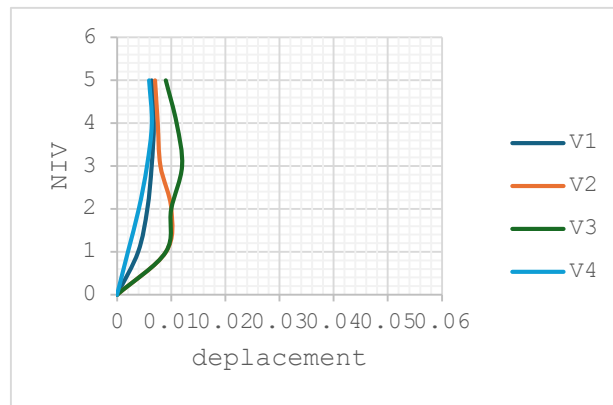


Figure VI.4 : Déplacements relatifs des variantes étudiées suivant Y

➤ **Commentaire :**

On constate que les déplacements relatifs de la variante 4 représentent le meilleur résultat Comparativement aux autres variantes.

IV.2.5.Effet P-Delta

Tableau IV.5 : Effet P-Delta des variantes étudiées.

Variantes				
P-Delta	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄
	0.02	0.0131	0.016	0.004
	0.021	0.015	0.015	0.005
sens X-X	0.025	0.018	0.015	0.006
	0.024	0.016	0.014	0.006
	0.01	0.015	0.012	0.007
	0.015	0.01	0.017	0.01
	0.022	0.012	0.09	0.09
sens Y-Y	0.022	0.012	0.017	0.008
	0.024	0.015	0.019	0.008
	0.02	0.014	0.02	0.007

Les valeurs de L'Effet P-Delta sont mis sous forme d'un courbe :

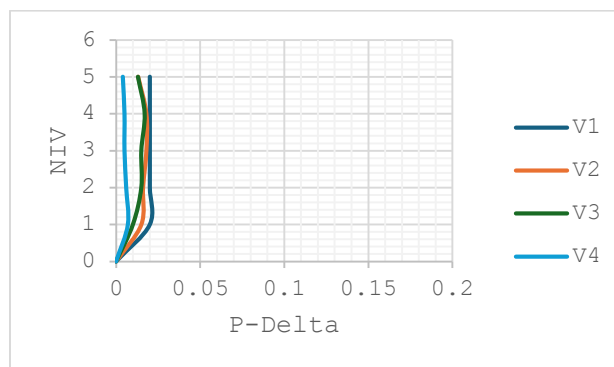


Figure IV.5 : Effet P-Delta des variantes étudiées suivant X

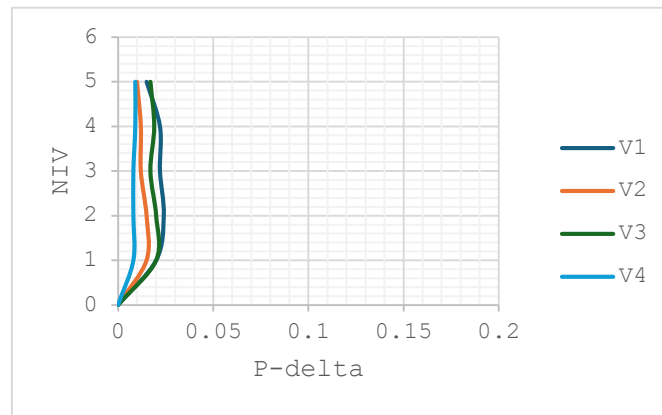


Figure IV.6 : Effet P-Delta des variantes étudiées suivant Y

➤ **Commentaire :**

D'après les valeurs du tableau IV.6 on remarque que les variantes L'effet P-Delta peut être négligé puisque < 0.1 .

VI.3.Conclusion

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- La participation des masses modales est supérieure ou égale à 90% de la masse totale Du la structure pour l'ensemble des variantes.
- Les variantes qui présentent des translations pures au premier et au deuxième mode de vibration et une rotation pure au troisième mode sont : V4.
- La période diminue avec l'augmentation de la rigidité de la structure, cela justifie le fait que la condition sur la période (Article 4.2.4 de l'RPA99/2003), n'est pas vérifiée pour les variantes 1, 2 et 3 par contre elle est vérifiée pour la variante 4.
- Les variantes qui présentent une force sismique plus importante sont : V4.

Par conséquent la meilleure disposition des voiles de contreventements est celle où les voiles sont placées à l'extrémité de la structure avec une symétrie parfaite.

L'analyse des résultats de l'étude comparative entre les quatre variantes nous permet de choisir la variante 4 comme une solution pour le contreventement de notre bâtiment

**CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX**

V.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de calculer le Ferrailage des portiques et des voiles de la structure, en utilisant les résultats déterminés dans le chapitre précédent combinaisons d'actions.

Le Ferrailage doit être calculé conformément aux règlements : BAEL91M 99 et RPA 99 V2003

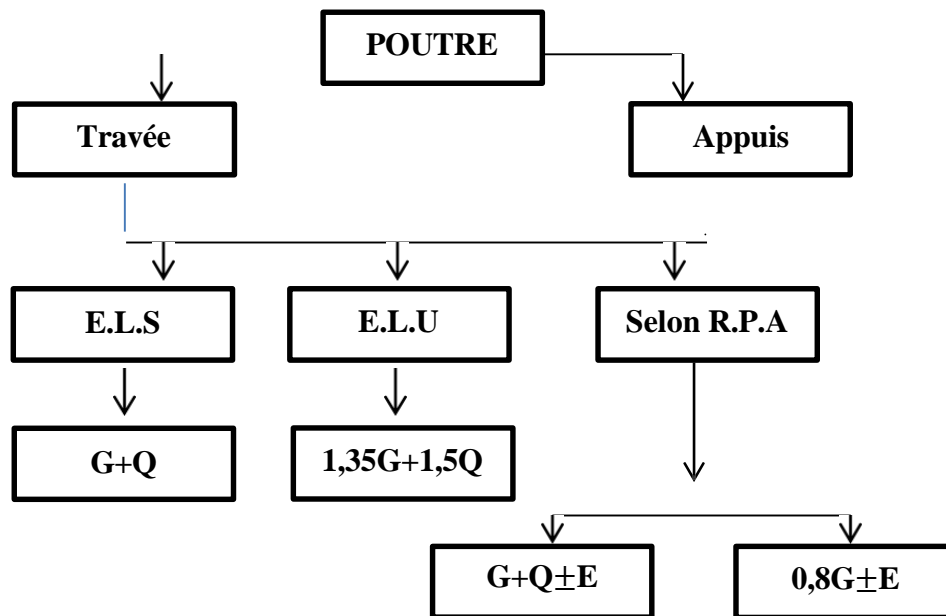
Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux :

- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

V.2. Etude de ferrailage des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux, les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL.91 modifié 99, C.B.A.93 et les règles parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2003.

