

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de Master
Filière : Génie Civil
Spécialité : Construction Civile et Industrielle

Thème :

**Étude de la disposition des
voiles dans une structure
représentative par une analyse
linéaire et non linéaire**

Présenté par : Mme AMICHE Farida

Soutenu le : 30 / 09 / 2025

Devant le jury :

Président : M. DEHMOUS Hocine

Promoteur : M. BENYAHY Karim

Examineur : M. SI SALEM Madjid

Année universitaire : 2024 - 2025

Remerciements

Je rends grâce à Dieu Tout-Puissant qui m'a donné la force, la patience et la volonté de mener à bien ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements à **M. BENYAHY Karim**, pour son suivi constant, ses conseils pertinents, sa disponibilité et la qualité de ses conseils. Ses remarques constructives et son suivi attentif ont été d'une grande importance pour mener à bien ce travail.

J'adresse également mes sincères remerciements aux membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail. Leurs remarques, suggestions et critiques constructives constitueront pour moi une source précieuse d'enrichissement et d'amélioration

Je remercie également l'ensemble du corps enseignant et administratif de la faculté du Génie de la construction, département de Génie civil pour la qualité de la formation et l'accompagnement offert durant mon parcours académique.

Mes remerciements vont aussi à ma famille, pour leurs soutien et encouragements constants.



Dédicaces

Ce projet de fin d'études est le fruit d'un long chemin rempli de nuits courtes, de moments d'inspiration et de persévérance face aux défis. C'est une étape qui m'a transformée, en me montrant ce que je suis capable d'accomplir avec du cœur et de la détermination.

Après avoir obtenue mon diplôme de **DEUA**, j'ai décidé de poursuivre mes études, animée par une motivation profonde et personnelle, non par contrainte, mais par un appel intérieur irrésistible.

Je dédie ce modeste travail :

En premier à mes **chers parents** que j'aime tant. Vos sacrifices et votre amour sans faille ont été mon ancre tout au long de ce voyage .merci du fond du cœur.

À mes frères **Yahia** et **Amirouche**, qui avez toujours été là pour moi avec une force et une complicité précieuse. Votre soutien fraternel m'a porté plus loin que je ne l'aurais imaginé.

À mes **sœurs**, ces êtres précieuses qui illuminent notre famille de leur douceur et de leur force tranquille.

À mes **beaux-frères** et **belles-sœurs**, pour la joie et l'harmonie que vous apportez à notre famille.

À mes **neveux** et **nièces**, ces petits trésors pleins de vie et d'amour pur. Vous m'avez motivée à viser haut, et votre sourire est une source de joie infinie.

À mes camarades de promotion, avec qui j'ai partagé les rires, les stress et les victoires de ces années. Vous avez transformé l'effort de ce parcours en souvenirs inoubliables : **Hanafi (Nani), Aziz, Anis, Mourad, Slimane, Nawal, Fatma, Nadine, Ouiza, Hanane, Amina-Ouiza.**

À Mme **Tamazouth A.M, Kenza H.** et **Lyes B.** pour votre disponibilité et votre soutien.

Et enfin, à tous mes amis, ces complices fidèles qui m'ont encouragée.

Farida



LISTE DES FIGURES

Figure 1: Carte géographique des principales plaques tectoniques dans le monde	5
Figure 2: Zonage sismique de l'Algérie : zoom sur zones 0 à VI	6
Figure 3: Séisme de Boumerdes Délimitation et définition de la zone sinistrée	7
Figure 4: Séisme de Boumerdes (21 Mai 2003)	9
Figure 5 : Ampleur des dommages subis par les bâtiments (Zemmouri, 21 Mai 2003)	10
Figure 6: Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles	14
Figure 7 : Limitation de la torsion d'ensemble	14
Figure 8: Structure asymétrique	15
Figure 9: Structure « mixte » avec des murs porteurs couplés à des portiques	16
Figure 10: Structures à noyau central	17
Figure 11: Structure uniquement à murs porteurs	17
Figure 12: Disposition des voiles	18
Figure 13: Vue en plan et en élévation	23
Figure 14: Dégression des surcharges	27
Figure 15 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux	31
Figure 16 : Coupe du voile en élévation	32
Figure 17 : Épaisseur minimum en fonction des différentes configurations	32
Figure 18: Ossature en béton armé modélisée dans SAP 2000 V14 vue en plan et en 3D.	36
Figure 19: Spectre de réponse élastique horizontale RPA 2024	38
Figure 20: Courbe de capacité statique de la structure	52
Figure 21: Signification physique de la courbe de capacité	52
Figure 22: Niveaux d'endommagement décrits par courbe de capacité (ATC 40)	53
Figure 23: Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de liberté	56
Figure 24: Transformation de la courbe de capacité	56
Figure 25: Transformation de spectre de demande	57
Figure 26: Spectre de réponse inélastique en fonction de la ductilité	58
Figure 27: Loi de comportement et niveaux des dommages	60
Figure 28: Les propriétés de la rotule plastique M3 (flexion)	62
Figure 29: Introduction des rotules plastique (M3 et V2) pour les poutres	62

Figure 30: Introduction des rotules plastique (PMM,V2 ET V3) pour les poteaux.....	62
Figure 31: Définition de la charge gravitaires non linéaire	63
Figure 32: Définition de la charge Push x non lineaire	63
Figure 33 : Spectre de réponse élastique horizontale RPA 2024.....	65
Figure 34: Variantes à étudier	65-66
Figure 35: Schéma de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires	66
Figure 36 : Schéma de ferrailage des poteaux	67
Figure 37: Configuration en plan de la variante 1	67
Figure 38: Comparaison des périodes	70
Figure 39: Comparaison des déplacements suivant le sens x-x	71
Figure 40 : Forces sismiques des variantes étudiées	71
Figure 41 : Courbe de capacité - structure à ossature	72
Figure 42 : Courbe de capacité – Variante 1	73
Figure 43 : Courbe de capacité – Variante 2	73
Figure 44 : Courbe de capacité – Variante 3	74
Figure 45 : Courbe de capacité – Variante 4	74

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I : Historique sur les séismes dévastateurs que l'Algérie a connu [1]	27
Tableau II: Description du système de comportement	33
Tableau III: Vérifications ([1] Art 7-5-1)	45
Tableau IV: Récapitulatif de la descente de charges	50
Tableau V: Vérification des poteaux aux flambements	2
Tableau VI: Caractéristiques des matériaux	7
Tableau VII: Comportement dynamique de l'ossature en béton armé (section des poteaux (30x30) cm ²)	8
Tableau VIII: valeurs pénalités selon les caractères de qualité	13
Tableau IX: Comportement dynamique de l'ossature en béton armé (section des poteaux (40x40) cm ²)	15
Tableau X: Poids des charges permanentes et des charges d'exploitation	18
Tableau XI: Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable) sens x-x	18
Tableau XII: Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable) sens y-y	19
Tableau XIII: Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable) sens x-x	20
Tableau XIV: Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable) sens y-y	20
Tableau XV: Vérification des effets P-Δ	21
Tableau XVI: Modes propres de la structure	41
Tableau XVII: Déplacements relatifs latéraux inter-étages (Variante 1) x-x	42
Tableau XVIII: Déplacements relatifs latéraux inter-étages (Variante 1) y-y	42
Tableau XIX: Justification de limitation des dommages - Variante 1 sens x-x	42
Tableau Tableau XX: Justification de limitation des dommages - Variante 1 sens y-y	42
Tableau XXI: Vérification des effets P-Δ.(Variante 1)	43

Chapitre I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I- Partie 01 : Les séismes

1) Introduction.....	3
2) Sismicité et évolution du règlement parasismique en Algérie.....	3
3) Règlement Parasismique Algérien (RPA).....	4
4) Comportement sismique des bâtiments.....	7
5) Principes généraux du comportement des bâtiments lors d'un séisme.....	7
6) Types de comportements possibles des bâtiments en cas de séisme	8

II- Partie 02 : Les contreventements

1) Définition des contreventements	11
2) Rôle du contreventement.....	11
3) Classification des systèmes de contreventement.....	11
4) Les voiles de contreventement	12
5) Rôle des contreventements avec voiles	12
6) Comportement sismique des voiles	13
7) Noyau de stabilité des immeubles-tours	13
8) Torsion des voiles dans les structures.....	14
9) Classification des structures avec voiles de contreventement	16
10) Revue sur les types de contreventements.....	17

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et pré dimensionnements

II-1) Présentation de l'ouvrage.....	23
II-2) Réglementation utilisés	23
II-3) Données géométrique de la structure.....	23
II-4) Données de calcul pour la structure.....	24
II-5) Dimensionnement des éléments structuraux (portique).....	24

Chapitre III : Étude dynamique et sismique

III-1) Étude dynamique.....	34
III-1-1) Étude de la structure à ossature en béton armé	34
III-1-2) Modélisation numérique sous SAP 2000 V14	35
II-2) Étude Sismique	37

III-2-1) Choix de la méthode de calcul	37
III-2-2) Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....	37
III-2-3) Application de la Méthode dynamique modale spectrale	38
III-2-4) Spectre de réponse : (RPA 2024).....	38
III-2-5) Spectre de réponse de calcul.....	38
III-2-6) Facteur de qualité	40
III-2-7) Choix du coefficient de comportement « R » RPA 2024... ..	41
III-2-8) Vérification aux exigences du RPA 2024.....	42
III-2-9) Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base).....	45
III-2-10) Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages	45
III-2-11) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	48
III-2-12) Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	49

Chapitre IV : Méthode d'analyse statique non linéaire « Push over »

IV -1) Introduction.....	51
IV-2) Méthode statique Non-Linéaire Pushover	51
IV-3) Les rotules plastiques « Plastic Hinges ».....	52
IV-4) Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité	52
IV-5) Choix de la méthode statique non linéaire Pushover.....	53
IV-6) Origine de l'analyse Pushover	54
IV-7) Objectif de l'analyse Pushover.....	54
IV-8) Principes théoriques du calcul Push over.....	55
IV-9) Séquence d'analyse	55
IV-10) Séquence de formation des rotules.....	55
IV-11) Étapes de l'analyse Pushover.....	56
IV-12) Les avantages de l'analyse statique non linéaire Pushover.....	59
IV-13) Les limites de l'analyse statique non linéaire« Pushover »... ..	59
V-15) Analyse Push Over.....	61

Chapitre V : Recherche de la disposition optimale des voiles

V-1) Classification des systèmes de contreventement	64
V-2) Application de la structure étudiée	64
V-3) Étude linéaire de la structure avec un contreventement constitué par des voiles.....	66

V-4) Dimensionnement de la structure	67
V-5) Ferrailage de la structure.....	68
V-6) Étude comparative entre le système à ossature et de contreventement par des voile....	71
V-7) Étude non linéaire:.....	73
Conclusion générale	77

Introduction générale

Dans le domaine du génie civil, la problématique du choix entre une structure avec voiles et une structure auto-stable demeure d'une importance essentielle. En effet, elle représente un point important pour garantir dans un premier lieu la stabilité et la sécurité des ouvrages, tels que des bâtiments et les ouvrages en béton armé.

Une étroite collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès la phase de planification de tout projet de construction afin de garantir un résultat optimal. Les deux partenaires apportent des expertises différentes, mais indispensables. L'architecte s'occupe principalement de la conception esthétique et fonctionnelle, tandis que l'ingénieur réalise une structure sûre, performante et économique. |

Le nord de l'Algérie présente le risque sismique demeure important en raison de la proximité des failles actives, ainsi la ville de Tizi Ouzou est classée en Zone moyenne à élevée selon le RPA 2024, cette classification impose une conception et un dimensionnement rigoureux des structures pour résister aux forces sismiques.

Suite aux séismes qui ont frappés plusieurs pays du monde et notamment les séismes les plus dévastateurs touché notre pays [El Asnam (Chlef) 1980 et Boumerdes 2003], des conclusions ont été tirées suite aux expertises qui ont été établies : Les constructions contreventées par voiles se sont bien comportées vis-à-vis de l'action sismique. La présence efficace des voiles de contreventement dans ces constructions a offert par leur rigidité une résistance supplémentaire aux efforts horizontaux de l'action sismique en évitant ainsi les désastres constatés dans les constructions en portiques seules.

Aujourd'hui, les voiles ou les murs en béton armé sont fréquemment utilisés comme les éléments principaux du système de contreventement pour résister aux charges latérales dans les bâtiments situés dans les régions potentiellement sismiques. La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel, une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Objectif du Travail:

L'objectif principal de notre travail est de choisir les critères qui nous permettent de rechercher une conception parasismique optimale sur la base de l'étude de quatre (4) variantes des systèmes de contreventement, un calcul statique et sismique de la structure selon les quatre (4) variantes de disposition des voiles sera mené afin de choisir une conception adéquate.

L'objectif principal de notre travail est de trouver les paramètres de comparaison nous permettant d'aboutir à une conception optimale des voiles de contreventement dans une structure représentative en béton armé, sur ce on a mené cette étude comparative sur quatre (4) variantes, on a fait un calcul statique et dynamique pour trouver la meilleure disposition des voiles.

L'analyse a été réalisée à partir de « calculs statiques et dynamiques », conformément aux exigences du RPA 2024 [1].

Les comparaisons ont porté sur :

- le nombre de modes significatifs,
- les déplacements inter-étages ; qui traduisent la déformabilité du bâtiment,
- les efforts tranchants à la base, reflétant la résistance globale au séisme,
- la période fondamentale, indicatrice de la rigidité de la structure.

L'étude a permis de mettre en évidence la disposition des voiles la plus efficace, assurant une meilleure stabilité et une performance sismique satisfaisante, tout en respectant les exigences réglementaires de sécurité et de confort.

Dans la suite du travail, nous présentons la démarche adoptée pour la modélisation et l'analyse des différentes variantes, suivie de l'interprétation des résultats obtenus afin d'identifier la solution la plus performante du point de vue parasismique.



Chapitre I :

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I- Partie 01 : Les séismes

I-1) Introduction :

Les séismes, également appelés tremblements de terre, représentent un phénomène géologique au cours duquel des contraintes plus ou moins fortes créent une rupture appelée failles. Ce phénomène représente un risque majeur pouvant causer des pertes humaines et des dégâts matériels, alors pour se protéger contre ce phénomène destructeur, on a recours à plusieurs techniques de conception parasismique. Les structures constitués d'ossature en béton armé sont les plus employés dans notre pays, néanmoins la réglementation parasismique algérienne nous exige de passer à d'autre système de construction en béton armé par rapport à des conditions sur la limitation en hauteur et en terme de zonage (zone d'implantation du projet).

Dans le but de donner un bon comportement aux structures élancées, il y a lieu de recourir à un apport de rigidité par l'introduction d'élément porteur verticaux ayant une longueur supérieure à quatre fois leur épaisseur, appelé communément voile de contreventement. Cet ensemble d'ossature en béton armé et de voile constitue ce qu'on appelle « Système à contreventement mixte ».

Lors de la conception des ouvrages, l'architecte a tendance à concevoir des plans d'architecture selon l'envie du maitre de l'ouvrage, alors l'ingénieur en génie civil se retrouve confronté à de multiples problèmes de comportement structurels auquel cas il a recours aux voiles pour faire face à ce problème. Sauf que l'emplacement de ces dernières relève de la conception architecturale, par des formes géométriques les plus variées et les plus divers, auquel l'ingénieur se retrouve confronté ce qui ne lui permet pas de les positionner dans les emplacements les plus préconisé.

I-2 Sismicité et évolution du règlement parasismique en Algérie :

I-2-1) Origine des tremblements de terre :

Les tremblements de terre trouvent leur origine dans le comportement mécanique de la lithosphère soumise aux mouvements relatifs des plaques tectoniques. Sous l'effet de ce déplacement, cette rupture se produit lorsque la limite d'élasticité est atteinte à certains endroits, libérant ainsi l'énergie accumulée ce qui provoque les ondes sismiques ressenties en surface.

I-2-2) Effet du séisme sur les bâtiments :

Les scientifiques nous expliquent comment un bâtiment subit des déformations, des dégradations, puis des ruptures en réponse aux secousses sismiques. Les architectes et ingénieurs suivent des formations afin d'intégrer ces considérations dans leurs projets situés en zones sismiques. Il est essentiel de comprendre que les phénomènes internes au bâtiment pouvant conduire à sa défaillance sont multiples. De plus, il est important de souligner que tous les dommages survenant lors d'un séisme ne sont pas nécessairement révélateurs d'un danger ; certains peuvent même être considérés comme acceptables.

Actuellement, l'objectif est de prévoir les modes de déformation des constructions en réponse aux secousses sismiques et de maîtriser l'ampleur de ces déformations ainsi que les contraintes qui en résultent sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun de ses éléments qui la composent.

Par ailleurs, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses, telles que définies par les ingénieurs doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Il convient également de noter que la conception architecturale conditionne la manière dont les bâtiments se déforment.

I-3) Règlement Parasismique Algérien (RPA) :

C'est un document technique réglementaire qui fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques, qui visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

a) Sismicité en Algérie :

De nombreuses recherches ont été consacrées à l'étude de la tectonique des différentes plaques lithosphériques, chacune ayant ses propres mouvements et délimitations. Ces travaux ont notamment permis de mieux comprendre le déplacement de la plaque africaine par rapport à la plaque européenne. Située sur une frontière tectonique active, l'Algérie est donc régulièrement exposée à une activité sismique importante. Elle a d'ailleurs connu, par le passé, plusieurs séismes destructeurs. (**Tableau I**) RPA 2024[1].

Des failles sont présentes dans le bassin de la méditerranée et il faut prendre les dispositions qui s'imposent pour en éviter une probable catastrophe. Des failles marines peuvent exister mais actuellement il y a très peu d'information sur ce milieu. Des études précises doivent être faites pour mettre en évidence l'existence en mer de failles actives et préciser le type et mode de rupture.



Figure 1: Carte géographique des principales plaques tectoniques dans le monde

Le mouvement des plaques tectoniques est l'un des phénomènes naturels les plus dévastateurs. Les séismes qui en résultent génèrent des sollicitations dynamiques d'une intensité et d'une ampleur bien supérieures à celles provoquées par d'autres phénomènes tels que les éruptions volcaniques, les glissements de terrains, les inondations et autres.

b) Bref historique d'évolution du règlement parasismique algérien (RPA) :

L'Algérie de par sa localisation a connu plusieurs séismes destructeurs. Cette sismicité touche surtout la région tellienne comprise entre l'Atlas saharien et le littoral méditerranéen, elle est liée à la convergence entre **les plaques africaines et les plaques eurasiatique** dont la zone de contact traversent le nord du pays. Les séismes se produisent principalement le long des failles actives de cette zone, où se concentre la déformation tectonique.

De nouvelles règles ont été établies. L'évolution de la réglementation Algérienne a suivi la chronologie suivante :

- 1981 RPA81
- 1983 RPA81 (Version 83)
- 1988 RPA88
- 1999 RPA99
- 2003 RPA99 (Version 2003, suite au séisme de Boumerdes)
- 2024 RPA 2024 (Intégration des données récentes et conception basée sur la performance).

Les règles du RPA 99/2003 avaient introduit un nouveau zonage sismique pour l'Algérie suite au séisme de Boumerdes le 21 mai 2003. Le RPA 2024[1] a actualisé ces dispositions en intégrant les données sismologiques récentes et en adoptant une conception basée sur la performance, afin de garantir la sécurité des occupants et la limitation des dommages en cas de séisme.

c) Principaux séismes connus l'Algérie :

Tableau I : Historique sur les séismes dévastateurs que l'Algérie a connu [1]

Année	Mois	Jour	Mag	Site	Commentaires
1365	1	3		Alger	Alger totalement détruite 100 répliques pendant la nuit. Une partie d'Alger inondée par un Tsunami
1716	2	3		Alger	De nombreux dégâts, 20 000 victimes
1790	10	9		Oran	3 000 victimes
1825	3	2		Blida	7 000 morts à Blida et dans la région
1922	8	25	5.1	Bordj Abou El Hassen (Chlef)	Destructeur, la localité complètement 2 morts. Déplacement vertical d'1m observé.
1934	9	7	5	El Abadia (Ain Defla)	Séisme destructeur, ressenti même à Alger.
1954	9	9	6.7	El-Asnam (Chlef)	1 243 morts, plus de 5 000 blessés et plus de 33 000 maisons détruites.
1959	11	7	5.5	Bou Medfa	Plus de 80% du bâti détruit ou fortement endommagé.
1960	2	12	5.6	Bejaïa	264 morts, 112 blessés, 1 000 Maisons détruites.
1980	10	10	7.2	El Asnam	Plus de 3 000 morts, plus 8 500 blessés, 343 disparus et 70% des habitations détruites.
1989	10	29	5.9	Nador (Tipaza)	35 morts, plus de 700 blessés, 50 000 sans abris et plus de 8 000 maisons complètement ou partiellement détruites
1994	8	18	5.9	Beni Chougrane (Mascara)	171 morts, plus de 300 blessés et 10 000 sans abris et de très importants dégâts aux habitations.
2003	5	21	6.8	Zemmouri (Boumerdes)	2 778 morts, environ 10 261 blessés, 180 000 sans-abris, plus de 43 500 constructions complètent ou partiellement détruites

d) Classification des zones sismiques :

Le Règlement Parasismique Algérien 2024 (art.3.1)[1] classe l'Algérie en sept (07) zones sismiques représenté par une cartographie. (Voir Figure 2 ci-dessous) :

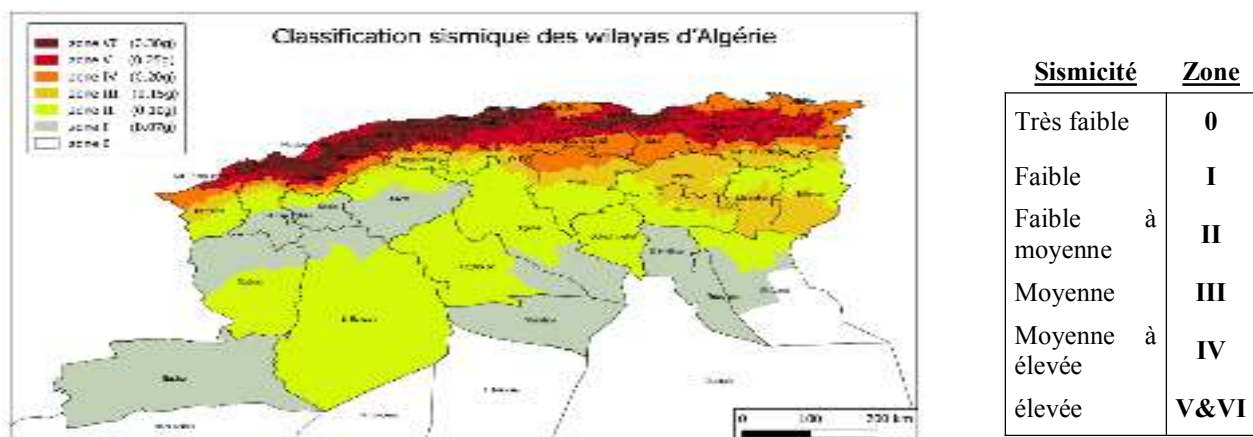


Figure 2: Zonage sismique de l'Algérie : zoom sur zones 0 à VI [1]

Le séisme dévastateur qui a frappé les wilayas de Boumerdes et Alger (Algérie) le 21 mai 2003, avec une magnitude de **6,8** sur l'échelle de Richter, a eu des conséquences dramatiques. Plus de 2 300 personnes ont perdu la vie et 10 000 ont été blessées, ainsi que des dégâts considérables sur l'environnement et les infrastructures, avec plus de 100 000 habitations et bâtiments soit complètement effondrés ou soit gravement endommagés.

