

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Boudiaf –M'sila

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN d'ETUDES

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : STRUCTURE

THEME

Expertise-Vulnérabilité des constructions

Dirigé par :

Mr. BOULAOUAD Abderrachid.

Soutenu devant le jury composé de :

Mr.

Mr.

Mr.

Présenté par :

TAIBAOUI Meriem

President.

Examineur.

Examineur.

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Dieu Tout-Puissant pour la bonne chance, la santé et le courage de faire mon humble travail.

Je remercie mes parents, frères et neveux pour leur soutien et leur aide.

J'offre mes remerciements, ma gratitude et mon amour à ma famille et à mes amis,

Je remercie et j'aime mon oncle pour son soutien et son aide dans l'humble travail

J'adresse mes sincères remerciements à mon professeur, Monsieur boulaouad Abderrachid.

Et sans oublier de remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre éducation

Nous adressons nos salutations et nos remerciements aux membres du comité d'arbitrage pour leur participation.

Afin d'accepter mon humble évaluation de travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail

A ma très chère mère

A mon très cher père

A mes chers frères et mes chères sœurs

A tout ma famille

A tous mes amis « de classe structure »

Promotion 2023

Sommaire

Résumé :	i
Liste des Figures :	ii
Liste des Tableaux :	iii
Introduction générale :	1
Chapitre I. Notion de sismologie :	3
I.1. Le séisme :	3
I.1.1. Séismes Déclenchés par L'homme :	3
I.1.2. Séismes tectoniques :	3
I.2. Ondes sismiques :	4
I.2.1. Ondes de volume :	5
I.2.2. Ondes de surface :	5
I.3. Causes des séismes en général :	6
I.4. Définition des degrés d'intensité :	7
I.5. Les Conséquences sur les personnes et les biens :	8
I.5.1. Les Conséquences sur l'homme :	8
I.5.2. Les Conséquences sur l'économie :	8
I.5.3. les conséquences sur l'environnement :	8
Chapitre II. Historique de la sismicité en Algérie :	9
II.1. Introduction :	9
II.2. Principaux séismes d'Algérie :	9
II.3. Le Séisme de Boumerdes 21 mai 2003 (MW :6.8) :	13
II.3.1. Introduction :	13
II.3.2. Contexte Tectonique du Séisme :	14
II.3.3. Caractéristiques du Séisme du 21 mai :	14
II.3.4. Les Répliques :	15
II.3.5. Effets du Séisme :	16

II.4. Le Séisme d'Ain Temouchent 22/12/1999 (MW : 5.7) :.....	16
II.4.1. Introduction :	16
II.4.2. Sismicité Historique :	17
II.4.3. Le Séisme d'Ain Temouchent Caractéristiques :	17
II.4.4. Les Effets du Séisme :	18
Chapitre III. L'étude dynamique :	20
III.1. L'étude dynamique :	20
III.1.1. Objectif de l'étude dynamique :.....	20
III.1.2. Sélection de la méthode de calcul :	20
III.2. Données sismiques de la structure :	21
III.2.1. La classification des ouvrages est leur importance :	21
III.2.2. Description du projet :.....	21
III.3. LA Méthode dynamique modale spectrale :	22
III.3.1. principe :.....	22
III.3.2. Modélisation :.....	22
III.3.3. Calcul de la force sismique :	23
III.3.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse :	23
III.3.4.1. Coefficient d'accélération A :	23
III.3.4.2. Périodes caractéristiques :	24
III.3.4.3. Facteur de correction d'amortissement :.....	24
III.3.4.4. poids total de la structure (W) :.....	24
III.3.4.5. Facteur de qualité Q :	25
III.3.4.6. Coefficient de comportement global (R) :.....	26
STRUCTURE 1 : portique contreventé par voiles.....	26
III.4. Disposition des voiles de contreventement :	30
III.4.1. Caractéristiques Géométriques :.....	30
III.4.2. mode de vibration et participation massique :	31
III.4.3. Schémas des modes de vibration :.....	31

III.4.4. Vérification vis-à-vis le [RPA99V2003] :	34
III.4.4.1. Vérification du comportement dynamique :	34
III.4.4.2. Vérification de la période fondamentale :	35
III.4.5. vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	36
III.4.5.1. calcul de facteur d'amplification dynamique D :	36
III.4.5.2. Calcul de facteur D suivant le sens x et sens y :	37
III.4.5.3. Vérification de l'effet normal réduit :	38
III.4.5.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étage :	39
III.4.5.5. Vérification de l'effet P- Δ :	40
III.4.5.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :	41
III.5. Calcul de la force sismique :	46
III.5.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :	47
III.5.2. calcul de facteur d'amplification dynamique D	47
III.5.3. Calcul de facteur D suivant le sens x et sens y :	48
III.5.4. Vérification de l'effet normal réduit :	50
III.5.5. Vérification de l'effet P- Δ :	51
III.5.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :	52
III.6. Méthode d'analyse Push-Over :	53
III.6.1. Introduction :	53
III.6.2. Buts d'une Analyse Push-Over:	53
III.6.3. Description de l'analyse Push-over :	54
III.6.4. courbe de capacité :	55
III.7. Méthode L'évaluation des vulnérabilités :	56
III.7.1. Introduction :	56
III.7.1.1. Analyse statique et dynamique :	56
III.7.1.2. Méthodes expérimentales :	56
III.7.1.3. Modélisation informatique :	56
III.7.1.4. Normes et codes de construction :	56

Chapitre IV. Méthode analytique (quantitative) :	56
IV.1. Exemple d'application de la méthode Push-over pour l'analyse :	56
IV.1.1. description du bâtiment :	56
IV.1.1. Modélisation :	57
IV.1.2. définition des points de la courbe :	58
IV.1.3. Résultats :	59
IV.1.3.1. Courbes de capacité :	59
Remarque conjoncturel :	50
Conclusion comparative :	50
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	50

ملخص :

لا يزال البناء الزلزالي هو الوسيلة الوحيدة لمنع الكوارث بسبب الزلازل ، وهي ظواهر لا يمكن التنبؤ بها تمامًا ، ومفهوم الخطر هو نتاج الخطر الزلزالي بسبب الضعف ،

لذلك يجب أن نفكر في المدى القصير والمتوسط والطويل ،

أولاً: استهداف الإنشاءات المعرضة للخطر وتجنب إعادة إنتاج هذه الأنواع من الهياكل.

ثانياً: تعزيز الأعمال القائمة حسب درجة ضعفها ،

أخيراً: فكر في مخزون مساكن بديل سيكون قادرًا على استبدال الموجود على المدى الطويل.

من هذا المنظور ، فإن ما يسمى بدراسات (قابلية التأثر) تجعل من الممكن تنفيذ خبرة المباني

القائمة على المستوى المحلي أو حتى الوطني من خلال الشركات أو مكاتب التصميم التي

تطلبها السلطات العامة (المجلس البلدي، المجلس الولائي،....) أو خاص (تأمين، مالكون،....)

Abstract :

Seismic construction remains the only means of preventing disasters due to earthquakes, which are completely unpredictable phenomena, the notion of risk being the product of seismic hazard by vulnerability,

we should therefore think about the short, medium and long term,

First: target vulnerable constructions and avoid reproducing these types of structures.

Secondly: reinforce the existing works according to their degree of vulnerability,

Finally: think of a replacement housing stock that will be able to replace the existing one in the long term.

in this perspective, the so-called (vulnerability) studies make it possible to carry out the expertise of existing buildings at a local or even national level through companies or design offices which would be requested by public authorities (APC, APW,) or private (insurance, owners,....)

Résumé :

la construction parasismique rest le seul moyen de prévention des catastrophes dues aux séismes qui sont des phénomènes tout à fait imprévisibles la notion de risque étant le produit de l'aléa sismique par la vulnérabilité,

Il faudrait donc penser à court, moyen et long termes, à

Premièrement: cibler les constructions vulnérables et éviter de reproduire ce type de structures.

Deuxièmement : renforcer les ouvrages existants selon leurs degrés de vulnérabilité,

Enfin : penser à un parc immobilier de substitution qui sera en mesure de remplacer celui existant à long terme.

dans cette perspective, les études dites de (vulnérabilité) permettent de faire l'expertise de bâtiments existants à un niveau local ou même national par le biais de sociétés ou bureaux d'étude qui seraient sollicités par les instances publiques (APC, APW,.....) ou privées (assurances , propriétaires,.....).

Liste des Figures :

Figure I:1 : Répartition des plaques Tectoniques.....	4
Figure I:2: Schématisation de la propagation des ondes sismiques.	6
Figure I:3: Causes des séismes.....	7
Figure II:1: Le Séisme de Boumerdes 21 mai 2003.....	14
Figure II:2: Le Séisme d'Ain Temouchent 22/12/1999.	17
Figure II:3: Carte Isoséiste du séisme	18
Figure III:1: structure portique contreventé par voiles.....	27
Figure III:2: distribution de l'effort Normal.	29
Figure III:3: Spectre de réponse sismique.....	29
Figure III:4: Disposition des voiles de contreventement.	30
Figure III:5: Schémas des modes de vibration (XX).....	32
Figure III:6: Schémas des modes de vibration (YY).....	33
Figure III:7: Schémas des modes de vibration (Torsion)	34
Figure III:8: structure portique auto stable (sans voiles).....	42
<i>Figure III:9: Spectre de réponse sismique.</i>	<i>43</i>
Figure III:10: Schémas des modes de vibration (XX).....	44
Figure III:11: Schémas des modes de vibration (YY).....	45
Figure III:12: Schémas des modes de vibration (Torsion)	45
Figure III:13: Description de l'analyse Push-over.	54
<i>Figure III:14: courbe globale de capacité Push-over.</i>	<i>55</i>
Figure IV:1 modèle en 3D modélisation sap2000.....	57
Figure IV:2: Courbe force- déformation	58
Figure IV:3: courbe de capacité sens transversal (xx) poteau 40×40.....	59
Figure IV:4: courbe de capacité sens longitudinal (yy) poteau 40×40.....	60
Figure IV:5: courbe de capacité sens transversal (xx). poteau(30×30).....	61
Figure IV:6: courbe de capacité sens longitudinal (yy) poteau 30×30	62
Figure IV:7: Comparaison des deux courbes capacité xx.	64
Figure IV:8: Comparaison des deux courbes capacité yy.	64
Figure IV:9: formation des rotules plastiques sens (xx) poteaux 40×40	65
Figure IV:10: formation des rotules plastiques sens (xx) poteaux 30×30	65

Liste des Tableaux :

Tableau I-1: Définition des degrés d'intensité de l'échelle de Mercalli.[5].....	7
Tableau II-1:Principaux séismes d'Algérie.	9
Tableau II-2:Répliques Les Plus Importantes Séismes d'Algérie.....	15
Tableau III-1:tableau des valeurs du Coefficient d'accélération de zone.	24
Tableau III-2:valeurs de Périodes T1etT2.....	24
Tableau III-3: valeurs du coefficient de pondération β	25
Tableau III-4:observation de facteur des pénalités de structure.....	25
Tableau III-5:valeura du coefficient de comportement.....	26
Tableau III-6: Distribution de l'effort normal dans les voiles et les poteaux.	28
Tableau III-7: mode de vibration et participation massique.	31
Tableau III-8: valeurs du coefficient CT.....	35
Tableau III-9: période fondamentale T de calcul.	37
Tableau III-10: récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.	38
Tableau III-11: vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	38
Tableau III-12: vérification d'effort normal réduit selon X-X et YY.	39
Tableau III-13: Valeurs des déplacements inter-étages.	39
Tableau III-14: Vérification des déplacements inter-étage.	40
Tableau III-15: distribution de la Renversement des forces sismique direction XX et YY.....	41
Tableau III-16: mode de vibration et participation massique. (Structure sans voile)	43
Tableau III-17: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.	46
Tableau III-18: période fondamentale T de calcul.	48
Tableau III-19: récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente	49
Tableau III-20: vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	49
Tableau III-21: vérification d'effort normal réduit XX et YY.....	50
Tableau III-22: Valeurs des déplacements inter-étages.	51
Tableau III-23: Vérification des déplacements inter-étage	52
Tableau III-24: distribution de la Renversement des forces sismique direction XX et YY.....	52
Tableau IV-1: formation des rotules plastiques dans les niveaux de performances sens (xx).poteau(40×40).....	59
Tableau IV-2: formation des rotules plastiques dans les niveaux de performances sens (yy)poteau (40×40).	60
Tableau IV-3: formation des rotules plastiques dans les niveaux de performances sens (xx).....	61

Tableau IV-4:formation des rotules plastiques dans les niveaux de performances sens (yy)poteau(30×30).....	63
---	----

Introduction générale

Introduction générale :

Construire a toujours été l'une des préoccupations premières de l'homme et l'un de ses métiers de prédilection. Le choix du type d'ouvrage a toujours été un facteur majeur dans les nombreuses questions entourant la construction d'ouvrages.

Malheureusement, les catastrophes naturelles telles que les tremblements de terre, les cyclones et les volcans continuent de menacer ces projets et bâtiments. Il est nécessaire de suivre les nouvelles techniques de construction afin de construire des ouvrages dignes de confiance par rapport à ces aléas naturels.

L'une de ces nouvelles méthodes est la construction parasismique des bâtiments, qui est sans conteste le moyen le plus sûr de prévenir le risque sismique. Elle exige le respect des règles générales d'une bonne construction en amont, mais s'appuie également sur des principes particuliers, du fait de la spécificité des charges sismiques. Ces principes et leurs formes d'application sont typiquement rassemblés, avec plus ou moins de spécificité, dans des règles parasismiques. Cette réglementation, connue sous le nom de « RPA99 version 2003 » de la Réglementation Parasismique Algérienne, vise à assurer un niveau approprié de sécurité des vies humaines et des bâtiments.

Cette réglementation (code) est utilisée à deux fins (objectifs) :

- la conception des nouvelles constructions selon les règles de l'art pour assurer leur résistance aux séismes éventuels.
- l'expertise des anciennes constructions (existantes) pour évaluer leur degré de vulnérabilité ou de dommage et donner un avis sur leur état et la décision à prendre : la réparation ou la démolition.

Notre travail entre dans le cadre du deuxième objectif, c'est-à-dire l'expertise des bâtiments existants.

Le nord de l'Algérie est l'une des zones les plus sismiques et la plupart des grandes villes y sont situées. Dans ces villes. La plupart des risques résultant des tremblements de terre sont dus à l'effondrement complet des bâtiments, c'est pourquoi il est nécessaire de connaître l'état de santé des bâtiments afin de construire une expérience de vulnérabilité.

Les batis préexistants sont nécessairement composés de batis actuel, récent, anciens et plus ou moins archaïques. Si l'on devait intégrer tout cet ensemble, temporellement hétérogène, il y aurait nécessairement une certaine forme d'incompatibilité apparente, normative ou consacrée uniquement par l'usage de ceux qui nous ont précédés chaque génération selon le know how (savoir faire) qui est le sien.

C'est pour cette raison que seule une classification par âge structurale pourrait être accessible à nos normalisateurs via une distribution spatiale temporelle de compatibilité entre « la norme actuelle et les repères et usages par normatifs de nos anciens concepteurs et constructeurs ». Plusieurs centaines d'années exemplent qu'elle norme ont été respectées par les anciens, les modernes et les actuels au sens propre du terme. Aussi nous n'avons nullement la prétention d'obliger un quelconque ouvrage pré-existant à se soumettre a posteriori aux normes d'aujourd'hui.

De ce fait, deux grandes actions peuvent être envisagées ; l'une permettant d'intégrer

La résistance, résilience du bâtiment préexistant à travers son degré de santé actuel (degré de délabrement au bon aspect structurale pour chacune des structures ; ceci via des contrôles globaux de l'aspect visible et du livret de santé légué dans les archives des anciens. De l'autre côté les ensembles d'ouvrages, structure et autre ayant et suivant des normes plus ou moins actuelles (exemple BA45 jusqu'au règlement actuels, eurocode, RPA.....etc)

Autrement dit rien n'empêche les organismes habilités à cet effet d'ont lancer des campagnes d'inspections sanitaires pas nécessairement trop approfondies car se serait du domaine de l'utopie.

Compte tenu de l'inaccessibilité des éléments porteurs sauf- via des systèmes non destructifs et fonder sur [the global behavior] C, a, d Le comportement global de la structure attesté par les archives intrinsèques des structures si non communal ou cadastral qui aurait été consignées l'hor de la survenue d'aléas naturels géologique, météorologique, sismique, climatique ect.

Car il est utopique de vouloir procéder systématiquement à l'établissement de carnets de santé pour des structures centenaires au pluri centenaire.

L'usage veut que est reconnu comme structure structurellement apte, celle ayant subi de aléas antérieurs (aléa, sismique, climatiqueetc).

Cette expérience vise à analyser la vulnérabilité des bâtiments au risque à travers une comparaison entre le RPA 99, v2003 et le RPA 88.

Notre étude est menée selon quatre chapitres, le premier contenant des notions de sismologie. Dans le deuxième chapitre, l'histoire de la sismicité en Algérie, puis dans le troisième chapitre, les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité, après cela nous avons étudié la dynamique et la sismicité comparaison entre RPA 99 version2003 et RPA88, et le quatrième chapitre Application et analyse des résultats, Remarque conjoncturel. Nous avons terminé notre travail par une Conclusion comparative

CHAPITRE I :
NOTION DE SISMOLOGIE

Chapitre I. Notion de sismologie :

I.1. Le séisme :

Un séisme est la libération violente de l'énergie potentielle accumulée dans les roches, résultant de l'interaction des mouvements relatifs des différentes composantes du champ énergétique terrestre. Lorsque les niveaux de pression dépassent un certain seuil, un déséquilibre se produit, entraînant la propagation d'ondes sismiques dans toutes les directions qui impactent la surface de la terre. Ces mouvements du sol affectent les structures en modifiant leurs points d'appui, et leur amplification à l'intérieur du bâtiment varie en fonction de la durée de la secousse sismique et des caractéristiques du sol.

I.1.1. Séismes Déclenchés par L'homme :

Les séismes induits, également appelés séismes d'origine artificielle, se produisent à la suite d'activités humaines telles que la construction de barrages, les pompages en profondeur, l'extraction minière, les explosions souterraines ou nucléaires, ainsi que les bombardements. Ces séismes, de magnitude faible à moyenne, ont été largement observés et étudiés depuis les années 1960-1980.[1]

I.1.2. Séismes tectoniques :

Les séismes sont générés par les mouvements des plaques tectoniques. Ils se forment aux zones de contact entre différentes plaques tectoniques, et plus rarement, dans les zones de faiblesse à l'intérieur des plaques.

Ces séismes sont les plus fréquents et les plus dévastateurs. Ils exercent une pression sur les roches de la lithosphère.

Les séismes sont classés en trois catégories en fonction de la profondeur de leur foyer :

- ✓ - Les séismes superficiels se produisent entre 0 et 70 km de profondeur. Ils représentent environ 70 % des tremblements de terre détectés.
- ✓ - Les séismes intermédiaires ont leur foyer situé entre 70 et 300 km de profondeur. Ils constituent environ 25 % de tous les séismes.
- ✓ - Les séismes profonds sont plus rares, ne représentant qu'environ 5 % du total. Leurs foyers se situent entre 300 et 700 km de profondeur. [2]

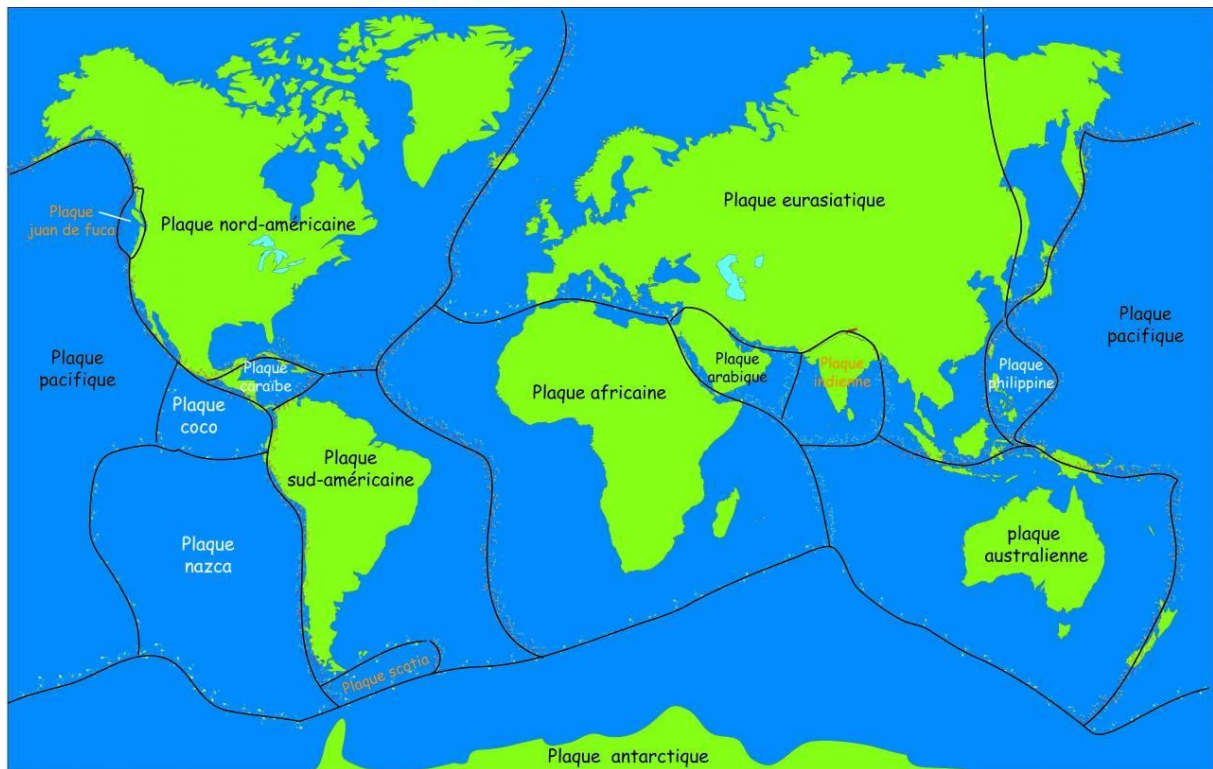


Figure I:1 : Répartition des plaques Tectoniques.