V.2.1. Combinaison de ferrailage de poutre



FigureV.1 : Organigramme Combinaison de charges

VII.2.2 L'étude des poutres principales

On va prendre les moments max de la structure pour chaque combinaison et on calculele ferrailage des poutres.

➤ **Armatures longitudinales (RPA99V2003) :**

- ◆ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- ◆ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
- ◆ 4% en Zone courante.
- ◆ 6% en zone de recouvrement.
- ◆ La longueur minimale de recouvrement est de :
- ◆ $40\varnothing$: En zone I et IIa.
- ◆ $50\varnothing$: En zone IIb et III.
- ◆ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

➤ **Armatures transversales :**

- ◆ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.S.b$
- ◆ L'espacement maximum entre les armatures comprimées sont nécessaires est :
 $S_t \leq \min (h/4 ; 12\varnothing)$
- ◆ En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2$.
- ◆ Les 1^{ère} armatures transversales doivent être disposées a (5cm) au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

➤ **Vérification de la contrainte tangente :**

Les règles CBA considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale commeétant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

τ_u : doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,2f}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3,33MPa. \text{ (Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$f_{c28} = 22MPa$$

V_u : effort tranchant à l'ELU.

b : largeur de la poutre ou le poteau.

d : hauteur utile.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après CBA 93, on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

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

Avec :

h, b₀, d : les dimensions de la poutre.

A_s : section d'armature.

M_t : moment maximal sur travée

M₀ : moment isostatique.

➤ **Caractéristique des matériaux :**

Le tableau suivant récapitule les principales caractéristiques des deux matériaux béton et acier en situation normale et accidentelle, ainsi que les coefficients de sécurité correspondants :

Tableau V.1 : Caractéristique des matériaux.

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bc}(MPa)$	$f_c(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation normale	1,5	1,15	22	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	22	18,48	400	400

V.2.3. Calculer le ferrailage de la poutre porteuse (30 × 40)

- **Etat limite ultime**

a) Armatures longitudinales

❖ **Sur appui :** (G+Q+Ey)

$$M_a = -58,47 \text{ kN.m} ; f_{c28} = 22 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1} \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow \sigma_b = \frac{0,85 \times 22}{1 \times 1,5} \Rightarrow \sigma_b = 12,46 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} \Rightarrow \mu = \frac{58,47 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 12,46} = 0,12 \Rightarrow \mu = 0,12$$

$$\mu = 0,12 \leq \mu = 0,392$$

$$A'_s = 0$$

$$\mu = 0,12 \leq \mu = 0,186 \Rightarrow A_s = \frac{1,07 \times M_a}{d \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1,07 \times 58,47}{0,36 \times 400} \times 10 \Rightarrow A_s = 4,345 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 1,92 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 1.92}{400} = 1.192 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.192 \text{ cm}^2 \leq A_s = 4,345 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_s = 3T14 + 2T12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

❖ Sur travée :

$$M_t = -48,38 \text{ KN.m} ; \sigma_s = \frac{f_e}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ Mpa} ;$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{w28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85 \times 22}{1 \times 1.5} \Rightarrow \sigma_b = 12.46 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} \Rightarrow \mu = \frac{48,38 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 12.46} = 0.099 \Rightarrow \mu = 0.099$$

$$\mu = 0.099 \leq \mu = 0.392$$

A'=0

$$\mu = 0.099 \leq \mu = 0.186 \Rightarrow A_s = \frac{1.07 \times M_a}{d \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.07 \times 48,38}{0.36 \times 347.82} \times 10$$

$$A_s = 4,134 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{\sigma_s} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 36 \times 1.92}{400} = 1,192 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,192 \text{ cm}^2 \leq A_s = 4,134 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_s = 3T14 + 3T12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

Vérification des Conditions exigées par RPA99/V2003

- $A_{\min} = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition de non fragilité selon
- $A_{\max} = 4\% \times 30 \times 40 = 40 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ en zone courante
- $A_{\max} = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ en zone de recouvrement

Vérification sur appuis

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s + A'_s = (5,5+3,14) = 8,64 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

Vérification en travée

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 < A_s + A'_s = (5,5+3,14) = 8,64 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

b) Armatures transversales

$$V_u = 122.66 \text{ kN} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{122.66 \times 10}{30 \times 36} \Rightarrow \tau_u = 1.14 \text{ Mpa}$$

$$\tau^- = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}\right) \Rightarrow \tau^- = \min(2.93 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau^- = 2.93 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1.14 \text{ Mpa} \leq \tau^- = 2.93 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 12\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(12,85 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 12 \text{ mm})$$

On prend :

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

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = m_t \times a_t \Rightarrow A_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$\Rightarrow s_t = 4 \times \frac{3.14 \times 0.08^2}{4} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement exigé par RPA 99

1. **Zone nodale** $s_t \leq \min(10; 12\phi) \Rightarrow s_t \leq \min(10; 12 \times 1.2)$

On prend : $s_t = 10 \text{ cm}$
 2. **Zone courante** $\frac{s_t}{2} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$

On prend : $s_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Quantité d'armatures transversale**

$$A_{t \min} = 0.003 \times s_t \times b \Rightarrow A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Au niveau de l'appui de rive on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.4 \times a \times \frac{b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(a'; 0.9d) ; a' = b - 2 \times c$$

$$\Rightarrow a' = 30 - 2 \times 4 \Rightarrow a' = 22 \text{ cm} \Rightarrow a = \min(22 \text{ cm}; 32.4 \text{ cm}) \Rightarrow a = 22 \text{ cm}$$

$$= 122.66 \text{ kN} \leq 0.4 \times 22 \times \frac{30 \times 22}{1.5} \times 10^{-1} = 387.2 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u \times H_u}{f_e / M_u}$$

$$H_u = \frac{f_e / M_u}{0.9 \times d} ; V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \quad 122.66 - \frac{58.47 \times 10^2}{0.9 \times 36} = -57.80 \leq 0$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à aucun effort de traction donc aucune vérification à faire.