Ces derniers sont liés aux différents problèmes autour de la construction. Le processus d'évaluation des dommages a été élaboré par un groupe scientifique et technique composé principalement d'Ingénieurs de l'Organisme de Contrôle Technique de la Construction (C.T.C.).



Figure 3: Séisme de Boumerdes Délimitation et définition de la zone sinistrée

I-3) Comportement sismique des bâtiments :

Le comportement des bâtiments lors d'un séisme est complexe et dépend de nombreux facteurs, notamment la conception de la structure, les matériaux utilisés, la nature du sol, et la magnitude du séisme.

Une bonne compréhension de ces facteurs et la mise en œuvre de techniques appropriées peuvent considérablement améliorer la résistance des bâtiments face aux séismes. Des bâtiments bien conçus et renforcés peuvent non seulement éviter les dommages matériels importants, mais aussi sauver des vies en cas de catastrophe sismique.

I-4) Principes généraux du comportement des bâtiments lors d'un séisme :

Lors d'un séisme, des vibrations sont générées dans la Terre par les mouvements des plaques tectoniques. Ces vibrations se propagent à travers le sol et atteignent les bâtiments. Ces derniers réagissent alors aux forces dynamiques exercées par ces secousses, en oscillant sur leurs fondations. La réponse d'un bâtiment peut être affectée par plusieurs facteurs :

- ✓ **Les caractéristiques du bâtiment** : forme, taille, hauteur, matériaux, système de renforcement.
- ✓ **La nature du sol** : Sol solide vs. sol meuble, qui peut amplifier les vibrations sismiques.
- ✓ **La distance à l'épicentre** : Plus un bâtiment est proche de l'épicentre du séisme, plus les secousses seront fortes.
- ✓ **La magnitude du séisme** : un séisme plus puissant génère des forces plus importantes.

I-5) Types de comportements possibles des bâtiments en cas de séisme :

Les bâtiments peuvent adopter différents comportements en fonction de la manière dont ils réagissent aux forces sismiques. Voici les quatre principaux types de réponses :

a) Comportement élastique :

Lors d'un séisme modéré, un bâtiment peut subir des déformations élastiques : il se plie ou se tord légèrement, mais revient à sa forme initiale une fois que les forces sismiques cessent. Ce type de comportement est typique des structures correctement conçues et adaptées aux forces qu'elles rencontrent. Les matériaux ayant une bonne élasticité, comme l'acier, contribuent à ce type de réponse.

b) Comportement plastique :

Si les forces sismiques dépassent les limites d'élasticité des matériaux, des **déformations plastiques** peuvent se produire. Cela signifie que le bâtiment subit des déformations permanentes, mais sans nécessairement se rompre. Cette réponse peut permettre d'absorber une partie de l'énergie du séisme, mais peut entraîner des dommages structurels importants. Les **matériaux ductiles**, comme l'acier, sont souvent utilisés dans ces cas, car ils peuvent se déformer sans se casser, absorbant ainsi une grande partie de l'énergie.

c) Effondrement localisé :

Dans les cas extrêmes, un bâtiment peut subir un effondrement localisé, où une partie de la structure (comme un mur ou une colonne) se détériore complètement. Cet effondrement peut être causé par des forces excessives qui dépassent la capacité de résistance des éléments de la structure. L'**effondrement progressif** peut également se produire si la défaillance d'une partie du bâtiment entraîne la défaillance d'autres parties de la structure.

d) Effondrement global :

Un effondrement global est le cas le plus extrême, où tout le bâtiment s'effondre sous l'effet des secousses. Cela se produit lorsque la structure dans son ensemble n'est pas conçue

pour résister aux forces du séisme, ou si le bâtiment a subi des faiblesses dues à des matériaux de mauvaise qualité, des erreurs de conception ou une absence de renforts adéquats.

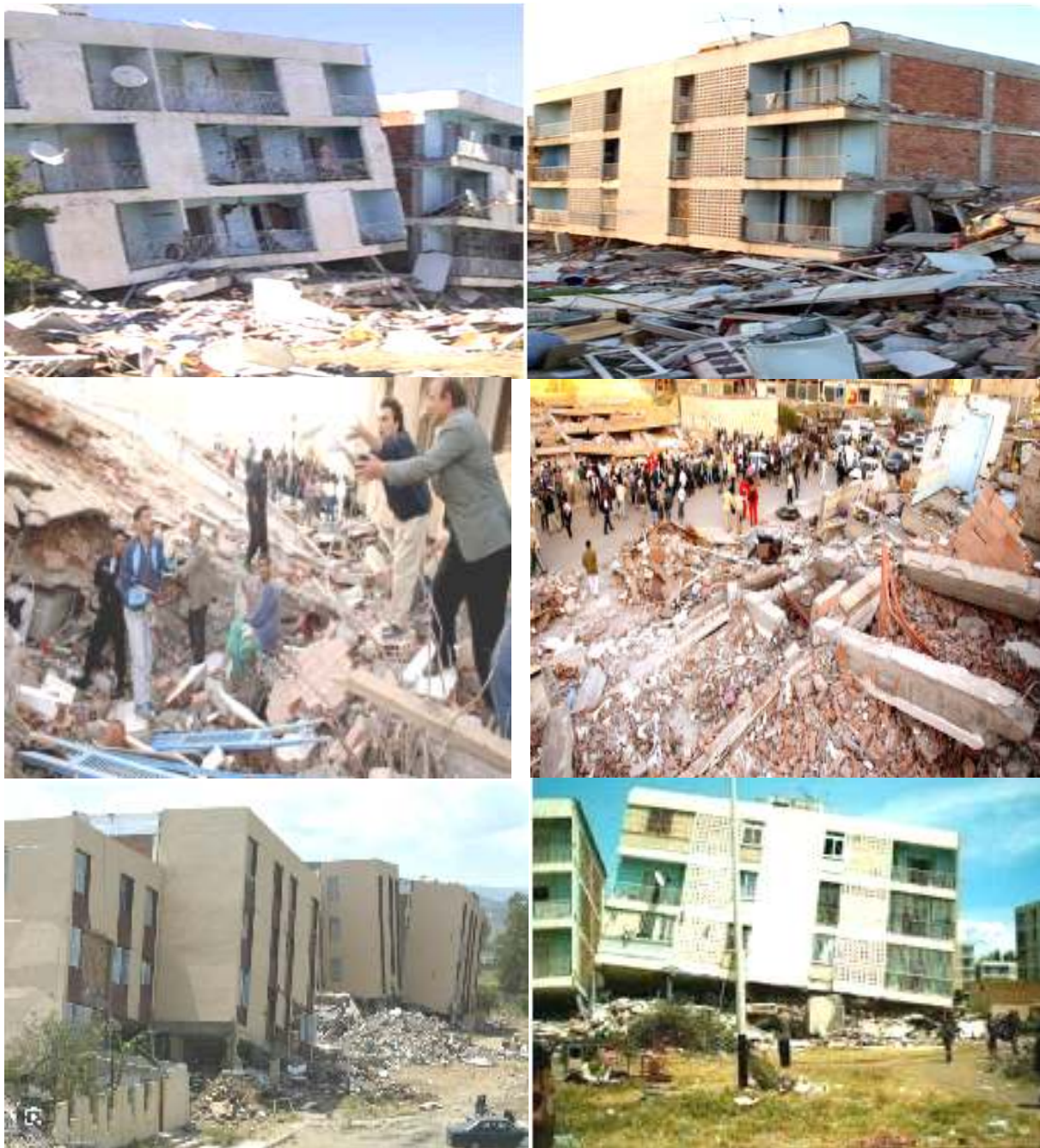


Figure 4: Séisme de Boumerdes (21 Mai 2003)



Figure 5: Ampleur des dommages subis par les bâtiments (Zemmouri, 21 Mai 2003)

Une observation attentive de la figure 5 ci-dessus révèle que les bâtiments ne réagissent pas de manière uniforme aux tremblements de terre. Les variations de comportement sont principalement dues aux différences dans la conception des structures, telles que l'emplacement du bâtiment, les matériaux utilisés, ainsi que la taille et la forme de l'édifice. Par conséquent, la conception d'un bâtiment nécessite une étude approfondie des réponses potentielles de la structure face à un séisme, afin de pouvoir ajuster son architecture.

II- Partie 02 : Les contreventements

II-1) Définition des contreventements:

Les contreventements sont des éléments structuraux conçus pour résister aux forces horizontales provoquées par des actions dynamiques telles que les séismes ou le vent. Ils permettent également de stabiliser des parties localisées de la structure telle que les poutres et les poteaux en cas d'instabilités.

- Une structure en béton armé peut être contreventée de plusieurs manières :
- Par des portiques auto-stables (sans la présence de voiles),
- Par des voiles uniquement (comme dans le cas des structures voiles-dalles),
- Par un système de contreventement mixte combinant portiques et voiles.

II- 2) Rôle des contreventements :

Le rôle des contreventements est de garantir la stabilité et la résistance d'une structure face aux forces horizontales, telles que celles générées par le vent, les séismes ou d'autres charges dynamiques. Il permet de prévenir les déformations et les instabilités, assurant une répartition adéquate des efforts au sein de la structure. En stabilisant les éléments porteurs, comme les poutres et les poteaux, le contreventement contribue à maintenir l'intégrité et la sécurité de l'ouvrage. Il joue un rôle essentiel dans la sécurité et la longévité des constructions.

II-3) Classification des systèmes de contreventement (RPA 204 (Art. 3.5)) [1]:

La classification des systèmes de contreventement a pour objectif d'attribuer une méthode de calcul, une valeur spécifique du coefficient de comportement R à chaque catégorie, cette classification est établie en fonction de la capacité de dissipation d'énergie du système face à l'action sismique.

Tableau II : Description du système de comportement

Description du système de comportement	Valeur de R
Système à ossature	5.5
Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5
Système à ossature et système mixte équivalent à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5
Système de contreventement constitué par des voiles	4.5
Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3

II- 4) Les voiles de contreventement :

Beaucoup d'immeuble dans le monde sont construits maintenant en utilisant les voiles comme éléments principaux de résistance. L'utilisation des voiles en béton armé comme des éléments porteurs pour les constructions parasismiques deviennent de plus en plus fréquents, la raison est que les murs de contreventements, autres leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales et sa particularité de prendre les efforts horizontaux, ont une grande capacité de dissipation d'énergie lors d'un évènement sismique.

Il existe plusieurs types de voile de contreventement en béton armé :

a) **Les voiles pleins sans ouvertures :**

Très rigides, donc très prisés par les ingénieurs évoluant dans des zones sismiques, mais très contraignant pour les architectes dans l'arrangement des espaces et des façades.

b) **Les voiles à files d'ouvertures :**

Moins rigides que les précédents mais suffisamment bons dans les zones sismiques. Ils sont appréciés par les architectes car offrant plus de souplesse dans l'aménagement de l'espace architectural (emplacement des ouvertures et passages).

II- 5) Rôle des contreventements avec voiles :

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le Règlement Parasismique Algérien 2024 [1]. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très

efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales reprenant la plus grande partie de l'effort sismique.

Les raisons d'utiliser les murs-voiles comme éléments résistants à l'effort sismique sont multiples on peut citer :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers
- Augmenter la stabilité de l'ouvrage
- Assurer une protection contre l'incendie
- Assurer une isolation acoustique

II-6) Comportement sismique des voiles :

Les voiles en béton armé apportent plusieurs avantages en cas de sollicitations sismiques :

- **Grande rigidité latérale** : permettant de réduire significativement les déplacements horizontaux,
- **Meilleure dissipation d'énergie** : surtout lorsque les charnières plastiques sont bien réparties,

Réduction des efforts dans les portiques : permettant un dimensionnement plus économique des autres éléments.

Cependant, leur efficacité dépend fortement de leur répartition en plan. Une disposition asymétrique peut entraîner une torsion indésirable et une répartition inégale des efforts, augmentant ainsi le risque de ruine partielle ou de déformation excessive.

II- 7) Noyau de stabilité des immeubles-tours:

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposés suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.).

Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales.

II- 8) 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.

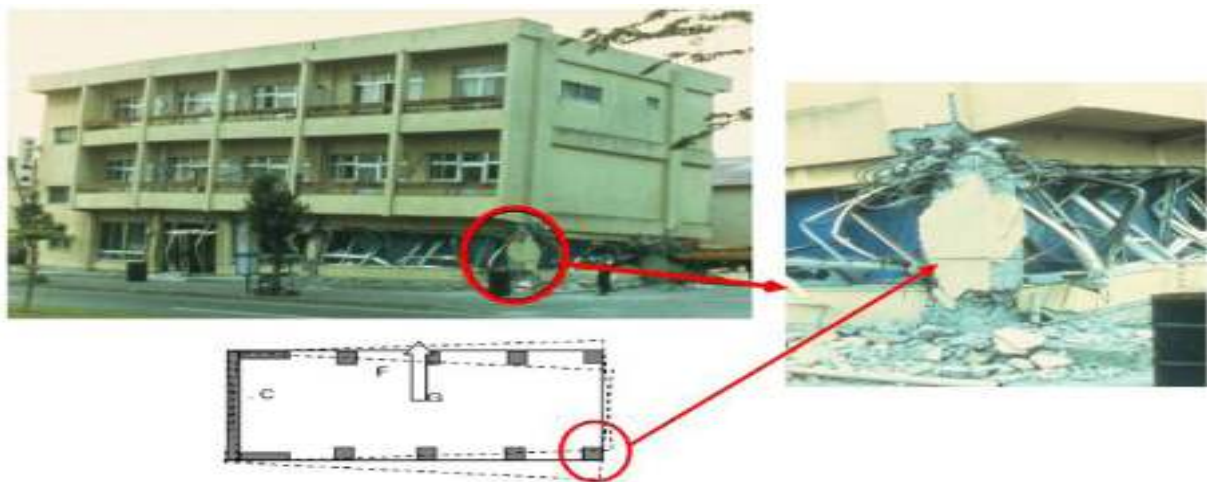


Figure 6: Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles [4]

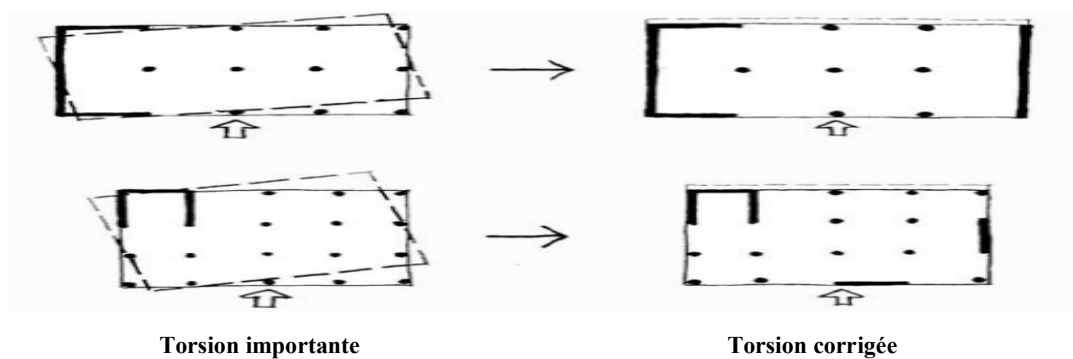


Figure 7: Limitation de la torsion d'ensemble

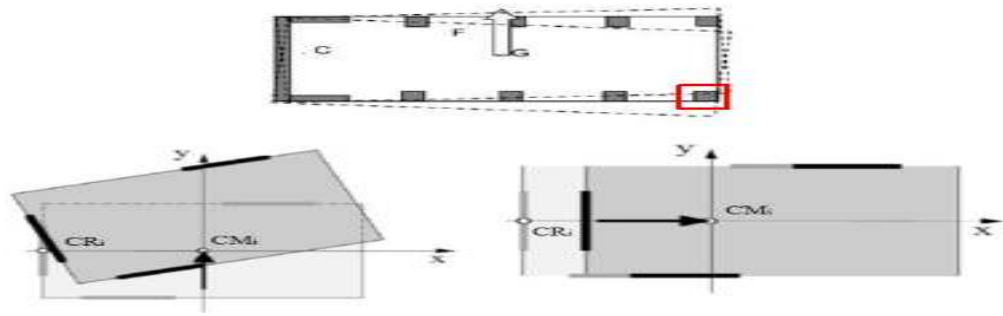


Figure 8: Structure asymétrique

Avec :

CM_i: Centre de masse.

CR_i: Centre de cisaillement

a) Centre de masse CM_i:

Le centre de masse d'une structure en béton armé est le point géométrique où on peut considérer que l'ensemble des masses (les charges permanentes et les charges d'exploitation) est concentré.

Dans l'analyse sismique, la position du centre de masse est fondamentale car les accélérations sismiques agissent sur les masses.

La formule générale est:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i x_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \\ Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n m_i y_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \end{array} \right.$$

m_i : masse sismique de l'élément « i ».

x_i, y_i: coordonnées de l'élément « i ».

b) Centre de torsion CR_i:

Le centre de torsion d'une structure en béton armé est le point autour duquel la structure tourne lorsqu'elle est soumise à une charge horizontale. Il dépend de la distribution des rigidités latérales des éléments verticaux. Un écart entre le centre de torsion et le centre de masse génère des effets de torsion à considérer dans la conception sismique.

➤ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

➤ Si le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

La formule générale est:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_T = \frac{\sum_{i=1}^n K_{y_i} x_i}{\sum_{i=1}^n K_{y_i}} \\ Y_T = \frac{\sum_{i=1}^n K_{x_i} y_i}{\sum_{i=1}^n K_{x_i}} \end{array} \right.$$

K_{x_i} : rigidité de la structure selon le sens x-x.

K_{y_i} : rigidité de la structure selon le sens y-y

X_T, Y_T : coordonnées de la position du centre de torsion CT_i de l'étage.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle (torsion accidentelle), en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05$ doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. (RPA 2024 Art. 4.3.6) [1]

Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la (RPA 2024 Art : 4.2.7) [1] est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du structure :

$$e_a = \pm 0.05 \max(L_x ; L_y)$$

II-9) Classification des structures avec voiles de contreventement [7] :

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

- Structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques :

La prise en charge des charges verticales est assurée par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles ont pour rôle principal de résister aux forces horizontales

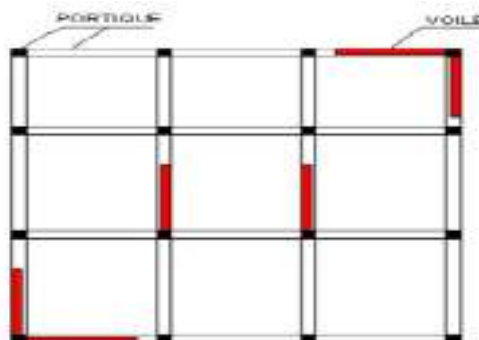


Figure 9: Structure « mixte » avec des murs porteurs couplés à des portiques

- **Structures à noyau central :**

Un noyau central, composé de deux murs reliés par des poutres à chaque étage, assure principalement la résistance aux forces horizontales. Une contribution supplémentaire à cette résistance peut être apportée par les portiques extérieurs.

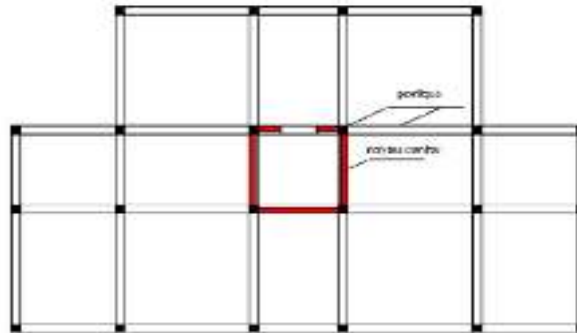


Figure 10: Structures à noyau central

- **Structures uniquement à murs porteurs :**

Les voiles jouent à la fois un rôle de support pour les charges verticales et une fonction de résistance aux forces horizontales.

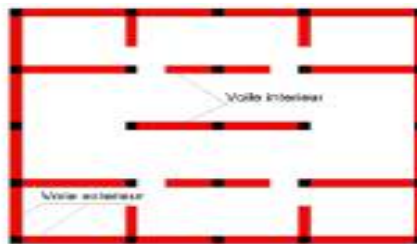


Figure 11: Structure uniquement à murs porteurs

II-10) Revue sur les types de contreventements :

D'après l'ouvrage de Victor DAVIDOVICI [3] (conception et réalisation des hôpitaux en zone sismique (chapitre 5 – contreventement) on peut formuler les dispositions et observations suivantes :

Le choix des structures au moment de la conception sont multiples, toutefois trois solutions sont les plus utilisées :

- Disposition des voiles sur le contour extérieur composé de :
 - Voile en béton armé ajourées en façade avec un pourcentage vide/plein de 4% à 60%
 - Voile en béton armé constituant les cages (noyaux) d'escaliers et d'ascenseur.
 - Entre les façades et les noyaux, un système de poteaux supportant des poutres disposées dans une ou deux directions.