I.2. Ondes sismiques :

Les ondes sismiques sont des vibrations qui se propagent à travers un milieu matériel et peuvent causer des modifications irréversibles si leur amplitude est suffisante. Elles sont générées par un événement initial, généralement un séisme. L'énergie libérée lors de cet événement déplace les atomes du milieu, qui à leur tour déplacent d'autres atomes avant de revenir à leur position initiale. Ces déplacements oscillatoires se propagent de proche en proche, formant ainsi les ondes sismiques.

Un séisme émet des ondes sismiques dans toutes les directions. Les ondes de volume se subdivisent en ondes longitudinales, également appelées ondes P, et en ondes transversales, connues sous le nom d'ondes S.

En plus des ondes volumétriques, il existe également les ondes de surface. Ces ondes se propagent le long de la surface terrestre et peuvent causer des dommages importants aux structures. [3]

I.2.1. Ondes de volume :

Les ondes sismiques se propagent à travers le globe terrestre. Leur vitesse de propagation dépend du matériau qu'elles traversent et, de manière générale, elle augmente avec la profondeur car les matériaux deviennent plus rigides. Pour un matériau donné, la masse volumique augmente généralement moins rapidement avec la pression que la rigidité, ce qui crée une corrélation positive apparente entre la masse volumique et la vitesse des ondes.

Les ondes sismiques se composent d'ondes longitudinales, également appelées ondes de compression, et d'ondes transversales, connues sous le nom d'ondes de cisaillement. Les ondes de compression provoquent des mouvements de compression et de dilatation dans la direction de propagation, tandis que les ondes de cisaillement provoquent des mouvements de cisaillement perpendiculaires à la direction de propagation.[3]

I.2.2. Ondes de surface :

Ce sont des ondes qui se propagent le long de la surface de la Terre, semblables aux rides formées à la surface d'un lac. Elles se déplacent moins rapidement que les ondes de volume, mais leur amplitude en surface est généralement plus importante, même si elle diminue rapidement avec la distance par rapport à la surface qui les guide.

On distingue deux types principaux d'ondes de surface :

1. Les ondes de Love, découvertes par Augustus E. Love en 1911. Elles produisent un mouvement horizontal similaire aux ondes S, mais sans mouvement vertical. Ces ondes peuvent causer des dommages importants aux fondations des bâtiments qui ne sont pas construits selon des normes parasismiques. Les ondes de Love se propagent à une vitesse d'environ 4 km/s

2. Les ondes de Rayleigh, découvertes par John W. Rayleigh en 1885. Leur mouvement est complexe, ressemblant à celui d'un objet se déplaçant à travers une vague. Elles se propagent à une vitesse comprise entre 1 et 5 km/s.[3]

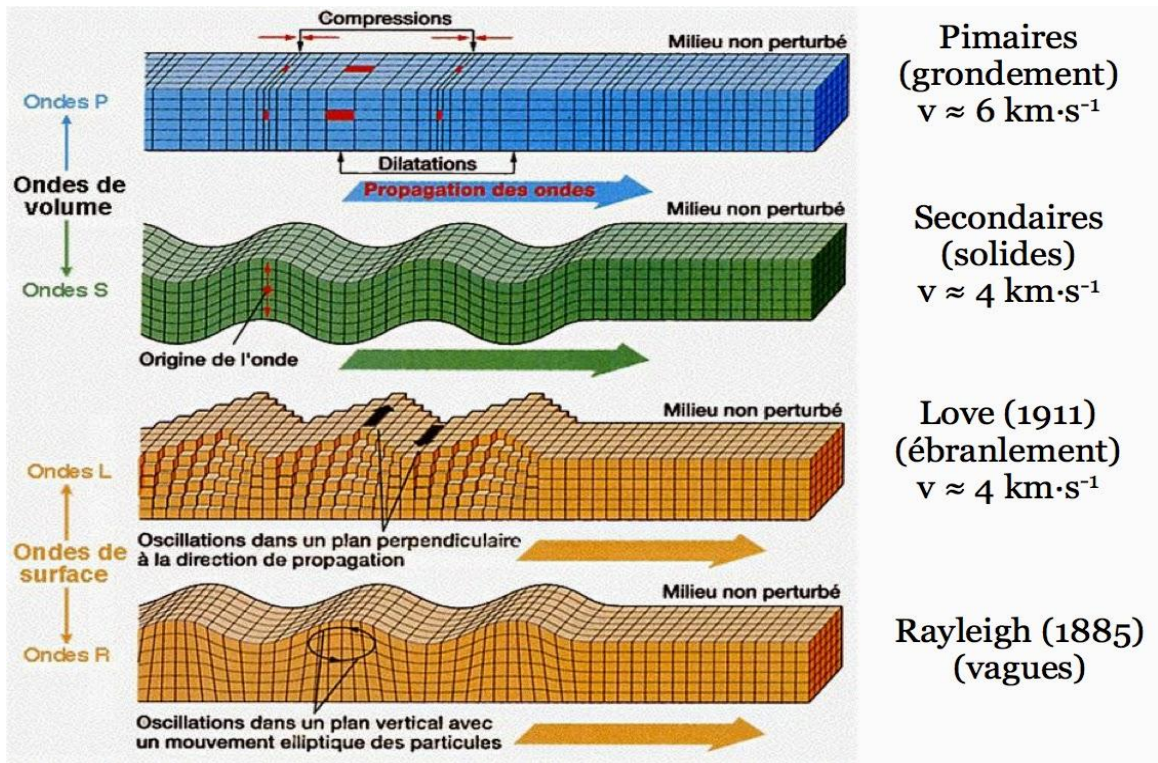


Figure I:2: Schématisation de la propagation des ondes sismiques.

I.3. Causes des séismes en général :

La croûte terrestre est composée de plusieurs grandes plaques lithosphériques, ainsi que de nombreuses petites plaques. Ces plaques peuvent se rapprocher les unes des autres (convergence), s'éloigner (divergence) ou glisser latéralement les unes par rapport aux autres (transformation).

Les tremblements de terre se produisent lorsqu'une contrainte accumulée le long des failles de la croûte terrestre est brusquement relâchée. En raison des mouvements continus des plaques tectoniques, les contraintes s'accumulent dans les roches des deux côtés d'une faille. Lorsque ces contraintes deviennent trop importantes, elles sont libérées brusquement par un mouvement soudain. L'énergie sismique ainsi libérée se propage sous forme d'ondes à travers la Terre et le long de sa surface, provoquant les secousses ressenties comme un tremblement de terre. [4]

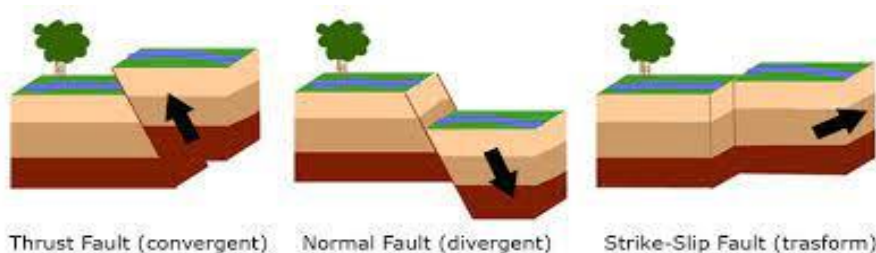


Figure I:3: Causes des séismes.

I.4. Définition des degrés d'intensité:

L'échelle de Mercalli définit douze niveaux d'intensité, allant du niveau I (non perçu) au niveau XII (destruction totale). Chaque niveau d'intensité décrit les effets des tremblements de terre sur les personnes, les objets, la nature et les bâtiments. Le tableau I.4 fournit les descriptions détaillées des différents niveaux d'intensité de l'échelle de Mercalli.

Degré	Dégâts observés
I	Seuls les sismographes très sensibles enregistrent les vibrations.
II	Secousses à peine perceptibles; quelques personnes au repos ressentent le séisme.
III	Vibrations comparables à celles provoquées par le passage d'un petit camion.
IV	Vibrations comparables à celles provoquées par le passage d'un gros camion.
V	Séisme ressenti en plein air; les dormeurs se réveillent.
VI	Les meubles sont déplacés.
VII	Quelques lézardes apparaissent dans les édifices.
VIII	Les cheminées des maisons tombent.
IX	Les maisons s'écroulent. Les canalisations souterraines sont cassées.
X	Destruction des ponts et des digues. Les rails de chemin de fer sont tordus.
XI	Les constructions les plus solides sont détruites. Grands éboulements.
XII	Les villes sont rasées. Bouversements importants de la topographie. Fissures visibles à la surface.

Tableau I-1: Définition des degrés d'intensité de l'échelle de Mercalli.[5]

I.5. Les Conséquences sur les personnes et les biens :

En général, un tremblement de terre présente de grands risques et pose des problèmes importants pour la vie humaine, l'environnement et l'économie..

I.5.1. Les Conséquences sur l'homme :

Le séisme est l'un des phénomènes naturels les plus dévastateurs. Il provoque des dégâts aux bâtiments, voire leur destruction totale, entraînant un grand nombre de victimes et de blessés. En outre, il engendre des mouvements de la terre qui peuvent avoir des conséquences graves.

I.5.2. Les Conséquences sur l'économie :

Les séismes ont des conséquences majeures non seulement sur le plan humain et environnemental, mais également sur le plan économique. Ils peuvent entraîner la destruction de nombreux bâtiments, tels que des usines et des entreprises qui jouent un rôle vital dans l'économie d'un pays. De plus, la destruction de ponts, de routes et de voies ferrées perturbe considérablement l'activité économique. La reconstruction de ces infrastructures endommagées représente des coûts considérables. Par ailleurs, la rupture des conduites de gaz peut provoquer des incendies ou des explosions, aggravant encore davantage les pertes économiques. [6]

I.5.3. les conséquences sur l'environnement :

Un tremblement de terre peut avoir plusieurs conséquences, notamment la formation de failles et de fractures à la surface de la Terre. Il peut également déclencher un phénomène de liquéfaction des sols saturés en eau, les rendant instables. Des mouvements gravitationnels tels que des glissements de terrain et des coulées de boue peuvent se produire. Lorsque les ondes sismiques traversent certaines zones, elles peuvent fragiliser l'environnement, perturbant ainsi le sol et provoquant des déplacements immédiats ou différés. Ces effets se traduisent par des changements visibles dans le paysage, altérant la topographie et la configuration des terres. [7]

CHAPITRE II :

Historique de la sismicité en Algérie :

Chapitre II. Historique de la sismicité en Algérie :

II.1. Introduction :

La sismicité de l'Algérie du Nord est étudiée depuis le séisme qui a frappé la ville d'Alger en 1365. De nombreux travaux ont été réalisés pour retracer l'historique de la sismicité, aboutissant à la création de plusieurs catalogues tels que ceux de Rothé (1955), Roussel (1967), Benhallou (1985), Mokrane et al. (1994), Benouar (1997) et Boudiaf (1996). Ces catalogues mettent en évidence une concentration de la sismicité dans la région nord du pays, c'est-à-dire dans la bande située entre la région littorale et la flexure sud-atlasique, s'étendant des frontières marocaines jusqu'aux frontières tunisiennes.

De plus, ces catalogues révèlent que plusieurs séismes importants ont eu lieu tout au long de l'histoire, tels que ceux d'Alger en 1716, d'Oran en 1790, de Blida en 1825 et de Tenès en 1890. Ces événements sismiques ont marqué la région et ont eu un impact significatif sur les populations et les infrastructures locales.[12]

II.2. Principaux séismes d'Algérie :

Tableau II-1:Principaux séismes d'Algérie.

Localité	Date	Intensité	Magnitude	Victimes	Observation
Alger	03/01/1365	Forte	Forte	Plusieurs	Destructeur : Alger complètement détruite. 100 répliques pendant la nuit. une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	15/01/1891	X	7.5	38	Destructeur : dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites. 53 immeubles et maisons détruits ou endommagés. Dégâts à Cherchell, kherba, Blida, El-Affroun, Mouzaia, Miliana et Orléansville. Mouvement vertical observé à Gouraya. Ressenti à Saida et Djelfa. Fortes répliques. Rayon macrosismique 200 kms
		IX-X		20	Destructeur : El Kalaâ et Dehba : une mosquée ainsi que plusieurs maisons

EL kalaâ	29/11/1887	(VIII)	6.5-7.5		ont été détruites. Thiouanet: importants dégâts(80 maisons ont été complètement détruites). Ressenti à Oran, Arzew, Relizane, Mostaganem et Mascara. Forte réplique ressentie quelques minutes après
Sour. el Ghouzléne (Aumale)	24/06/1910	X(VII)	6.4/6.6	0030	Dégâts importants à El Euch, Tablat et Masqueray. Les villages de la plaine de Gachtulas ont été complètement détruits. Répliques ressenties complètement détruits. Répliques ressenties jusqu'en janvier 1911 fortes (20/08, M=4.8 et 07/01/1911, M=5.5).
A. el Hassan	25/081992	IX-X	5.1	2	Destructeur:Cavaignac complètement détruite. Mouvement vertical observé (1m).Ressenti à Flatters Hanoteau, Ténès (VIII) et à Orléansville, Cherchell (VII).
El At – El Ab (Carnot)	07/09/1934	IX(VII)	5	aucune	Dégâts à Carnot, St. Cyprien et El-Attaf. Des glissements de terrain ont observés au Nord. Ressenti à Alger. 92 répliques entre 07-30/90
Béjaïa	12/02/1960	VIII-IX	5.6	264	1000maisons détruites .112 blessés.
Chlef (Orléansville-ElAsnam)	009/09/1954	X-XI	6.7	1243	Destructeur: 20.000 habitations détruites.Effets observés: glissement de terrain et liquéfaction du sol. Mouvement vertical maximum (10) (1.33m) au voisinage de Ouled Abbas. Plusieurs répliques FM: 254,30,266.
M'Sila	21/02/1960	VIII	5.6	47	Dégâts à Melouza. 88 blessés.
M'Sila	01/01/1965	VIII	5.5	5	1300 maisons détruites. FM : 193,9,288
					Dégâts à Mansourah, Medjana, El-

Mansoura	24/11/1973	VII	5.1	4	Mehir et Theniet Enasr. 50 blessés. Plusieurs personnes ont été portées disparues. Répliques (24-25-26/11).
Chlef	10/10/1980	IX	7.3	2633	Destructeur : 8369 blessés, 348 portés disparus, 6.778.948 sinistrés (*), 70% des habitations détruites. Une faille inverse sismogène a été observée (36km) Un mouvement vertical maximum (11) de 6 m a été mesuré entre Zebabdja et Ouled-Abbas Une forte réplique a été enregistrée une heure après le choc Principal (M=6.5)
Constantine	27/10/1985	VIII	5.9	10	Peu de dégâts à El-Aria et Béni-Yakoub, plus de 300 blessés, plusieurs au voisinage du village d'El-Khroub. Ruptures de surface. Une faille de Coulissage. Plusieurs répliques pendant plus d'un mois. FM 217,84,19 ,5.2 1024
El Affroun	31/10/1988	VII	5.4	aucune	Nombreux dégâts.500 familles sinistrées et 5 blessés
Dj.chenoua	29/10/1989	VIII	6	22	Nombreux dégâts à Sidi-Moussa (près de la ville de Tipaza) (au voisinage de l'épicentre) et Nador. Peu de dégâts à Alger (la Casbah). Faille inverse. Plusieurs répliques durant 3 mois. FM: 246, 56, 86, 8.0 1024
MASCARA	18/08/1994	VII	5.6		Ce séisme survenu la nuit, a été largement ressenti, l'intensité VII a été atteinte à Hacine et Shadlia, ou d'importants dégâts ont été occasionnées, des destructions ont été observés dans les villages avoisinants et ceci sur un rayon de 15 km autour de Hacine.

Alger	04/09/1996	VII	5.7		Ce séisme qui a été ressenti jusqu'à Dellys à l'Est, Menaceur à l'Ouest et Berrouaghia au Sud, a atteint l'intensité VII à Ain-Benian, Cheraga et Staoueli, appartenant à la région épiscopale . Le rayon macrosismique moyen est de 140 km .
Ain-Temouchent	22/12/1999	VII	5.4	Plusieurs	Ce séisme a atteint une intensité maximale de VII a occasionné dans la région Pléistoseiste qui regroupent Ain-Témouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda , des dégâts matériels importants et la perte de plusieurs vies humaines , la surface macrosismique dépasse 260 km de rayon.
Béni-Ouartilane	10/11/2000	VII	5.4	2	Ce séisme a occasionné dans la région pleistoseiste qui regroupent Béni-Ouartilane, Fréha et El-Main, des dégâts matériels et la perte de 02 vies humaines. Des fissurations superficielles des maisons en maçonneries traditionnelle ont été observés dans les localités citées ci-dessus.
ZEMMOURI	21/05/2003	X	6.8	2278	Ce séisme a occasionné dans la région épiscopale qui regroupe principalement : BOUMERDES, ZEMMOURI, CORSO, TIDJELABINE, REGHAÏA, THENIA, BORDJ MENAÏL, SIDI DAOUD et DELLYS des dégâts très importants. Des immeubles et des maisons récemment construits ont été complètement détruits ou endommagés. On déplore aussi plusieurs milliers de blessés et 2278

					morts. La localité de ZEMMOURI ville reste celle qui a subi le plus grand nombre des dégâts. Ce séisme survenu en début de soirée (18h 44 gmt) a été largement ressenti, à l'Est jusqu'à GUELMA, à l'Ouest jusqu'à Mostaganem, au Sud jusqu'à BISKRA et au Nord jusqu'aux larges des côtes espagnoles et françaises.
--	--	--	--	--	--

II.3. Le Séisme de Boumerdes 21 mai 2003 (MW :6.8) :

II.3.1. Introduction :

Le 21 mai 2003 à 19h44, heure locale, la région de Boumerdès-Alger en Algérie a été frappée par un séisme majeur. Cet événement a entraîné la perte de milliers de vies (2365 décès) et a causé des dégâts considérables, estimés à près de 3 milliards de dollars. Les régions environnantes telles qu'Alger et Tizi Ouzou ont également été touchées, bien que les dommages y aient été moins importants. On déplore également de nombreux blessés.

Le séisme de Boumerdès est considéré comme le plus important qu'ait connu la région d'Alger depuis plusieurs siècles. Il représente le deuxième événement majeur ayant affecté l'Algérie du Nord, après le séisme d'El Asnam survenu le 10 octobre 1980. Ces séismes ont laissé une marque profonde dans l'histoire de la région, rappelant la vulnérabilité face aux forces géologiques et soulignant l'importance de la préparation aux risques sismiques.[12]



Figure II:1: Le Séisme de Boumerdes 21 mai 2003.