V.2.3.1. Schéma de ferrailage

Le ferrailage adopté pour la poutre porteuse :

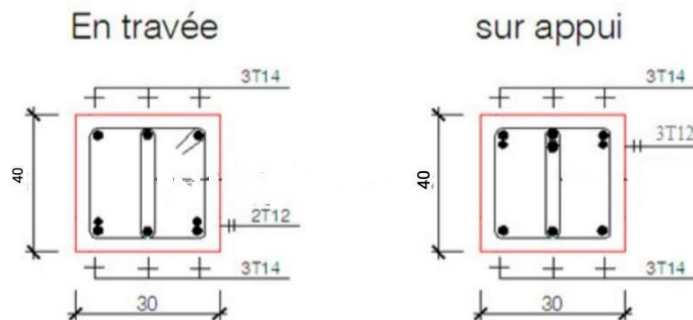


Figure V.2 : Ferrailage de la poutre porteuse

V.3. Etude des Poteau

V.3.1 Introduction

Les Poteau sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du logiciel :

- 1). 1.35G+1.5Q
- 2).G+Q
- 3).G+Q+E
- 4).G+Q-E
- 5).0.8G+E
- 6).0.8G-E

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.2.Calculer le ferrailage de poteau (35× 35)

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

TableauVII.2.: caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	θ	$f_{c28}(MPA)$	$\sigma_b(MPA)$	γ_s	$f_e(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$
Durable	1.5	1	22	12.46	1.15	400	347.82
Accidentelle	1.15	0.85	22	16.26	1	400	400

- Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$; $\gamma_s = 1$
- $\begin{cases} \sigma_b = 16.26Mpa \\ \sigma_s = 400 Mpa \end{cases}$

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Nous avons :

$$M_{33 \max} = \frac{50.954kN.m}{3} ; N_{cor} = -257.63kN$$

$$e_1 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_1 = \frac{50.954}{257.63} \Rightarrow e_1 = 0,1977m \Rightarrow e_1 = 19.77cm$$

$$e_2 = \frac{f}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \emptyset)$$

$$\Rightarrow L_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 0.7 \times 306 \Rightarrow L_f = 214.2cm$$

$$\alpha = 0.5 ; M_i = 0$$

\emptyset : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2 $e_2 = \frac{3 \times (214.2)^2}{10000 \times 35} \times (2 + 0.5 \times 2) = 1.18 \Rightarrow e_2 = 1.18cm$

$$e_a = \max(2cm ; \frac{l}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2cm ; \frac{385}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2cm ; 1.54cm) \\ \Rightarrow e_a = 2cm$$

Donc :

$$e = 19.77 + 1.18 + 2 \Rightarrow e = 22.95cm$$

❖ **Calcul du coefficient de remplissage**

$$\psi_1 = \frac{N}{N_{b\max}} = \frac{N}{b_1 \times h_1 \times \sigma_b}$$

$$\psi_1 = \frac{257.63 \times 10}{35 \times 35 \times 16.26} \Rightarrow \psi_1 = 0.129$$

On compare ce coefficient à 0,81 :

$$\psi_1 = 0.129 < 0.81$$

Donc On détermine l'excentricité critique relative ξ :

$$\psi_1 = 0.129 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.129}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.129})} \Rightarrow \xi = 0.16$$

On calcul e_{NC} :

$$e_{NC} = \xi \times h \Rightarrow e_{NC} = 0.16 \times 35 \Rightarrow e_{NC} = 5.6cm$$

On compare e_{NC} et e :

$$e = 22.95cm > e_{NC} = 5.6cm \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

Remarque :

Tout problème en flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramène à un calcul de flexion simple avec un moment fictif.

$$A_s = A_{s\text{ fictif}} - \frac{N}{\sigma_{su}}$$

Avec :

A_s : Section d'armature tendue en flexion composée.

$A_{s\text{ fictif}}$: Section d'armature comprimée en flexion composée.

$$M_1 = M + N \left[d - \frac{h}{2} \right] = N_u \left[e + d - \frac{h}{2} \right]; d = 0.9 \times 35 = 31.5cm \Rightarrow d = 32cm$$

$$M_1 = 50.954 + 257.63 \left[0.32 - \frac{0.35}{2} \right] = 88.310kN.m$$

$$M_1 = 88.310kN.m$$

M_1 : Moment par rapport aux armatures tendues.

$$\mu = \frac{M_1}{b_1 \times d^2 \times \sigma_b} \Rightarrow \mu = \frac{88.310 \times 10^3}{35 \times 32^2 \times 16.26} = 0.152 \Rightarrow \mu = 0.152 \\ \mu = 0.152 \leq \mu = 0.392$$

$A' = 0$

$$\mu = 0.152 \leq \mu = 0.186 \Rightarrow A_{s\text{ fictif}} = \beta_u \times b_0 \times d \times \frac{\sigma_b}{\sigma_s}; \beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$$

$$\beta_u = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.152} \Rightarrow \beta_u = 0.165$$

$$A_{s\text{ fictif}} = 0.152 \times 35 \times 32 \times \frac{16.26}{400} \Rightarrow A_{s\text{ fictif}} = 6.9cm^2$$

$$A_{s1} = 6.9 - \frac{257.63 \times 10}{400} \Rightarrow A_{s1} = 0.459cm^2$$

❖ **Vérification :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 1.92 MPa$$

$$A_{s\min} \geq \text{Max} \left(\frac{b_1 \times h_1}{1000}; \frac{0.23 \times b_1 \times d \times f_{t28}}{f_e} \right) \Rightarrow A_{s\min} \geq \text{Max} \left(\frac{35 \times 35}{1000}; \frac{0.23 \times 35 \times 32 \times 1.92}{400} \right)$$

$$A_{s\min} \geq \text{Max}(1.6cm^2 ; 1.63cm^2) \Rightarrow A_{s\min} = 1.63cm^2$$

$$A_{s1} = 0.459\text{cm}^2 \leq A_{s \min} = 1.63\text{cm}^2$$

❖ **Calcul de l'excentricité**

Nous avons :

$$M_{33 \max} = -50.954\text{kN.m} ; N_{cor} = -257.63\text{kN}$$

$$e_1 = 19.77\text{cm} ; e = 19.77 + 1. + 2 \Rightarrow 22.95\text{cm} ; \psi_1 = 0.13$$

$$\psi_1 = 0.13 < 0.81 \quad \xi = 0.16 \quad e_{NC} = 5.6\text{cm}$$

$$e = 22.95\text{cm} > e_{NC} = 5.6\text{cm} \quad \text{La section est partiellement comprimée}$$

$$M_1 = 52.218\text{kN.m} \quad \mu = 0.089 \quad \beta_u = 0.093 \quad A_{s \text{ fictif}} = 4,23\text{cm}^2$$

$$A_{s2} = 3.58\text{cm}^2 \quad A_{s2} = 3.75\text{cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de l'excentricité**

Nous avons :

$$M_{22 \max} = 51.818\text{kN.m} ; N_{cor} = -140.02\text{kN}$$

$$e_1 = 37.01\text{cm} ; e = 37.01 + 1.18 + 2 \Rightarrow e = 40.19\text{m} ; \psi_1 = 0.070;$$

$$\xi = 0.16 ; e_{NC} = 5.6\text{cm}$$

On compare e_{NC} et e :

$$e = 40.19 > e_{NC} = 5.6\text{cm} \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$M_1 = 74.285\text{kN.m} ; \mu = 0.127 \quad \beta_u = 0.136 \quad A_{s \text{ fictif}} = 6.19\text{cm}^2$$

$$A_{s3} = 5.83\text{cm}^2 ; \quad A_{s3} = 5.83\text{cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de l'excentricité**