- b) Disposition des voiles dans les deux directions et de manière assez uniforme sur toute la surface d'un bloc. Cette disposition est peu compatible avec l'évolution d'un hôpital.
- c) Utilisation d'un plan mixte en plan et en élévation des portiques et des murs en béton armé.

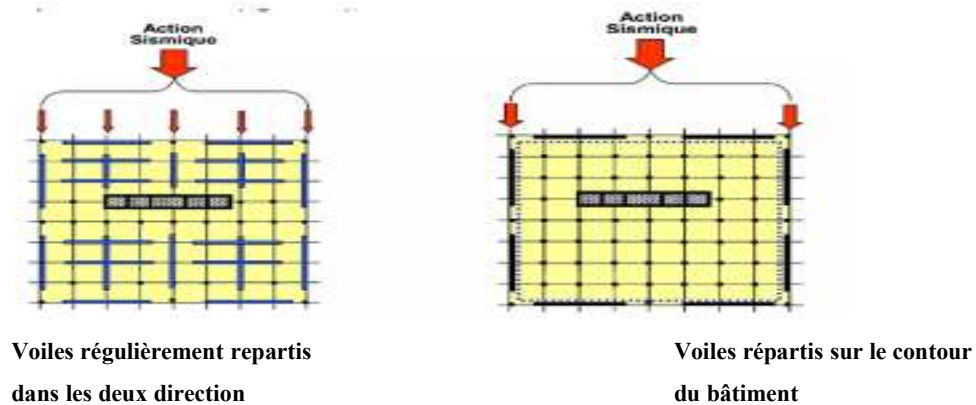


Figure 12: Disposition des voiles

M. HAMIZI et al. 2011[2] : Ont étudiés un article qui présente quatre configurations différentes d'emplacement des voiles dans les zones sismiques. L'étude est portée sur un bâtiment de type (R+5) à usage d'habitation et commercial constitué de portiques auto-stable en béton armé avec des remplissages en maçonnerie. En utilisant la méthode push over et le logiciel ETABS V9.6, quatre dispositions ont été évalué en fonction des accélérations attendues. La meilleure disposition sera basée sur le terme de déplacement spectral pour la même accélération et la plus recommandée, est celle qui donne des dommages faibles et des déplacements réduits.

BELKHEIR M. A.[4] : L'étude a porté sur l'analyse de l'influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures, en utilisant une méthode d'analyse statique non linéaire (Pushover), elle a été menée en s'appuyant sur divers règlements techniques, notamment le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/2003), le BAEL 91/99, il a aussi proposé la méthode de capacité spectrale, recommandée par le code américain l'ATC 40. L'étude concerne une structure régulière (R+7) à usage d'habitation ayant une superficie de (20mx20m).

Au terme de l'analyse comparative sur les neuf (9) variantes choisies, le rapprochement des voiles du centre de gravité de la structure permettait à ces voiles de reprendre une proportion importante des charges horizontales.

ROKANUZZAMAN et al. [6] : Ils ont utilisé une méthode visant à analyser l'impact de la configuration des murs de contreventement sur la performance des structures soumises à des charges latérales. Ils ont étudié trois cas de disposition des voiles pour un bâtiment résidentiel de 16 étages (R+15) avec une base de (15 m x 15 m) à savoir :

La structure sans voile, la structure avec des voiles à la périphérie éloignés des poteaux et la structure avec voile au niveau des angles extérieurs. Les analyses ont été réalisées à l'aide du logiciel ETABS 9.6.0 en utilisant la méthode statique équivalente.

Les résultats ont montrés que la disposition des voiles au périphérique éloigné des poteaux est la plus efficace en termes de stabilité et de performance sismique.

BENYAHY Karim [17] : a centré son étude sur l'optimisation de la disposition des voiles de contreventement dans une tour en béton armé de 12 étages (R+12) soumise à des actions sismiques. L'objectif de son travail est de trouver la configuration des voiles la plus performante, capable d'assurer à la fois une stabilité structurelle optimale, une réduction des déplacements latéraux et une conformité aux exigences du règlement parasismique.

Il a analysé plusieurs variantes de positionnement des voiles (centrales, périphériques, symétriques et asymétriques) en conservant une quantité de béton constante pour chaque configuration. L'étude a été conduite à l'aide d'une modélisation numérique avec le logiciel **ETABS**, en conformité avec les recommandations du RPA en vigueur.

L'étude a porté sur la modélisation d'un bâtiment (R+12) avec différentes configurations de voiles. Il ressort que les voiles disposés symétriquement en façade contribuent à une réduction significative des déplacements latéraux ainsi que des effets de torsion. En revanche, les configurations asymétriques ou concentrées au centre induisent des déséquilibres dans la distribution des efforts, augmentant ainsi les risques de torsion excessive et d'instabilité globale de la structure.

Il a été démontré que, dans le cas des structures de grande hauteur, la disposition optimale des voiles doit privilégier la symétrie, une régularité en plan ainsi qu'une répartition homogène des rigidités, conditions essentielles pour assurer un comportement sismique fiable et conforme aux exigences des normes de sécurité parasismique.

MESSAS Amar [18] : Ce travail de recherche s'intéresse à l'influence de la disposition des voiles en béton armé sur le comportement global d'une structure qui est soumise à des charges sismiques. L'objectif principal est de trouver la disposition optimale des voiles afin de garantir à la fois la stabilité, la rigidité et la sécurité en utilisant une combinaison d'analyse

linéaire et non linéaire (push over). L'étude porte sur une structure type (R+5), avec diverses configurations de voiles (centrés, en façade, asymétriques, en croix, etc.). Les simulations ont été réalisées à l'aide du logiciel ETABS, en suivant les exigences réglementaires du RPA.

Deux approches complémentaires ont été adoptées : une analyse modale linéaire pour déterminer les périodes propres, les déplacements et les efforts internes, ainsi qu'une analyse Pushover non linéaire pour évaluer la ductilité globale, la capacité de dissipation d'énergie et la formation des charnières plastiques. Différents scénarios de positionnement des voiles ont été comparés afin de déterminer la configuration offrant les meilleures performances face aux sollicitations sismiques.

Kwan, A. K. H. (2014) [19] : Kwan explore l'association entre les voiles de contreventement et les portiques résistants dans les bâtiments de grande hauteur. Il montre que l'intégration des voiles améliore la réponse dynamique globale du système structural. Il insiste sur l'interaction voile-portique, qui permet un meilleur partage des efforts, une dissipation répartie, et une réduction significative des dérives. Les modèles numériques étudiés révèlent que les configurations mixtes offrent une meilleure performance sismique que les systèmes composés uniquement de portiques.

Bozorgnia, Y.et al.[20]: Dans cet ouvrage de référence en génie parasismique, les auteurs proposent une approche intégrée allant de la sismologie de l'ingénieur à la conception structurelle basée sur la performance (*Performance-Based Design*). Une partie essentielle de l'ouvrage est dédiée à la répartition des éléments structuraux résistants, tels que les voiles en béton armé, dans les bâtiments exposés aux actions sismiques.

Les auteurs soulignent qu'une répartition symétrique des voiles de contreventement en plan est essentielle pour limiter les effets de torsion générés par des sollicitations sismiques asymétriques. Ils insistent également sur l'importance d'une continuité verticale des voiles sur l'ensemble de la hauteur du bâtiment, condition indispensable pour éviter la concentration des efforts et réduire le risque de ruptures localisées. À l'inverse, les structures présentant des irrégularités ou des discontinuités dans les éléments porteurs (comme des voiles interrompus à certains étages) sont particulièrement vulnérables, notamment en zone de forte sismicité, où elles peuvent subir des effondrements partiels ou totaux. Par ailleurs, les auteurs recommandent de modéliser l'interaction entre les voiles et les portiques, afin d'assurer une répartition homogène des efforts latéraux et une dissipation d'énergie optimisée. Enfin, ils insistent sur la nécessité de concevoir les mécanismes de ruine de manière anticipée, en

permettant la formation contrôlée de charnières plastiques, notamment à la base des voiles, afin de garantir un comportement post-élastique stable et prévisible.

Les auteurs concluent qu'une disposition optimale des voiles, caractérisée par une implantation symétrique, régulière et continue, est fondamentale pour garantir une réponse sismique stable et maîtrisée, en adéquation avec les exigences de performance structurelle prescrites par les normes actuelles telles que les Eurocodes et les règlements américains FEMA et NEHRP.

Madi Rafik et al.[21] : L'objectif principal est d'analyser comment la position des voiles de contreventement influence la performance sismique des bâtiments. Ils ont analysé différentes configurations de voiles pour une structure (R+5) en utilisant la modélisation numérique SAP 2000 pour déterminer celle qui offre la meilleure performance en termes de résistance aux séismes. Les simulations ont permis d'évaluer l'impact de la position des voiles sur la réponse sismique des bâtiments, notamment en termes de déplacements et de contraintes internes. L'étude a révélé que la position des voiles influence significativement la performance sismique des structures. Une disposition symétrique et bien centrée des voiles permet de réduire les déplacements latéraux et les torsions, améliorant ainsi la stabilité globale du bâtiment. Les résultats soulignent l'importance d'une conception soignée de la position des voiles pour assurer une meilleure résistance aux séismes.

Problématique et objectif :

La position des voiles doit faire l'objet d'une attention particulière, de nos jours l'ingénieur en génie civil se retrouve confronté lors de la conception des ouvrages à l'aléa sismique que ce soit en terme de cout de réalisation ou bien en terme de vie humaines, cela constituera l'objectif principal de notre étude qui porte sur la recherche du meilleur emplacement des voiles de contreventement.

Le but assigné à ce travail est de rechercher l'influence du meilleur emplacement des voiles, pour cela nous allons procéder à une comparaison entre plusieurs variantes avec un calcul statique et dynamique. La variante la plus optimale sera choisie pour la structure présentant un meilleur comportement modal et les efforts les plus réduits ainsi que les déplacements les moins importants.



Chapitre II :

Présentation de l'ouvrage et
pré dimensionnement

II-1) Présentation de l'ouvrage :

La structure qui fera objet de cette étude est de dimension géométrique standardisé (forme régulière en plan et en élévation), permettant ainsi de faire la recherche de la position optimale pour les voiles de contreventement. On suppose que pour cette structure :

- Plancher de l'étage terrasse est inaccessible,
- Plancher des différents étages et le RDC à usage d'habitation,
- Le nombre de niveau Rez de chaussée plus cinq étages (**R+5**),
- L'implantation de la structure est dans la wilaya de Tizi Ouzou,
- La structure sera fondée sur un sol meuble (**S3**),

II-2) Réglementation utilisés :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 2024 DTR.B.C.2.48)[1]
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisées 99) [14].
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2.2) : Charges permanentes et charges d'exploitation [19].
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93) [12].

II- 3) Données géométrique de la structure :

- Hauteur du RDC est de **3.76 m** ;
- Hauteur des étages courant est de **3.06 m** ;
- Longueur des trames dans les deux sens (x et y) sont identique de **4 .00 m** ;
- La hauteur totale du bâtiment est de : **19,38 m** ;
- Le nombre de trame dans chaque direction (x et y) est de 7.

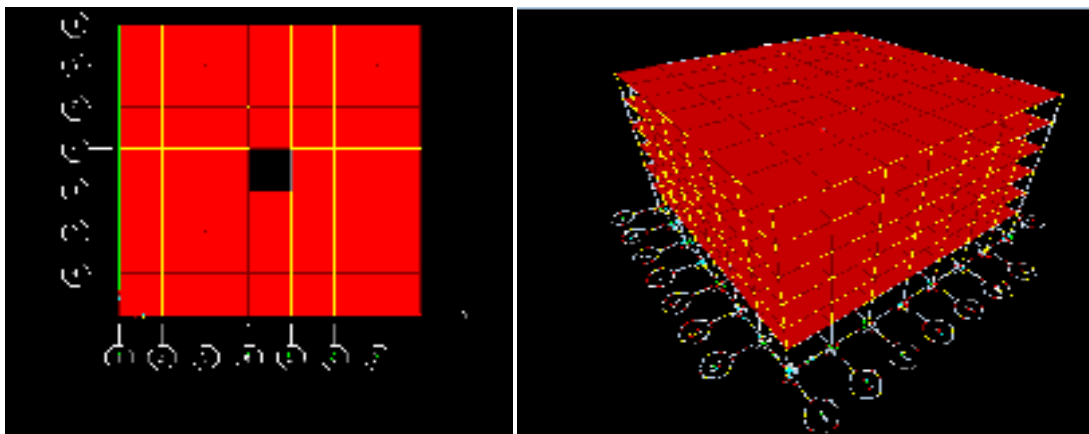


Figure 13 : Vue en plan et en élévation

II-4) Données de calcul pour la structure :

- La structure est implantée sur un sol meuble de classe (S3), dans une zone sismique élevée (Zone V) selon le règlement parasismique algérien RPA 2024 (Art. 3.3.) [1]
- Le bâtiment est classé dans le groupe 2 « bâtiment d'importance moyenne » dont la hauteur ne dépasse pas 48m. RPA 2024 (Art .3.4) [1]

II-5) Dimensionnement des éléments structuraux (portique) :

a) Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles).

Selon les règles « **B.A.E.L.91_modifiées.99 (Art.4.14)** », les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité), selon les lois suivantes :

- ✓ La hauteur **h** de la poutre doit être : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$
- ✓ La largeur **b** de la poutre doit être : $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec :

L_{max}: La longueur entre nus d'appuis.

h: hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

Tableau III : Vérifications ([1] Art 7-5-1)

	L_{max} (cm)	calcul de b et h	h (cm)	b (cm)	$\frac{h}{b}$	RPA 2024	Vérification
Poutres principales	370	$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$	30	25	1,2	h ≥ 30cm b ≥ 25cm	✓ OK
Poutres secondaire	370	$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$	30	25	1,2	h/b < 4	✓ OK

On adopte les dimensions ci-dessous :

- ✓ Poutres principales : (25×30) cm²
- ✓ Poutres secondaires : (25×30) cm²

b) Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G + Q$

La section du poteau le plus sollicité est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

N_s : Effort normal revenant au poteau le plus sollicité à sa base.

σ_{bc} : Contrainte limite du béton en compression. ($\sigma_{bc}=0.6f_{c28}=0.6 * 25 = 15\text{Mpa}$).

II-5-1) Calcul des poids propre :

- **Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :**

La terrasse est une zone inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

La valeur de la charge permanente peut être estimée comme suite :

Couche de gravier	$G_1 = 0.85 \text{ KN/m}^2$
Étanchéité multicouche	$G_1 = 0.12 \text{ KN/m}^2$
Forme de pente	$G_1 = 2.00 \text{ KN/m}^2$
Isolation thermique en liège	$G_1 = 0.16 \text{ KN/m}^2$
Plancher en corps creux	$G_1 = 2.80 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre	$G_1 = 0.20 \text{ KN/m}^2$
Charge permanente (étage terrasse)	$G_1 = 6.13 \text{ KN/m}^2$

- **Planchers étages courants (corps creux) :**

Les planchers des étages courant sont en corps creux.

La valeur de la charge permanente peut être estimée comme suite :

Enduit en plâtre.....	$G_1 = 0.20 \text{ KN/m}^2$
Plancher en corps creux	$G_1 = 2.80 \text{ KN/m}^2$
Chappe de ciment	$G_1 = 0.60 \text{ KN/m}^2$
Couche de sable	$G_1 = 0.51 \text{ KN/m}^2$
Revêtement en granite	$G_1 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
Cloison de répartition	$G_1 = 1.00 \text{ KN/m}^2$
Charge permanente (étage courant)	$G_1 = 5.51 \text{ KN/m}^2$

Les charges d'exploitation : (DTR B.C. 2.2, art. 7.2.1) [15]

Plancher terrasse inaccessible, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Plancher des étages courant, $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

▪ **La descente de charge :**

On appelle descente de charge, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Surface d'influence :

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité. Dans notre cas on a :

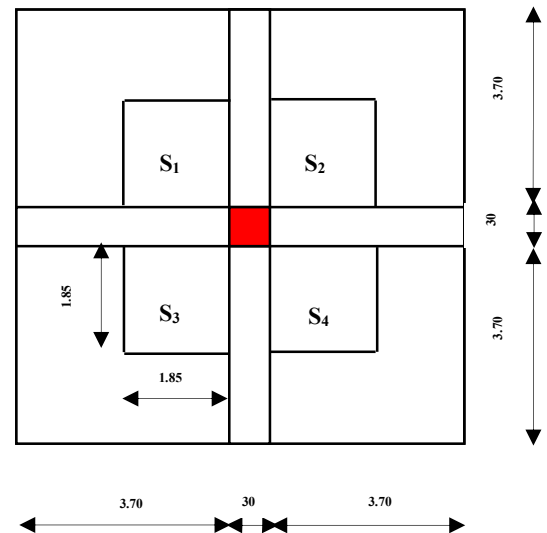
a) **Section nette :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = (1.85 * 1.85) = 3.422 \text{ m}^2$$

$$S_n = (1.85 * 1.85) + (1.85 * 1.85) + (1.85 * 1.85) + (1.85 * 1.85)$$

$$S_n = 13.690 \text{ m}^2$$



b) **Section brute:**

$$S_b = 4.00 * 4.00 = 16.00 \text{ m}^2$$

$$S_b = 16.00 \text{ m}^2$$

Poids propre revenant à la surface d'influence :

- Poids propre du plancher (corps creux) terrasse inaccessible :

$$P_{p.t.} = S_n * G_1 = 13.69 * 6.13 = 83.920 \text{ KN}$$

- Poids propre du plancher (corps creux) étage courant :

$$P_{e.c.} = S_n * G_1 = 13.69 * 5.51 = 75.432 \text{ KN}$$

- Poids propre des poutres :

Poutres principales :

$$P_{pout.p} = (b. h. L) \rho = (0.25 * 0.30 * 3.70) 25 = 6.937 \text{ KN}$$

Poutres secondaires :

$$P_{pout.s} = (b. h. L) \rho = (0.25 * 0.30 * 3.70) 25 = 6.937 \text{ KN}$$

Avec :

ρ : Poids volumique du béton

L : Longueur de la poutre

- **Poids total des poutres :**

$$P_{\text{pout.t}} = P_{\text{pout.p}} + P_{\text{pout.s}} = 6.937 + 6.937 = 13.874 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poteaux :**

$$P_{\text{pot.}} = S \cdot \rho \cdot h_e$$

Avec :

S : Section des poteaux (min RPA 2024)[1]

ρ : Poids volumique du béton

h_e : Hauteur d'étage

Niveau R.D.C. : $h_e = 3.76\text{m}$

$$P_{\text{pot.}} = (0.30 \cdot 0.30) \cdot 25 \cdot 3.76 = 8.460 \text{ KN}$$

Niveau étage courant : $h_e = 3.06\text{m}$

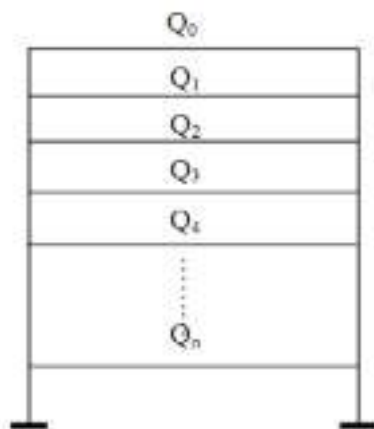
$$P_{\text{pot.}} = (0.30 \cdot 0.30) \cdot 25 \cdot 3.06 = 6.885 \text{ KN}$$

II-5-2) Loi de dégression des surcharges : (DTR B.C. 2.2, Art. 6.3) [15]

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq (5).

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.



$$\Sigma 0 = Q_0$$

$$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma 3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma 4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

.....

$$\Sigma_n = \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Pour } n \geq 5$$

Figure 14 : Dégression des surcharges

Avec :

Q₀ : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Les coefficients réducteurs sont donnés dans le tableau suivant

Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

- **Niveau terrasse inaccessible : $Q_0 = 13.690 \text{ KN}$.**
- **Niveau 05: $Q_0 + Q_1 = 13.690 + 20.535 = 34.225 \text{ KN}$.**
- **Niveau 04: $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 13.690 + 0.95 (20.535 \times 2) = 52.706 \text{ KN}$**
- **Niveau 03: $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.690 + 0.90 (20.535 \times 3) = 69.134 \text{ KN}$.**
- **Niveau 02: $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.690 + 0.85 (20.535 \times 4) = 83.509 \text{ KN}$.**
- **Niveau 01: $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.690 + 0.80 (20.535 \times 5) = 95.83 \text{ KN}$.**
- **Niveau RDC: $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.690 + 0.75 (20.535 \times 6) = 106.097 \text{ KN}$.**

Tableau IV : Récapitulatif de la descente de charges

Niveaux	Charges permanentes					Charges d'exploitation	Effort normal	Section du poteau		
	Plancher [KN]	Poutres [KN]	Poteaux [KN]	G_{total} [KN]	$G_{cumulé}$ [KN]	Q_{pi} [KN]	$N_s = G + Q$ [KN]	$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	b_{min} (cm)	section choisie (cm ²)
Terrasse inaccessible	83.920	13.874	6.885	104.679	104.679	13.690	118.369	78.913	8.883	30 x 30
Niveau 5	75.432	13.874	6.885	96.191	200.870	34.225	235.095	156.730	12.519	30 x 30
Niveau 4	75.432	13.874	6.885	96.191	297.061	52.706	349.767	233.178	15.270	30 x 30
Niveau 3	75.432	13.874	6.885	96.191	393.252	69.134	462.386	308.257	17.557	30 x 30
Niveau 2	75.432	13.874	6.885	96.191	489.443	83.509	572.952	381.968	19.544	30 x 30
Niveau 1	75.432	13.874	6.885	96.191	585.634	95.830	681.464	454.309	21.315	30 x 30
RDC	75.432	13.874	8.460	97.766	683.400	106.097	789.497	526.331	22.942	30 x 30

a) Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivant :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0.7 l_0 \text{ (cas d'encastrement en deux extrémités). (Art. B.8.3.31) [22]}$$

l_0 : longueur libre de poteau

i : rayon de giration. $i = i_x = i_y = \sqrt{\frac{I}{S}}$

I : moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

S : section du poteau

Tableau V : Vérification des poteaux aux flambements

		<u>RDC</u>	<u>Étage courant</u>
Section des poteaux (cm²)		30 x 30	30 x 30
Caractéristiques géométriques	l_0 (cm)	376	306
	S (cm²)	900	900
Longueur de flambement (cm)	$l_f = 0,7 L_0$	263.20	214.20
Moment d'inertie (cm⁴)	$I = \frac{bh^3}{12}$	67 500	67 500
Rayon de giration (cm)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$	8.66	8.66
Élancement du poteau	$\lambda = \frac{l_f}{i}$	30.39	24.73
Vérification au flambement		OK	OK

b) Les plancher :

Les planchers sont constitués de corps creux et une dalle de compression en béton armé coulée sur place et ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en

béton armé, disposées suivant le sens de la plus petite portée. La hauteur de plancher doit satisfaire la condition suivante : (BAEL91 modifié 99 Art. B.6.8, 424).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{C.B.A 93 (Art. 6.8.4.2.4)})$$

Avec:

h_t : hauteur total du plancher

L_{\max} : étant la longueur maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Remarque :

Dans un premier temps on prend d'abord une section minimale de (30×30) cm².