II.3.2. Contexte Tectonique du Séisme :

Le séisme du 21 mai 2003 s'inscrit dans le contexte de la convergence des plaques tectoniques africaine et eurasiatique, qui se déplacent l'une par rapport à l'autre à une vitesse d'environ 0,6 cm par an. Cette interaction des plaques génère une activité sismique significative dans la mer Méditerranée, se répartissant le long de tout le pourtour méditerranéen. En conséquence, la chaîne tellienne du côté de la plaque africaine, les Cordillères Bétiques en Espagne, et la chaîne alpine en France et en Italie, du côté de la région ouest de la plaque eurasiatique, sont touchées par cette activité sismique.[12]

En Algérie du Nord, cette sismicité est concentrée le long d'une bande étendue d'est en ouest, de la région littorale vers la zone de l'Atlas Saharien. La bordure littorale de cette région est la plus fortement touchée, car elle est le théâtre des séismes les plus importants qu'ait connus l'Algérie du Nord. Cette sismicité élevée s'explique par le fait que cette zone se trouve à l'extrémité nord de la plaque africaine et est donc fortement soumise à la déformation continentale entre les deux plaques.[12]

La région de Boumerdès, située le long de cette zone littorale, est donc soumise à ces forces de déformation, ce qui a contribué à la survenue du séisme du 21 mai 2003.[12]

II.3.3. Caractéristiques du Séisme du 21 mai :

Le séisme principal d'une magnitude de M_w : 6.8 s'est produit le 21 mai 2003 à 19h44mn36s dans la région de Zemmouri (Wilaya de Boumerdes), en mer, à 7 km au nord de

CHAPITRE II : Historique de la sismicité en Algérie

cette localité (36,91°N, 3,58°E). Avec un foyer situé à environ 7 km de profondeur, ce séisme superficiel a affecté une large zone s'étendant de Dellys à Alger. La zone épacentrale a subi le maximum de dégâts et a enregistré le plus grand nombre de pertes en vies humaines. Des effets de surface tels que la liquéfaction, les ruptures de berges d'oueds et de petits glissements de terrain ont également été observés.[12]

Dans la ville de Boumerdes, le complexe des 1200 logements a été particulièrement touché. Des effondrements et des basculements d'immeubles à plusieurs étages ont été constatés, entraînant un nombre élevé de décès dans cette cité. À Alger, quelques immeubles se sont également effondrés suite au choc principal, et des milliers de bâtiments ont été fissurés.[12]

Ce séisme d'intensité X dans la région épacentrale a néanmoins révélé des disparités dans les dommages observés, en raison de la nature et de la qualité des sols. Dans un même secteur, les bâtiments ont subi des dommages différents en fonction du type de sol sur lequel ils étaient construits.[12]

II.3.4. Les Répliques :

Après le choc principal du 21 mai 2003, plusieurs milliers de répliques ont été enregistrées dans la période allant du 21 mai 2003 au 21 mai 2004. Ces répliques sismiques sont une activité normale qui se produit après un séisme, et elles ont permis la libération de l'énergie résiduelle emmagasinée par la faille.[12]

Parmi les répliques les plus importantes, on peut mentionner celles qui se sont produites.

Tableau II-2: Répliques Les Plus Importantes Séismes d'Algérie.

DATE	HH MN SS	LOCALISATION	M
21/05/2003	19.51.14	36.87 N 3.64 E	5
22./05/2003	04.14.02	36.98 N 3.64 E	5.3
27/05/2003	18.11.29	36.88 N 3.55 E	5.8
28/05/2003	07.58.39	36.03N 3.32 E	5.2
29/05/2003	03.15.01	36.20 N 3.42 E	5.8

Suite au choc principal, plusieurs dizaines de secousses de magnitude supérieure à 4 ont été enregistrées, et certaines ont été ressenties de manière significative par la population. De nombreuses secousses d'une magnitude de 3 à 3.9 ont également été enregistrées et ressenties par les habitants, en particulier la nuit lorsque les personnes sont au repos.

Cependant, la majorité des répliques avaient des magnitudes inférieures à 3 et n'ont pas été ressenties par les personnes. Toutes ces répliques ont été localisées le long du plan de faille entre Delly et Ain Taya.[12]

II.3.5. Effets du Séisme :

Dans la région épiscopentrale, plusieurs phénomènes ont été observés suite au séisme. Des traces de surface ont été constatées dans plusieurs endroits tels que Boudouaou, Zemmouri et Dellys, en lien avec la déformation de la couverture sédimentaire récente. Des ruptures de berges ont été largement observées le long de l'oued Isser, du Sebaou et dans la zone marécageuse d'Ain Taya.

Un phénomène régional significatif s'est également produit, à savoir le relèvement de la côte d'environ 60 cm en moyenne. Ce relèvement a été constaté le long de tout le littoral entre Dellys et Bordj El Bahri, et de nombreux rochers ont émergé à la suite du séisme.

Parallèlement, au moment du choc principal, les habitants des localités côtières ont témoigné d'un retrait de la mer d'environ une centaine de mètres. Simultanément, de l'autre côté de la Méditerranée, le retrait de la mer près du littoral algérien a provoqué un mouvement opposé, donnant lieu à un petit tsunami qui a endommagé près d'une centaine de bateaux aux îles Baléares

D'autres effets ont également été observés, tels que la liquéfaction des sols, l'assèchement ou la création de sources, ainsi que l'échouage de mammifères marins.[12]

II.4. Le Séisme d'Ain Temouchent 22/12/1999 (MW : 5.7) :

II.4.1. Introduction :

Le mercredi 22 décembre 1999, la région ouest de l'Algérie a été une fois de plus frappée par un tremblement de terre. À 18h37, ce mercredi pendant le mois de Ramadan, la terre s'est mise à trembler, entraînant la mort de 24 personnes et blessant près de 174 autres. Des milliers de personnes se sont retrouvées sans abri. Les dégâts ont été considérables, touchant à la fois les infrastructures socio-économiques et les biens individuels.

Ce séisme, d'une magnitude de 5.8 (fig.1), est le plus important jamais enregistré dans la région. En effet, du point de vue historique, la région d'Ain Temouchent n'avait jamais connu de séisme destructeur (CRAAG, 2000). Seules quelques secousses, généralement de faible magnitude, avaient été recensées par le passé. Les études scientifiques menées après le séisme ont permis d'obtenir des informations importantes sur la cause de cet événement.[12]

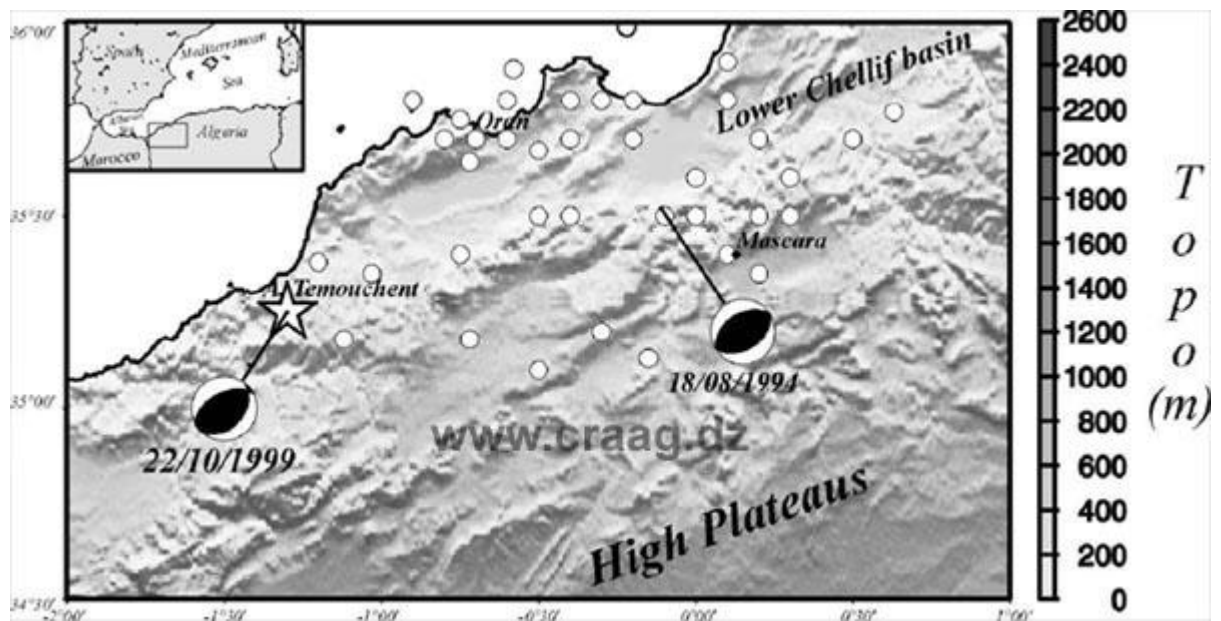


Figure II:2: Le Séisme d'Ain Temouchent 22/12/1999.

II.4.2. Sismicité Historique :

La région d'Ain Temouchent est généralement considérée comme peu sujette aux séismes, car peu de tremblements de terre ont été signalés dans son histoire. Cependant, il est important de noter que cette faible activité sismique peut être relative. Étant donné que la région est peu peuplée et principalement agricole, il est possible que les archives historiques ne fassent pas mention de l'activité sismique antérieure.[12]

De plus, il convient de souligner que jusqu'en 1990, il n'existait qu'une seule station sismologique dans la région (celle de Tlemcen) et qu'elle était en fonctionnement pendant une dizaine d'années seulement, avant l'installation du réseau de surveillance téléométré. Cette limitation de la surveillance sismique peut expliquer le manque de connaissances sur la sismicité de la région.[12]

Cependant, il est important de noter que les régions frontalières d'Ain Temouchent, telles qu'Oran, Mascara et Alboran, connaissent une sismicité plus importante. Ces régions ont connu de nombreux séismes destructeurs par le passé, tels que celui d'Oran le 9 octobre 1790 et celui de Mascara le 18 août 1994.[12]

II.4.3. Le Séisme d'Ain Temouchent Caractéristiques :

Le séisme d'Ain Temouchent, d'une magnitude de 5.8 (MI), s'est produit près de la localité d'Ain Allem, à une profondeur de 4 km. En raison de sa faible profondeur, il a été

CHAPITRE II : Historique de la sismicité en Algérie

isoséistes montre clairement une tendance d'allongement des courbes avec une direction privilégiée vers le nord-est/sud-ouest.[12]

Sur le terrain, les investigations ont révélé de nombreuses traces de fissures orientées principalement dans la direction nord-est/sud-ouest dans la région épacentrale, notamment à Ain Allem, Ain Tolba et Ain Kihal. Bien que ces traces puissent être liées à de petits glissements de terrain ou à des effondrements de cavités volcaniques, elles ne présentent malheureusement aucun indice tectonique permettant de confirmer l'apparition d'une faille en surface.[12]

CHAPITRE III

L'ETUDE DYNAMIQUE

Chapitre III. L'étude dynamique :

III.1. L'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique était de déterminer le comportement de la structure sous l'effet des charges sismiques. Cette étude nous permet de comprendre comment la structure réagit aux secousses sismiques. Étant donné que toutes les constructions sont soumises à des charges variables au fil du temps, il est essentiel de réaliser une étude dynamique pour prédire le comportement de la structure (déplacements, efforts, période...) lors d'un séisme. En effet, les actions telles que le vent, les séismes ou les vibrations des machines peuvent provoquer des contraintes qui dépassent les charges statiques, rendant les calculs basés uniquement sur les charges statiques insuffisants.

Cela constitue la première ligne de défense pour la sécurité de tous les individus, et c'est également le moyen le plus efficace de prévenir une catastrophe technologique plutôt que de subir des dommages..

III.1.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif principal de l'étude de la dynamique d'une structure est de déterminer les propriétés dynamiques spécifiques de la structure pendant ses vibrations. Cependant, l'analyse de la structure telle qu'elle est actuellement présente peut souvent être très complexe. C'est pourquoi nous utilisons souvent des modèles pour décomposer les problèmes d'analyse de manière plus gérable. Ces modèles nous permettent d'aborder les aspects clés de l'analyse de manière plus détaillée et de mieux comprendre le comportement de la structure en réponse aux vibrations..

III.1.2. Sélection de la méthode de calcul :

Plusieurs méthodes ont été développées pour estimer les forces cinétiques qui peuvent agir sur un bâtiment. Parmi celles-ci, nous pouvons mentionner :

- 1. La méthode statistique équivalente : il s'agit d'une analyse statique de la structure en utilisant des forces statiques équivalentes aux forces dynamiques induites par l'action sismique.
- 2. La méthode spectrale d'analyse modale : cette méthode utilise les caractéristiques modales de la structure pour estimer sa réponse spectrale aux vibrations sismiques.

- 3. La méthode d'analyse dynamique par accélérographe : cette méthode consiste à mesurer directement les vibrations de la structure à l'aide d'accéléromètres pour obtenir des données précises sur son comportement dynamique.

Le choix de la méthode de calcul dépend des spécificités de chaque application. Dans notre cas, selon la version RPA 99/2003, notre structure est considérée comme composite et classée dans la Zone III avec un groupe d'usage de 2. Étant donné que notre structure ne satisfait pas aux exigences stipulées dans la version (4.1.2.b) de la RPA 99/2003, il est nécessaire d'utiliser la méthode dynamique spectrale. L'application de la méthode statistique équivalente serait donc invalide.

Pour cela, nous avons choisi d'utiliser la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant le logiciel de calcul de structures ROBOT AUTODESK. Cette méthode nous permettra d'estimer la réponse spectrale de la structure en utilisant ses caractéristiques modales.

III.2. Données sismiques de la structure :

Le territoire national est subdivisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, qui sont définies sur la carte des zones de sismicité ainsi que dans le tableau d'association, indiquant la répartition par wilaya et par commune. Notre bâtiment est situé dans une zone classée comme une zone de sismicité élevée (zone III) selon la norme RPA 99/version 2003.

III.2.1. La classification des ouvrages est leur importance :

Le niveau de protection minimum attribué à une structure dépend de sa destination et de son importance par rapport aux objectifs de protection établis par les normes en vigueur. Dans le cas présent, le bâtiment est classé dans le groupe d'usage (2) en tant que bâtiment d'habitation individuel..

- ✓ Le site approprié est de classe S3 selon le rapport géotechnique (RPA99/2003).
- ✓ La contrainte admissible du sol selon le rapport géotechnique est de $\sigma_{sol} = 1.20$ bars.
- ✓ Nature du sol (sol meuble)

III.2.2. Description du projet :

Le bâtiment étudié est un ouvrage en béton armé destiné à un usage résidentiel. Il est situé dans la Wilaya d'Alger et se compose d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de cinq étages. La terrasse est inaccessible. La hauteur totale de l'ouvrage est de 19,40 m, avec une hauteur de sous-sol de 3,06 m, une hauteur de rez-de-chaussée de 3,40 m, et une hauteur de 1er et 5ème étage de 3,20 m.

Selon le rapport géotechnique, l'ancrage du bâtiment doit être effectué à une profondeur de 3 m à partir de la surface du sol, avec une contrainte de service de 1,2 Bar..

III.3. LA Méthode dynamique modale spectrale :

III.3.1. principe :

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

III.3.2. Modélisation :

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où, les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques

particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

III.3.3. Calcul de la force sismique :

Le calcul des sollicitations sismiques pour ce bâtiment sera réalisé en utilisant la méthode d'analyse dynamique modale spectrale. L'action sismique sera représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec : **A** : Coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

W : poids de la structure.

III.3.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

III.3.4.1. Coefficient d'accélération A :

Le bâtiment étudié, appartenant au groupe d'usage 2 et situé dans la zone III, sera soumis à l'action sismique telle qu'elle est définie dans le tableau 4.1 de la RPA99 version 2003.

Tableau III-1: tableau des valeurs du Coefficient d'accélération de zone.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Selon le tableau Coefficient d'accélération de zone A =0.25

III.3.4.2. Périodes caractéristiques :

Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1 et T2 (tableau 4.2 RPA2003) :

Tableau III-2:valeurs de Périodes T1etT2

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

Site type approprié est de classe S3 selon le rapport géotechnique [RPA99V2003].

Dons : T1=0.15s

T2=0.50s

III.3.4.3. Facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,882 > 0.7$$

ξ (%) Pourcentage critique d'amortissement en fonction du matériau utilisé, du type de construction et de l'importance des rappels.

$$\xi = 7\%$$

III.3.4.4. poids total de la structure (W) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = WGi + \beta WQi$$

WGi : poids du aux charge permanentes et à celles des équipements fixes éventuels,

Solidaires de la structure

WQi : poids des charge d'exploitation

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne par le tableau suivant [4.5]

Tableau III-3: valeurs du coefficient de pondération β .

Type d'ouvrage	β
Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
Bâtiments recevant du public temporairement :	
- salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
-salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
Entrepôts , hangars	0.50
Archives , bibliothèques , réservoirs et ouvrage assimilés	1.00
Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Donc $\beta = 0.20$

III.3.4.5. Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq \quad [\text{art 4.4 RPA V2003}]$$

Avec

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA 2003).

Tableau III-4:observation de facteur des pénalités de structure

Critère	Observation (Oui/ Non)	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10

Donc les observations précédentes le facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.10 = 1.20$$

$$Q = 1.20$$

III.3.4.6. Coefficient de comportement global (R) :

Le choix de la valeur de R, qui représente le coefficient de comportement sismique, dépend du système de contreventement utilisé dans le bâtiment. Cette valeur peut être déterminée en se référant au tableau 4.3 de la RPA version 2003.

Tableau III-5: valeur du coefficient de comportement

cat		Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissages es maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissages es maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale a masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

STRUCTURE 1 : portique contreventé par voiles

Analyse dynamique par la méthode modale spectrale (analyse linéaire).

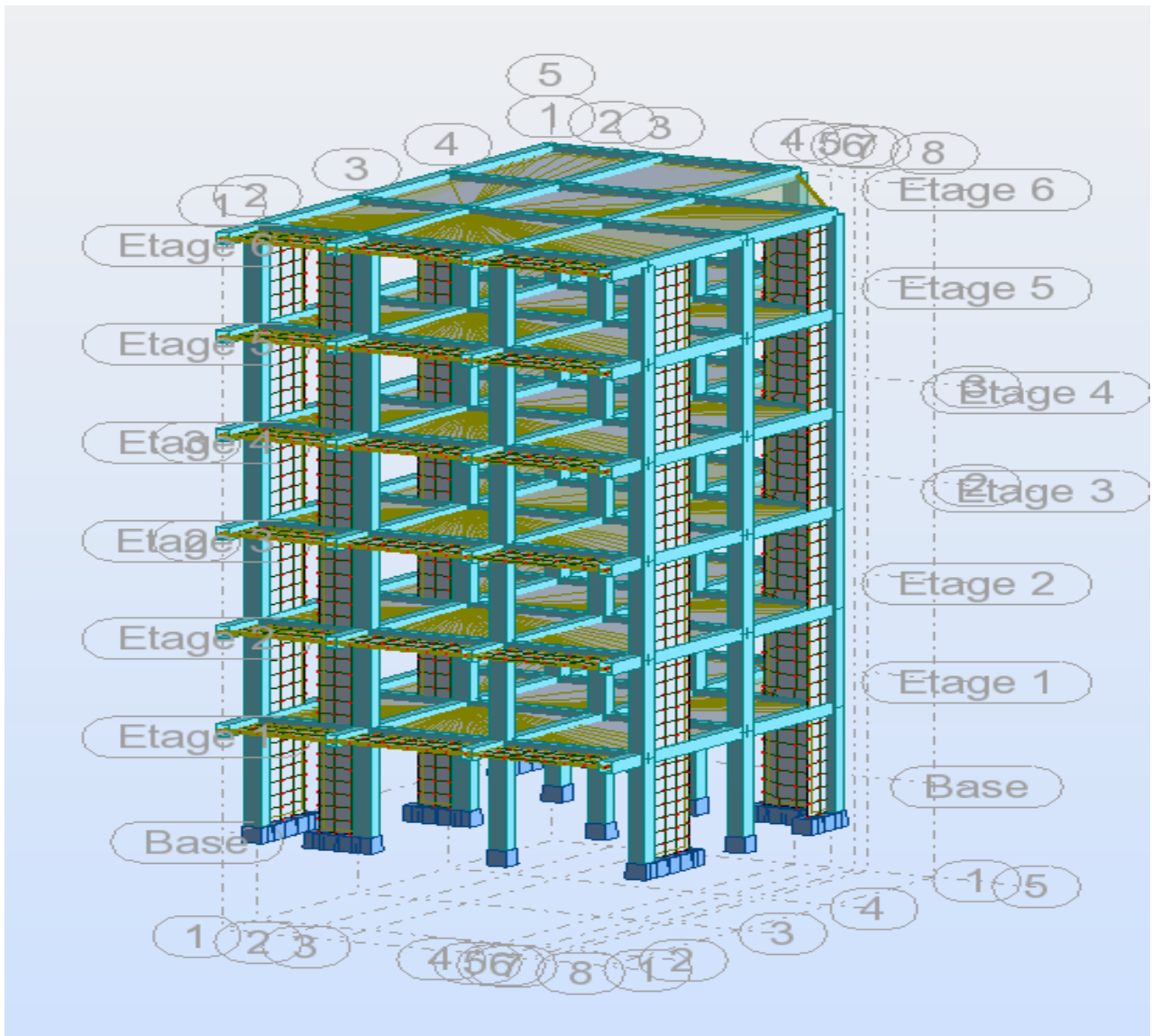


Figure III:1: structure portique contreventée par voiles.