Nous avons :

$$M_{22 \max} = -51.818\text{kN.m} ; N_{cor} = -140.02\text{kN}$$

$$e_1 = 37.01\text{cm} ; e = 37.01 + 1.18 + 2 \Rightarrow e = 40.19\text{cm} ; \psi_1 = 0.054;$$

$$\xi = 0.16 ; e_{NC} = 5.6\text{cm}$$

On compare e_{NC} et e :

$$e = 40.19 > e_{NC} = 5.6\text{cm} \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$M_1 = 53.65\text{kN.m} ; \mu = 0.085 \quad \beta_u = 0.089 \quad A_{s \text{ fictif}} = 4.390\text{cm}^2$$

$$A_{s4} = 4.034\text{cm}^2 ; \quad A_{s4} = 4.034\text{cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de l'excentricité**

Nous avons :

$$N_{cor} = -8.72\text{N} ; \quad M_{22 \max} = 3.755\text{N.m}$$

$$e_1 = 43.06\text{cm} ; e = 43.06 + 1.18 + 2 \Rightarrow e = 46.24\text{cm} ; \psi_1 = 0.335 ;$$

$$\xi = 0.137 ; e_{NC} = 5.6\text{cm}$$

On compare e_{NC} et e :

$$e = 46.24 > e_{NC} = 5.6\text{cm} \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$M_1 = 55.862\text{kN.m} ; \mu = 0.088 \quad \beta_u = 0.092 \quad A_{s \text{ fictif}} = 4.038\text{cm}^2$$

$$A_{s5} = 4.0162\text{cm}^2 ; \quad A_{s5} = 4.0162\text{cm}^2 \geq A_{s \min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de l'excentricité**

Nous avons :

$$N_{cor} = -8.72\text{kN} ; \quad M_{33 \max} = 4.126\text{kN.m}$$

$$e_1 = 47.31\text{cm} ; e = 47.31 + 1.18 + 2 \Rightarrow e = 50.49\text{cm} ; \psi_1 = 0;0.43$$

$$\xi = 0.14 ; e_{NC} = 5.6 \text{ cm}$$

On compare e_{NC} et e :

$$e = 50.49 > e_{NC} = 5.6\text{cm} \quad \text{la section est partiellement comprimée}$$

$$M_1 = 53,97\text{kN.m} ; \mu = 0.092 \quad \beta_u = 0.096 \quad A_{s \text{ fictif}} = 4.37\text{cm}^2$$

$$A_{s6} = 4.34 \text{ cm}^2 ; \quad A_{s6} = 4.37 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s1} ; A_{s2} ; A_{s3} ; A_{s4} ; A_{s5} ; A_{s6}) = 4.34 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage

Nous avons les sections limites exigées par le RPA 99/V2003 :

$$A_{\text{min}} = 0.9\% \times 35 \times 35 = 11 \text{ cm}^2 \text{ (pour la zone III)}$$

$$A_{\text{max}} \text{ (zone courante)} = 4\% \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} \text{ (zone de recouvrement)} = 6\% \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

Donc le choix : $A_s = (8T14) = 12.31 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement : $50\phi = 50 \times 16 \text{ mm} = 800 \text{ mm}$

b) Armatures transversales

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

On choisi : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A = m \times a = m \times \frac{\pi \times d^2}{4} \Rightarrow A = 4 \times \frac{3.14 \times 0.08^2}{4} = 2.01 \dots \dots \dots \Rightarrow$$

❖ L'espacement des Armatures transversales selon RPA99 :

- Dans la zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq \min\left(\frac{35}{2} ; \frac{35}{2} ; 10 \times 1.6\right) = 16 \text{ cm en zone III}$
- On prend : $t = 15 \text{ cm}$

Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant de calcul
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant
- h_t : Hauteur totale de la section brute

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{g} = \frac{l_f}{b} \Rightarrow \lambda = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{\rho \times V_t}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A = \frac{2.5 \times 33.92 \times 10}{35 \times 235} = 0.103 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.103 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale

La quantité d'armatures transversales minimales en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \% = \begin{cases} 0.3\% & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \Rightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Dans notre cas : $\lambda = 6.12 \Rightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = \frac{2.01}{35 \times 10} \times 100 = 0.45\% > 0.3\% \dots \dots \dots \text{ (C.V)}$

Justification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant

Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limité ultime par :

$$\tau = \frac{Vu}{b.d} \Rightarrow \tau = \frac{33.92 \times 10}{35 \times 32} \Rightarrow \tau = 0.30 MPa$$

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible τ_u

$$\tau_u < \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) \text{ pour une fissuration préjudiciable, ou très Préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \min(2.87; 4MPa) \Rightarrow \tau_u = 2.87 MPa$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{Selon RPA99/v2003}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g > 5$$

$$\rho_d = 0.040 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g = 7.14 \Rightarrow \rho_d = 0.075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 22 = 2.65 MPa$$

$$\text{Constatation : } \tau = 0.26 MPa \leq \min(\tau_u ; \bar{\tau}_{bu}) = \min(2.87 ; 2.65) \dots \dots \dots (C.V)$$

V.3.2.1. Schéma de ferrailage

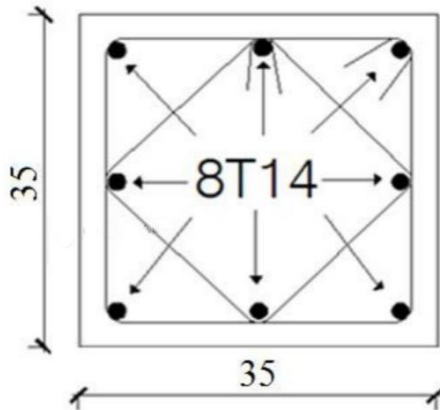


Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poteau

V.4. Etude de voile

V.4.1 Introduction

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1.1. Principe de calcul

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version2003 sous les effets N_{max} et M_{cor}

- Pour le ferrailage : $0,8G \pm E$
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

Condition exigée par RPA99 V2003

1- Armatures verticales

Le pourcentage **minimum des armatures verticales** sur toute la zone tendue est de **0,20%**. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

2- Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

3- Condition exigée à l'armature verticale et horizontale

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontal de trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,1 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $s \leq 1,5a$ et $s \leq 30cm$

Le diamètre des barres verticaux et horizontaux des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devra pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les efforts tranchants doivent être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

$$V = 1,4 \times V_{sap} \longrightarrow V : \text{effort tranchant du au séisme}$$

Armature transversales

Les armatures transversales perpendiculaires au face du voile sont des épingles en nombre au Moins 4 épingles en mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticaux.

Contrainte limitée de cisaillement

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction.

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 4,4MPa$$

b : épaisseur du voile.

d = 0,9.h : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$: Contrainte admissible du béton.

Armatures verticales :

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

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

I : moment d'inertie

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue).

La zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA 99 V2003** [2] ($A_{min} = 0.20\% \cdot a \cdot L$).