RPA 2024 (Art 7.4.1) [1] :

« Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30$ cm : en zones **IV**, **V** et **VI** »

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} = \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de **20 cm** d'épaisseur avec :

- **16 cm** : épaisseur de corps creux (Hourdis).
- **4 cm** : épaisseur de la dalle de compression.

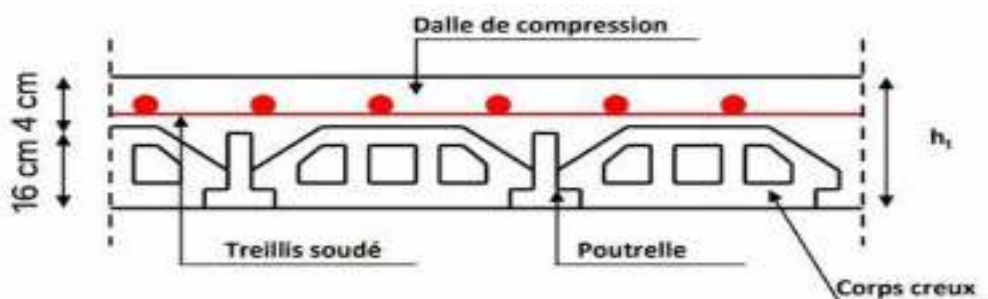


Figure 15 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux

c) **Les voiles :**

Les voiles sont des éléments en béton armé rigides qui ont pour fonction d'assurer la stabilité de la construction face aux charges horizontales et de supporter une partie des charges verticales.

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'Article 7.7.1 du RPA 2024[1]. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Les éléments considérés comme voiles doivent répondre à la condition suivante :

$$\left. \begin{aligned} L_w &\geq \max \left(\frac{h_e}{3}, 4 b_w, 1\text{m} \right) \\ b_w &\geq \max \left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} \right) \end{aligned} \right\} \quad (\text{RPA 2024 (Art. 7.7.1)})$$

Avec :

L_w : la longueur du voile

b_w : L'épaisseur minimale

h_e : la hauteur libre du niveau

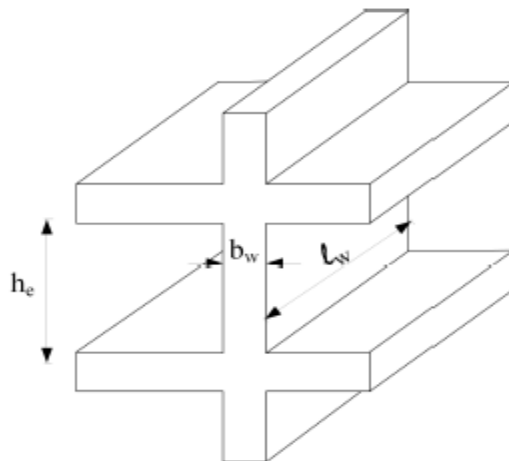


Figure 16 : Coupe du voile en élévation [1]

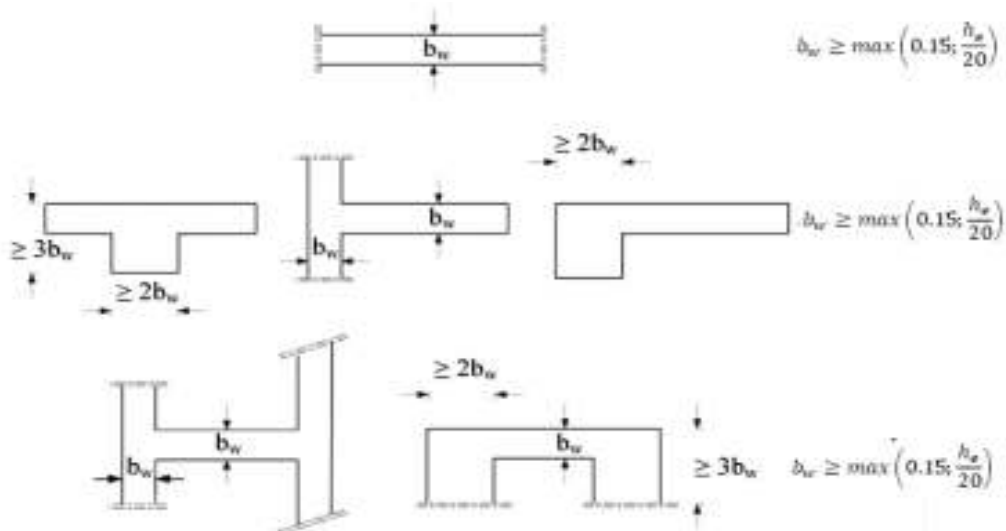


Figure 17 : Épaisseur minimum en fonction des différentes configurations [1]

RDC : $h_e = 3.76$ m

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} = \frac{376}{20} \right) \quad b_w \geq \max (15 \text{ cm}, 18.8 \text{ cm})$$

$$b_w = 20 \text{ cm.}$$

Longueur minimale :

$$L_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}, 4 b_w, 1 \text{ m} \right) = \max \left(\frac{3.76 \text{ m}}{3}, 4 * 0.20 \text{ cm}, 1 \text{ m} \right) = \max (1.25 \text{ m}, 0.80 \text{ m}, 1 \text{ m})$$

Longueur minimale du voile est de : $L_w = 1.25 \text{ m}$

Étage courant : $h_e = 3.06$ m

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} \right) \quad b_w \geq \max (15 \text{ cm}, 15.3 \text{ cm})$$

$$b_w = 20 \text{ cm.}$$

Longueur minimale :

$$L_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}, 4 b_w, 1 \text{ m} \right) = \max \left(\frac{3.06 \text{ m}}{3}, 4 * 0.20 \text{ m}, 1 \text{ m} \right) = \max (1.02 \text{ m}, 0.80 \text{ m}, 1 \text{ m})$$

Longueur minimale du voile est de : $L_w = 1.05 \text{ m}$

A decorative graphic of a scroll with a black outline and a light gray shadow. The scroll is partially unrolled, with the top edge curving upwards and the bottom edge curving downwards. The text is centered within the scroll.

Chapitre III :

Étude dynamique et sismique

Introduction :

L'imprévisibilité des séismes ainsi que l'ampleur des dommages structurels importants qu'ils peuvent causer font de la conception parasismique une exigence fondamentale en génie civil. Cette dernière repose essentiellement sur l'analyse dynamique des structures soumises aux sollicitations sismiques. Toutefois, en raison de leur complexité, la modélisation et les simulations numériques s'avèrent indispensables, car ils permettent de simplifier l'étude des phénomènes étudiés tout en assurant une meilleure précision dans l'évaluation de la réponse des structures face aux tremblements de terre.

III- 1) Étude dynamique :

III-1-1) Étude de la structure à ossature en béton armé :

III-1-1-1) Objectif de l'étude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure constitue une étape fondamentale dans l'étude des ouvrages en génie civil situés en zones sismiques, notamment pour la **zone V** à niveau de sismicité élevé (présente étude).

Ces structures à ossature en béton armé peuvent également être exposées à d'autres sollicitations accidentelles comme des vents extrêmes ou des explosions. La résolution manuelle de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres est particulièrement complexe, en raison du volume important de calculs nécessaire.

Par conséquent, l'utilisation de logiciels spécialisés basés notamment sur la méthode des éléments finis, tels que **SAP 2000**, **ETABS** ou **ROBOT**, devient indispensable. Une modélisation précise de la structure permet une meilleure détermination de ses caractéristiques dynamiques propres, ainsi qu'un dimensionnement structurel plus précis.

Dans le cadre de notre étude dynamique, le logiciel **SAP 2000 V14** a été utilisé pour modéliser la structure et analyser sa réponse face aux sollicitations statiques et dynamiques.

III-1-1-2) Description de la structure étudiée :

- La structure étudiée est un bâtiment en (**R+5**) d'une forme régulière à usage d'habitation et commercial.
- La structure est implantée sur un sol meuble de classe (**S3**), dans une zone sismique élevée (**Zone V**) selon le règlement parasismique algérien RPA 2024 (Art. 3.3.) [1]
- Le bâtiment est classé dans le **groupe 2** « bâtiment d'importance moyenne » dont la hauteur ne dépasse pas 48m. RPA 2024 (Art .3.4) [1]

III-1-1-3) Caractéristiques des matériaux utilisés :

Tableau VI : Caractéristiques des matériaux

<u>Caractéristique des matériaux</u>	<u>Valeurs</u>
Poids volumique du béton	25 KN/m ³
Masse volumique du béton	2,5 KN/m ³
Module de Young	32 164 200 KN/m ²
Contrainte max du béton à la compression	25 000 KN/m ²
Limite élastique de l'acier	500 Mpa
Module d'élasticité de l'acier	200 000 MPa

Béton :

γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs

$\gamma_b = 1,5$ **situation courante**

$\gamma_b = 1,2$ **situation accidentelle**

Acier :

γ_s : coefficient de sécurité qui prend les valeurs

$\gamma_s = 1,5$ **situation courante**

$\gamma_s = 1$ **situation accidentelle**

III-1-2) Modélisation numérique sous SAP 2000 V14 :

La modélisation de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel **SAP 2000 V14**, qui est largement utilisé dans le domaine du génie parasismique pour l'analyse statique et dynamique des bâtiments.

La géométrie de l'ossature (poteaux, poutres et planchers) a été définie conformément aux plans architecturaux et aux hypothèses de calcul adoptées. Les planchers ont été considérés comme des diaphragmes rigides afin d'assurer la redistribution des efforts horizontaux entre les éléments porteurs. Les charges permanentes et les charges d'exploitation ont été converties en masses sismiques puis affectées aux nœuds de la structure.

III-1-2-1) Étude de la structure à ossature en béton armé :

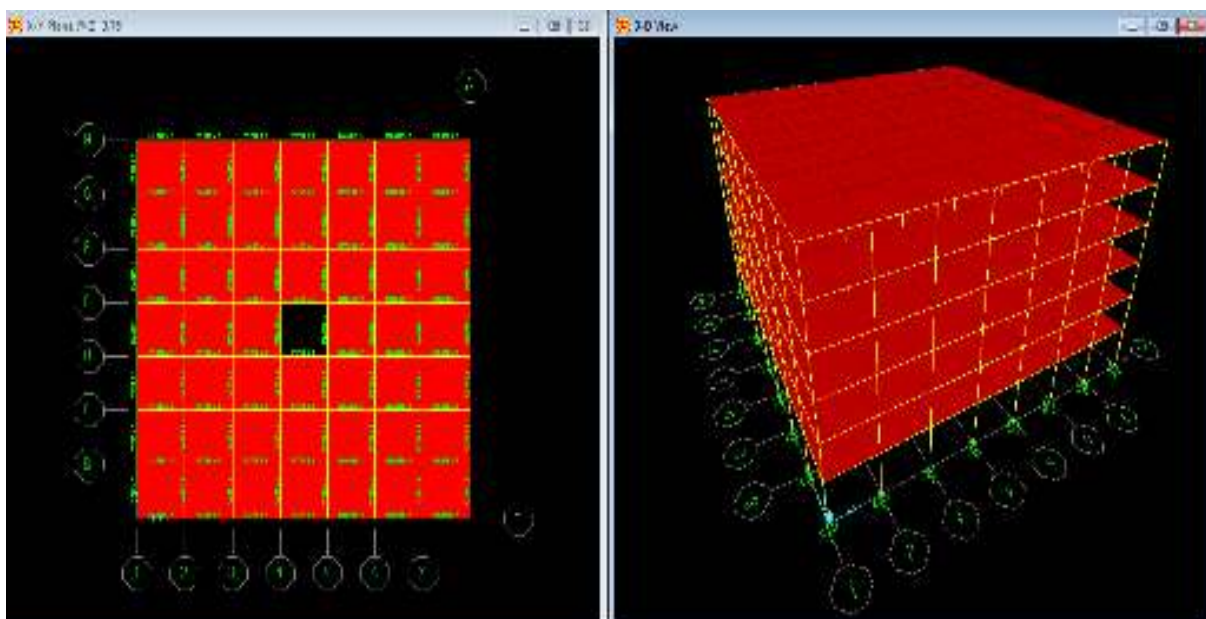


Figure 18: Ossature en béton armé modélisée dans SAP 2000 V14 vue en plan et en 3D.

III-1-2-2) Comportement dynamique :

Tableau VII : Comportement dynamique de l'ossature en béton armé (section des poteaux (30x30) cm²)

MODE	Periode (sec)	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique	
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	0.90413	<u>98.07%</u>	0.00%	35.91%	98.07%	0.00%
2	0.90413	0.00%	<u>98.07%</u>	35.91%	<u>98.07%</u>	<u>98.07%</u>
3	0.82606	0.00%	0.00%	26.36%	<u>98.07%</u>	<u>98.07%</u>

III-1-2-3) Nombre de modes à considérer : RPA 2024 (Art. 4.3.3) [1]:

a) Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

b) La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à (5%) de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

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

Résultats :

La période propre de la structure est de **(0.904 s)**. L'analyse modale effectuée sous **SAP 2000 V14** montre qu'au mode 2 la participation massique cumulée atteint 90% dans les directions principales x et y, alors il y a lieu de retenir le minimum de mode par direction qui est de (03) ce qui satisfait les exigences du RPA 2024[1].

Mode 1 et Mode 2: Sont des modes de translation pure selon l'axe X et Y respectivement, avec un pourcentage de participation massique identique dans les deux directions de **98,07%**.

Mode 3 : Présentent une pure torsion, avec un pourcentage de participation massique **0%**.

Cependant, conformément aux exigences du RPA 2024, et compte tenu de la hauteur du bâtiment étudié (R+5), le système portique seul ne suffit pas. Des voiles en béton armé doivent être introduits afin d'assurer un contreventement efficace, limiter les déplacements latéraux et améliorer la rigidité globale de la structure.

III- 2) ETUDE SISMIQUE :**Méthodes de calcul sismique :**

Dans le Règlement parasismique algérien 2024 (Art. 4.1)[1], le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

III-2-1) Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA 2024) [1].

III-2-2) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).

b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I et II : Tous les groupes

Zone III et IV: Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

	Groupe d'usage 1A.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 11m.
Zone V et VI :	Groupe d'usage 2 et 3.....	$H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
	Groupe d'usage 1B.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 11m.
	Groupe d'usage 1A.....	$H_T \leq 2$ niveaux ou 8m.

Notre structure est implantée en zone **V** et **groupe d'usage 2** mais elle dépasse les **17m**. Dans notre cas d'étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes satisfaites, on doit utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 2024[1]

III-2-3) Application de la Méthode dynamique modale spectrale :

a. Principe

Le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse calculé est recherché à l'aide de cette méthode pour chaque mode de vibration. Ces effets sont ensuite combinés pour produire la réponse de la structure.

III-2-4) Spectre de réponse : (RPA 2024) [1] :

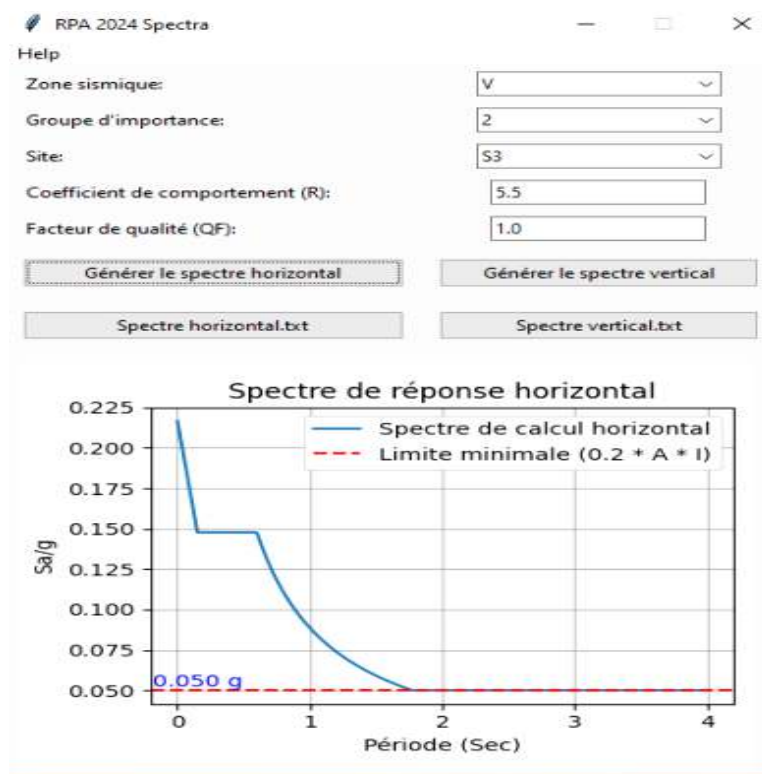


Figure 19 : Spectre de réponse élastique horizontale RPA 2024 [1]

III-2-5) Spectre de réponse de calcul :

Le RPA 2024 impose un spectre de réponse élastique de calcul défini par la formule suivante :

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

$$\frac{S_{ae}}{g}(T) = \begin{cases} A. I. S. \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A. I. S. (2.5 \eta) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A. I. S. (2.5 \eta) \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{Si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A. I. S. (2.5 \eta) \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{Si } T_3 \leq T \leq 4 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Art. 3.3.1. RPA 2024})$$

Avec :

$\frac{S_{ae}}{g}(T)$: Spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur g ,

A : coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S_1 pour la période de retour de non effondrement $T_r = 475$ ans ;

I : coefficient d'importance ; $I = 1$ (RPA 2024 tableau 3.10)[1]

S : coefficient de site ; $S = 1.3$ (RPA 2024 tableau 3.3)[1]

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

η : Facteur de correction de l'amortissement.

Avec :

A : donné par le Tableau 3.2 du RPA 2024. [1]

T_1, T_2, T_3 et S : donné par le Tableau 3.3 du RPA 2024. [1]

La valeur du facteur de correction d'amortissement visqueux η peut-être déterminé par l'équation suivante :

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

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique qui est fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donnée par le Tableau 3.5 du RPA 2024 [1].

❖ **Classification de l'ouvrage :**

- Zone sismique **V** (Wilaya de Tizi Ouzou, Commune de Bouzeguène) ;
- Groupe d'usage **2** (structure à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m) ;
- Site meuble **S₃** les valeurs de T_1, T_2 et T_3 sont respectivement : **0.15, 0.60** et **2.0** ;
- Système structurale (ossature).

❖ **Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

Coefficient d'accélération de zone: $A = 0.25$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Coefficient de correction d'amortissement : Portiques remplis densément $\Rightarrow \xi = 7 \%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 0.882$$

Et pour évaluer la valeur de la période fondamentale il y a lieu d'utiliser la formule empirique suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Art.4.2.4. RPA 2024})$$

Avec:

- $T_{\text{empirique}}$ [unité en s]: Période fondamentale
- h_N [en m]: hauteur du bâtiment mesurée de la base de la structure jusqu'au niveau (N).
- C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Pour notre cas d'étude :

$C_T = 0.050$ (Ossature en portiques en BA avec remplissage en maçonnerie) et $h_N = 19.06 \text{ m}$

$$T_{\text{empirique}} = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0.050(19.06)^{\frac{3}{4}} = 0.456 \text{ s}$$

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \leq T = 0.456 \text{ s} \leq T_2 = 0.6 \text{ s}$$

$$\frac{S_{ae}}{g}(T = 0.456\text{s}) = A. I. S. (2.5 \eta) = 0.25 * 1 * 1.3. (2.5 * 0.882) = 0.717$$

$$\frac{S_{ae}}{g}(T = 0.456\text{s}) = 0.717$$

III-2-6) Facteur de qualité :

Le facteur de qualité, Q_F , tient compte de :

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

La valeur de Q_{FEST} déterminée par l'équation :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

- P_q : la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité " q " à vérifier sont :

Tableau VIII : valeurs des pondérations « P_q »

Critère (q)	P _q	
	Sens x	Sens y
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Conditions minimales sur le nombre étage	0	0
Conditions minimales sur les travées	0	0

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0) = 1$$

$$Q_F = 1$$

III-2-7) Choix du coefficient de comportement R RPA 2024 (Art. 3.6) [1]:

Il est donné en fonction du système de contreventement, il tient compte de la capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Le coefficient de comportement global **R** de la structure, sa valeur est donnée par le RPA 2024 (Art. 3.6) [1] (Tableau 3.18) en fonction du système de contreventement.

On prend :

$$R = 5,5$$

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

Pour la composante verticale de l'action sismique, le spectre de calcul est donné par les expressions ci dessous, avec l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale :

$$\frac{S_{ve}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5 \eta - 1)\right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A_v \cdot I \cdot (2.5 \eta) & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A_v \cdot I \cdot (2.5 \eta) \left(\frac{T_2}{T}\right)^\alpha & \text{Si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A_v \cdot I \cdot (2.5 \eta) \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}\right)^\alpha & \text{Si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases} \quad (\text{Art.3.3.4 RPA 2024})$$

➤ Site meuble S₃ les valeurs de T₁, T₂, T₃ et α sont respectivement : **0.05, 0.40, 1.0** et **0.6**

D'où:

$$T_2 = 0.40 \text{ s} \leq T = 0.456 \text{ s} \leq T_3 = 1.0 \text{ s}$$

$$\frac{S_{ve}}{g}(0.456 \text{ s}) = A_v \cdot I \cdot (2.5 \eta) \left(\frac{T_2}{T}\right)^\alpha = 0.9 * 0.25 * 1 * (2.5 * 0.882) \left(\frac{0.40}{0.456}\right)^{0.6} = 0.459$$

$$\frac{S_{ve}}{g}(0.456 \text{ s}) = 0.459 \text{ s}$$

$A_v \cdot I \cdot g = 0.9 * 0.25 * 1 * g = 0.225g < 0.25g \rightarrow$ Il n'y a pas lieu de tenir compte de l'action sismique verticale.