Les RPA 99 - Version 2003 stipulent que pour le système de contreventement 2, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Tandis que, pour les systèmes 4a et 4b, les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. En effet, en cas de séisme fort, lorsque la structure subit des déformations non-linéaires, les charges verticales importantes (plus de 20% au sens des RPA) sur les voiles peuvent causer leurs instabilités qui peuvent induire une réduction de la ductilité et de la capacité de déformation. Ces instabilités peuvent se manifester sous forme de flambement des extrémités comprimées des voiles ou bien sous forme de flambement des armatures longitudinales aux extrémités. De ce fait, le système de contreventement 2 est considéré le moins ductile ($R=3,5$) par rapport aux systèmes 4.a ($R=5$) et 4.b ($R=4$). Donc, au sens des RPA, le premier critère de classification est de vérifier la portance des voiles par rapport aux charges verticales afin de vérifier si elle dépasse les 20% des charges verticales totales du bâtiment. D'autre part, la

différence fondamentale entre les systèmes de contreventement 4a et 4b est que le système 4b est limité pour les bâtiments avec une hauteur de moins de 10 niveaux ou 33m au maximum, donc au sens des RPA, pour les structures en portique-voile de plus de 10 niveaux (ou 33m), l'effet de l'interaction voile-portique doit être considéré ($R=5$). Cependant, pour les bâtiments en voile et portique de moins de 10 niveaux ou une hauteur totale de moins de 33m, les RPA ne donnent pas un critère de choix explicite. Il serait judicieux, de considérer un système 4b pour les bâtiments de hauteur de moins de 10 niveaux (ou 33m) et dont les voiles reprennent moins de 20% des charges verticales. La figure 2 représente un organigramme proposé pour la classification des systèmes de contreventement 2, 4a et 4b pouvant apporter plus de simplicité pour les ingénieurs.[13]

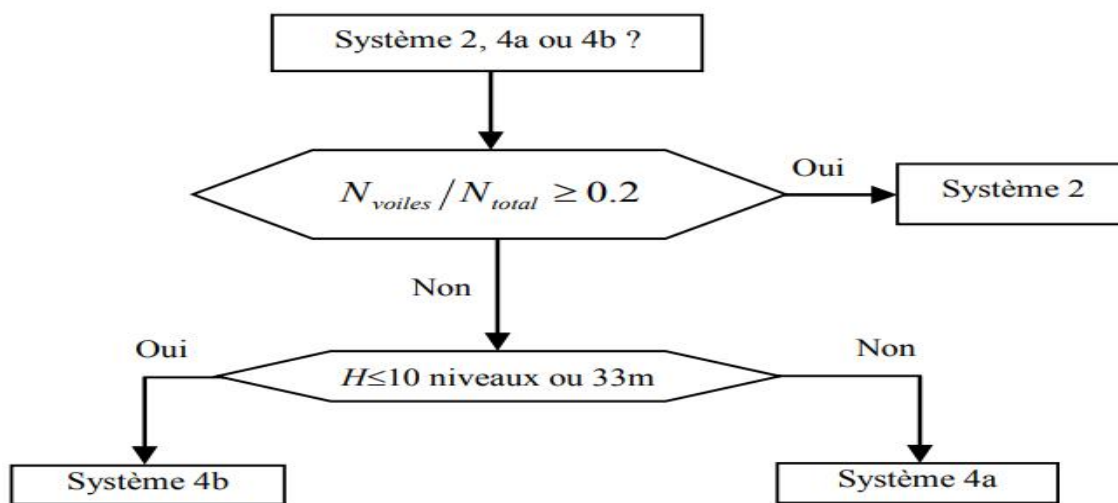


Tableau III-6: Distribution de l'effort normal dans les voiles et les poteaux.

FZ sur les poteaux [KN]	FZ sur les voiles [KN]	FZ voiles/ FZ total
-7776.84	-5139.84	0.021029
-63388.04	-4285.41	0.017533
-5004.36	-3456.96	0.014143
-3703.74	-2595.44	0.010619
-2425.85	-1711.19	0.007001
-1165.36	-809.55	0.003312
$\sum FZ = -226414.19$	$\sum FZ = -17998.39$	

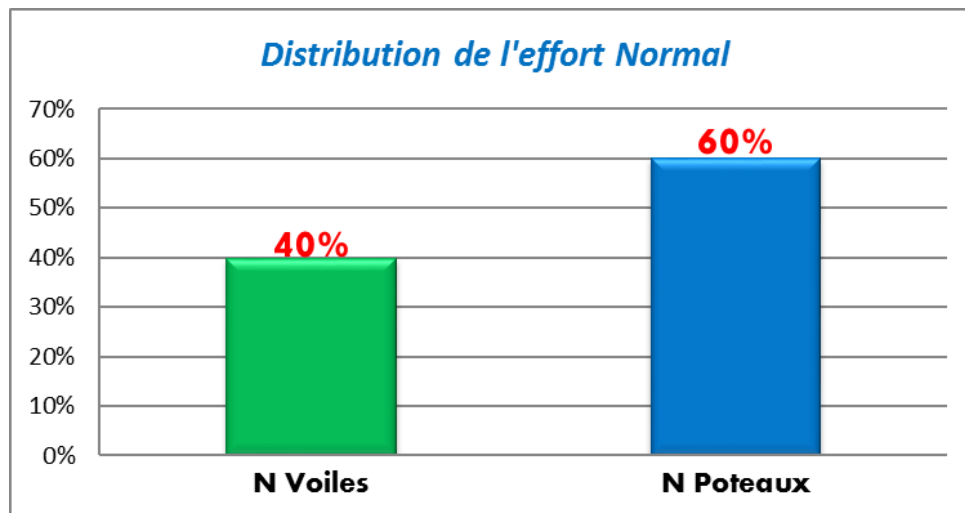


Figure III:2: distribution de l'effort Normal.

La distribution de l'effort vertical dépasse 20% pour les voiles => Système 2

⇒ Le coefficient de comportement $R = 3,5$

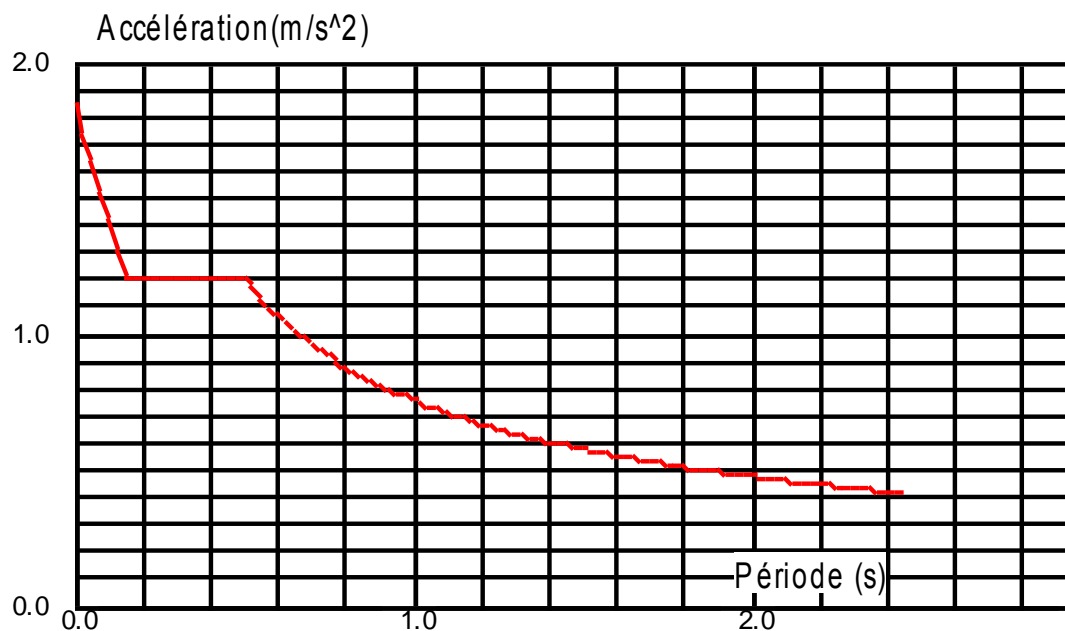
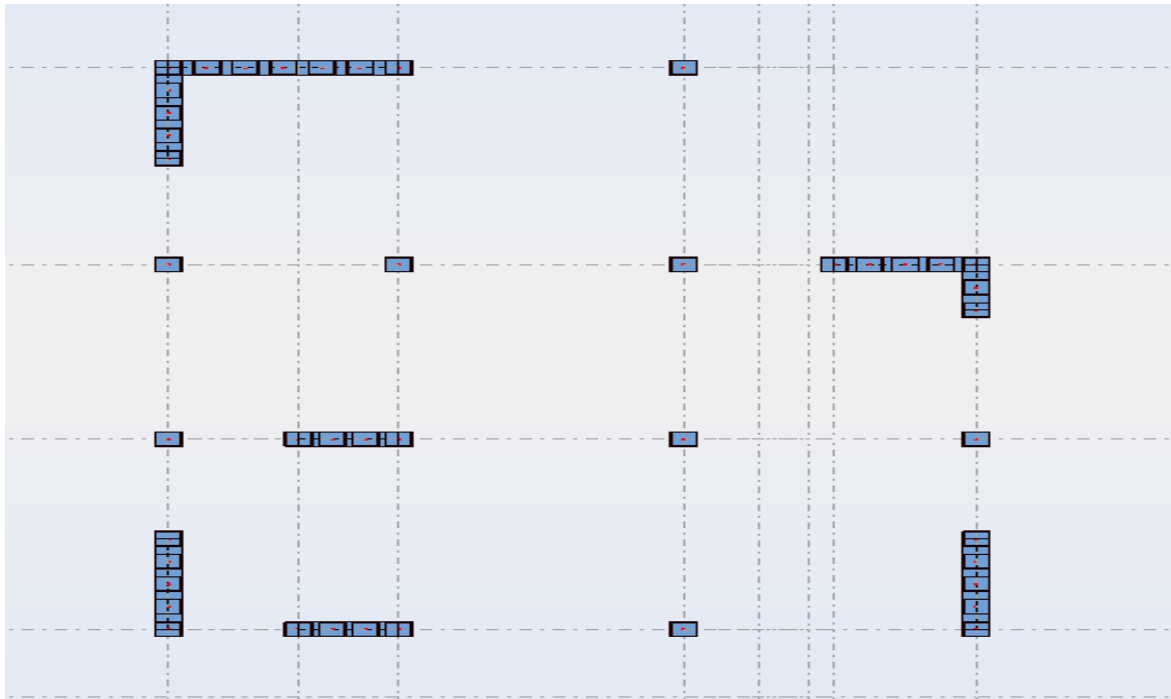


Figure III:3: Spectre de réponse sismique.



III.4. Disposition des voiles de contreventement :

Figure III:4:Disposition des voiles de contreventement.

III.4.1. Caractéristiques Géométriques :

Il est essentiel de déterminer les caractéristiques géométriques qui influent sur l'évaluation des charges horizontales dues aux séismes. Les caractéristiques à prendre en compte comprennent

⇒ **Le centre de masse :**

Le centre de masse le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Présenté par (X_G, Y_G) et par la formule suivante :

$$\mathbf{X}_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad \mathbf{Y}_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

⇒ **Le Center de Torsion :**

Le centre de torsion est le point à travers lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux, et il correspond au centre des rigidités des éléments de la structure..

III.4.2. mode de vibration et participation massique :

Les résultats du modèle d'analyse ont été obtenus à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2014. Les facteurs de participation de masse ont été calculés et la comparaison des structures est présentée de manière illustrative dans le tableau suivant.

Tableau III-7: mode de vibration et participation massique.

Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	T
1,88	0,53	50,56	8,55	0,00	50,56	8,55	0,00	
2,04	0,49	61,20	70,59	0,01	10,63	62,04	0,01	
3,34	0,30	72,67	72,62	0,02	11,47	2,03	0,00	
6,69	0,15	82,86	73,64	0,02	10,19	1,02	0,00	
7,82	0,13	84,32	87,74	0,07	1,46	14,10	0,05	
13,97	0,07	86,84	87,91	0,09	2,52	0,17	0,02	
14,36	0,07	92,69	88,60	0,09	5,85	0,68	0,00	
16,04	0,06	92,69	88,73	26,45	0,00	0,13	26,36	
16,65	0,06	92,73	89,01	28,18	0,04	0,29	1,73	
17,38	0,06	92,96	91,59	31,56	0,22	2,58	3,38	

III.4.3. Schémas des modes de vibration :

1^{er} mode est un mode de translation suivant (X) avec un période T=0.53s et la masse le sens X= 50.56%

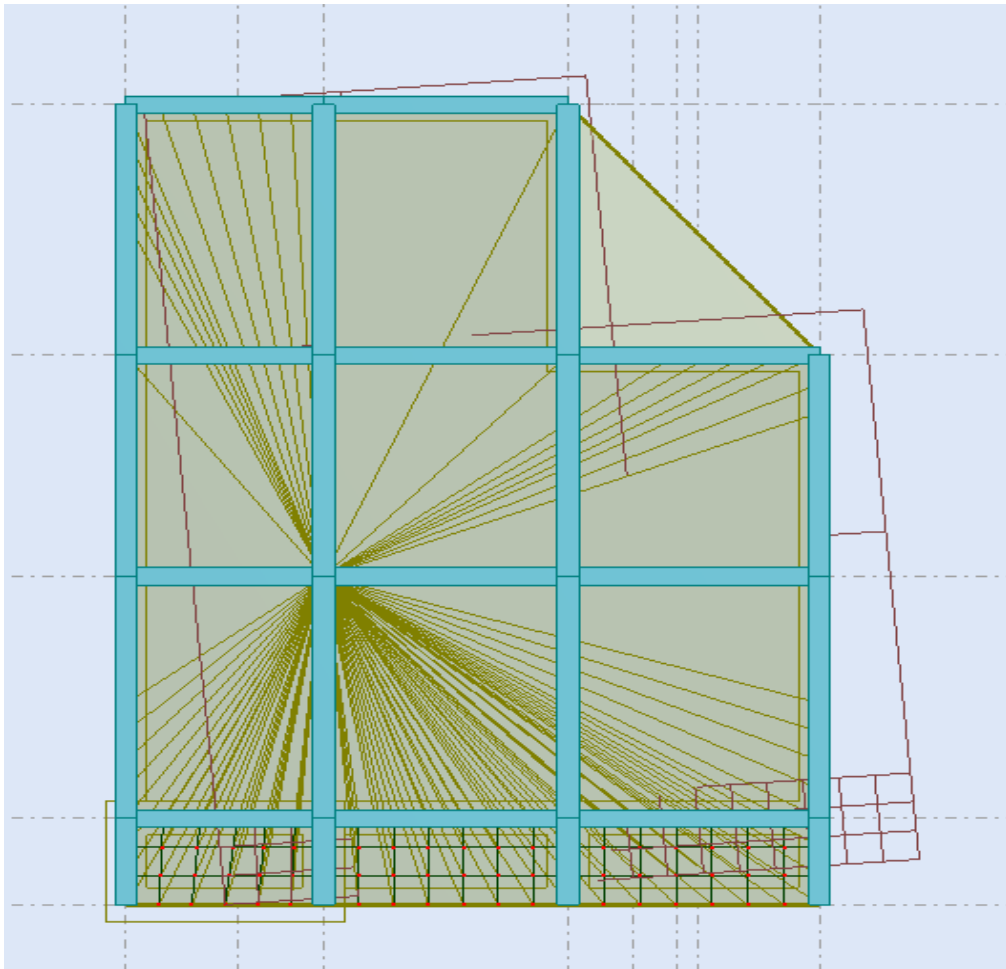


Figure III:5:Schémas des modes de vibration (XX).

2^{ème} mode est un mode de translation suivant (Y) avec un période $T=0.49s$ et la masse le sens

Y= 62.04%

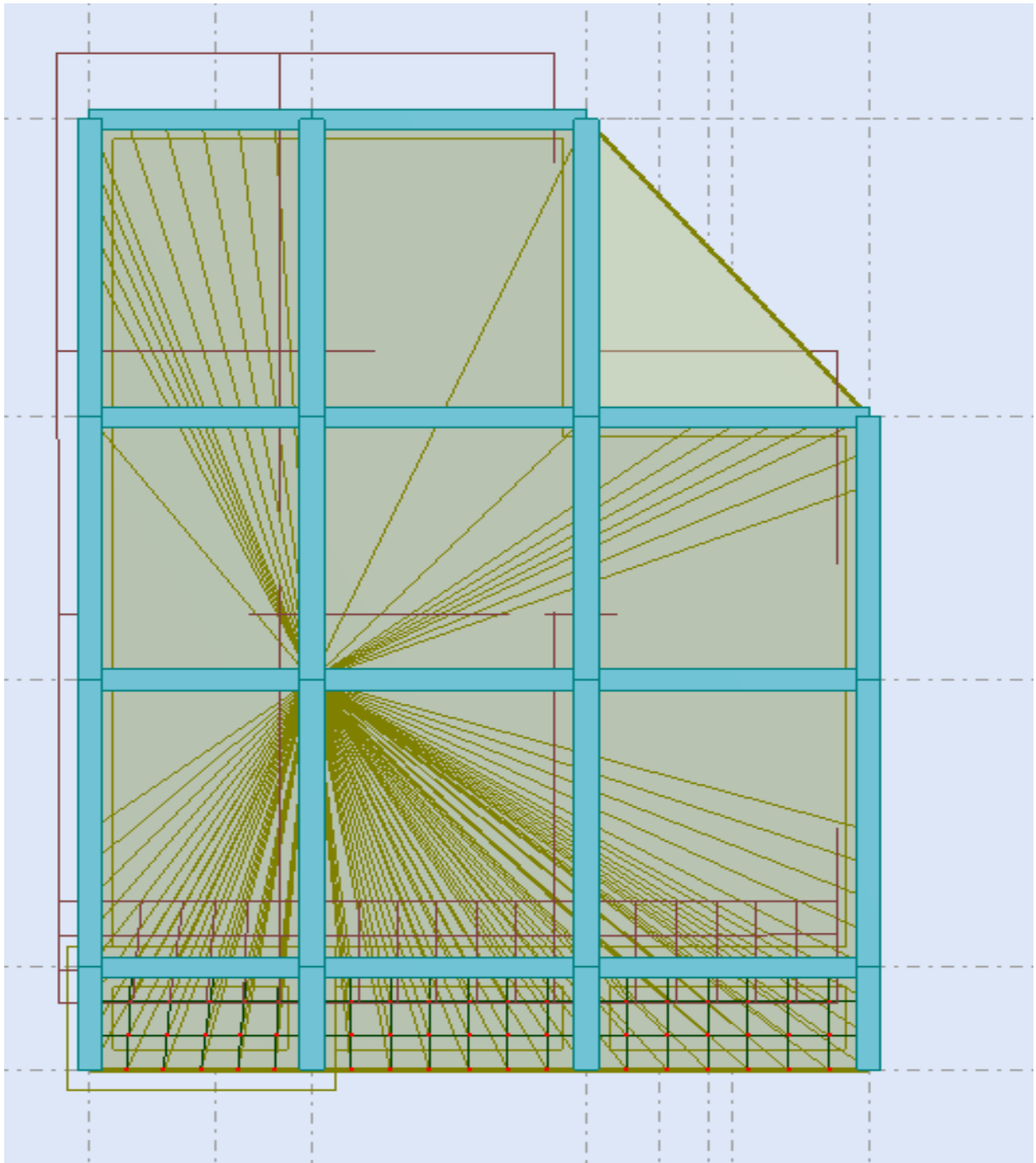


Figure III:6:Schémas des modes de vibration (YY).