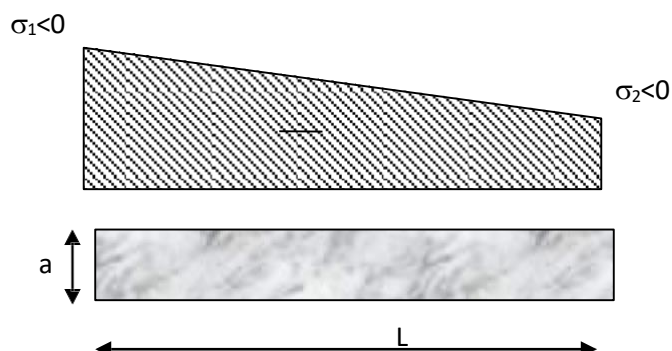


Figure V.4 : diagrammes de déformation 1^{er} cas

2^{ème} Cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée)

On calcule le volume des contraintes de traction F_t

D'où la section des armatures verticales $A_V = F_t / f_e$

On compare A_V avec la section minimale.

Si : $A_V \leq A_{\min} = 0.20\% . a . L$, on ferraille avec la section minimale

Si : $A_V > A_{\min} = 0.20\% . a . L$, on ferraille avec A_V

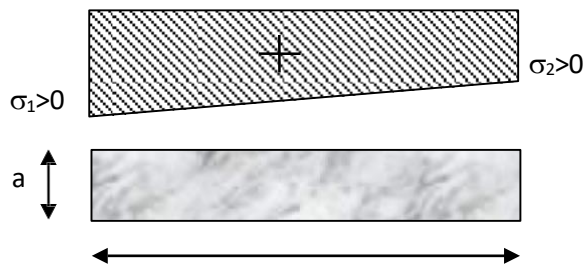


Figure V.5 : diagrammes de déformation 2^{ème} cas

3^{ème} cas :

(σ_1, σ_2) Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée.

\Rightarrow On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

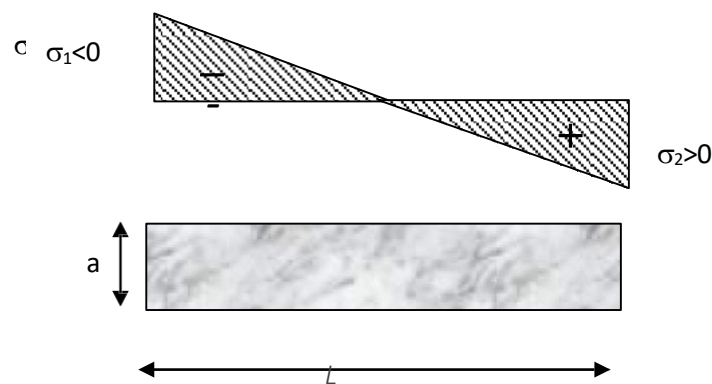
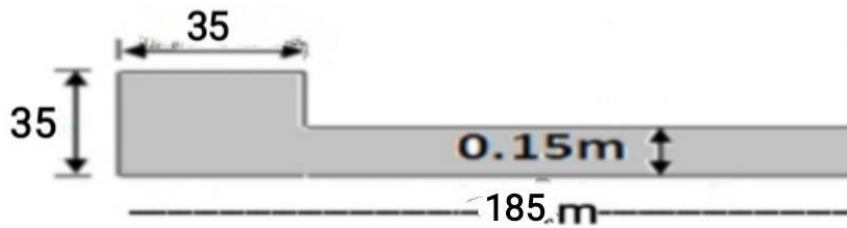


Figure V.6 : diagrammes de déformation 3^{ème} cas

V.4.2.Ferraillage des voiles

- Voiles Vx



FigureV.7 : Données géométriques du voile

A. Caractéristiques géométriques du voile

- $A = 4225 \text{ cm}^2$
- $V = 83,18 \text{ cm}^2$
- $V' = 101,82 \text{ cm}^2$
- $I = 1,32 \times 10^6 \text{ cm}^4$

B. Vérification de la résistance du voile $G + Q \pm E$

$N = 633,07$

$M = 1089,78 \text{ KN.m}$

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{633,07}{4225} - \frac{1089,78 \times 10^2 \times 83,18}{1,32 \times 10^6} \Rightarrow \sigma_1 = -5,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V'}{I} \Rightarrow \sigma_2 = \frac{633,07}{4225} + \frac{1089,78 \times 10^2 \times 101,82}{1,32 \times 10^6} \Rightarrow \sigma_2 = 9,91 \text{ MPa}$$

Calcul de l'effort limite ultime $N_{u \text{ lim}}$ ainsi la contrainte $\sigma_{u \text{ lim}}$ correspondante

- Longueur de flambement $l_f = 0,8 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0,8 \times 3,3 \Rightarrow l_f = 2,64 \text{ m}$
- Elancement $\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} \Rightarrow \lambda = 60,96 \text{ m}$
- Coefficient α $50 \leq \lambda \leq 80 \Rightarrow \alpha = \frac{0,65}{(\frac{50}{\lambda})^2} \Rightarrow \alpha = 0,966$
- Acier minimal $A_{min} = 0,2\% \times a \times L \Rightarrow A_{min} = 0,0060 \text{ m}^2$
- Section réduite $B_r = L(a - 0,02) \Rightarrow B_r = 0,26$
- Effort et contrainte limite ultime

Cas d'un mur armé

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 5,8 \text{ MN}$$

$$\sigma_{u \text{ lim}} = \sigma_{BA} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a \times l_w} \Rightarrow \sigma_{u \text{ lim}} = \sigma_{BA} = 10,39 \text{ MPa}$$

C. Ferraillage sous combinaison $0,8 \times G \pm E$

a) Calcul des contraintes

$N = 687,34 \text{ kN}$

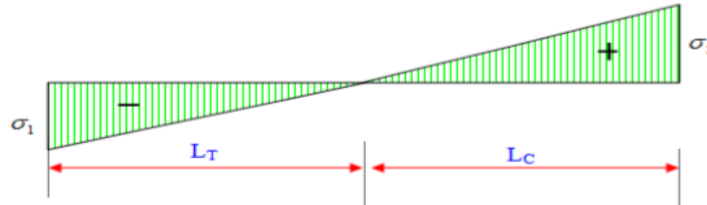
$M = 1154,45 \text{ kN.m}$

$T = 272,41 \text{ kN}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = -5,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = 10,54 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \geq 0$, donc la section est partiellement comprimée.
On Calcul la longueur de la zone de traction.