III-2-8) Vérification aux exigences du RPA 2024

1) Vérification de l'effort normale réduit :

Le RPA 2024, stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux, noté « N_d », exprimé sous forme réduite (effort normal réduit ν), est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.35 \quad (\text{Art.7.4.3 RPA 2024})$$

- N_d : désigne l'effort normal de compression de calcul s'exerçant sur une section de béton ;
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton à j jours.

On a :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{817.293}{(30 \times 30) \times 25} = 0.36 > 0.35 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Remarque :

Vu que la condition de l'effort normal réduit n'est pas satisfaite on doit redimensionner la section des poteaux.

2) Redimensionnement de la section des poteaux :

On choisit une section de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

3) Vérification de l'effort normale réduit :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{841.258}{(40 \times 40) \times 25} = 0.21 < 0.35 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Tableau IX : Comportement dynamique de l'ossature en béton armé (section des poteaux $(40 \times 40) \text{ cm}^2$)

MODE	Periode (sec)	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé	
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	0.60074	<u>96.27%</u>	0.00%	35.17%	96.27%	0.00%
2	0.60074	0.00%	<u>96.27%</u>	35.17%	<u>96.27%</u>	<u>96.27%</u>
3	0.54866	0.00%	0.00%	26.18%	<u>96.27%</u>	<u>96.27%</u>

4) Nombre de modes à considérer : RPA 2024 (art. 4.3.3) [1]:

a) Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

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

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

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

Résultats :

La période propre de la structure est de **(0.600 s)**. L'analyse modale effectuée sous SAP 2000 V14 montre qu'au mode 2 la participation massique cumulée a atteint 90% dans les directions principales « x » et « y », alors il y a lieu de retenir le minimum de mode par direction qui est de (03) ce qui satisfait les exigences du RPA 2024[1].

Mode 1 et Mode 2:

Sont des modes de translation pure selon l'axe X et Y respectivement, avec un pourcentage de participation massique identique dans les deux directions de **96,27%**.

Mode 3 :

Présentent une pure torsion, avec un pourcentage de participation massique **0%**.

Cependant, conformément aux exigences du RPA 2024 [1], et compte tenu de la hauteur du bâtiment étudié (R+5), le système portique seul ne suffit pas. Des voiles en béton armé doivent être introduits afin d'assurer un contreventement efficace, limiter les déplacements latéraux et améliorer la rigidité globale de la structure.

5) Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique total V appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales est donné par la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) W \quad (\text{Art. 4.2.3. RPA 2024})$$

Avec :

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

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

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, & \text{autrement} \end{cases} \quad (\text{Art.4.2.3.RPA 2024})$$

λ : Coefficient de correction

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

6) Spectre de réponse de calcul :

Le RPA 2024 [1] impose un spectre de réponse de calcul défini par la formule suivante :

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

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = \begin{cases} \text{A. I. S.} \left(\frac{2}{3} + \frac{T_0}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T_0 \leq T_1 \\ \text{A. I. S.} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) & \text{Si } T_1 \leq T_0 \leq T_2 \\ \text{A. I. S.} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T_0} \right) & \text{Si } T_2 \leq T_0 \leq T_3 \\ \text{A. I. S.} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} \right) \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T_0^2} \right) & \text{Si } T_3 \leq T_0 \leq T_4 \end{cases} \quad (\text{Art. 3.3.3.RPA 2024})$$

Avec :

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

R : Coefficient de comportement de la structure,

Q_F: Facteur de qualité.

Remarque :

Les valeurs du spectre de calcul ne doivent en aucun cas être inférieures à (0.2 A.I).

7) Calcul de (T₀) avec la version simplifiée de la formule de Rayleigh :

$$T_{calcul} = 2 \cdot \sqrt{\delta_N} \quad (\text{Art. 4.2.4. RPA 2024})$$

Avec :

T_{calcul}[Unité: s]: période fondamentale

δ_N[Unité: m]: flèche horizontale, au sommet du bâtiment, due aux forces latérales.

Cas période à utiliser :

$$T_{calcul} < 1.3 T_{empirique} \quad T_0 = T_{calcul}$$

$$T_{calcul} \geq 1.3 T_{empirique} \quad T_0 = 1.3 T_{empirique}$$

$$T_{calcul} = 0,600 > 1.3 T_{empirique} = 1,3 * 0,456 = 0,592 \text{ s}$$

On prend $T_0 = 1.3 T_{empirique}$

Pour notre cas :

$$C_T = 0.050 \text{ et } h_N = 19.06 \text{ m}$$

$$T_{\text{empirique}} = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0.050(19.06)^{\frac{3}{4}} = 0.456 \text{ s}$$

$$T_0 = 1.3 * 0.456 \text{ s} = 0.592 \text{ s}$$

D'où:

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \leq T = 0.592 \text{ s} \leq T_2 = 0.6 \text{ s}$$

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T = 0.592\text{s}) = A. I. S. (2.5 \frac{Q_F}{R}) = 0.25 * 1 * 1.3 * (2.5 * \frac{1}{5.5}) = 0.147$$

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T = \mathbf{0.456\text{s}}) = \mathbf{0.147}$$

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T = 0.592\text{s}) = 0.147 > 0.2 A. I = 0.2 * 0.25 * 1 = 0.05 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

8) Poids sismique total du bâtiment :

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{Art.4.2.3.RPA 2024})$$

Avec :

$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau « i » de la structure ;

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et de celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure ;

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

Ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau X: Poids des charges permanentes et des charges d'exploitation

NIVEAUX	G (KN)	Q (KN)
Story 6	4 805.92	784.00
Story 5	4 319.84	1 176.00
Story 4	4 319.84	1 176.00
Story 3	4 319.84	1 176.00
Story 2	4 319.84	1 176.00
Story 1	4 319.84	1 176.00
TOTAL:	26 405.12	6 664.00

9) Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

$$V = \lambda \frac{S_{\text{ad}}}{g}(T_0) W = 0.85 * 0.147 * 42\,739.891 = 5\,340.349 \text{ KN}$$

$$V_{T_x} = 6\,285.548 \text{ KN} > 0.8 V = 0.8 \times 5\,340.49 \text{ KN} = 4\,272.392 \text{ KN} \text{ Vérifiée}$$

$$V_{T_y} = 6\,285.573 \text{ KN} > 0.8 V = 0.8 \times 5\,340.49 \text{ KN} = 4\,272.392 \text{ KN} \text{ Vérifiée}$$

10) Déplacements relatifs latéraux inter-étage :

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

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek} \quad (\text{Art.4.5.2 RPA 2024})$$

Avec $R = 5.5$ et $Q_F = 1$

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art.4.5.2 RPA 2024})$$

11) Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages RPA 2024 (Art. 5.10) [1] :**a) Justification de non-effondrement :****Sens x-x :**

Tableau XI: Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable) sens x-x

	Sens x-x				
	δ_{ex} [m]	δ_k [m]	$\Delta_{ex} = \delta_k - \delta_{k-1}$ [m]	$0.0150 h_k$ [m]	
Story 6	0.0226	0.1243	/	0.0226	Vérifiée
Story 5	0.0174	0.0957	0.0286	0.0174	Vérifiée
Story 4	0.0127	0.0699	0.0259	0.0127	Vérifiée
Story 3	0.0149	0.0820	0.0121	0.0149	Vérifiée
Story 2	0.0168	0.0924	0.0105	0.0168	Vérifiée
Story 1	0.0127	0.0699	0.0226	0.0127	Vérifiée

Sens y-y :

Tableau XII: Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable) sens y-y

	Sens y-y				
	δ_{ey} [m]	δ_k [m]	$\Delta_{ey} = \delta_k - \delta_{k-1}$ [m]	$0.0150 h_k$ [m]	
Story 6	0.0226	0.1243	/	0.0459	Vérifiée
Story 5	0.0174	0.0957	0.0286	0.0459	Vérifiée
Story 4	0.0127	0.06985	0.02585	0.0459	Vérifiée
Story 3	0.0149	0.08195	0.0121	0.0459	Vérifiée
Story 2	0.0168	0.0924	0.01045	0.0459	Vérifiée
Story 1	0.0127	0.06985	0.02255	0.0564	Vérifiée

δ_{ex} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques dans la direction x-x (déterminer sous SAP 2000 V14 sous combinaison accidentelle)

δ_{ey} : Déplacement dû aux forces sismiques dans la direction y-y (déterminer sous SAP 2000 V14 sous combinaison accidentelle)

R : Coefficient de comportement donné par le RPA 2024 [1] dans le tableau 4.3 ($R=5.5$)

Q_F : Coefficient de qualité ($Q_F=1$)

δ_x : Déplacement horizontal dans la direction x - x

δ_y : Déplacement horizontal dans la direction y - y

Δ_{ex} : déplacement relatif. au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" dans la direction x - x

Δ_{ey} : déplacement relatif. au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" dans la direction y - y

b) Justification de limitation des dommages :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage du dessous tels que calculés réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur v . ne doivent pas dépasser les limites. Δ_k . données dans le tableau (5.2) du RPA 2024[1]

$$\vartheta_A \Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 0.005 h_k \quad (\text{Art.5.10 RPA 2024})$$

h_k : hauteur du niveau « k »

ϑ_A : Coefficient réducteur il est pris égal à 0.50

Sens x-x :

Tableau XIII : Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable) sens x-x

	Sens x-x					
	δ_{ex} [m]	δ_k [m]	Δ_{ex} [m]	$0.5 \Delta_{ex}$ [m]	$0.0050 h_k$ [m]	
Story 6	0.02260	0.12430		-	0.0153	vérifiée
Story 5	0.01740	0.09570	0.0286	0.0143	0.0153	vérifiée
Story 4	0.01270	0.06985	0.02585	0.0129	0.0153	vérifiée
Story 3	0.01490	0.08195	0.0121	0.0061	0.0153	vérifiée
Story 2	0.01680	0.09240	0.01045	0.0052	0.0153	vérifiée
Story 1	0.01270	0.06985	0.02255	0.0113	0.0188	vérifiée

Sens y-y :

Tableau XIV: Déplacements relatifs latéraux inter-étages (portique auto-stable) sens y-y

	Sens y-y					
	δ_{ex} [m]	δ_k [m]	Δ_{ex} [m]	$0.5 \Delta_{ex}$ [m]	$0.0050 h_k$ [m]	
Story 6	0.02260	0.12430		-	0.0153	vérifiée
Story 5	0.01740	0.09570	0.0286	0.0143	0.0153	vérifiée

Story 4	0.01270	0.06985	0.02585	0.012925	0.0153	vérifiée
Story 3	0.01490	0.08195	0.0121	0.00605	0.0153	vérifiée
Story 2	0.01680	0.09240	0.01045	0.005225	0.0153	vérifiée
Story 1	0.01270	0.06985	0.02255	0.011275	0.0188	vérifiée

12) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

- Les effets du 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad (\text{Art.5.9 RPA 2024})$$

Δ_k : défini comme : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi Q_i) \quad (\text{Art.5.9 RPA 2024})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ». $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur du niveau « k »

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$. les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique de 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$
- Si $\theta_k > 0.20$. la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau XV: Vérification des effets P-Δ.

Niveau	Pk (KN)	hk (m)	Sens x-x			Sens y-y		
			Vk (KN)	Δk (m)	θ _k	Vk (KN)	Δk (m)	θ _k
STORY 6	6 357.86	3.06	1 349.43		-	1 349.426		-
STORY 5	12 808.93	3.06	2 482.50	0.0286	0.048	2 482.513	0.0286	0.048
STORY 4	19 260.00	3.06	2 065.19	0.02585	0.079	2 065.185	0.02585	0.079
STORY 3	25 711.07	3.06	1 060.34	0.0121	0.096	1 060.379	0.0121	0.096
STORY 2	32 162.14	3.06	1 244.88	0.01045	0.088	1 244.882	0.01045	0.088
STORY 1	39 994.58	3.76	6 285.55	0.02255	0.038	6 285.310	0.02255	0.038

Résultats :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés car la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta_k < 0.10$ et pour les deux directions.

13) Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble RPA 2024 (Art.5.5)[1] :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol-fondation.

La structure doit être vérifiée vis-à-vis du risque de renversement par la formule suivante :

$$\mathbf{M}_{\text{stabilisant}} \geq 1.3 \mathbf{M}_{\text{renversant}}$$

$\mathbf{M}_{\text{stabilisant}}$: Moment résistant dû aux charges verticales (poids propre de la structure) ;

$\mathbf{M}_{\text{renversant}}$: Moment de renversement engendré par les forces sismiques horizontales

$$\mathbf{M}_{\text{stabilisant}} = \sum_{i=1}^n \mathbf{W}_i \mathbf{d}_i$$

\mathbf{W}_i : Poids de l'étage i.

\mathbf{d}_i : Bras de levier

$$\mathbf{M}_{\text{renversant}} = \sum_{i=1}^n \mathbf{F}_i \mathbf{h}_i$$

\mathbf{F}_i : Force sismique du niveau « i ».

\mathbf{h}_i : hauteur de l'étage « i »

- **Le moment stabilisant :**

$$W = 42\,739.891 \text{ KN}$$

$$M_{sx} = 42\,739.891 * \frac{L_x}{2} = 42\,739.891 * \frac{28.00}{2} = 598\,358.474 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = 42\,739.891 * \frac{L_y}{2} = 42\,739.891 * \frac{28.00}{2} = 598\,358.474 \text{ KN.m}$$

- **Le moment renversant : (tirés du logiciel SAP 2000)**

$$M_{rx} = 25\,962.5475 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 25\,929.6313 \text{ KN.m}$$

- **Vérification :**

$$M_{sx} = 598\,358.474 \text{ KN.m} > 1.3 * M_{rx} = 1.3 * 25\,962.5475 = 33\,751.312 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfié}$$

$$M_{sy} = 598\,358.474 \text{ KN.m} > 1.3 * M_{ry} = 1.3 * 25\,929.6313 = 33\,708.521 \text{ KN.m} \quad \text{Vérfié}$$

A decorative scroll frame with a black outline and rounded corners. The top-left and top-right corners are rolled up, and the bottom-left corner is also rolled up, creating a scroll effect. The text is centered within the frame.

Chapitre IV :

**Méthode d'analyse statique
non linéaire « Push over »**

IV -1) Introduction:

Pushover : est une expression anglaise qui désigne l'action de faire tomber un objet ou une structure en exerçant une force de poussée. Elle est fréquemment employée dans les domaines de la physique et de l'ingénierie pour décrire le processus par lequel une force appliquée conduit à la déformation ou à la chute d'un élément.

La procédure d'analyse statique non linéaire, également désignée sous le nom de méthode d'analyse « **Pushover** » est une méthode approximative utilisée en ingénierie structurale pour évaluer la capacité d'un bâtiment ou d'une structure à résister à des charges latérales, comme celles causées par un séisme. Il s'agit d'une analyse statique qui repose directement sur la modélisation des caractéristiques non linéaires des matériaux, permettant ainsi d'évaluer la réponse structurale sous des sollicitations sismiques de manière efficace.

IV-2) Méthode statique Non-Linéaire Pushover :[11]

L'analyse en poussée progressive (Pushover en anglais) est fondamentalement une analyse statique non-linéaire. Elle est exécutée en appliquant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, qui sont progressivement croissantes de façon monotone de zéro jusqu'à l'état ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant toute l'analyse ;

La procédure d'analyse statique non linéaire« Pushover » est utilisée pour vérifier ou évaluer la performance structurale des ouvrages, en particulier pour :

- Évaluer les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation des rotules plastiques successives conduisant à un mécanisme de ruine.
- Évaluer la performance structurale des structures existantes ou renforcées.
- Évaluer les forces et les déplacements post-élastiques de la structure.
- Évaluer la charge limite élastique de la structure correspondant à l'atteinte pour la première fois de la résistance plastique dans un élément de la structure.

Le résultat de l'analyse en poussée progressive est une courbe de "capacité statique" de la structure qui donne la relation entre l'effort tranchant à la base de cette dernière et le déplacement de contrôle (représenté par la courbe de capacité). Généralement, pour un bâtiment, ce déplacement de contrôle est choisi comme étant celui en tête de la structure.

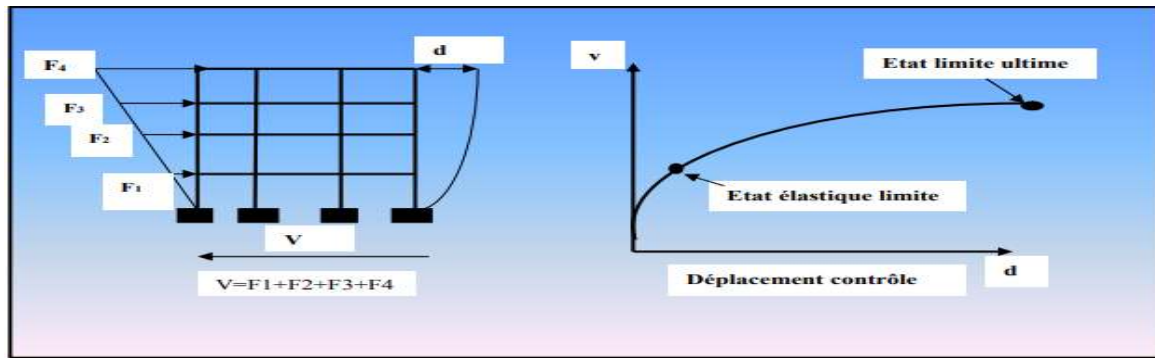


Figure 20: Courbe de capacité statique de la structure [11]

IV-3) Les rotules plastiques « Plastic Hinges » :

Lorsqu'une rotule plastique se forme dans un élément de structure tel qu'une poutre, un poteau ou un voile, elle permet à cette partie de se déformer de manière irréversible. Lorsque la sollicitation dépasse un certain seuil critique ; la rotule plastique se comporte comme une articulation, permettant ainsi la rotation des autres parties de l'élément.

L'intégration de rotules plastiques dans la conception des ouvrages permet d'optimiser leur comportement global, favorisant une redistribution efficace des efforts et réduisant les risques de défaillance. En conséquence, les rotules plastiques constituent un élément clé dans l'ingénierie structurelle moderne, contribuant à la durabilité et à la performance des constructions.

IV-4) Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité [13] :

La courbe de capacité indique le niveau d'endommagement de la structure. En effet, nous remarquons que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement de la structure.

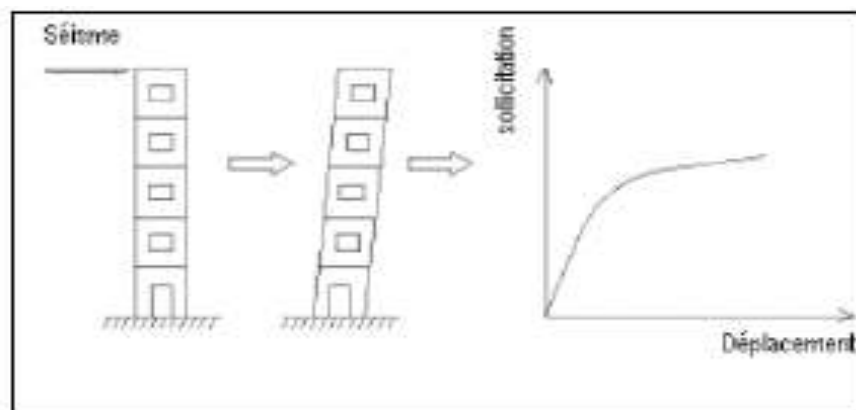


Figure 21: Signification physique de la courbe de capacité [13]

- **Niveau 1** : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).
- **Niveau 2** : d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- **Niveau 3** : représente un état d'endommagement avancé, la stabilité de la structure est en danger.
- **Niveau 4** : la structure est susceptible de connaître l'effondrement, et ne présentant aucune capacité de résistance

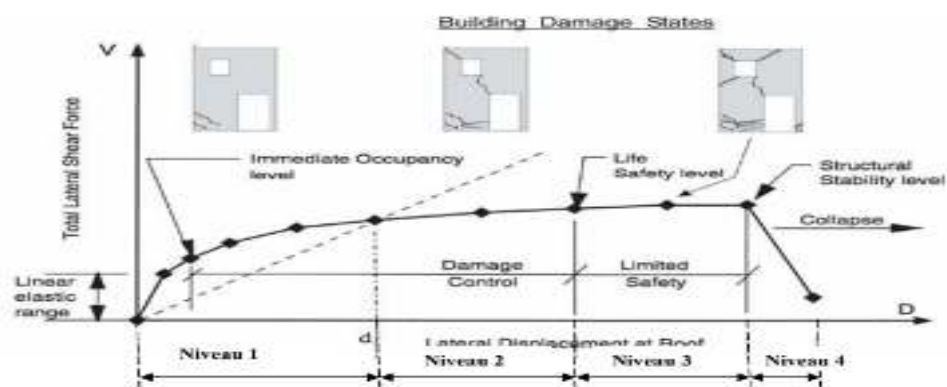


Figure 22: Niveaux d'endommagement décrits par courbe de capacité (ATC 40).[13]

IV-5) Choix de la méthode statique non linéaire Pushover : [13]

Pour les structures existantes, il est essentiel de procéder à une analyse statique non linéaire, telle que l'analyse « Pushover ». Cette méthode permet d'évaluer la capacité portante de la structure en simulant la réponse non linéaire sous un chargement monotone croissant.

Elle facilite également la localisation des rotules plastiques (zones de déformation plastique maximale). En utilisant cette approche, il est possible d'obtenir une meilleure compréhension du comportement non linéaire des structures existantes et d'optimiser leur sécurité et leur performance.