3^{ème} mode : est un mode de torsion $T = 0.30s$

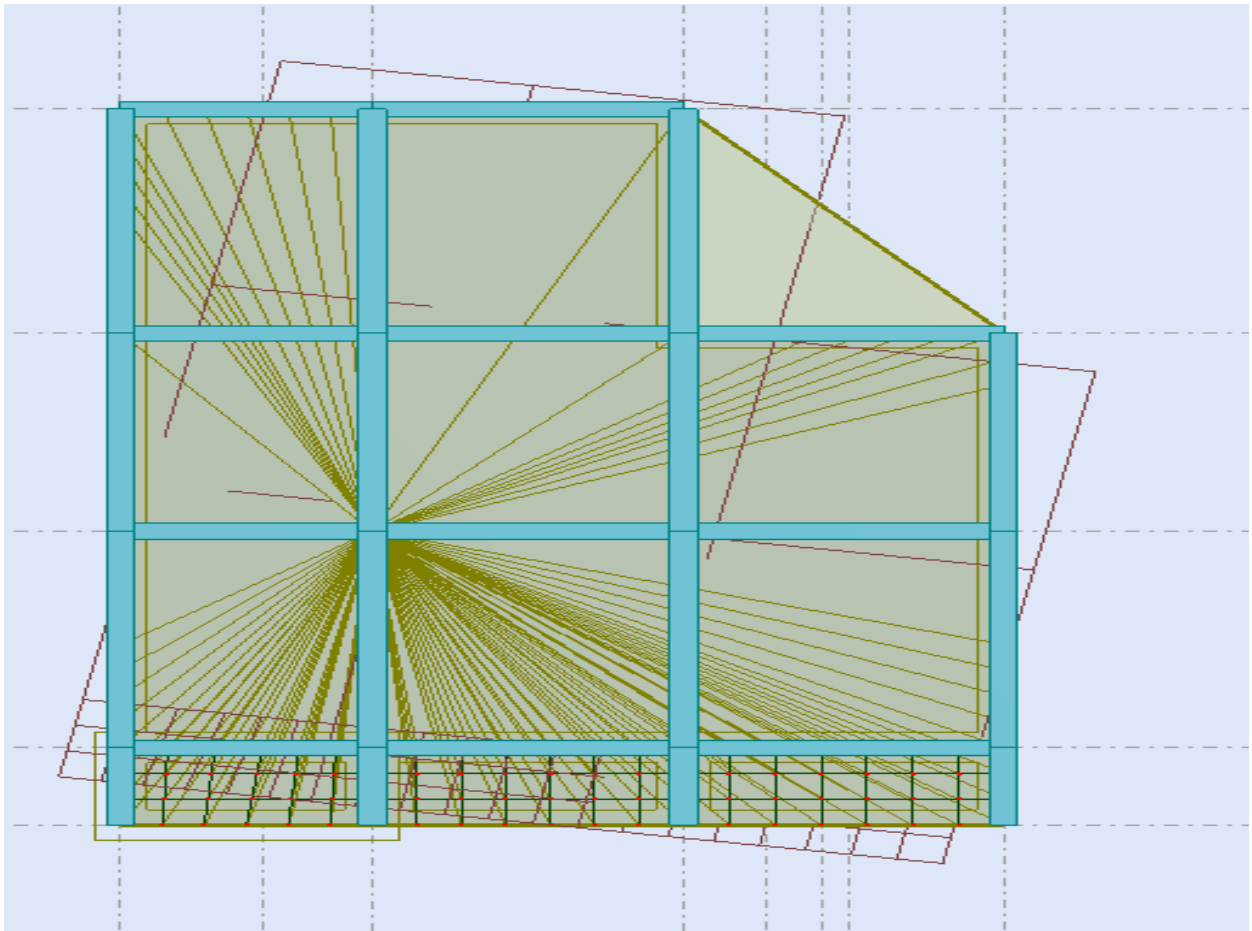


Figure III:7:Schémas des modes de vibration (Torsion).

III.4.4. Vérification vis-à-vis le [RPA99V2003] :

III.4.4.1. Vérification du comportement dynamique :

Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :
- ✓ Directions xx : 7^{ème} mode : Masse cumulée = **92.69%** =>**Condition vérifiée**
- ✓ Direction yy : 10^{ème} mode : Masse cumulée = **91.59 %** =>**Condition vérifiée**

Selon l'article 4.3.4 de l'RPA : dans le cas où la condition des 90% n'est pas vérifiée, le nombre minimal de mode (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20\text{sec}$$

- Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base, obtenue en combinant les valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, en utilisant la valeur de la période fondamentale calculée à l'aide de la formule empirique appropriée.

III.4.4.2. Vérification de la période fondamentale :

L'estimation de la période fondamentale (T) de la structure par la formule empirique :

La 1^{ère} formule empirique : $T_1 = C_T h_N^{3/4}$

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le [tableau 4.6 RPA V2003].

$C_T = 0.05$ (Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissages en maçonnerie)

$$h_N = 19.40 \text{ m donc } T = 0.05 \times 19.40^{3/4} = 0.46 \text{ s}$$

Tableau III-8: valeurs du coefficient C_T.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissages en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissages en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissages en maçonnerie	0.05
4	En béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05

La 2^{ème} formule empirique [4.7 RPA99V2003]

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

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

$$h_N = 19.40 \text{ m} ; \quad D_x = 10 \text{ m} ; \quad D_y = 12.75 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \left\{ T_x = \frac{0.09 \times 19.40}{\sqrt{10}} = 0.55 \text{ s et } T_y = \frac{0.09 \times 19.40}{\sqrt{12.75}} = 0.49 \text{ s} \right\}$$

III.4.5. vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

✓ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement et.

W : Poids total de la structure.

⇒ **Application de la formule de la force sismique :**

III.4.5.1. calcul de facteur d'amplification dynamique D :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Formule empirique 1 : $T_1 = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 19.40^{\frac{3}{4}} = 0.46 s$

Formule empirique 2: $T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$

Direction X :

$$T_2 = \frac{0.09 \times 19.4}{\sqrt{10}} = 0.55 s$$

$$T_{\text{empirique}} = \min(T_1; T_2) = \min(0.46; 0.55) = 0.46s$$

Direction Y :

$$T_2 = \frac{0,09 \times 19,4}{\sqrt{12,75}} = 0,49 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min(T_1; T_2) = \min(0,46; 0,49) = 0,46 \text{ s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,53 \text{ s}$$

Tableau III-9: période fondamentale T de calcul.

Cas	La période de calcul(D)
T analytique < T empirique	T=T analytique
T empirique < T analytique < 1.3T empirique	T= T empirique
T analytique > 1.3T empirique	T=1.3T empirique

III.4.5.2. Calcul de facteur D suivant le sens x et sens y :

Direction X:

$$T_{x\text{analytique}} = 0,53 \text{ s}$$

$$T_{x\text{empirique}} = 0,46 \text{ s}$$

$$1,3 T_{x\text{empirique}} = 0,60 \text{ s}$$

On remarque que : $T_{x\text{empirique}} < T_{x\text{analytique}} < 1,3 T_{x\text{empirique}} \Rightarrow$

$$T_{0-x} = T_{x\text{empirique}} = 0,46 \text{ s}$$

Direction Y:

$$T_{y\text{analytique}} = 0,49 \text{ s}$$

$$T_{y\text{empirique}} = 0,46 \text{ s}$$

$$1,3 T_{y\text{empirique}} = 0,60 \text{ s}$$

On remarque que : $T_{y\text{empirique}} < T_{y\text{analytique}} < 1,3 T_{y\text{empirique}} \Rightarrow$

$$T_{0-y} = T_{y\text{empirique}} = 0,46 \text{ s}$$

✓ Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

$$\text{Direction X : } T_{0-x} = 0,46 \text{ s}$$

$$0 < T_{0-x} < T_2 \Rightarrow D_x = 2,5\eta = 2.205$$

$$\text{Direction Y : } T_{0-y} = 0,46 \text{ s}$$

$$0 < T_{0-y} < T_2 \Rightarrow D_y = 2,5\eta = 2.205$$

Coefficient d'accélération de zone (A) : $A = 0,25$

Coefficient de comportement global (R) : $R = 3,5$

Poids total de la structure W : La masse totale calculée par Robot

$$W = 8450 \text{ KN}$$

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

$$V_x = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.20 \times 8450}{3.5} = 1597.05 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.20 \times 8450}{3.5} = 1597.05 \text{ kN}$$

Tableau III-10: récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente.

A	0.25
D	2.205
Q	1.2
R	3.5
W(G+0.2Q)	8450
V(KN)	1597.05

Vérification Efforts tranchants à la base par la méthode analyse modale spectrale

$$V_x = 1315.02 \text{ KN}$$

$$V_y = 1410.09 \text{ KN}$$

Tableau III-11: vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0.8V _{statique}	0.8V _s < V _{dyn}
Sens x-x	1597.05	1315.02	1277.64	Vérifiée
Sens y-y	1597.05	1410.09	1277.64	Vérifiée

III.4.5.3. Vérification de l'effet normal réduit :

La vérification de l'effet normal sert à prévenir à la fois la rupture de la section de béton faible et la contrainte globale causée par le séisme. La vérification de l'effet à l'aide de la formule suivante

$$\text{Ou } N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Nd : l'effort normal maximal,

B : section du poteau

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

Tableau III-12: vérification d'effort normal réduit selon X-X et YY.

	Section	Nx(KN)	Be (cm)	Fc28(MPa)	Vx	Condition
	40× 40	845.38	160000	25	0.0002113	Vérifiée

	Section	Ny(KN)	Be(cm)	Fc28(MPa)	Vy	Condition
	40× 40	903.14	160000	25	0.0002257	Vérifiée

III.4.5.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

Vérification ART 5.10 RPA 2003 :

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

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

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

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique Fi. (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

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

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

Tableau III-13: Valeurs des déplacements inter-étages.

Niveau	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	Hk (cm)	1%h (m)	Condition
RDC	0,746	0,567	340	3.40	Vérifiée
1	1,337	1,096	320	3.20	Vérifiée
2	1,510	1,317	320	3.20	Vérifiée
3	1,445	1,331	320	3.20	Vérifiée
4	1,250	1,223	320	3.20	Vérifiée
5	1,022	1,078	320	3.20	Vérifiée

Le déplacement inter-étage max = 1,51 cm < 1% de la hauteur de l'étage =>condition vérifiée

III.4.5.5. Vérification de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ se réfère à l'accroissement des déplacements horizontaux provoqués par l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale. Selon le RPA99/2003, les effets du deuxième arrêté peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite pour chaque étage, comme stipulé à l'article 5.9 du RPA99/2003.

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{h_K \times v_K} \leq 0.10$$

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$ il faut augmenter les actions sismiques calculées au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta)}$
- Si $\theta_K > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement inter étage au niveau K

h_K : hauteur de l'étage.

Tableau III-14: Vérification des déplacements inter-étage.

Etage	P_K	Δ_x	Δ_y	V_x	V_y	h_K	θ_x	θ_y	Condition
RDC	-8323.81	0.746	0.567	1215.03	1410.09	3.40	0.01503	0.00984	Vérifiée
1	-6832.84	1.337	1.096	1163.53	1361.79	3.20	0.02453	0.01718	Vérifiée
2	-5438.24	1.510	1.317	1050.78	1238.36	3.20	0.02442	0.01807	Vérifiée
3	-4044.01	1.445	1.331	884.87	1045.07	3.20	0.02063	0.01609	Vérifiée
4	-2649.77	1.250	1.223	653.51	780.98	3.20	0.01836	0.01296	Vérifiée
5	-1255.54	1.022	1.078	350.54	427.63	3.20	0.01143	0.00989	Vérifiée

La condition de l'effet $P-\Delta < 0.10$ est vérifiée pour tous les étages donc on peut le négliger dans notre structure étudié.

III.4.5.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

Tableau III-15: distribution de la Renversement des forces sismique direction XX et YY.

Niveau	h(m)	Wt(KN)	Vx(KN)	Xg(m)	Mr(KN)	Ms(KN)	condition
RDC	3.4	8450	1215.03	5.37	205.326	45376.5	Vérifiée
1	6.6	8450	1163.53	5.37	773.718	45376.5	Vérifiée
2	9.8	8450	1050.78	5.37	1705.984	45376.5	Vérifiée
3	13	8450	884.87	5.37	3001.96	45376.5	Vérifiée
4	16.2	8450	653.51	5.37	4661.874	45376.5	Vérifiée
5	19.4	8450	350.54	5.37	6685.434	45376.5	Vérifiée

Niveau	h(m)	Wt(KN)	Vy(KN)	Yg(m)	Mr(KN)	Ms(KN)	condition
RDC	3.4	8450	1410.09	6.56	238.306	55432	Vérifiée
1	6.6	8450	1361.79	6.56	897.996	55432	Vérifiée
2	9.8	8450	1238.36	6.56	1979.894	55432	Vérifiée
3	13	8450	1045.07	6.56	3483.87	55432	Vérifiée
4	16.2	8450	780.98	6.56	5410.152	55432	Vérifiée
5	19.4	8450	427.63	6.56	7758.642	55432	Vérifiée

Selon les calculs précédent la condition ($M_s > 1.5M_r$) l'ouvrage et donc stable au renversement.

STRUCTURE 1 : portique auto stable (sans voiles)

Analyse dynamique par la méthode modale spectrale (analyse linéaire)

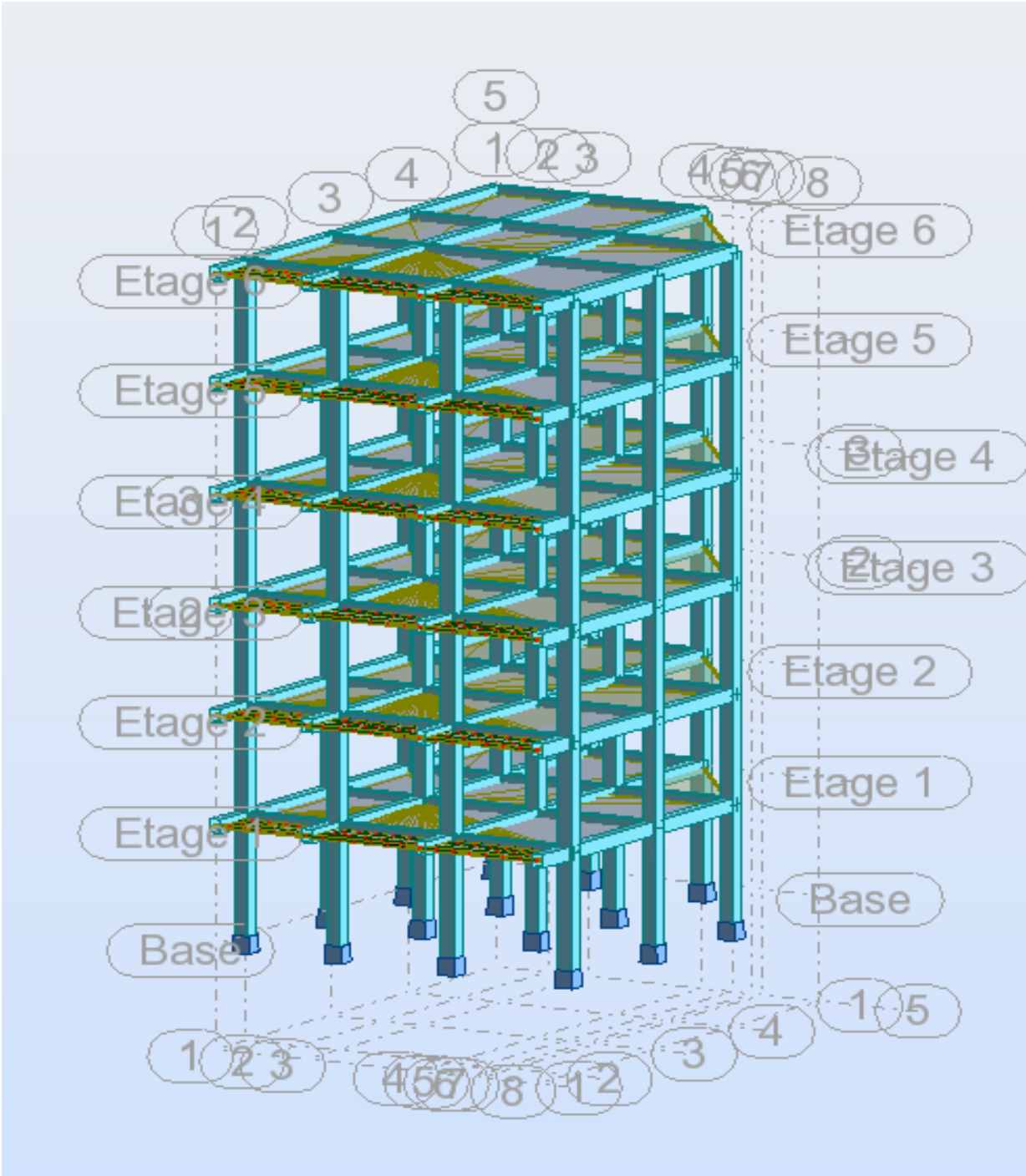


Figure III:8:structure portique auto stable (sans voiles).

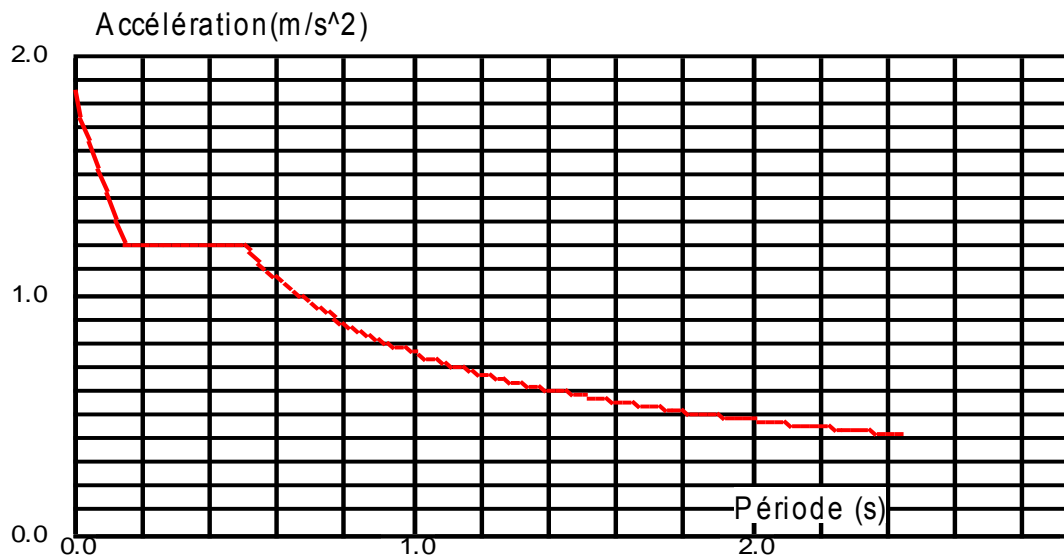


Figure III-9: Spectre de réponse sismique.

Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 99 :

Vérification du comportement dynamique :

Tableau III-16: mode de vibration et participation massique. (Structure sans voile)

Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	T
1,20	0,83	78,45	2,38	0,00	78,45	2,38	0,00	
1,23	0,81	81,24	82,40	0,00	2,78	80,01	0,00	
1,37	0,73	82,93	83,27	0,00	1,69	0,87	0,00	
3,77	0,27	92,52	83,72	0,00	9,60	0,45	0,00	
3,83	0,26	93,05	93,35	0,02	0,52	9,63	0,01	
4,27	0,23	93,46	93,44	0,02	0,41	0,10	0,00	
6,73	0,15	96,55	93,75	0,02	3,10	0,31	0,00	
6,82	0,15	96,89	97,13	0,03	0,34	3,38	0,01	
7,56	0,13	97,21	97,16	0,03	0,32	0,03	0,00	
9,99	0,10	98,60	97,29	0,03	1,39	0,14	0,00	

Résultat de l'analyse modale

1. Une période fondamentale : $T = 0.83s$
2. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe ($X - X$)
3. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe ($Y - Y$)
4. Le troisième mode est un mode de rotation

⇒ **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

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

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

Directions xx : 4^{ème} mode : Masse cumulée = **92.52%** => **Condition vérifiée**

Direction yy : 5^{ème} mode : Masse cumulée = **93.35 %** => **Condition vérifiée**

Selon l'article 4.3.4 de l'RPA : dans le cas où la condition des 90% n'est pas vérifiée, le nombre minimal de mode (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0,20 \text{ sec}$$

EN REMARQUE QUE LA STRUCTURES TROP SOUPLE :

0.83 s >> 0.46s

✓ **Schémas des modes de vibration :**

1^{er} mode est un mode de translation suivant (X) avec un période T=0.83s et la masse le sens X= 78.45%

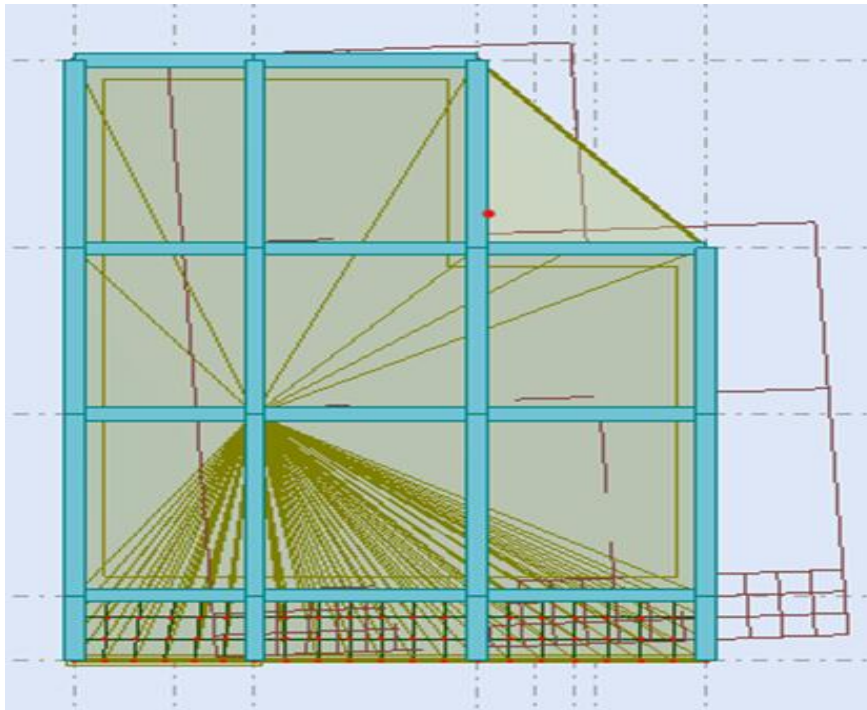


Figure III:10: Schémas des modes de vibration (XX)

2 mode est un mode de translation suivant (Y) avec un période T=0.81s et la masse le sens

Y= 80.01%

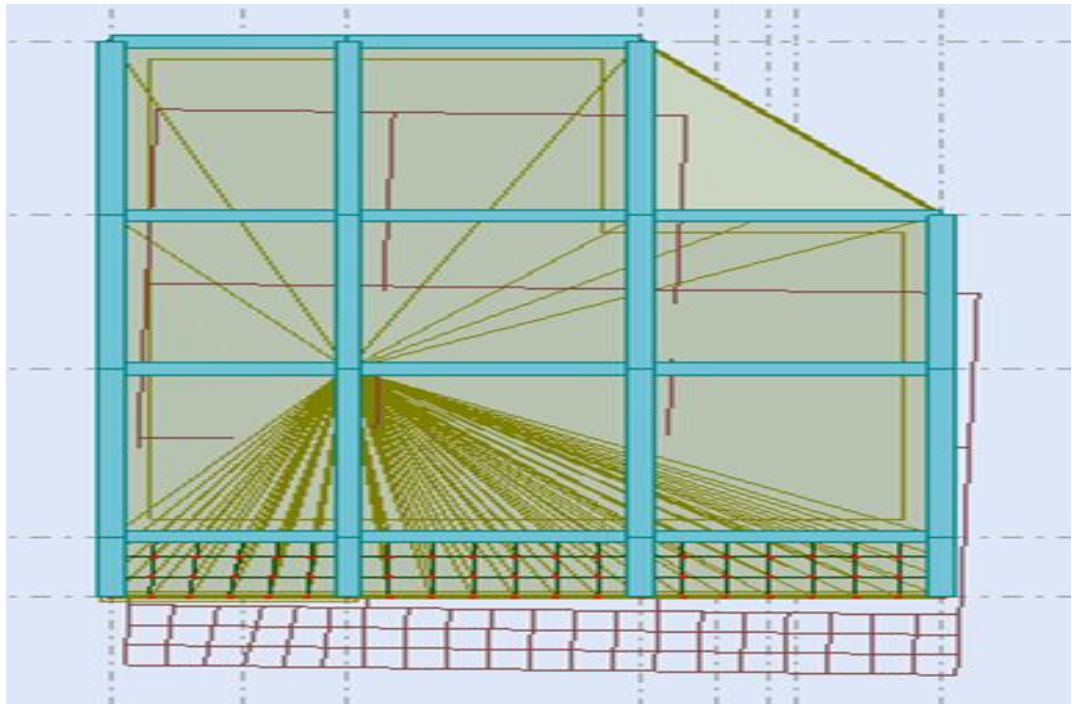


Figure III:11:Schémas des modes de vibration (YY)

3^{ème} mode : est un mode de torsion $T = 0.30s$

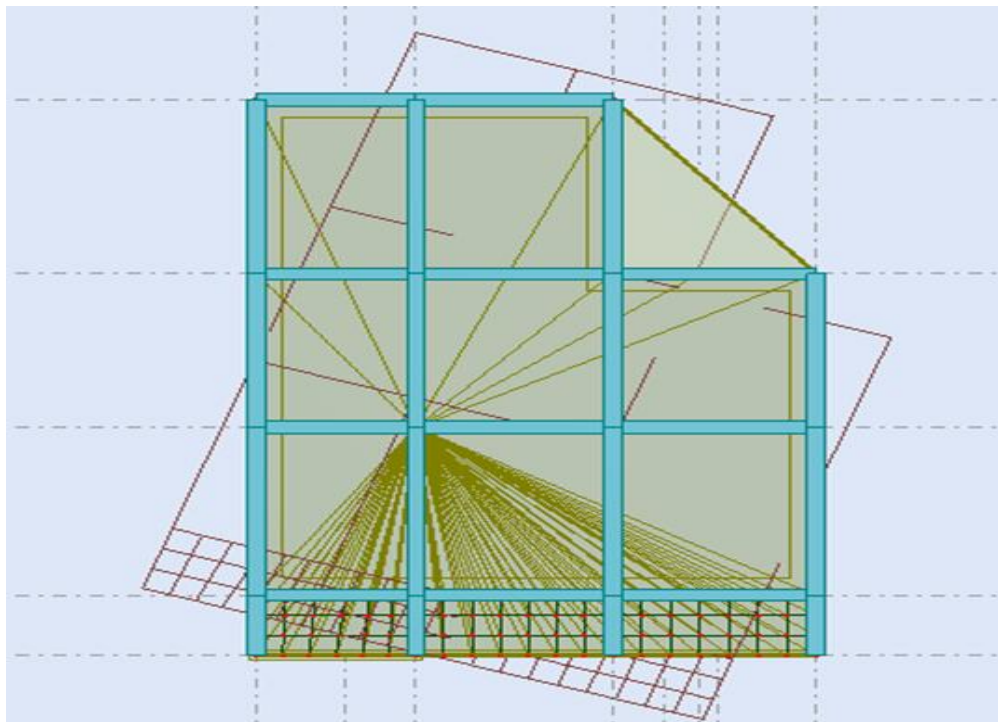


Figure III:12:Schémas des modes de vibration (Torsion)

- **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

⇒ Le coefficient de comportement $R = 3,5$ SYSTEME 1B

III.5. Calcul de la force sismique :

Le calcul des sollicitations sismiques est effectué à l'aide de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = \mathbf{0,88}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

Tableau III-17: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	η	ξ	R	T1	T2	Q
0.25	0.88	7%	3.5	0.15	0.50	1.2

- **Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :**

La résultante des forces sismiques à la base, obtenue en combinant les valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul**

III.5.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement et.

W : Poids total de la structure.

⇒ **Application de la formule de la force sismique :**

III.5.2. calcul de facteur d'amplification dynamique D

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

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

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Formule empirique 1 :

$$T_1 = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 19.40^{3/4} = 0.46 s$$

Formule empirique 2:
$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

Direction X :

$$T_2 = \frac{0.09 \times 19.4}{\sqrt{10}} = 0.55 s$$

$$T_{\text{empirique}} = \min(T_1; T_2) = \min(0.46; 0.55) = 0.46s$$

Direction Y :

$$T_2 = \frac{0,09 \times 19,4}{\sqrt{12,75}} = 0,49 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min(T_1; T_2) = \min(0,46; 0,49) = 0,46\text{s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 0,83 \text{ s}$$

Tableau III-18: période fondamentale T de calcul.

Cas	La période de calcul(D)
T analytique < T empirique	T=T analytique
T empirique < T analytique < 1.3T empirique	T= T empirique
T analytique > 1.3T empirique	T=1.3T empirique

III.5.3. Calcul de facteur D suivant le sens x et sens y :

Direction X:

$$T_{x\text{analytique}} = 0,83 \text{ s}$$

$$T_{x\text{empirique}} = 0,46\text{s}$$

$$1,3 T_{x\text{empirique}} = 0,60\text{s}$$

$$\text{On remarque que : } T_{x\text{analytique}} > 1,3 T_{x\text{empirique}} \Rightarrow T_{0-x} = T_{x\text{empirique}} = 0,60\text{s}$$

Direction Y:

$$T_{x\text{analytique}} = 0,83$$

$$T_{y\text{analytique}} = 0,49\text{s}$$

$$1,3T_{y\text{empirique}} = 0,60\text{s}$$

$$\text{On remarque que : } T_{x\text{analytique}} > 1,3 T_{x\text{empirique}} \Rightarrow T_{0-y} = T_{y\text{empirique}} = 0,60\text{s}$$

Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

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

$$\text{Direction X : } T_{0-x} = 0,60\text{s}$$

$$T_2 < T_{0-x} < 3\text{s} \Rightarrow D_x = 1,953$$

$$\text{Direction Y : } T_{0-y} = 0,60\text{s}$$

$$T_2 < T_{0-x} < 3\text{s} \Rightarrow D_y = 1,953$$

Coefficient d'accélération de zone (A)

$$A = 0.25$$

Coefficient de comportement global (R) : $R = 3.5$

Poids total de la structure W :

La masse totale calculée par Robot : $W = 7230$ KN

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

$$\left\{ V_x = \frac{0.25 \times 1.953 \times 1.20 \times 7230}{3.5} = 1210.302 \text{ kN} \quad \text{et} \quad V_y = \frac{0.25 \times 1.953 \times 1.20 \times 7230}{3.5} = 1210.302 \text{ kN} \right\}$$

Tableau III-19: récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente

A	0,25
D	1.953
Q	1,20
W G+0.2Q	7230
R	3,5
V (KN)	1210.302

Vérification Efforts tranchants à la base par la méthode analyse modale spectrale

$$V_x = 908 \text{ KN}$$

$$V_y = 927 \text{ KN}$$

Tableau III-20: vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	Vstatique (KN)	Vdynamique(KN)	0.8Vstatique	0.8Vs < Vdyn
Sens x-x	1210.302	908	968.2416	Non Vérifiée
Sens y-y	1210.302	927	968.2416	Non Vérifiée

Résultats : ainsi sur le tableau précédant on a remarqué que $0.8 V \text{ statique} \geq V \text{ dynamique}$

La condition de l'efforts tranchants à la base n'est pas vérifiée et selon RPA99V03 article (4.3.6)

Si $V_t < 0.80 V$, sa nourriture augmente tous les paramètres des la répondent (forces, changements, moments,) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Calcul de rapport $\frac{0.8 \times V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$\text{Selon } r_x = \frac{968.2416}{908} = 1.066$$

$$\text{Selon } r_y = \frac{968.2416}{927} = 1.044$$

III.5.4. Vérification de l'effet normal réduit :

La vérification de l'effet normal sert à prévenir à la fois la rupture de la section de béton faible et la contrainte globale causée par le séisme. La vérification de l'effet à l'aide de la formule suivante

$$\text{Ou } N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Nd l'effort normal maximal,

B section du poteau

F_{cj} est la résistance caractéristique du béton

Tableau III-21: vérification d'effort normal réduit XX et YY.

Section	N(KN)	Be (cm)	Fc28	v	Condition
40× 40	971.98	160000	25	0.0002499	Vérifiée

Section	N(KN)	Be (cm)	Fc28	v	condition
40× 40	1072.60	160000	25	0.00026815	Vérifiée

- **Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

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

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

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

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ Valeurs des déplacements inter-étages}$$

Tableau III-22: Valeurs des déplacements inter-étages.

Niveau	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	H _k (cm)	1%h (m)
RDC	2.557	2.328	340	3.40
1	3.332	3.247	320	3.20
2	3.460	3.341	320	3.20
3	2.559	2.327	320	3.20
4	1.867	1.662	320	3.20
5	1.102	0.940	320	3.20

Le déplacement inter-étage max = 3.45 cm > 1% de la hauteur de l'étage 3.20 => condition non vérifiée.

III.5.5. Vérification de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ se réfère à l'augmentation des déplacements horizontaux causée par l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale. Selon le RPA99/2003, les effets du deuxième arrêté peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite pour chaque étage, comme spécifié à l'article 5.9 du RPA99/2003..

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{h_K \times v_K} \leq 0.10$$

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$ il faut augmenter les actions sismiques calculées au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par un facteur $\frac{1}{(1-\theta)}$
- Si $\theta_K > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation situées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement inter étage au niveau K

h_K : hauteur de l'étage.

Tableau III-23: Vérification des déplacements inter-étage

Etage	P _k	Δx	Δy	V _x	V _y	h _k	θ _x	θ _y	Condition
RDC	-7229.55	2.557	2.328	1008.14	1027.70	3.40	0.05393	0.04816	Vérifiée
1	-5909.46	3.332	3.247	950.26	969.07	3.20	0.06475	0.06187	Vérifiée
2	-4695.34	3.460	3.341	840.46	856.19	3.20	0.06040	0.05725	Vérifiée
3	-3481.21	2.559	2.327	688.53	699.78	3.20	0.04164	0.03617	Vérifiée
4	-2267.09	1.867	1.662	495.99	502.19	3.20	0.02666	0.02344	Vérifiée
5	-1052.97	1.102	0.940	257.13	258.13	3.20	0.01305	0.01198	Vérifiée

La condition de l'effet $P-\Delta < 0.10$ est vérifiée pour tous les étages donc on peut le négligé dans notre structure étudié.

III.5.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

Tableau III-24: distribution de la Renversement des forces sismique direction XX et YY

Niveau	h(m)	W _t (KN)	V _x (KN)	X _g (m)	Mr(KN)	Ms(KN)	condition
RDC	3.40	7230	1008.14	5.37	170.374	38825.1	Vérifiée
1	6.6	7230	950.26	5.37	641.982	38825.1	Vérifiée
2	9.8	7230	840.46	5.37	1415.512	38825.1	Vérifiée
3	13	7230	688.53	5.37	2490.8	38825.1	Vérifiée
4	16.2	7230	495.99	5.37	3868.074	38825.1	Vérifiée
5	19.4	7230	257.13	5.37	5547.042	38825.1	Vérifiée

Niveau	h(m)	W _t (KN)	V _y (KN)	Y _g (m)	Mr(KN)	Ms(KN)	condition
RDC	3.40	7230	1027.70	6.56	173.672	47428.8	Vérifiée
1	6.6	7230	969.07	6.56	654.456	47428.8	Vérifiée
2	9.8	7230	856.19	6.56	1442.952	47428.8	Vérifiée
3	13	7230	699.78	6.56	2539.16	47428.8	Vérifiée
4	16.2	7230	502.19	6.56	3943.08	47428.8	Vérifiée
5	19.4	7230	258.13	6.56	5654.712	47428.8	Vérifiée

Selon les calculs précédent la condition ($M_s > 1.5M_r$) l'ouvrage et donc stable au renversement.

III.6. Méthode d'analyse Push-Over :

III.6.1. Introduction :

L'analyse non linéaire est devenue essentielle pour les structures exposées aux séismes. La méthode "Push-over" est une approche nouvelle, simple et pratique qui permet de tracer la courbe de capacité de la structure. Cette courbe est ensuite comparée à la courbe de demande sismique afin d'évaluer le niveau de performance de la structure. Cela forme la base du concept de conception parasismique appelé "conception en performance". La plupart des recherches portant sur cette méthode ont été menées sur des structures en portique. [8]

III.6.2. Buts d'une Analyse Push-Over:

Le but de l'analyse push-over est de comprendre le comportement réel de la structure et d'évaluer différents paramètres tels que les sollicitations et les déplacements dans les éléments de la structure. Cette analyse fournit des informations précieuses qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique. Parmi les avantages de l'analyse push-over, on peut citer :

- Estimation des déformations inélastiques permettant la dissipation d'énergie.
- Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles.
- Évaluation des conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure, ce qui permet d'identifier les points forts et les points faibles.
- Identification des zones critiques où les déformations sont susceptibles d'être importantes.
- Estimation des déplacements entre les niveaux prenant en compte les discontinuités de résistance ou de rigidité, ce qui peut être utilisé pour évaluer l'effet P-A (effet de charge horizontale).
- Vérification de l'intégralité du chemin de chargement de tous les éléments de la structure, y compris les éléments non structuraux rigides et les fondations.

Il convient de noter que ces avantages nécessitent un travail d'analyse supplémentaire, impliquant la prise en compte de tous les facteurs pertinents, la modélisation précise des propriétés élastiques et une analyse non linéaire sophistiquée, de préférence à l'aide d'un modèle tridimensionnel.. (11)

III.6.3. Description de l'analyse Push-over :

L'analyse "Push over" ou "poussée progressive" est une approche moderne de l'analyse de la résistance ultime des structures, basée sur l'analyse plastique classique. Cependant, contrairement à l'analyse plastique qui se concentre principalement sur la résistance ultime des charges verticales, l'analyse push over vise à caractériser à la fois la résistance latérale et les déformations locales de la structure.

L'analyse push over est essentiellement une analyse statique non linéaire. Elle est réalisée en appliquant progressivement des charges horizontales réparties sur toute la hauteur de la structure, augmentant de manière monotone de zéro jusqu'à atteindre l'état de ruine correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires restent constantes pendant toute l'analyse.

L'objectif de cette méthode est de comprendre comment la structure se comporte sous des charges horizontales croissantes, afin de caractériser son comportement, sa résistance et ses déformations locales. L'analyse push over permet ainsi d'obtenir des informations précieuses pour l'évaluation de la sécurité et de la capacité de la structure à résister aux sollicitations sismiques..

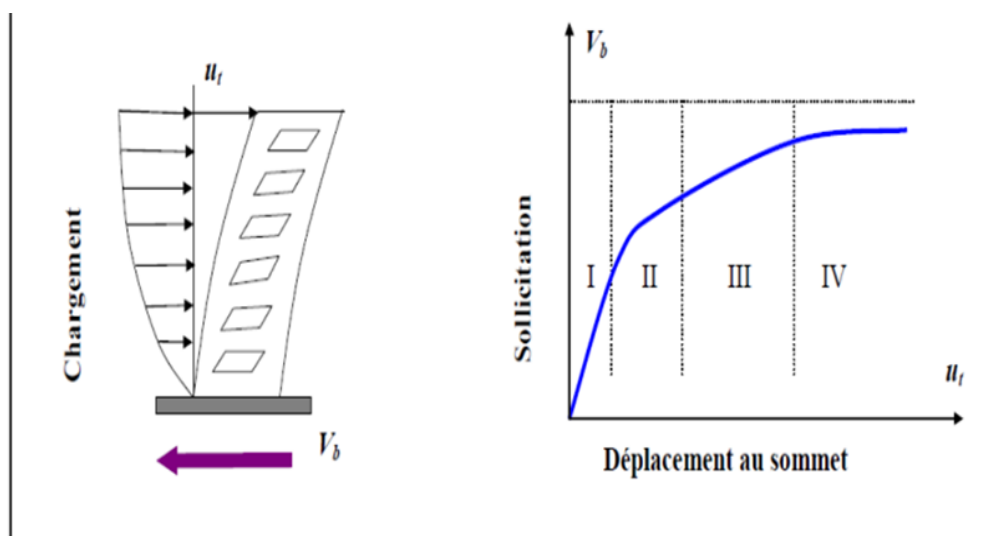


Figure III:13: Description de l'analyse Push-over.

Freeman (Freeman, 1975) a initialement utilisé l'analyse push over dans sa méthode du spectre de capacité (« Capacity Spectrum Method », CSM) qu'il a développée par la suite. Par la suite, Sasaki et al. (1998) ont repris cette approche de base du CSM afin de prendre en compte les effets des modes supérieurs. Des modèles de charges latérales basés sur une analyse modale ont été utilisés pour générer une série de courbes push over (13). L'utilisation de cette méthode

non linéaire, représentée par la courbe de capacité, permet d'obtenir une approximation du comportement réel de la structure, de localiser les dommages potentiels et d'estimer sa résistance. [10]

III.6.4. courbe de capacité :

Définition du profil de la poussée (pushover) : Le profil de la poussée est une courbe qui représente l'évolution des forces sismiques appliquées à la structure en fonction de la déformation. Elle est généralement définie comme une force horizontale appliquée en un ou plusieurs points de la structure, et elle est augmentée par progression, voire en même temps.