- **Longueur de la zone tendue :** $L_T = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L \Rightarrow L_T = 52,34 \text{ cm}$
- **La longueur de la zone comprimée :** $L_c = L - L_T \Rightarrow L_c = 97,66 \text{ cm}$
- **Calcul de la contrainte σ_3 :** $\frac{\sigma_1}{L_T} = \frac{-\sigma_3}{(L_T - b)} \Rightarrow \sigma_3 = 1,87 \text{ MPa}$

b) Détermination des armatures verticales

Partie Poteau $F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) \times b \times h}{2} \Rightarrow F_1 = 460,6 \text{ KN}$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} \Rightarrow A_{v1} = 11,51 \text{ cm}^2$$

Partie Rectangulaire

La force résultante est donnée par :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (L_T - b) \times e}{2} \Rightarrow F_2 = 482,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = 12,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times V}{f_e} \times \frac{X}{L} \Rightarrow A_{vj} = 3,55 \text{ cm}^2$$

c) Vérification vis à vis à RPA99/V2003

$$A_{min} = 0,2\% \times b \times h \Rightarrow A_{min} = 0,002 \times ((L_T - b) \times a + b \times h)$$

$$\Rightarrow A_{min} = 8,004 \text{ cm}^2$$

$$A_{poteau} = 12,06 \geq A_{min} = 8,004 \text{ cm}^2$$

$$A_{voile} = 15,62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 8,004 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_{poteau} = 8T14 \Rightarrow A_{adop} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{voile} = (8T16) \Rightarrow A_{adop} = 16,08 \text{ cm}^2$$

d) Espacement exigé par R.P.A 99

D'après R.P.A 99/version2003 :

$$S \leq \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq \min(1,5 \times 15 = 22,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S \leq 22,5 \text{ cm}$$

On prend : $S = 15 \text{ cm}$

D. Détermination des armatures horizontales

❖ **Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V}{h_t \times f_e}$$

On choisit :

$$\phi_t = 10 \text{ mm} \Rightarrow A = 2 \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} \Rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{f_e \times h_1 \times A_t}{\rho \times V} \Rightarrow t \leq 15 \text{ cm}$$

On prend : $t = 10 \text{ cm}$

❖ Armatures courantes

$$A_c \geq 0.2\% \times (l - 2L_T) \times a \Rightarrow A_c \geq 0.2\% \times (200 - 2 \times 92.76) \times 15 \Rightarrow A_c \geq 0.43 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_c = (4T8) \times 2 \dots\dots\dots 2 \times 2.01 \Rightarrow A_c = 4.02 \text{ cm}^2$

❖ L'espacement

$$S_t \leq \min(1.5 \times a ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(1.5 \times 15 = 22.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

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

V.4.2.1. Schéma de ferrailage

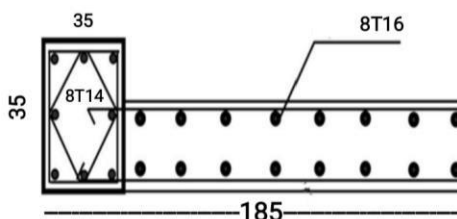


Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile Vx

V.4.2.2. Calcul du ferrailage du linteau

❖ Contrainte limite de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_b = \frac{1.4 \times 490.98}{15 \times 200} \times 10 \Rightarrow \tau_b = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.29 \text{ MPa} \leq \tau_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 22 = 4.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots (C.V)$$

$$\tau_b = 2.31 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 0.06 \times 22 = 1.32 \text{ MPa} \Rightarrow 2^{\text{eme}} \text{ cas } \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

N.B : Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant minimum réglementaires, les armatures en diagonale sont obligatoires.

❖ Armatures en diagonales

$$tg \alpha = \frac{h - 2 \times d'}{l_V} \Rightarrow tg \alpha = \frac{200 - 2 \times 3}{120} = 0.97 \Rightarrow \alpha = 44.13^\circ$$

$$A_D = \frac{V_u}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \Rightarrow A_D = \frac{490.98 \times 10}{2 \times 400 \times \sin(44.13)} \Rightarrow A_D = 8.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{Dmin} = 0.15\% \times b \times L \Rightarrow A_{Dmin} = 0.0015 \times 15 \times 200 \Rightarrow A_{Dmin} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 8.81 \text{ cm}^2 > A_{Dmin} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_D = 8T14 \Rightarrow A_D = 10.78 \text{ cm}^2$

❖ Espacement exigé par le RPA 99

On prend des cadre de : $\emptyset 12 \quad S_t = 12 \text{ cm}$

❖ Armatures longitudinales

$$A_t = A_t \geq 0.0015 \times b \times h \Rightarrow A_t = 4.5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_L = 4T14 \Rightarrow A_L = 6.16 \text{ cm}^2$

❖ Armatures transversales

$$\tau_b = 2.31 \text{ MPa} > 0.025 \times f_{c28} = 0.025 \times 22 = 0.55 \text{ MPa}$$

D'après RPA 99 on a : $A_t \geq 0.25\% \times b \times s$

On choisi : $T8 \text{ mm}$

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = m_t \times a_t \Rightarrow A_t = m_t \times \frac{\pi \times d^2}{4} \Rightarrow A_t = 2 \times \frac{3.14 \times 0.8^2}{4}$$

$$\Rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$S \leq \frac{A_t}{0.0025 \times b} \Rightarrow S \leq \frac{1}{0.0025 \times 15} \Rightarrow S \leq 26.66 \text{ cm}$$

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

❖ Vérification de l'espacement

$$1.5 \times a = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ cm}$$

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{4} = \frac{200}{4} = 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

⇒ On prend : $S = 20 \text{ cm}$

❖ Armature de peau (section courante)

$$A_c \geq 0.2\% \times b \times L \Rightarrow A_c \geq 0.2\% \times 15 \times 200 \Rightarrow A_c \geq 6 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_c = (3T12) \times 2 \dots\dots\dots 2 \times 3.39 \Rightarrow A_c = 6.78 \text{ cm}^2$

V.4.2.3. Schéma de ferrailage

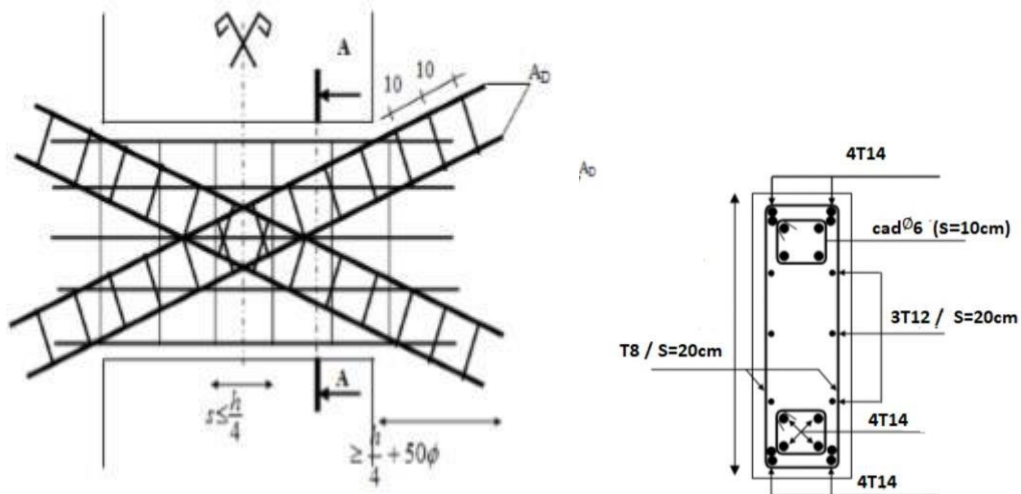


Figure V.9: Schéma de ferrailage du linteau.