Les raisons nous poussant à utiliser la méthode "Pushover" sont multiples:

- L'analyse Pushover est une solution intermédiaire partielle et relativement simple pour l'évaluation complexe de prédiction des demandes de force et de déformation imposées aux structures et à leurs éléments par les mouvements violents du sol, elle est recommandée par différents règlements, on peut citer : l'Eurocode 8, le FEMA 273 et le RPA2024[1].

- Cette méthode est basée sur les performances nécessitent des estimations raisonnables de la déformation inélastique ou des dommages dans les structures. Contrairement à l'analyse élastique qui n'est pas en mesure de fournir ces informations, elle est donc exclue.
- L'analyse dynamique non linéaire est capable de fournir les informations requises, mais prend beaucoup de temps par rapport à l'analyse Pushover.

La méthode Pushover est décrite dans plusieurs règlement, pour cette présente étude nous avons fait le choix d'utiliser le règlement Eurocode 8 [14] ou RPA2024 [1] à l'article 4.3.3 « Méthodes d'analyse » et est exposée en 4.3.3.4.2 Analyse statique non linéaire en poussée et s'appuie sur l'annexe B « Détermination du déplacement cible ». [14]

IV-6 Origine de l'analyse Pushover :

L'origine de cette méthode remonte aux travaux de recherche en ingénierie structurelle et en sismologie, notamment dans les années 1980 et 1990. Elle a été développée pour mieux comprendre le comportement non linéaire des structures face à des séismes, en particulier pour analyser leur stabilité et leur résistance. La technique consiste à appliquer une force horizontale progressive sur la structure, comme si on "poussait" dessus, jusqu'à ce qu'elle atteigne un état critique ou de rupture

Ce concept s'inspire de l'idée que, plutôt que d'appliquer une charge statique ou dynamique complexe, on peut simplifier l'analyse en simulant une force croissante pour observer le point de défaillance ou de déformation excessive. Cela permet aux ingénieurs d'identifier les zones faibles et d'améliorer la conception pour assurer une meilleure sécurité.

En résumé, l'analyse Pushover trouve ses racines dans la nécessité de mieux comprendre la réponse non linéaire des structures face aux forces sismiques, en utilisant une approche progressive et simplifiée pour évaluer leur résistance. Elle est devenue un outil essentiel dans la conception parasismique moderne.

IV-7 Objectif de l'analyse Pushover :

Le but est d'analyser le comportement de la structure à l'aide d'une méthode statique non linéaire, permettant d'évaluer la capacité ultime d'une structure à supporter des charges latérales avant de subir des déformations irréversibles ou des dommages importants.

IV-8) Principes théoriques du calcul Push over :

Le principe de l'analyse Pushover consiste à appliquer un chargement latéral croissant (force ou déplacement imposé) sur une structure modélisée en prenant en compte ses comportements non linéaires.

La structure est chargée progressivement jusqu'à l'apparition et l'évolution des rotules **plastiques** dans les éléments. On suit ainsi la **courbe de capacité** qui relie la force globale appliquée au déplacement global (déplacement sommet).

IV-9) Séquence d'analyse :

1. Application des charges gravitaires permanentes (G, Q).
2. Application d'un chargement latéral contrôlé (forme modale ou distribution uniforme).
3. Suivi de l'apparition des premières **rotules plastiques** (début du comportement inélastique).
4. Poursuite du chargement jusqu'à ruine globale ou atteinte d'un déplacement cible.
5. Extraction des résultats : courbe capacité, niveaux de dommage, ductilité.

IV-10) Séquence de formation des rotules :

Étape du chargement	Localisation des rotules
- Faible déplacement	extrémités de poutres (fléchissement)
- Moyen déplacement	bases de poteaux, pieds de voiles
- Fort déplacement	propagation aux étages supérieurs, mécanisme global

Hypothèse de l'analyse « Pushover » [8]:

L'analyse statique non linéaire « Pushover » est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté MDOF (**M**ultiple **D**egree **O**f **F**reedom)peut être équivalent à la réponse d'un système à un seul degré de liberté SDOF (**S**ingle **D**egree **O**f **F**reedom). Ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration, et la forme de ce mode demeure constant durant la durée du séisme. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bon résultat concernant la réponse sismique (déplacement maximale), fondés sur l'hypothèse de la réponse contrôlée par le mode fondamental tandis que la forme modale reste invariable dans le domaine inélastique. donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

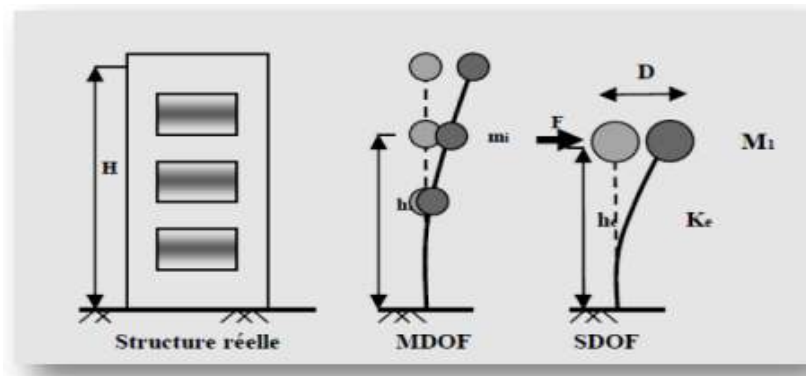


Figure 23: Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de liberté

IV-11 Étapes de l'analyse Pushover [8]:

Pour faire une analyse statique non linéaire, il est nécessaire de connaître ce que signifie une **courbe de capacité**, un **spectre de réponse** et un **point de performance** dans ce qui suit nous définissons ces paramètres :

1) Transformation de la courbe de capacité en spectre de capacité :

Pour effectuer une analyse statique non linéaire Pushover, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous la forme d'effort tranchant à la base et de déplacement en tête ($V-d$), en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format d'accélération spectrale (S_a-S_d) donné par la figure ci-dessous.

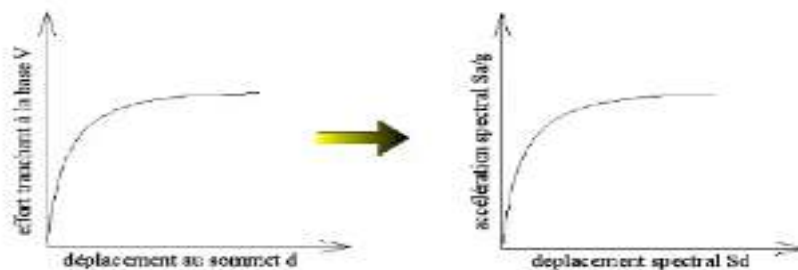
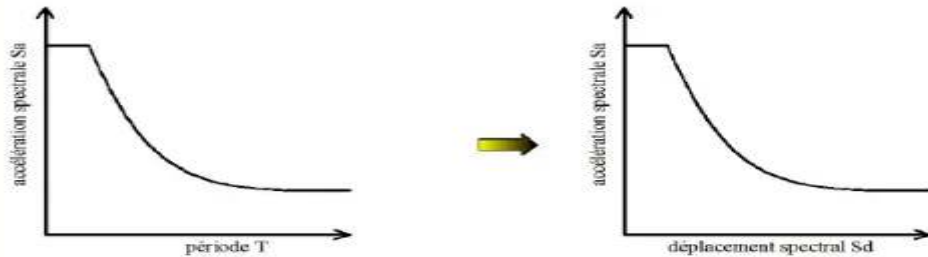


Figure 24: Transformation de la courbe de capacité

2) Transformation du spectre de demande au format accélération – déplacement:

La transformation se fait en changeant le spectre élastique représenté par un diagramme $S_a = f(T)$ en un spectre inélastique représenté par le diagramme $S_a = f(S_d)$, où S_a est l'accélération spectrale et S_d est le déplacement spectral, correspondant aux périodes (T) avec une constante d'amortissement visqueux de 5%, le spectre de demande obtenu est donné par la figure ci-dessous :



Fi

gure 25: Transformation de spectre de demande

3) Point de fonctionnement (ou point de performance) :

La superposition des deux graphes précédents « courbe de capacité et spectre de demande » permet d'obtenir le point de performance qui permet de décrire l'état d'endommagement des structures.

Pour effectuer cette analyse qui se base sur des poussées progressives appliquées sur la structure on aura recourt au logiciel de calcul par élément finis ETABS et SAP 2000. **[10]**

Étape 1 : La structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes, selon la réglementation Algérienne RPA 2024 **[1]** ou Eurocode 8 **[14]**. Ces charges incluent les charges permanentes et une portion des charges d'exploitations ils sont données par :

$(W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi})$, pour tout niveau i de la structure).

Avec :

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2) du RPA 2024 **[1]**.

Étape 2 : Elle subit un autre chargement latéral triangulaire déterminé en calculant les charges latérales équivalentes qui représentent les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.

Étape 3 : On détermine un déplacement cible, ce déplacement est choisi arbitrairement, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.

Étape 4 : En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et d'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement latéral et des déplacements résultants.

Demande sismique ([1] art. J.2.3.):

Le spectre inélastique est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions suivantes :

$$\mathbf{S}_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad \text{et} \quad \mathbf{S}_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}$$

$$S_a(T, \varepsilon) = \frac{S_{ae}(T, \varepsilon)}{R_\mu} \quad , \quad S_{de}(T, \varepsilon) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a(T, \varepsilon)$$

Avec :

ε : Valeur d'amortissement visqueux fixée à 5%. ($\varepsilon = 5\%$)

$S_{ae}(T, \varepsilon)$: Accélération dans le spectre élastique, correspondant aux périodes T et $\varepsilon = 5\%$

$S_{de}(T, \varepsilon)$: Déplacement dans le spectre élastique, correspondant aux périodes T et $\varepsilon = 5\%$.

$$\mathbf{S}_{de}(T, \varepsilon) = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a(T, \varepsilon)$$

Avec :

$S_a(T, \varepsilon)$: Accélération inélastique

$S_d(T, \varepsilon)$: Déplacement inélastique

μ : Facteur de ductilité

R_μ : Facteur de réduction donne par :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_2} + 1 \quad ; \quad \text{si } T < T_2$$

$$R_\mu = \mu \quad ; \quad \text{si } T \geq T_2$$

T : Période de vibration d'un système linéaire a un seul degré de liberté

T_2 : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale

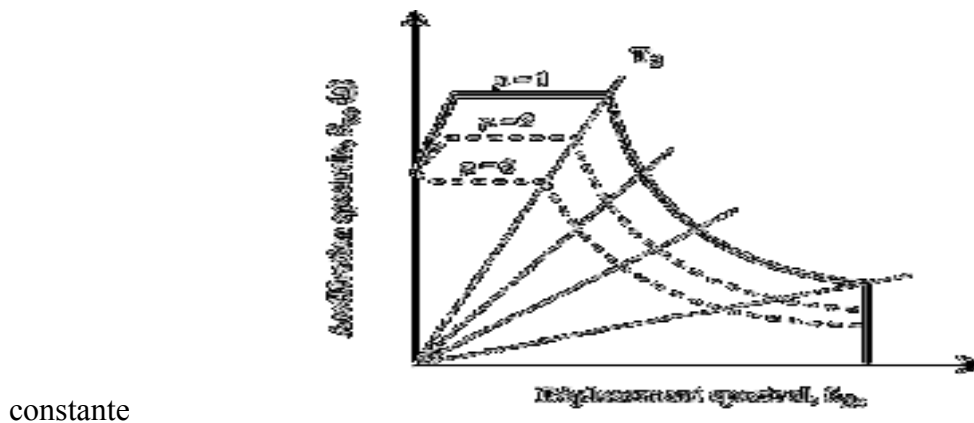


Figure 26: Spectre de réponse inélastique en fonction de la ductilité

IV-12) Les avantages de l'analyse statique non linéaire Pushover : [10]

La procédure d'analyse Pushover fournit des informations sur de nombreuses caractéristiques de réponse qui ne peuvent être obtenues qu'à partir d'une analyse statique non linéaire ou dynamique élastique linéaire. Parmi les avantages de l'analyse Pushover, on peut citer :

- Le calcul Pushover fournit une vue d'ensemble du comportement global de la structure, en tenant compte de la redistribution des efforts et des déformations. Cela permet d'évaluer la performance sismique de manière plus intégrée.
- Les résultats obtenus par la méthode Pushover sont souvent plus faciles à interpréter pour les ingénieurs et les décideurs, ce qui facilite la communication des résultats et des recommandations
- En identifiant les points faibles d'une structure, la méthode Push-over permet d'optimiser la conception en intégrant des renforcements ciblés, ce qui peut réduire les coûts et améliorer la performance globale.
- La méthode Pushover est relativement simple à mettre en œuvre par rapport à des analyses plus complexes, comme les calculs non linéaires dynamiques. Elle permet d'obtenir rapidement des résultats préliminaires sur le comportement d'une structure sous des charges sismiques.

IV-13) Les limites de l'analyse statique non linéaire « Pushover » :

Bien que l'analyse Pushover nous fournisse des réponses adéquates dans plusieurs cas, elle présente néanmoins certaines limitations, notamment en ce qui concerne des situations non résolues nécessitant des efforts de recherche et de développement. Parmi ces cas, nous pouvons citer :

- Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).
- Résolution des problèmes en 3-D (tenant compte des effets d'orthogonalité, de la direction de chargement, des diaphragmes semi-rigide, etc.).
- Problèmes de dommages cumulatifs.
- Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé.

Niveaux d'endommagement :

Le règlement FEMA 356 [22] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique.

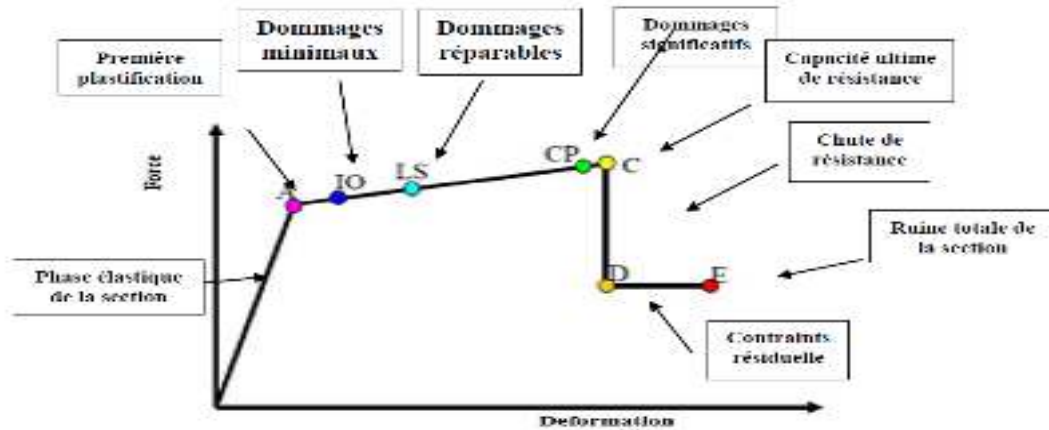


Figure 27 : Loi de comportement et niveaux des dommages

A : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

- **Au niveau IO** (Dommages minimaux), les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- **Au niveau LS** (Dommages réparables), la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- **Au niveau CP** (Dommages significatifs), la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 356 [22].

La méthode d'analyse statique non linéaire (Pushover) est l'une des approches les plus utilisées pour l'évaluation de la performance sismique des structures dans les réglementations. Cette méthode permet de reproduire, de manière progressive, le comportement non linéaire d'une structure soumise à des actions sismiques croissantes, jusqu'à l'atteinte de l'état limite ultime. Elle fournit une vision détaillée de la **séquence d'endommagement**, du mécanisme d'effondrement progressif, ainsi que du **niveau de dommage structurel** associé à chaque étape.

L'analyse Pushover permet notamment de :

- tracer l'évolution et la propagation des **rotules plastiques** au sein des éléments structuraux,
- tenir compte de l'interaction entre les **efforts tranchants** et les **moments de flexion** dans la définition du comportement plastique local,
- suivre la progression de la **courbe globale de capacité** de la structure (courbe déplacement – force).

Ces résultats nous permettent de voir la capacité réelle d'un bâtiment à résister à des séismes forts et constituent un outil d'aide à la décision particulièrement adapté aux projets de **renforcement parasismique** et de réhabilitation.

V-15) Analyse Push Over :

L'analyse Pushover est une méthode de calcul statique non linéaire largement utilisé pour évaluer la performance sismique des structures. Pour ce faire, on utilise le logiciel **SAP2000 V14**.

Exécution de l'analyse Non linéaire push over par SAP 2000 :

Le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques « **plastic hinge** » au niveau des sections susceptibles à se plastifier.

Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux :

Poteaux-poutres :

Pour notre modèle, nous allons introduire aux niveaux des poteaux et poutres des rotules plastiques avec des lois de comportements définies **par default** par le logiciel SAP2000 :

- **Les poutres** : Rotules de flexion (**M3**), cisaillement (**V2**).
- **Les poteaux** : Rotules de flexion (**PMM**), cisaillement suivant axe 2-2 (**V2**), cisaillement suivant axe 3-3 (**V3**)

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40 [24]** et **FEMA 273 [25]**.

Les rotules de flexion “**Default M3**” et de cisaillement “**Default V2**” sont introduites au niveau des zones nodales des poutres comme suit :

Dans la fenêtre qui apparaît, pour chaque de type de rotule choisie “**Hinge Property**”, on introduit dans la case “**Relative Distance**” les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœud).

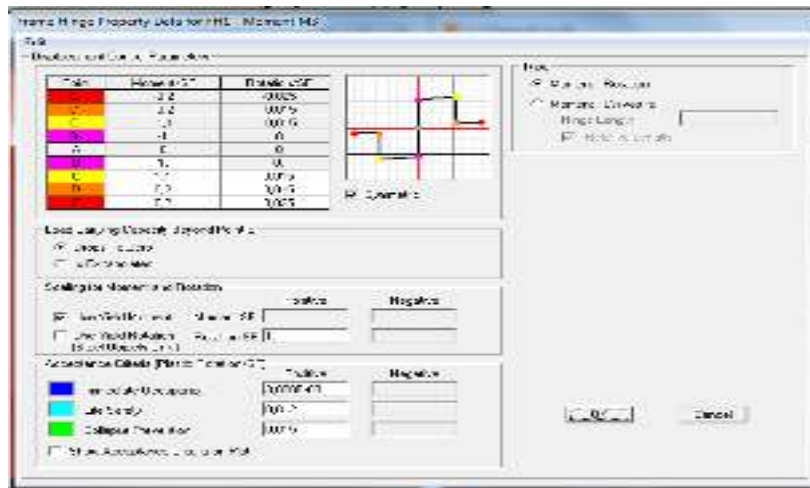


Figure 28 : Les propriétés de la rotule plastique M3 (flexion).

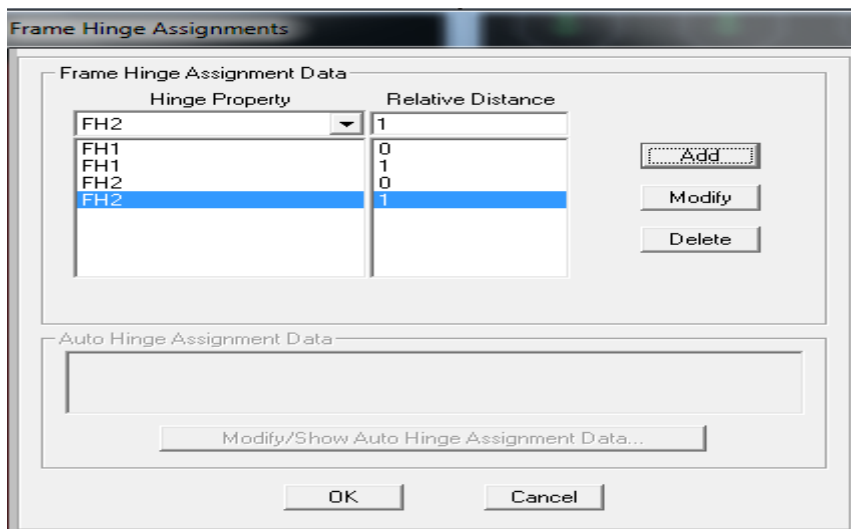


Figure 29 : Introduction des rotules plastique (M3 et V2) pour les poutres

Pour ce qui est des poteaux on introduit des rotules de cisaillement V3 et V2 et des rotules de type d (PMM) qui tiennent compte de l'interaction effort normal – moment.

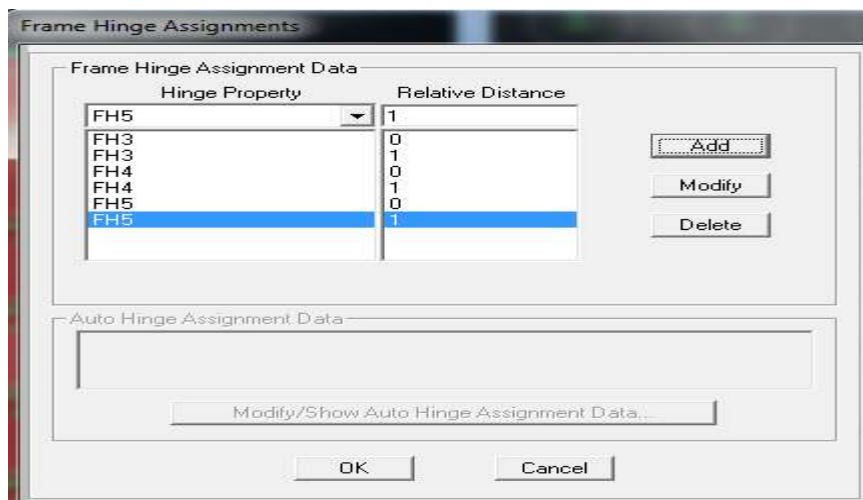


Figure 30 : Introduction des rotules plastique (PMM,V2 ET V3) pour les poteaux

Définition de l'analyse sous charges gravitaires :

Define load cases G modify show load cases

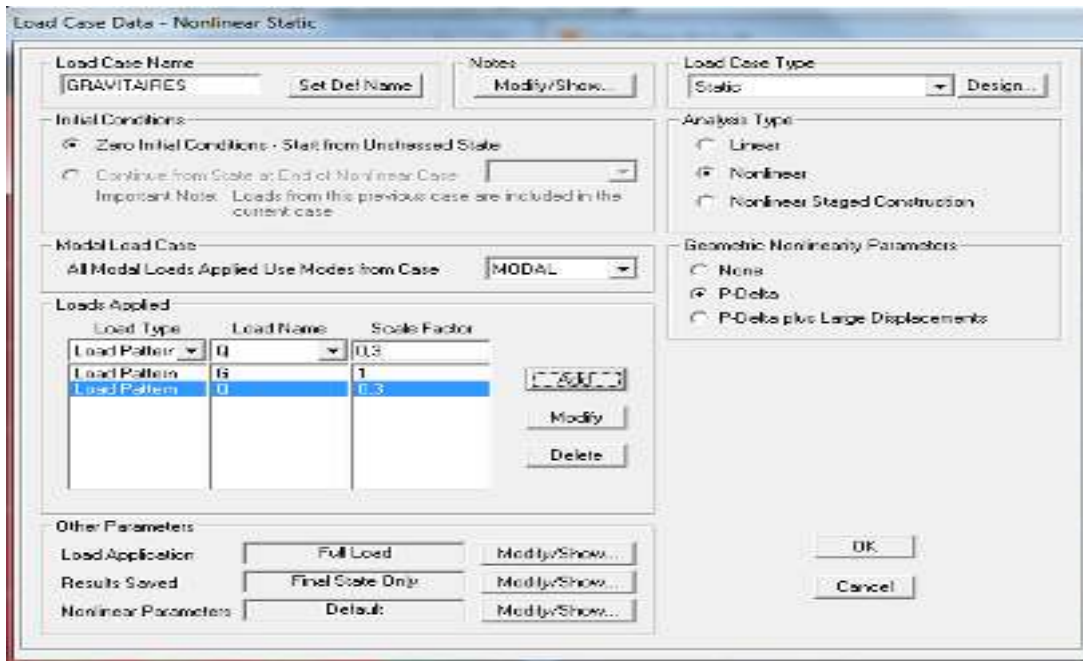


Figure 31 : Définition de la charge gravitaires non linéaire

Pour définir l'analyse sous charges horizontales on clique sur :

Define Static Non Linear Push Over Cases.