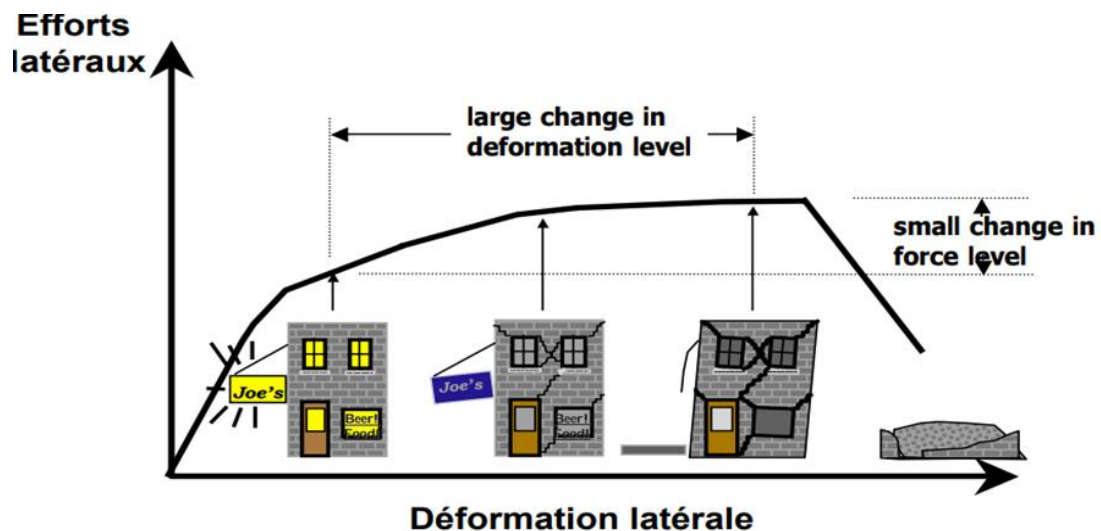


Figure III:14: courbe globale de capacité Push-over.

Selon la figure (III ;14), la courbe est divisée en trois parties, chacune représentant un stade de dégradation :

- Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau typique de conception paranoïaque. Il indique un état de surface indemne (ou sans dommage).
- Le deuxième niveau de danger correspond à un niveau de dommage maîtrisé. Bien qu'il n'y ait pas de menace pour la stabilité de la structure, des dommages mineurs peuvent néanmoins s'aggraver.
- Le troisième niveau est un état avancé de dommages, avec une stabilité en danger. Au-delà de ce point, la structure est susceptible de s'effondrer et n'a plus de capacité de résistance.

III.7. Méthode L'évaluation des vulnérabilités :

III.7.1. Introduction :

L'évaluation des vulnérabilités des structures est une discipline qui vise à évaluer la capacité d'une structure à résister aux différentes contraintes et menaces auxquelles elle peut être exposée, telles que les séismes, les vents violents, les charges accidentelles, etc. Voici quelques méthodes couramment utilisées pour évaluer les vulnérabilités des structures :

III.7.1.1. Analyse statique et dynamique :

Cette méthode consiste à effectuer une analyse mathématique de la structure en utilisant des principes de la mécanique des structures. L'analyse statique évalue la réponse de la structure sous des charges statiques, tandis que l'analyse dynamique évalue la réponse de la structure aux charges dynamiques telles que les séismes. Ces analyses permettent de déterminer les contraintes, les déformations et les déplacements induits par les charges, ce qui permet d'identifier les zones de vulnérabilité potentielles.

III.7.1.2. Méthodes expérimentales :

Les méthodes expérimentales, telles que les essais en laboratoire ou sur le terrain, sont utilisées pour évaluer la résistance et la performance des structures réelles. Cela peut inclure des tests de charge, des essais de résistance des matériaux, des essais de résistance aux séismes, etc. Ces tests permettent d'obtenir des données concrètes sur le comportement réel de la structure et d'identifier les points faibles ou les vulnérabilités éventuelles.

III.7.1.3. Modélisation informatique :

Les techniques de modélisation informatique, telles que la méthode des éléments finis, permettent de simuler le comportement d'une structure sous différentes conditions de charge. En utilisant des logiciels spécialisés, les ingénieurs peuvent créer des modèles virtuels de la structure, appliquer différentes charges et conditions aux modèles, et évaluer leur réponse. Cela permet d'identifier les zones de stress excessif, les déformations excessives ou les défaillances potentielles.

III.7.1.4. Normes et codes de construction :

Les normes et codes de construction définissent les critères et les méthodologies pour concevoir et évaluer les structures afin de les rendre résistantes aux contraintes et aux menaces spécifiques. Ces normes fournissent des directives sur les charges à prendre en compte, les

facteurs de sécurité à appliquer et les méthodes d'évaluation appropriées. L'utilisation de normes et de codes de construction est essentielle pour garantir la sécurité et la fiabilité des structures.

- ✓ Il convient de noter que l'évaluation des vulnérabilités des structures est une discipline complexe et spécialisée, nécessitant une expertise en ingénierie des structures. Il est donc recommandé de faire appel à des ingénieurs qualifiés et expérimentés pour mener ces évaluations

Application et analyse des Résultats

Chapitre IV. Méthode analytique (quantitative) :

IV.1. Exemple d'application de la méthode Push-over pour l'analyse :

IV.1.1. description du bâtiment :

L'ouvrage objet de cette étude est un bâtiment en béton armé à usage d'habitation implantée à a siuté en sismique III (Wilaya d'Alger) est conçue en sous-sol RDC et cinq étages (R+5).Implantée du sol S3 sol meuble. Acier ha 400,la ferrailage des poutres et poteaux $6\Phi 14$.Selon le rapport du sol l'ancrage du bâtiment doit être à 3 m de la surface ayant une contrainte de service de 1,2 Bar. Les caractéristiques suivantes :

Dalles en corps creux d'épaisseurs 20 cm (16+4)

Les poutres principaux et poutres secondaire sont de section (40×40)

Les poteaux sont de section : -première structure (40×40)

-deuxièmestructure (30×30)

La hauteur de chaque niveau 3.20m.

IV.1.1. Modélisation :

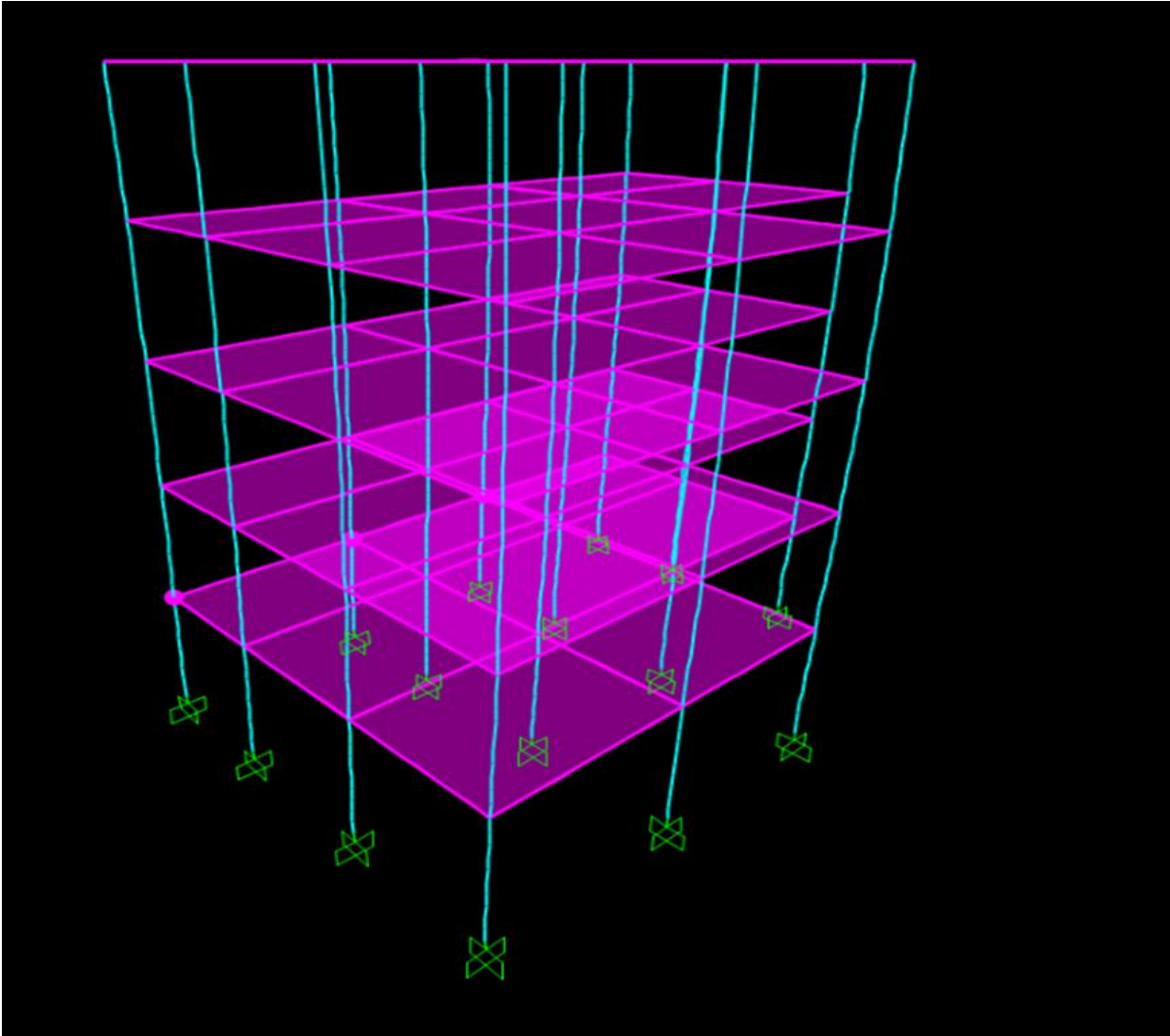


Figure IV:1 modèle en 3D modélisation sap2000.

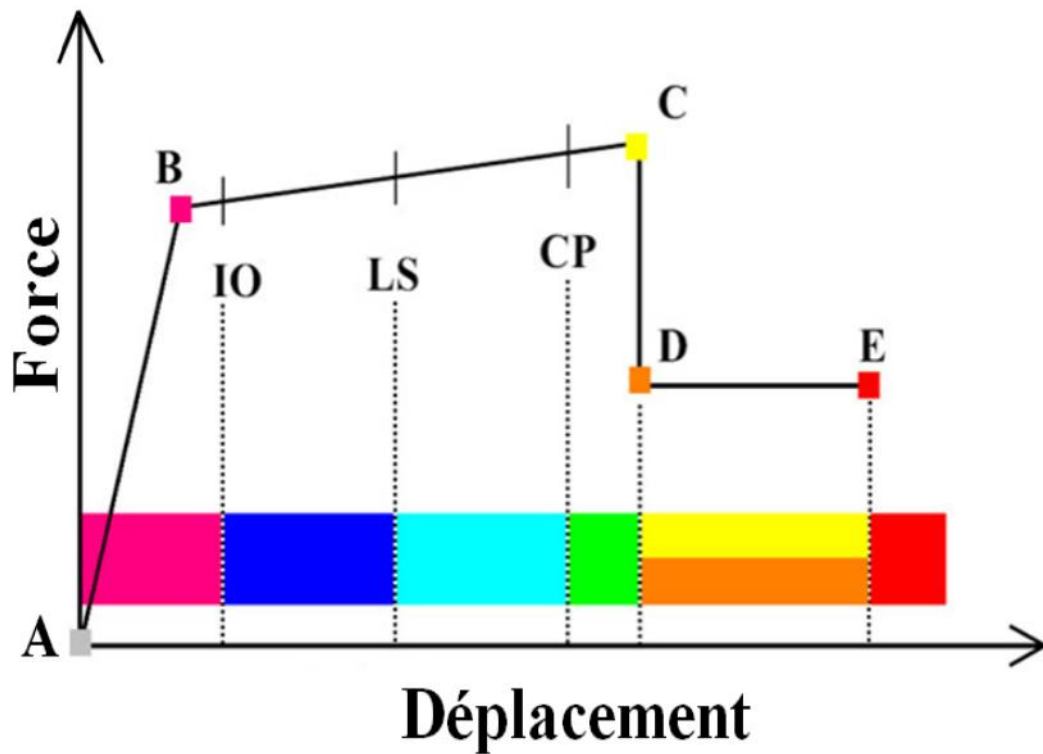
IV.1.2. définition des points de la courbe :

Figure IV:2: Courbe force- déformation

Le point (A) représente l'origine

Le point (B) représente l'état de plastification

Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse Push-over

Le point (D) représente la résistance résiduelle pour 'analyse Push-over

Le point (E) représente l'échec total.

IO : le début d'exploitation,

LS : l'état d'exploitation sévère

CP : l'état de dommage)

IV.1.3. Résultats :

IV.1.3.1. Courbes de capacité :

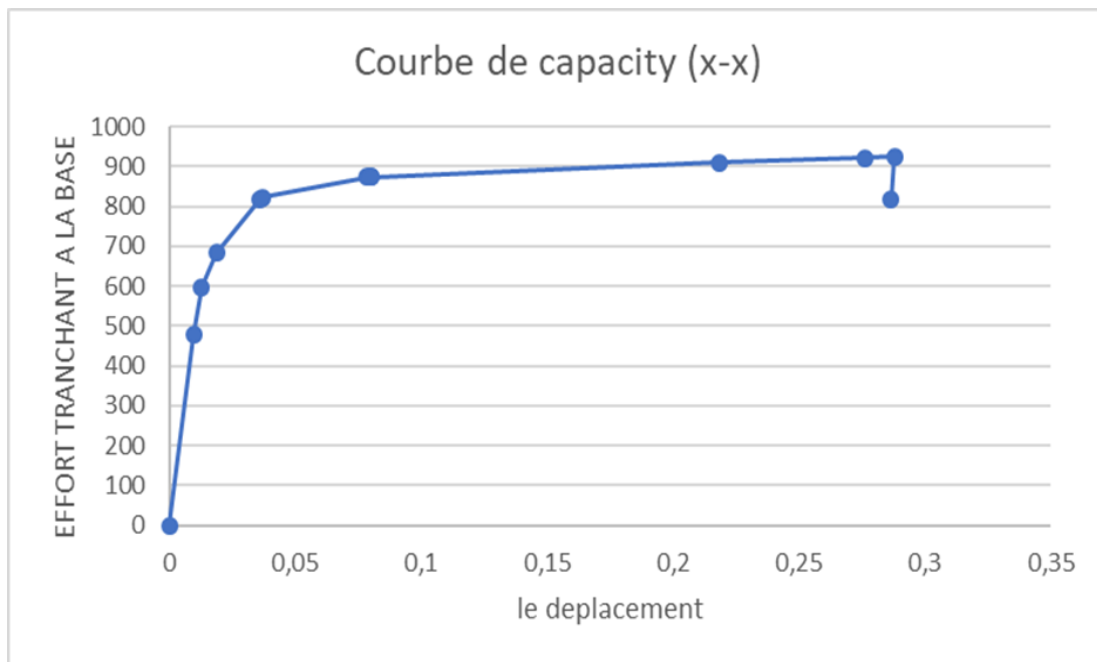


Figure IV:3: courbe de capacité sens transversal (xx)poteau 40×40.

Tableau IV-1: formation des rotules plastiques dans les niveaux de performances sans (xx).poteau(40×40).

TABLE: Pushover Capacity Curve												
LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	m	KN	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Pushover hor	0	-0,000011	0	370	0	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	1	-0,009597	478,172	364	6	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	2	-0,012712	598,321	335	35	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	3	-0,018826	683,231	307	63	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	4	-0,036161	818,061	289	81	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	5	-0,036955	821,856	285	85	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	6	-0,078394	873,449	246	124	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	7	-0,079398	874,057	245	125	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	8	-0,080089	873,755	245	125	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	9	-0,080156	873,77	245	125	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	10	-0,218177	908,698	245	29	96	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	11	-0,275978	921,504	245	29	96	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	12	-0,287957	925,676	244	30	94	0	0	2	0	0	370
Pushover hor	13	-0,286358	818,465	244	30	93	0	0	1	2	0	370

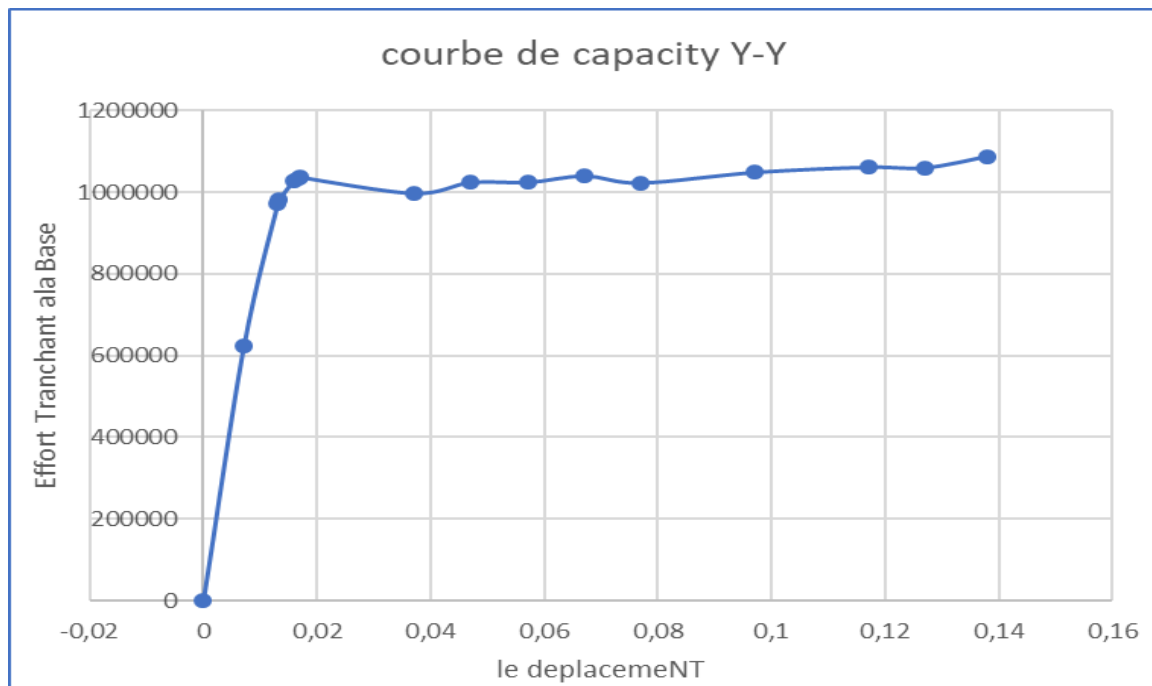


Figure IV:4: courbe de capacité sens longitudinal (yy) poteau 40×40

Tableau IV-2: formation des rotules plastiques dans les niveaux de performances sans (yy)poteau (40×40).

er Capacity Curve											
Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPtoC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Unitless	m	N	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
0	-0,000037	0	370	0	0	0	0	0	0	0	370
1	0,007097	623095,36	369	1	0	0	0	0	0	0	370
2	0,013075	972809,06	338	32	0	0	0	0	0	0	370
3	0,013313	981693,69	330	40	0	0	0	0	0	0	370
4	0,015972	1028951,88	322	48	0	0	0	0	0	0	370
5	0,016823	1034948,91	319	51	0	0	0	0	0	0	370
6	0,017019	1035630,1	318	52	0	0	0	0	0	0	370
7	0,037019	996718,9	318	52	0	0	0	0	0	0	370
8	0,047019	1023462,71	318	22	30	0	0	0	0	0	370
9	0,057019	1023391,33	318	22	30	0	0	0	0	0	370
10	0,067019	1038982,18	318	18	34	0	0	0	0	0	370
11	0,077019	1022070,76	318	0	52	0	0	0	0	0	370
12	0,097019	1047944,71	318	0	52	0	0	0	0	0	370
13	0,117019	1060434,56	318	0	52	0	0	0	0	0	370
14	0,127019	1059135,53	318	0	52	0	0	0	0	0	370
15	0,137993	1087424,02	318	0	51	0	0	1	0	0	370

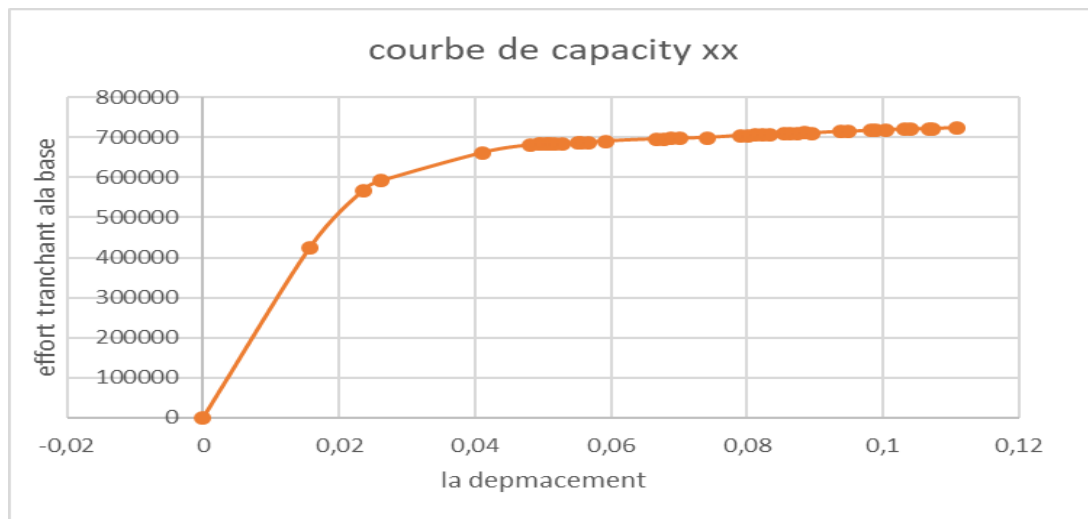


Figure IV:5: courbe de capacité sens transversal (xx).poteau(30×30).