V.4.2.3. Calculer le ferrailage des voiles Vy

$$\bullet G + Q \pm E \rightarrow \begin{cases} M_u = 1323,54 \text{ KN.m} \\ N_u = 236,54 \text{ KN} \end{cases} \quad 0.8 \times G \pm E \rightarrow \begin{cases} M_u = 1441,23 \text{ N.m} \\ N_u = 300,32 \text{ KN} \\ V_u = 123,13 \text{ KN} \end{cases}$$

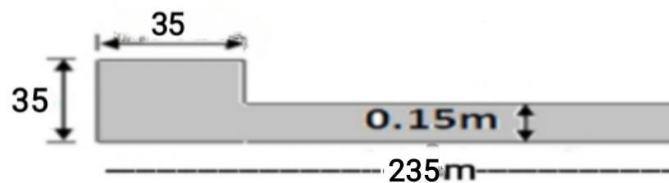


Figure V.10 : Données géométriques du voile

• **Caractéristiques géométriques du voile**

- ✓ $A = 5225\text{cm}^2$
- ✓ $V = 107,45\text{cm}^2$
- ✓ $V' = 127,55\text{cm}^2$
- ✓ $I = 2,64 \times 10^6\text{cm}^4$

❖ **Vérification de la résistance du voile (G+Q+E)**

Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = -4,93\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V'}{I} \Rightarrow \sigma_2 = 5,04\text{MPa}$$

Calcul de l'effort limite ultime $N_{u\text{lim}}$ ainsi la contrainte $\sigma_{u\text{lim}}$ correspondante

- **Longueur de flambement** $l_f = 0.8 \times l_0 \Rightarrow l_f = 1,32\text{m}$
- **Elancement** $\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} \Rightarrow \lambda = 62.81\text{m}$
- **Coefficient α** $50 \leq \lambda \leq 80 \Rightarrow \alpha = \frac{0.65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 1.02$
- **Acier minimal** $A_{min} = 0.2\% \times a \times L \Rightarrow A_{min} = 0.00266\text{m}^2$
- **Section réduite** $B_r = L(a - 0.02) \Rightarrow B_r = 0.721$

Effort et contrainte limite ultime

a) **Cas d'un mur armé**

$$N_{u\text{lim}} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s} \right] \Rightarrow N_{u\text{lim}} = 4,9\text{ MN}$$

$$\sigma_{u\text{lim}} = \sigma_{BA} = \frac{N_{u\text{lim}}}{a \times l_w} \Rightarrow \sigma_{u\text{lim}} = \sigma_{BA} = 7,4\text{ MPa}$$

A. Ferrailage sous combinaison $0.8 \times G \pm E$

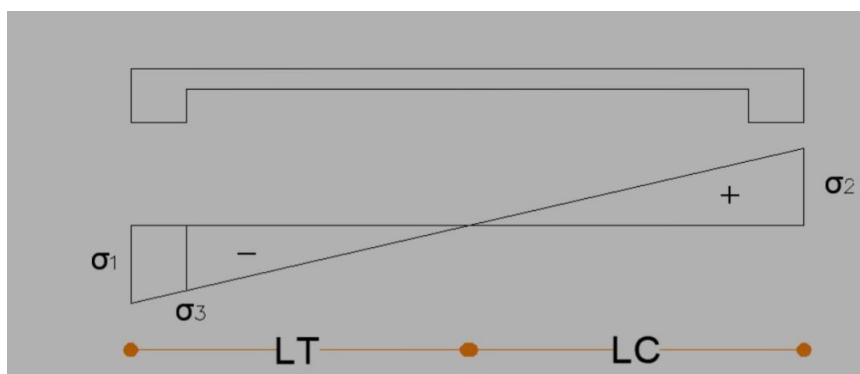
a) **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = -5,29\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V'}{I} \Rightarrow \sigma_2 = 7,54\text{MPa}$$

$\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \geq 0$, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcul la longueur de la zone de traction.



- **Longueur de la zone tendue** $L_T = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L \Rightarrow L_T = 82,46cm$
- **La longueur de la zone comprimée** $L_c = L - L_T \Rightarrow L_c = 117,56cm$
- **Calcul de la contrainte** $\sigma_3 : \frac{\sigma_1}{L_T} = \frac{-\sigma_3}{(L_T - b)} \Rightarrow \sigma_3 = -3,38MPa$

b) Détermination des armatures verticales

- **Partie Poteau** : $F_1 = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) \times b \times h}{2} \Rightarrow F_1 = 216,85cm^2$
 $A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} \Rightarrow A_{v1} = 5,42cm^2$
- **Partie Rectangulaire**

La force résultante est donnée par :

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (L_T - b) \times e}{2} \Rightarrow F_2 = 209,27cm^2$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} \Rightarrow A_{v2} = 5,23cm^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times V}{f_e} \times \frac{X}{L} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_{vj} = 6,79cm^2$$

$$A_{poteau} = A_{v1} + A_{vj} \Rightarrow A_{poteau} = 12,21cm^2$$

$$A_{voile} = A_{v2} + A_{vj} \Rightarrow A_{voile} = 12,02cm^2$$

c) Vérification vis à vis à RPA99/V2003

$$A_{min} = 0,2\% \times b \times h \Rightarrow A_{min} = 0,002((L_T - b) \times a + b \times h)$$

$$\Rightarrow A_{min} = 7,87cm^2$$

$$A_{poteau} = 12,21cm^2 \geq A_{min} = 7,87cm^2$$

$$A_{voile} = 12,02cm^2 < A_{min} = 7,87cm^2$$

On prend :

$$A_{poteau} = 8T14 \dots \dots \dots \Rightarrow A_{adop} = 12,32cm^2$$

$$A_{voile} = 2(8T10) \dots \dots \dots \Rightarrow A_{adop} = 2 \times (6,28)cm^2$$

d) Espacement exigé par R.P.A 99

D'après R.P.A 99/version2003 :

$$S \leq \min(1,5 \times a ; 30cm) \Rightarrow S \leq \min(1,5 \times 15 = 22,5cm ; 30cm)$$

$$\Rightarrow S \leq 22,5cm \quad \text{On prend :} \quad S = 15cm$$

B. Détermination des armatures horizontales

Vérification des Armatures transversales RPA99/V2003

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V}{h_t \times f_e}$$

On choisit

$$\phi_t = 10mm \Rightarrow A = 2 \times \frac{\pi \times \phi_t^2}{4} \Rightarrow A = 1,57cm^2$$

$$t \leq \frac{f_e \times h_1 \times A_t}{\rho \times V} \Rightarrow t \leq 13 \text{ cm}$$