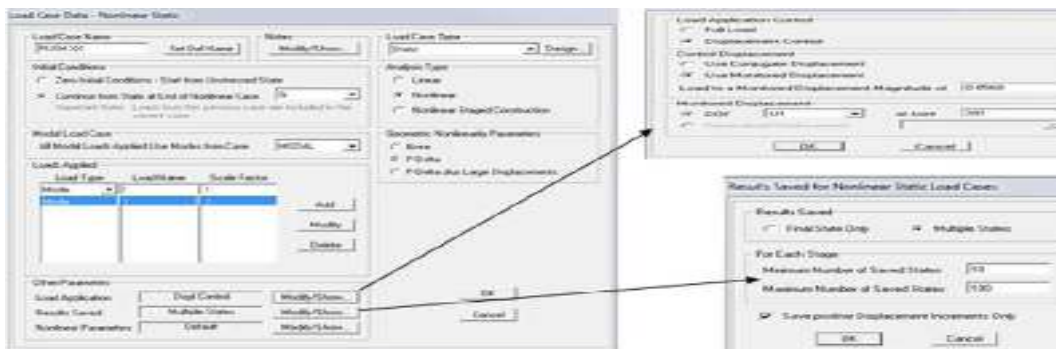


Figure 32 : Définition de la charge Push x non lineaire

Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité :

L'analyse statique non linéaire (push over) est exécutée en cliquant sur :
Analyse Run Static Non Linear Analysis.

Pour visualiser la courbe de capacite ; **Display Show Static Pushover Curve.**

Dans la fenêtre qui apparait, on choisit le type de chargement push over défini précédemment dans la case "Static Nonlinear Case".

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges showing a greyish shadow. The text is centered within the scroll.

Chapitre V :

Recherche de la disposition
optimale des voiles

Introduction :

La conception parasismique d'un bâtiment dépend en grande partie du système de contreventement adopté. Celui-ci définit le mode principal de reprise des charges horizontales et influence directement la rigidité, la stabilité et le comportement global de la structure face aux séismes.

V-1) Classification des systèmes de contreventement :

La classification des systèmes de contreventement définie dans le RPA 2024 [1] (Art. 3.5.) a pour objectif d'associer à chaque type de structure un **coefficient de comportement R**. Ce dernier traduit la capacité du système à dissiper l'énergie générée lors d'un séisme.

Sa valeur est déterminé en fonction de plusieurs paramètres, tels que la nature des matériaux utilisés, le type de construction, les possibilités de redistribution des efforts, ainsi que la ductilité des éléments lorsqu'ils travaillent au-delà du domaine élastique.

V-2) Application de la structure étudiée :

Le bâtiment étudié de type (R+5), correspondant au système de contreventement par voiles en béton armé, dans lequel les éléments structuraux assurent la majeure partie de la résistance aux charges latérales tout en participant à la reprise des charges verticales.

Conformément aux dispositions réglementaires, la contribution des voiles à la résistance en effort tranchant, évaluée à la base du bâtiment doit dépasser les **65%** de la capacité total du système structural.

Les poteaux et les poutres participent essentiellement au transfert des charges verticales, tandis que la stabilité latérale et la rigidité de l'ouvrage sont principalement garanties par les voiles.

Les bâtiments sont limités en hauteur à 48 m.

Dans notre cas :

La hauteur du bâtiment est de : 19.06m

V-2-1) Action sismique :

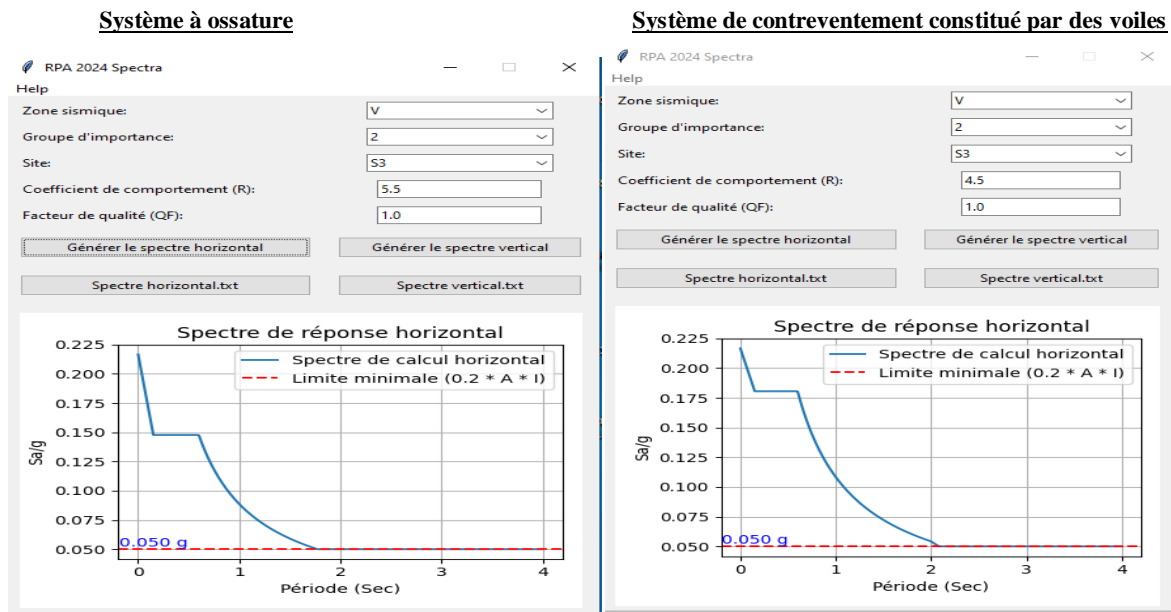


Figure 33 : Spectre de réponse élastique horizontale RPA 2024 [1]

❖ **Choix du coefficient de comportement R RPA 2024 (Art. 3.6) [1]:**

Il est donné en fonction du système de contreventement, il tient compte de la capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Le coefficient de comportement global **R** de la structure, sa valeur est donnée par le RPA 2024 (Art. 3.6) [1] (Tableau 3.18) en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas on a un système de contreventement constitué par des voiles.

On prend :

$$R = 4,5^{(b)}$$

❖ **Facteur de qualité :**

La valeur de Q_F est déterminée par l'équation :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

- P_q : la pondération à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".
- i est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont :

Tableau XVI : Valeurs de pondérations « P_q »

Critère (q)	P _q	
	Sens x	Sens y
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Redondance en plan	0	0

Le facteur de qualité Q_F, tient compte de :

Régularité en plan : La structure est classée régulière en plan.

Régularité en élévation : La structure est classée régulière en élévation selon les critères

Redondance en plan: Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q = 1 + (0 + 0 + 0) = 1$$

V-3) Étude linéaire de la structure avec un contreventement constitué par des voiles:

Le choix de la disposition des voiles des différentes variantes est basé sur les principes suivants :

- Même nombre de voiles suivant les 2 directions orthogonales.
- Disposition la plus symétrique possible des voiles (structure mono-symétrique) suivant les 2 directions orthogonales.
- Même quantité de béton utilisée dans les différentes variantes choisies.
- Voiles disposés du Rez-de-chaussée jusqu'au dernier étage sans variation dimensionnelle.

Les variantes à étudier dans cette présente étude sont présentés à a figure 33 ci-dessous :

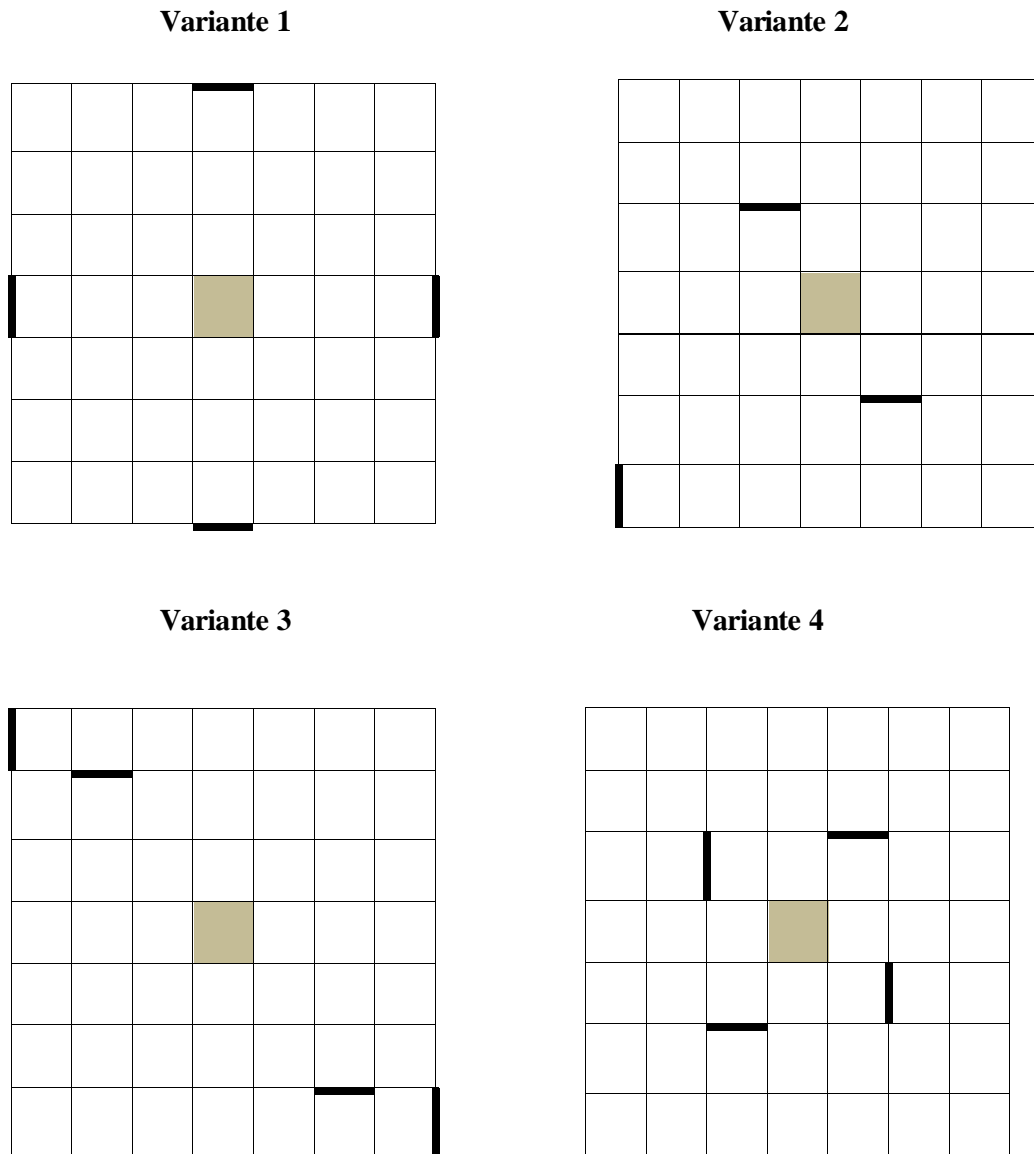


Figure 34 : Variantes à étudier

V-4) Dimensionnement de la structure :

La structure est dimensionnée et vérifiée selon le code de béton aux états limites (BAEL99) [20] et le règlement parasismique algérien (RPA 2024) [1] sur la base d'une analyse linéaire élastique effectuée par le logiciel **SAP 2000 V14.0.0**.

- **Poteaux** : 40 x 40 cm²
- **Poutres secondaires** : 25 x 30 cm²,
- **Poutres principales** : 25 x 30 cm²,
- **Épaisseur des voiles**: 20 cm.

V-5) Ferrailage de la structure :

Après avoir effectué les vérifications préconisées par les règlements (RPA 2024 et BAEL 91), les éléments de la structure sont ferrailés comme suit :

a) Poutres principales (25x30) cm²:

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.5\% \cdot 25 \cdot 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Les poutres sont calculées en flexion simple, puis le choix des armatures est fait comme suit :

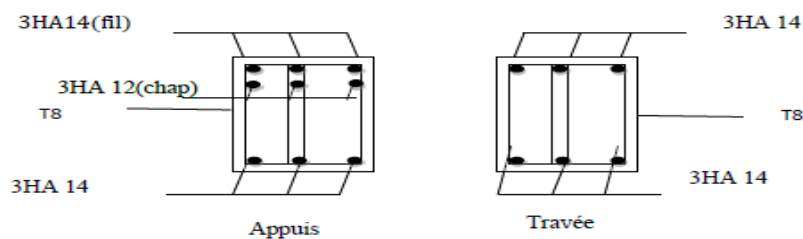


Figure 35 : Schéma de ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires

b) Les Poteaux :

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

Leur pourcentage minimal sera de 1% en zone V (RPA 2024 – Art 7.4.2.1) [1]

$$A_{\min} = 1\% \cdot b \cdot h = 1\% \cdot 40 \cdot 40 = 16 \text{ cm}^2$$

Les poteaux sont calculés en flexion composée, puis le choix des armatures est fait comme suit :

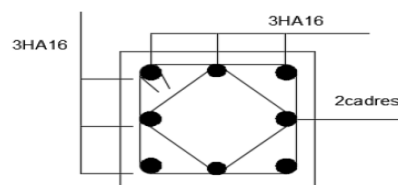


Figure 36 : Schéma de ferrailage des poteaux

Variante 1 :

La figure 37 ci dessous montre la configuration en plan de la première variante :

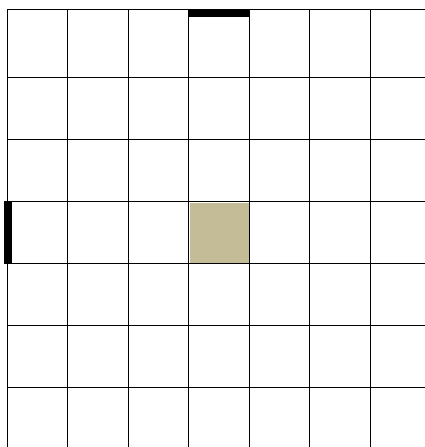


Figure 37: Configuration en plan de la variante 1

a) **Étude du comportement dynamique de la variante 1 :**

Tableau XVII : Modes propres de la structure

MODE	Periode (sec)	Pourcentage de participation massique			Pourcentage cumulé de participation massique	
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	0.218947	0.00%	62.48%	22.72%	0.00%	62.48%
2	0.218723	62.85%	0.00%	22.85%	62.85%	62.48%
3	0.158458	0.00%	35.84%	13.03%	62.85%	98.32%
4	0.158206	35.50%	0.00%	12.91%	<u>98.34%</u>	<u>98.32%</u>

b) **Nombre de modes à considérer :** RPA 2024 (art. 4.3.3) [1]:

La période propre de la structure est de **(0.218 s)**. L'analyse modale effectuée sous SAP 2000 V14 montre qu'au mode 4 la participation massique cumulée a atteint 90% dans les directions principales « x » et « y », alors il y a lieu de retenir le minimum de mode par direction qui est de (04) ce qui satisfait les exigences du RPA 2024[1].

Mode 1, Mode 2 et Mode 3 :

Sont des modes de translation pure selon l'axe X et Y respectivement, avec un pourcentage de participation massique identique dans les deux directions de **98,34%** dans le sens x-x et **98,32%** dans le sens y-y.

Tableau XVIII : Déplacements relatifs latéraux inter-étages (Variante 1) x-x

	SENS x-x				
	δ_{ex} [m]	δ_k [m]	$\Delta_{ex} = \delta_k - \delta_{k-1}$ [m]	$0.0150 h_k$ [m]	
STORY 6	0.00300	0.01350	/	/	Vérifiée
STORY 5	0.00170	0.00765	0.00585	0.0459	Vérifiée
STORY 4	0.00080	0.00360	0.00405	0.0459	Vérifiée
STORY 3	0.00100	0.00450	0.0009	0.0459	Vérifiée
STORY 2	0.00100	0.00450	0	0.0459	Vérifiée
STORY 1	0.00080	0.00360	0.0009	0.0564	Vérifiée

Tableau XIX : Déplacements relatifs latéraux inter-étages (Variante 1) y-y

	SENS y-y				
	δ_{ey} [m]	δ_k [m]	$\Delta_{ey} = \delta_k - \delta_{k-1}$ [m]	$0.0150 h_k$ [m]	
STORY 6	0.00300	0,01350	/	0.0459	Vérifiée
STORY 5	0.00170	0.00765	0.00585	0.0459	Vérifiée
STORY 4	0.00080	0.00360	0.00405	0.0459	Vérifiée
STORY 3	0.00100	0.00450	0.0009	0.0459	Vérifiée
STORY 2	0.00100	0.00450	0	0.0459	Vérifiée
STORY 1	0.00080	0.00360	0.0009	0.0564	Vérifiée

c) Justification de limitation des dommages :

Tableau XX: Justification de limitation des dommages - Variante 1 sens x-x

	SENS x-x					
	δ_{ex} [m]	δ_k [m]	Δ_{ex} [m]	$0.5 \Delta_{ex}$ [m]	$0.0050 h_k$ [m]	
STORY 6	0.00370	0,01665	/	/	0.0153	Vérifiée
STORY 5	0.00210	0.00945	0.00720	0.00360	0.0153	Vérifiée
STORY 4	0.00100	0.00450	0.00495	0.00248	0.0153	Vérifiée
STORY 3	0.00120	0.00540	0.00090	0.00045	0.0153	Vérifiée
STORY 2	0.00120	0.00540	0.00000	0.00000	0.0153	Vérifiée
STORY 1	0.00100	0.00450	0.00090	0.00045	0.0188	Vérifiée

Tableau XXI: Justification de limitation des dommages - Variante 1 sens y-y

	SENS y-y					
	δ_{ey} [m]	δ_k [m]	Δ_{ey} [m]	$0.5 \Delta_{ey}$ [m]	$0.0150 h_k$ [m]	
STORY 6	0.00370	0.01665	/	/	0.0564	Vérifiée
STORY 5	0.00210	0.00945	0.00720	0.00360	0.0459	Vérifiée
STORY 4	0.00100	0.00450	0.00495	0.00248	0.0459	Vérifiée
STORY 3	0.00120	0.00540	0.00090	0.00045	0.0459	Vérifiée
STORY 2	0.00120	0.00540	0.00000	0.00000	0.0459	Vérifiée
STORY 1	0.00100	0.00450	0.00090	0.00045	0.0459	Vérifiée

Tableau XXII : Vérification des effets P- Δ ,(Variante 1)

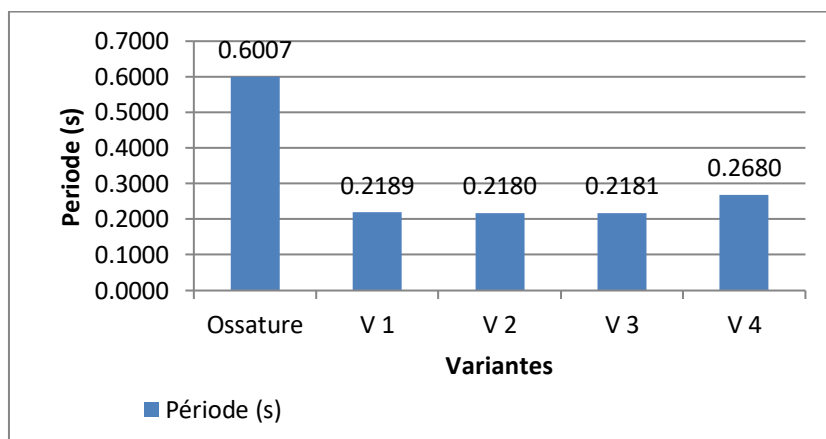
Niveau	Pk (KN)	hk (m)	Sens x-x			Sens y-y		
			Vk (KN)	Δk (m)	θ_k	Vk (KN)	Δk (m)	θ_k
STORY 6	7 727.58	3.06	3 396.63	0	0.000	2164.8492		0.000
STORY 5	15 235.26	3.06	3 377.42	0.00720	0.011	1021.2255	0.0072	0.035
STORY 4	22 742.94	3.06	2 779.94	0.00495	0.013	2778.9495	0.00495	0.013
STORY 3	30 250.63	3.06	2 199.70	0.0009	0.004	2199.3826	0.0009	0.004
STORY 2	37 758.31	3.06	2 172.04	0.0000	0.000	2174.2123	0.0000	0.000
STORY 1	45 501.19	3.76	6 094.73	0.0009	0.002	6089.8806	0.0009	0.002

Résultats :

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés car la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta_k < 0.10$ et pour es deux directions.