Tableau IV-3: formation des rotules plastiques dans les niveaux de performances sans (xx) poteau (30×30)

LoadCase Text	Step Unitless	Displacement m	BaseForce N	AtoB Unitless	BtoIO Unitless	IOtoLS Unitless	LStoCP Unitless	CPtoC Unitless	CtoD Unitless	DtoE Unitless	BeyondE Unitless	Total Unitless
Pushover hor	0	dep(m)	effort tranch	370	0	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	1	-0,000025	0	367	3	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	2	0,015682	425052,09	348	22	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	3	0,023509	567566,57	334	36	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	4	0,02626	591589,85	327	43	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	5	0,041174	662240,44	322	48	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	6	0,048148	681398,96	320	50	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	7	0,049445	683477,31	318	52	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	8	0,049586	683378,43	318	52	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	9	0,050538	684707,47	318	52	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	10	0,050679	684674,17	318	37	15	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	11	0,051132	684275,1	318	22	30	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	12	0,051696	685015,2	318	22	30	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	13	0,052823	685010,68	318	18	34	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	14	0,055079	686815,37	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	15	0,055643	687607,55	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	16	0,05677	687953,04	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	17	0,059308	690896,84	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	18	0,066638	696177,24	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	19	0,067766	696483	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	20	0,068894	697743,12	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	21	0,070021	697656,59	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	22	0,07426	699606,69	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	23	0,07903	704900,46	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	24	0,080089	705301,49	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	25	0,081149	706229,64	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	26	0,082209	706629,57	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	27	0,083269	707753,48	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	28	0,085388	708980,63	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	29	0,086448	710015,26	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	30	0,087508	710513,13	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	31	0,088568	711457,03	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	32	0,089627	710923,5	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	33	0,093826	714890,12	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	34	0,094821	714535,73	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	35	0,098255	717686,56	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	36	0,098976	717964,51	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	37	0,100418	718993,65	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	38	0,103303	720533,52	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	39	0,104024	720444,98	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	40	0,106908	721427,09	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	41	0,107269	721774,46	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	42	0,110928	724104,36	318	0	52	0	0	0	0	0	370

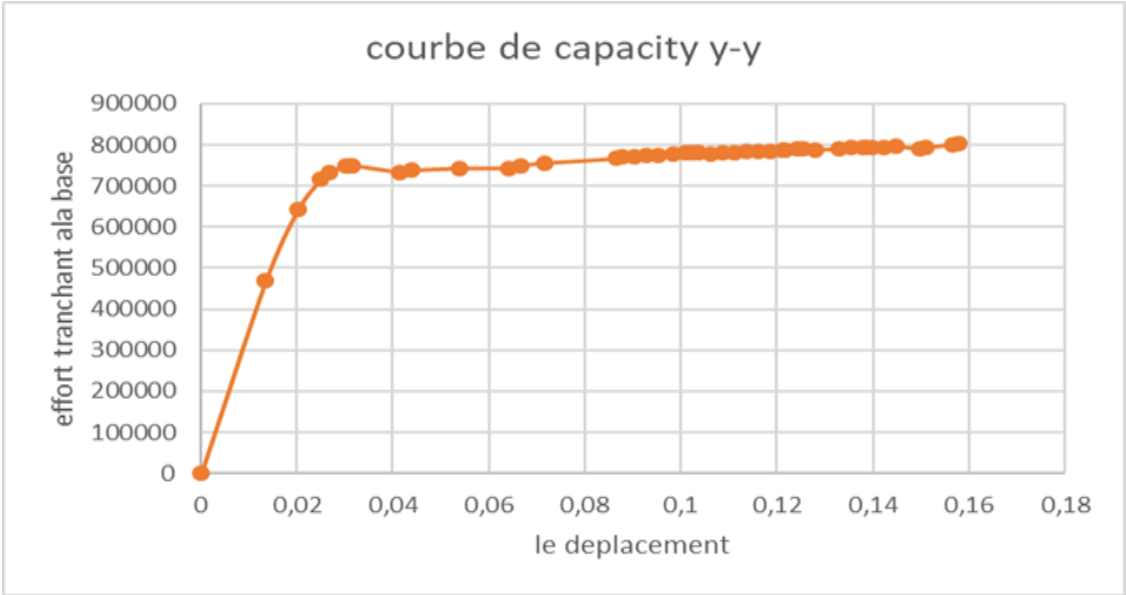


Figure IV:6: courbe de capacité sens longitudinal (yy) poteau30x30

Tableau IV-4:formation des rotules plastiques dans les niveaux de performances sans (yy)poteau(30×30).

LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	AtoB	BtoIO	IOtoLS	LStoCP	CPToC	CtoD	DtoE	BeyondE	Total
Text	Unitless	m	N	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Pushover hor	0	-0,000066	0	370	0	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	1	-0,013511	468449,9	367	3	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	2	-0,020225	641811,65	348	22	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	3	-0,025038	715570,94	334	36	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	4	-0,026806	731982,96	327	43	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	5	-0,030168	748317,99	322	48	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	6	-0,031333	749672,89	320	50	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	7	-0,031526	750216,44	318	52	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	8	-0,041526	733769,68	318	52	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	9	-0,044026	738149,78	318	52	0	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	10	-0,054026	742870,36	318	37	15	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	11	-0,064026	743440,23	318	22	30	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	12	-0,066526	749842,48	318	22	30	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	13	-0,071526	755648,57	318	18	34	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	14	-0,086526	766682,55	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	15	-0,087776	769688,94	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	16	-0,090276	770841,77	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	17	-0,092776	772928,38	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	18	-0,095276	773558,74	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	19	-0,098401	778286,32	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	20	-0,100901	780180,1	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	21	-0,102151	779561,41	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	22	-0,103401	780621,91	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	23	-0,103557	780897,42	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	24	-0,106057	777596,66	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	25	-0,108557	781110,93	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	26	-0,111057	781674,74	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	27	-0,113557	784367,37	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	28	-0,116057	782806,63	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	29	-0,118557	785482,24	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	30	-0,121057	786778,57	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	31	-0,121682	787786,74	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	32	-0,124182	789500,77	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	33	-0,125432	789919,8	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	34	-0,127932	788135,56	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	35	-0,132932	790577,93	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	36	-0,135432	792585,62	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	37	-0,137932	792456,18	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	38	-0,138557	793612,4	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	39	-0,139807	794895,2	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	40	-0,142307	794579,43	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	41	-0,144807	796755,15	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	42	-0,149807	790371,23	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	43	-0,150862	792738,25	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	44	-0,156441	800865,39	318	0	52	0	0	0	0	0	370
Pushover hor	45	-0,157774	802113,98	318	0	46	0	0	6	0	0	370

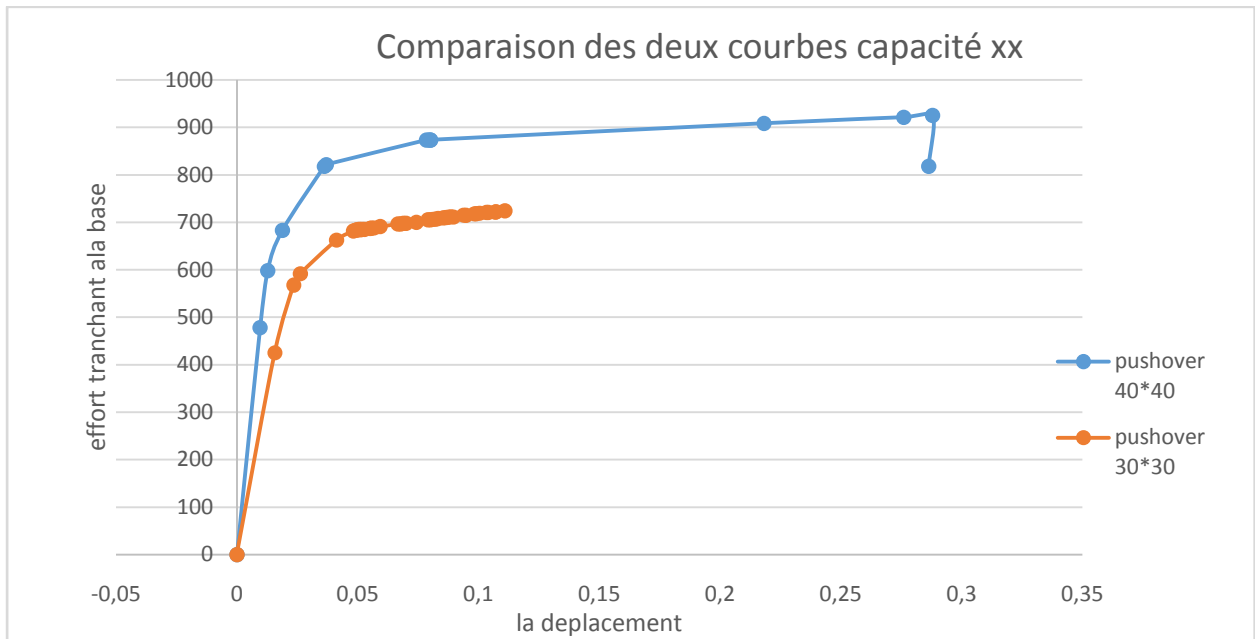


Figure IV:7: Comparaison des deux courbes capacité xx.

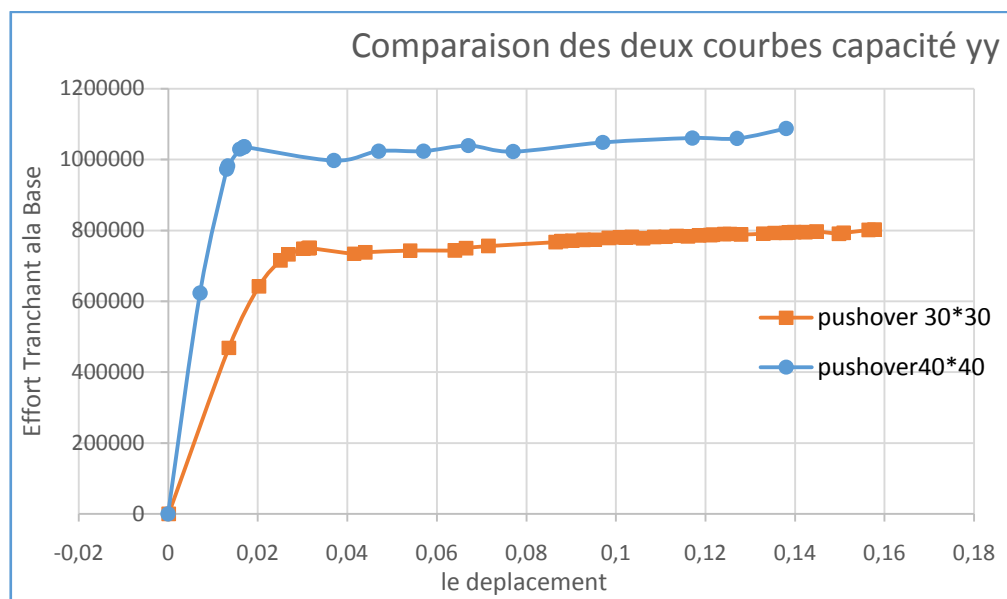


Figure IV:8: Comparaison des deux courbes capacité yy.

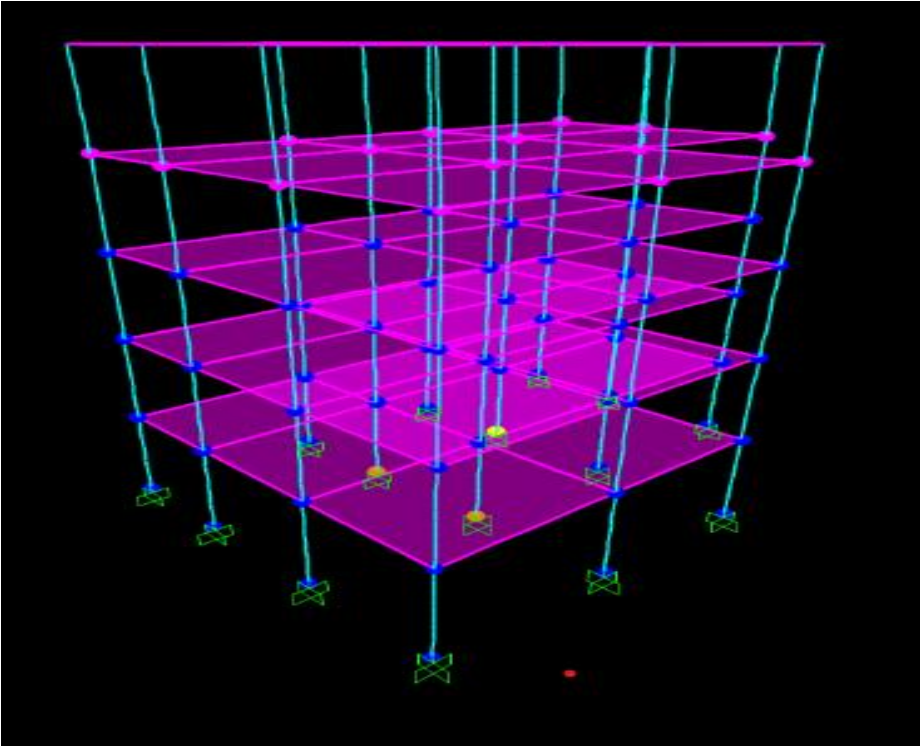


Figure IV:9: formation des rotules plastiques sens (xx) poteaux 40x40

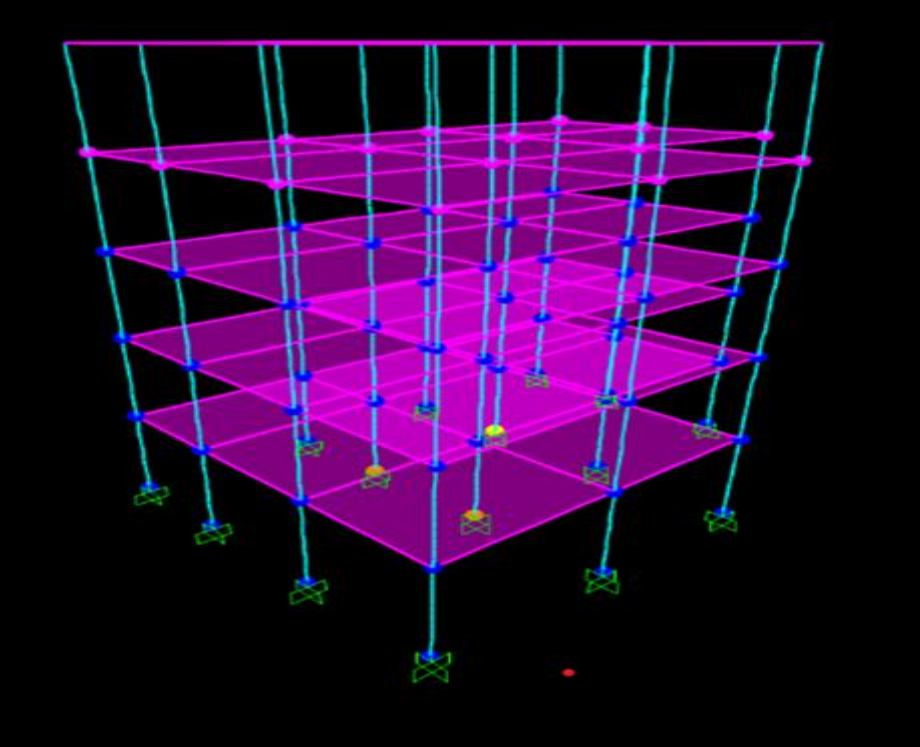


Figure IV:10: formation des rotules plastiques sens (xx) poteaux 30x30

Remarque conjoncturel :

Il a été relevé l'ors (pendant de la survenue du dernier séisme de Boumerdes que la quasi totalité de celle qui ont été conçus et réalisés selon le RPA 88 se sont très bien comportés dans la région de Boumerdes au lendemain du 21 mai 2003 de même à Chlef ex l'Asnam (à l'exemple du site Boukâ Sahnoun calculée suivant le RPA se sont bien comportés jusqu'à aujourd'hui. Ceci dit il y a toujours moyen de ré-conforter périphériquement ou même en sous-œuvres ou sur-œuvre via des ajouts non déformateurs ni-génant dans l'exploitation ou l'usage tel qu'il a été initialement espérés.

Exemple :

- A/la structure calculée en référence au RPA88c'est avérée aussi surprenant que cela puisse paraître, plus résiliente dans ces déplacements sans risquer une dislocation ou un effondrement global ; ceci n'empêche que deux précautions en valent mieux qu'une en vérifiant le comportement structural en conformité au règlement RPA actuel règlementairement ciblé l'hors de toutes conceptions.
- B/ malgré le degré de certitude qu'on puisse avoir sur la foi du RPA 88 nous soumettons tout de même la bâtisse à la conformité actuelle reportant du RPA 2003.

Qui peut le moins le plus le critère sécuritaire est plus ciblé autre fois que le critère d'optimisation de la structure à l'économie. L'étude de dimensionnement a révélée qu'on gagnerait en ajoutant des dispositifs structurales (qui n'existaient pas dans l'ancien règlement mais pour des structures même en cours de réalisation ou à lancer.

CONCLUSION

Conclusion

Conclusion comparative :

Observation 01 :

La structure vérifiée par rapport au RPA88 présentée des déplacements inter étage , rigidité , période sismique , effet P- Δ , renversement (culbutes) , effort sismique à la basse (sabrage) .

sont plus ample dans l'ancien référence(RPA 88) par rapport a celui vérifie selon le RPA actuel 99 version 2003.

Observation 02 :

A travers l'étude statique non linéaire analyse des courbes élasto plastique il savere que l'effet d'annonce d'apparence de quelques rotule Plastique est plus rapide au niveau de la structure vérifiée par rapport au RPA88 voir la courbe push-over qui est apparue rapidement apres atteinte de la demande sismique au premier mode sismique dans le sens de l'axe des x-x Les rotules plastique etaient flagrante voir se comportement quantifie au niveau de l a courbe élasto- plastique ce qui explique que la structure est fragile et moin rigide ,du fait qu'on a changé les sections des poteaux de 40x40 avec 6 barres de Φ 14, vers des sections de 30x30 avec 6 barres de Φ 14 c'était juste pour confirmer le comportement elasto-plastique de quelque rotules au niveau des nœuds (fissures prejudiciable).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] :séismes Déclenchés par L'homme - Recherche (bing.com)
- [2] :Evaluation des dommages dans les structures en zone sismique Université MOHAMED BOUDAIF –M’SILA laraba abdelkarime et salem khalil.
- [3] : https://fr.wikipedia.org/wiki/Onde_sismique
- [4]: <http://www.seismo.ethz.ch/fr/knowledge/things-to-know/causes-of-earthquakes/general/>
- [5]: https://fr.wikipedia.org/wiki/%C3%89chelle_Medvedev-Sponheuer-Karnik
- [6] : <https://seismetpecom.wordpress.com/2019/01/04/cconsequences-economiques/>
- [7] : https://www.craag.dz/r_sismologique.php .
- [8] : <http://bib.univ-oeb.dz:8080/jspui/handle/123456789/7460>.
- [9]: <https://www.rapport-gratuit.com/analyse-statique-non-lineaire-pushover/>.
- [10] :Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures » Université Mouloud MAMMARI de TIZI- OUZOU BELAZOUZ Lynda 31/ 01/2016.
- [11] :Evaluation des dommages dans les structures en zone sismique Université MOHAMED BOUDAIF –M’SILA laraba abdelkarime et salem khalil.
- RPA99,règles parasismique algérienne99 version 2003.
- [12] :https://www.craag.dz/r_sismologique.php.
- [13] :Taleb, R. Règles Parasismiques Algériennes RPA 99-Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé: Interprétations et Propositions.
- [14] etude de la structure d’un bâtiment en béton armé (RDC+9+3 sous-sols) en zone III Universite de mostaganem de MEGUENANE Nadia et HAOUZANE Charef. 2022/2023