On prend : $t = 10cm$

❖ Armatures courantes

$$A_c \geq 0.2\% \times (l - 2L_T) \times a \Rightarrow A_c \geq 0.2\% \times (425 - 2 \times 158,74) \times 15$$

$$\Rightarrow A_c \geq 3,22\text{cm}^2$$

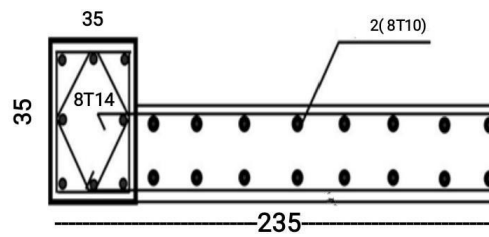
On prend : $A_c = (2T12) \times 2 \dots\dots\dots 2 \times 2,26 \Rightarrow A_c = 4,52\text{cm}^2$

❖ L'espacement

$$S_t \leq \min(1.5 \times a ; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(1.5 \times 15 = 22.5\text{cm} ; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm}$$

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

V.4.2.3.1.Schéma de ferrailage



FigureV.11 : Schéma de ferrailage du voile Vy

**CONCLUSION
GENERALE**

Conclusion générale

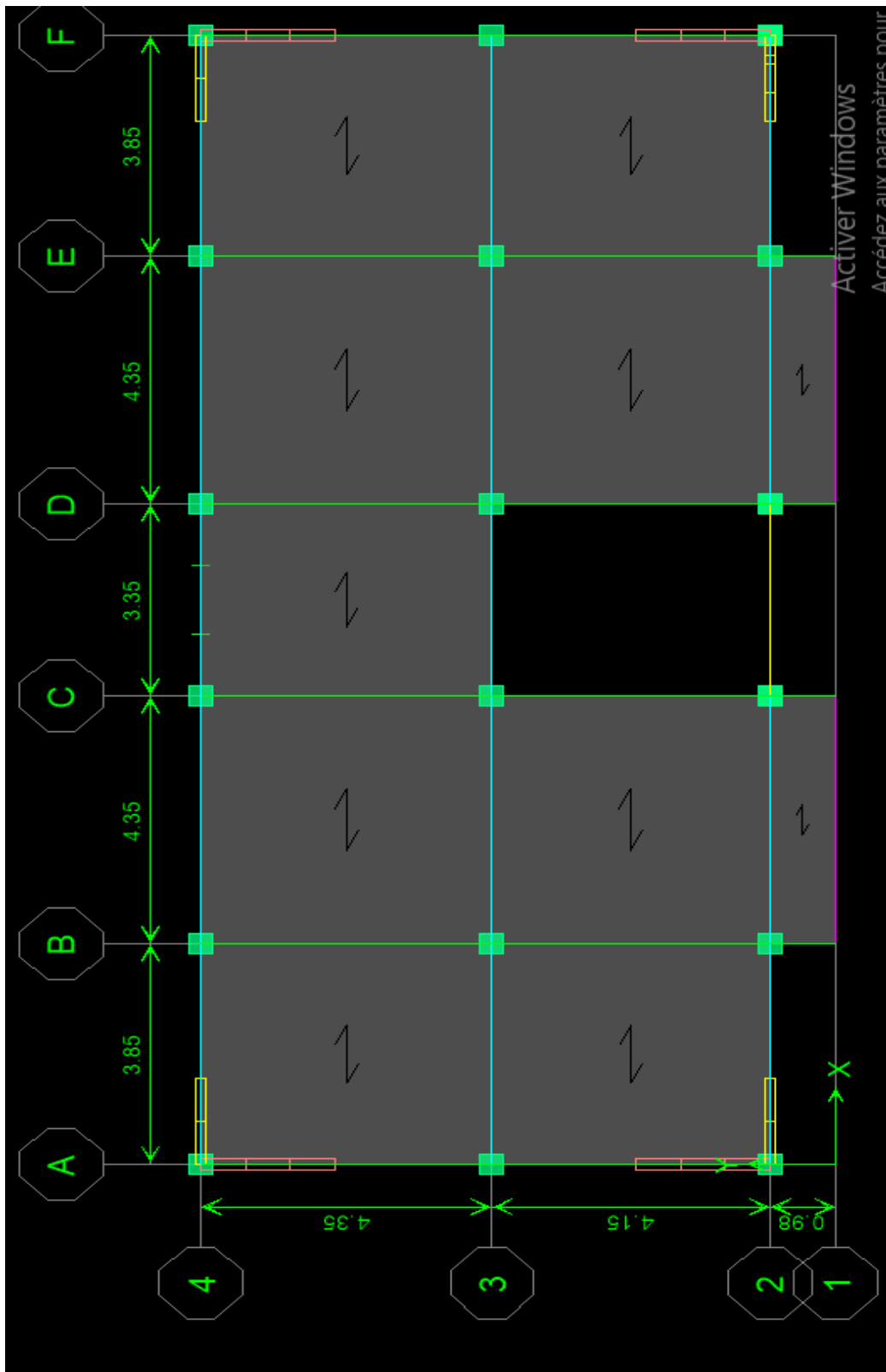
L'expérience des séismes passés a montré qu'une bonne disposition des voiles de contreventement permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

L'objectif assigné à cette étude est de rechercher la disposition adéquate des voiles en évaluant la performance sismique de la structure selon plusieurs variantes de disposition de voiles.

La disposition optimale de ces derniers c'est à dire le rapprochement maximale du centre de masses avec le centre de rigidité donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier tout en respectant la réglementation en vigueur comme c'est le cas dans notre projet.

Après l'analyse approfondie des variantes, il ressort que le choix des dispositions des voiles de Contreventement est un facteur prédominant pour une bonne conception.

En fin, nous espérons que cette modeste étude est contient ces information utile sert de référence pour facilite les études des futures promotions.



Vue en plan de la structure étudiée

[1] **MIMI Omar**, Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de master 2ème année Université Mohamed Khider – Biskra, Juin 2013

[2] : **PHILIPPE.BERGER**2.free.fr/Bois/Cours/Contreventement1/contreventement1.htm

[3] : **Association française du génie parasismique**, Guide **AFPS** Conception parasismique des bâtiments ,01 Juillet 1901

[4] : **Dr. TALEB HOSNI ABDERRAHMANE**, cours : système de contreventement

[5] : **V. Davidovici**, Rapport de mission, Séisme de BOUMERDES, 21Mai 2003

[6] : **PROF.A.KASSOUL -USB Chlef**, cours : ossatures bâtiment, chapitre 3 : les contreventements (2015/2016)

[7] : **PROF.A.KASSOUL -USB Chlef**, cours : ossatures bâtiment, chapitre 1 : les murs (2015/2016)

[8] : **NICOLAE ILE**, contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitations sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation a la conception, thèse doctorat, spécialité génie civil – sols, matériaux

[9] : **RPA 2003**, Règlement Parasismiques Algériennes RPA99/version2003, centre national des recherches en génie parasismique, Algérie

[10] :<https://www.rapport.gratuit.com>