V-6) Étude comparative entre le système à ossature et le système de contreventement constitué par des voiles :

a) Comparatif des périodes propres :



Variantes	Période (s)
Ossature	0.6007
Variante 1	0.2189
Variante 2	0.2180
Variante 3	0.2181
Variante 4	0.2680

Figure 38 : Comparaison des périodes

Commentaire :

D'après les résultats, on remarque que l'introduction des voiles ramène la période de 0.6s pour l'ossature à environ 0.22s pour les périodes des variantes 1, 2 et 3, l'introduction des voiles de contreventement permet de rigidifier la structure.

b) Déplacements inter-étages :

En utilisant le logiciel **SAP 2000**, on tire les déplacements inter-étages pour chacune des quatre variantes étudiées :

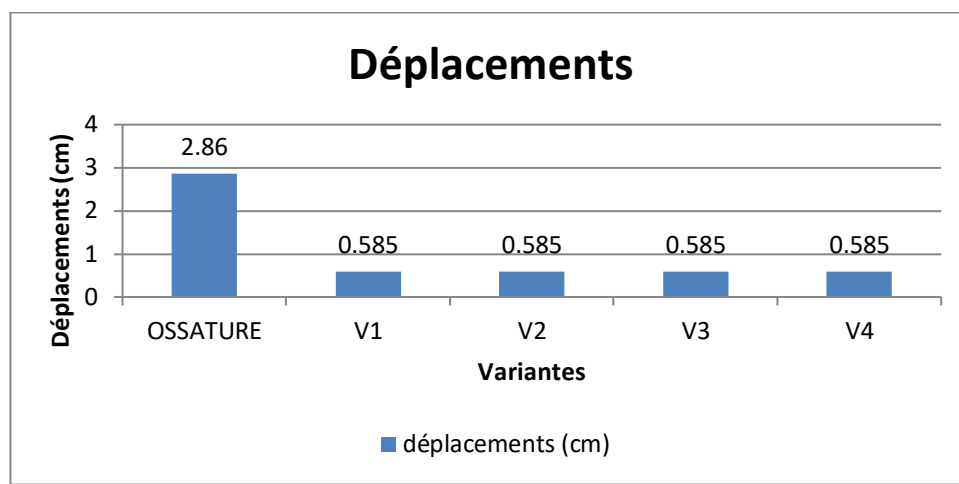


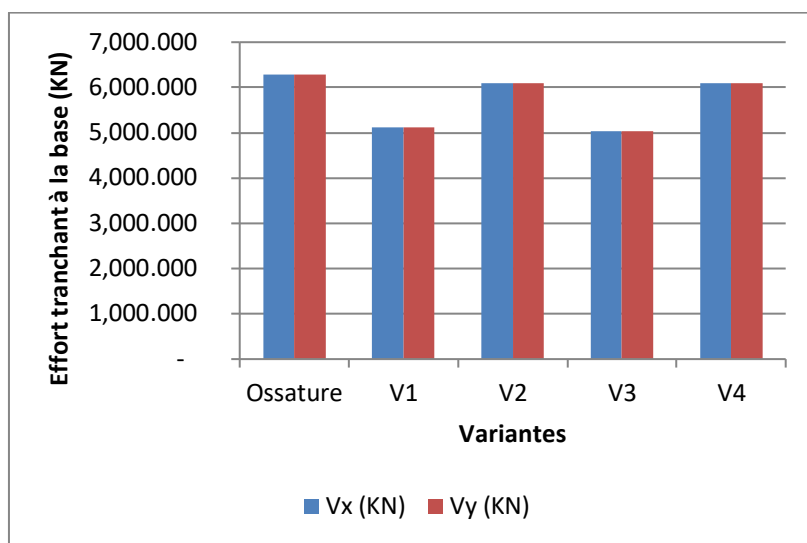
Figure 39 : Comparaison des déplacements suivant le sens x-x

Commentaire :

Au niveau de la figure 37, il est représenté un histogramme de comparaison entre les déplacements pour les différentes variantes et aussi dans la direction (x-x) qui est identique à l'autre direction (y-y)

Le choix de la comparaison sur la base des déplacements absolus est de mettre en évidence l'influence de l'injection des voiles sur le comportement de la structure, L'introduction des voiles réduit considérablement les déplacements d'environ 80% garantissant un comportement sismique plus sûr.

c) Effort tranchant à la base (KN) :



	V _x (KN)	V _y (KN)
Ossature	6 285.548	6 285.573
Variante 1	5 122.840	5 114.100
Variante 2	6 094.730	6 089.881
Variante 3	5 028.144	5 024.540
Variante 4	6 094.730	6 089.881

Figure 40 : Forces sismiques des variantes étudiées

Commentaire :

Les résultats montrent qu’avec un effort tranchant global d’environ 6 285 KN pour l’ossature seule, l’introduction des voiles de contreventement réduit significativement cet effort de façon variable. Les configurations V3 et V1 réduit l’effort tranchant d’environ 20%.

V-7- Étude non linéaire:

V-7-1 Comparaison des courbes de capacité:

a) Ossature :

Déplacements (m)	Base Force (KN)
0.000	0.000
0.001	117.70
0.027	5 421.65
0.042	6 405.97

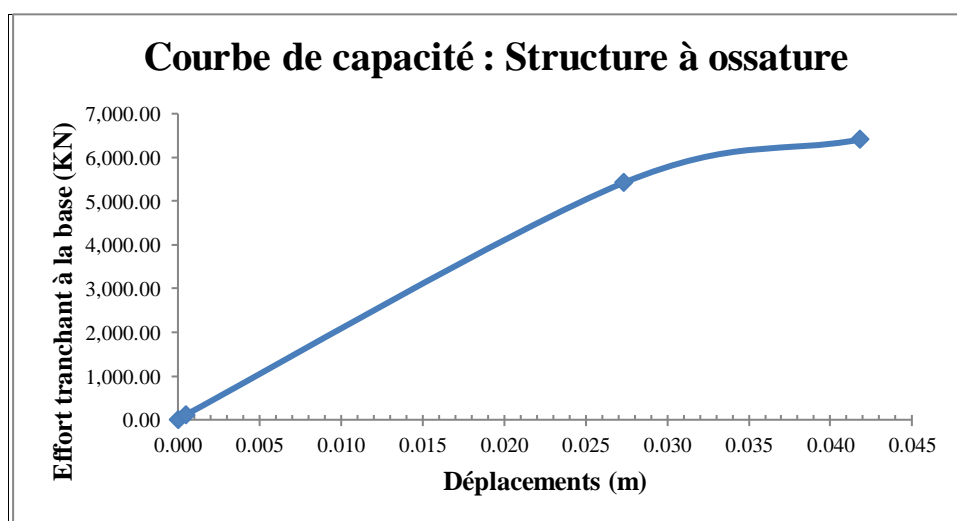


Figure 41 : Courbe de capacité - structure à ossature

Commentaire :

Après avoir créé et introduit les différentes rotules aux éléments et avoir paramétré les options d'analyse pushover on trace la courbe de performance sismique présenté à la figure 40. L'allure de la courbe est linéaire jusqu'à une valeur de l'effort tranchant de l'ordre de 5 421.65 KN puis un palier post élastique qui présente un certain palier ductile jusqu'à la ruine à $V = 6\,405.97$ KN et un déplacement de ruine de 0.042 m .

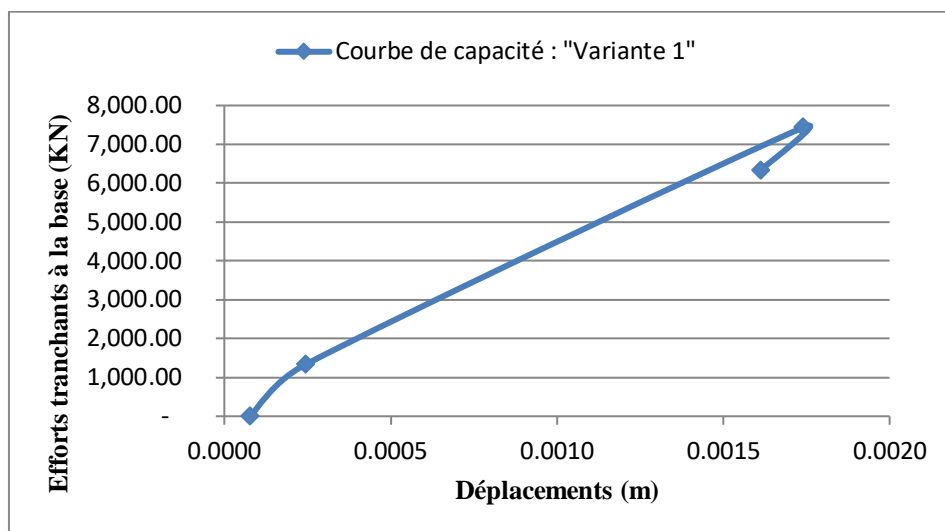
b) Variante 1 :

Figure 42 : Courbe de capacité – Variante 1

Commentaire :

La courbe de capacité représente une allure linéaire jusqu'à $V = 7\,436.78$ KN avec un déplacement de $U = 0.0017$ m ; puis entre dans un palier post élastique présentant une certaine ductilité qui évolue dans le sens d'un raffermississement jusqu'à une limite de $V_P = 6\,332$ KN avec un déplacement de $U_P = 0.0006$ m.

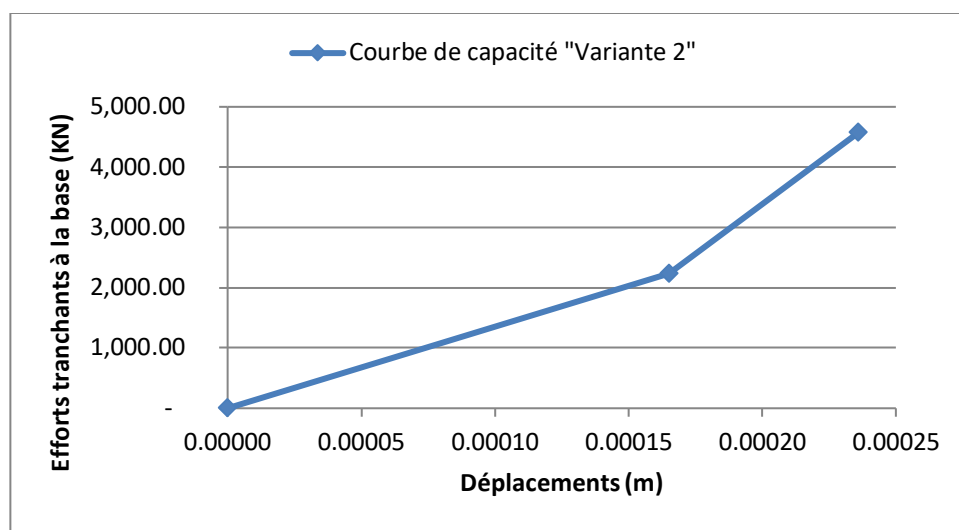
c) Variante 2 :

Figure 13 : Courbe de capacité – Variante 2

Commentaire :

La courbe représente l'évolution en fonction du déplacement, on constate une évolution de l'allure de courbe en deux paliers qui évolue dans le domaine linéaire.

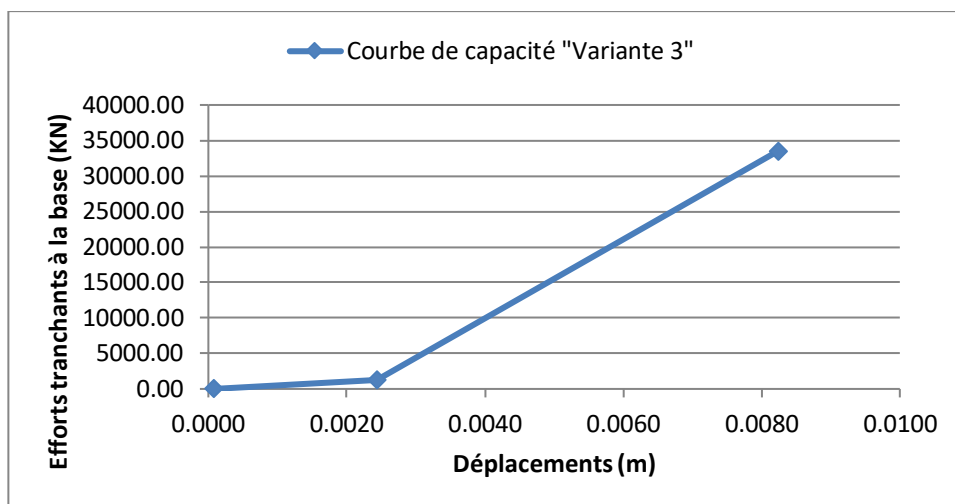
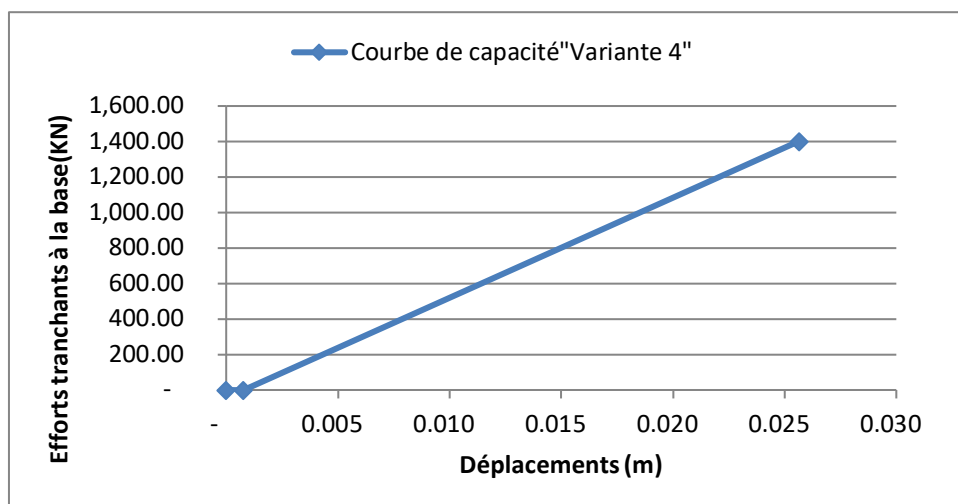
d) Variante 3 :

Figure 44 : Courbe de capacité – Variante 3

Commentaire :

La courbe représente l'évolution en fonction du déplacement, on constate une évolution de l'allure de la courbe selon deux paliers, un premier palier qui évolue dans le domaine linéaire, puis un second palier qui présente une certaine raideur qui peut être expliquée par la simulation des voiles (sans introduction des rotules).

e) Variante 4 :**Figure 45 :** Courbe de capacité – Variante 4**Commentaire :**

La courbe représente l'évolution en fonction du déplacement, on constate une évolution de l'allure de la courbe en un seul palier qui évolue dans le domaine linéaire.

Conclusion :

L'analyse comparative des différentes variantes met en évidence les points suivants :

- L'introduction des voiles rigidifie considérablement la structure en réduisant la période propre de « 0.60 s (ossature seule) à environ 0.22 s pour les variantes 1, 2 et 3 », garantissant ainsi une meilleure résistance sismique.
- En termes de déplacements inter-étages, la variante 1 (V1) présente les dérivés les plus faibles et toutes vérifiées conformément aux exigences du RPA 2024, ce qui assure d'un comportement plus sûr et mieux maîtrisé.
- L'analyse pushover a confirmé que la variante 1 (V1) présente un comportement initial rigide puis une bonne ductilité, traduisant une meilleure capacité dissipative et donc une sécurité face à l'action sismique.

Ainsi, la disposition des voiles correspondant à la variante 1 (V1) constitue le choix le plus équilibré et le plus fiable, car elle assure à la fois rigidité, limitation des déplacements, conformité réglementaire et bonne capacité dissipative.

Conclusion générale

Dans cette étude, l'objectif est d'analyser le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé (R+5) en évaluant l'influence des différentes dispositions de voiles de contreventement. L'étude a été menée conformément au RPA 2024 et à l'aide du logiciel SAP 2000, en s'appuyant sur la méthode d'analyse linéaire et l'analyse non linéaire « Pushover ».

Les résultats obtenus ont montré que la présence de voiles contribue de manière significative à l'amélioration de la stabilité et de la sécurité des structures, en réduisant la période fondamentale, les déplacements latéraux, la justification de non effondrement, la justification de limitation des dommages, la justification vis-à-vis de l'effet P- Δ et la justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble. Les variantes retenues (V1 et V3) se sont révélées les plus performantes, combinant à la fois rigidité, dissipation d'énergie et régularité du comportement global.

Ainsi, il ressort que la conception et la disposition optimale des voiles jouent un rôle déterminant dans la performance parasismique des constructions en béton armé. Ce travail confirme l'importance d'une approche rigoureuse et intégrée entre les aspects réglementaires, analytiques et pratiques pour concevoir des ouvrages sûrs, stables et conformes aux exigences modernes en matière de sécurité sismique.

Bibliographie

- [1] : Règles Parasismiques Algériennes, « **RPA 2024 D.T.R. B.C.2.48** », Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Algérie.
- [2] : **M. HAMIZI, A. KAHIL, S. BOUKAIS, NE. HANNACHI, 2011** : « *Recherche de la position optimale des voiles et endommagement des structures sous charges dynamiques* », communication de 10^{ème} congrès de mécanique Oujda 2011, Maroc.
- [3] : Victor DAVIDOVICI : https://fr.slideshare.net/ArchiGuelma/cours_structure_les_contreventements
- [4] : BELKHEIR M. A. : « *Influence de la disposition optimale des voiles sur la performance sismique des bâtiments* ».Mémoire de magister en génie civil: Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2012.
- [5] : Guide de la conception parasismique des bâtiments. Paris, Editions EYROLLES 2004.
- [6]: MD. Rokanuzzaman, Farjana Khanam, Anik Das, S. Reza Chowdhury: *Effective location of shear wall on performance of building frame subjected to lateral loading. International journal of advances in Mechanical and civil engineering, ISSN: 2394-2827 Volume-4, Issue 6 Dec.-2017*
- [7] : PROF.A.KASSOUL -USB Chlef, cours : *ossatures bâtiment: les murs (2015/2016)*
- [8] Sermin Oğuz, 2005: *Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures, Phd Thesis, Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University, Turkey.*
- [9]: A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, University of California at Berkeley
- [10] : MEDJERAB Mohammed : *Modélisation Parasismique des Structures En Béton Armé Mémoire de Magistère 2012, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie*
- [11] : Louzai, A. : *Évaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires. Thèse en vue de l'obtention du doctorat en génie civil. Université de Tizi-Ouzou, 2016, Algérie, 118 p.*
- [12] : ZEBDJI Salim, BEN BOUZID Mohamed : *Analyse statique non linéaire par poussée progressive « push over » d'un bâtiment renforcé, Projet de fin d'étude, Université de Guelma ,2008*
- [13] : ZAHZOUH Abdelkader : *Analyse statique non-Linéaire d'un bâtiment R+12 en béton armé, 2020, Université Abou Bekr Belkaïd– Tlemcen*
- [14] EUROCODE 8 : *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, Septembre 2005.*

- [15] : DTR charges permanentes et charges d'exploitation
- [16]: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Paulay & Priestley (1992)
- [17] : BENYAHY Karim : *Étude d'une tour (R+12) avec recherche de la disposition optimale des voiles ; Mémoire d'ingénieur d'État en génie civil, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (2010)*
- [18]: MESSAS Amar: *Recherche de la position optimale des voiles par une méthode d'analyse linéaire et non-linéaire, UMMTO 2019 Mémoire de Master*
- [19]: Kwan, A. K. H. (2014): *Use of shear walls in high-rise buildings: interaction with frame system, Engineering Structures Journal,*
- [20]: Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (2004): *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*; Éditeur : CRC Press
- [21]: MADI Rafik , GUENFOUD Mohamed : « *Recherche de la position optimale des voiles* », *Laboratoire LGCH, Université 8 mai 45, Guelma, Algérie.(2018)*
- [22] : Règles BAEL 91 révisées 99 : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- [23] : FEMA 356: *Pre-standard and Commentary for the seismic Rehabilitation of Building, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C, USA, November 2000*
- [24] : TILMATINE THILLELI : *Étude comparative de la performance sismique entre plusieurs systèmes de contreventement d'une structure en béton armé, UMMTO 2019 Mémoire de Master*
- [25] : BELAZOUZ Lynda : *Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures .Mémoire de magister en génie civil : UMMTO 2016 MEMOIRE DE MAGISTER*
- [26]: SAP2000: Detailed Tutorial Including Pushover Analysis, Computers and Structures, Berkeley, California.
- [27] : C.B.A 93.-BC.2-41. : *Document Technique Réglementaire DTR.Règles de conception et de calcul des structures en béton armé*

Résumé

Ce travail étudie le comportement sismique d'un bâtiment (R+5) en béton armé situé à Bouzguene, wilaya de Tizi Ouzou, conformément au règlement parasismique algérien **RPA 2024**. L'analyse réalisée avec le logiciel **SAP 2000**, compare plusieurs dispositions de voiles de contreventement à travers les périodes propres, déplacements inter-étages, efforts tranchants et analyse pushover. Les résultats montrent que l'introduction des voiles réduit significativement la période et les déplacements, tout en améliorant la sécurité et la performance parasismique. Les variantes 1 et 3 sont retenues comme les configurations optimales, car elles assurent à la fois sécurité, stabilité et capacité dissipatives, démontrant l'importance d'une bonne conception et disposition des voiles dans les structures en béton armé soumises à l'action sismique.

Abstract

This work studies the seismic behavior of a reinforced concrete building (R+5) located in Bouzguene, wilaya of Tizi Ouzou, in accordance with the Algerian seismic regulation **RPA 2024**. The analysis carried out with **SAP 2000** software compares several arrangements of shear walls through natural periods, inter-story displacements, shear forces and pushover analysis. The results show that the introduction of the walls significantly reduces the period and displacements, while improving safety and seismic performance. Variants 1 and 3 are retained as the optimal configurations, as they ensure both safety, stability and dissipative capacity, demonstrating the importance of good design and arrangement of walls in reinforced concrete structures subjected to seismic action.