

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة محمد بوضياف - المسيلة  
Université Mohamed Boudiaf - M'Sila

FACULTE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL  
N° : ..../..../2024



DOMAINE : SCIENCES TECHNOLOGIE  
FILIERE : GENIE CIVIL  
OPTION : STRUCTURES

**Mémoire présenté pour l'obtention  
Du diplôme de Master Académique**

**Par:**

**Bahlat Omayma**

**Hadji Dounia**

**Intitulé**

**Conception sismique des bâtiments basée sur  
le déplacement**

**Soutenu devant le jury composé de:**

M. BOULAOUAD Abderachid	Université Med BOUDIAF- M'SILA	Président
M. MENASRI Youcef	Université Med BOUDIAF - M'SILA	Examineur
M. RAHMANI Abdallah Yacine	Université Med BOUDIAF - M'SILA	Encadrant

**Année Universitaire : 2023/2024**

# *Remerciements*

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de cette recherche.

Nous remercions chaleureusement notre superviseur, le **Dr. Rahmani Abdallah Yacine**, pour ses conseils et son soutien constant. Nous remercions également les membres de la Commission technique de la construction de M'sila pour leurs suggestions constructives. Nous exprimons notre reconnaissance aux professeurs et aux membres du corps académique et administratif de l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila, Département de Génie Civil.

Nous remercions également les participants à cette étude pour leur coopération, ainsi que nos familles et amis pour leur soutien et leurs encouragements tout au long de ce parcours académique.

*Merci à tous.*

## اهراء

### " واخر دعوانهم ان الحمد لله رب العالمين "

الحمد لله عند البدء وعند الختام فما تناهى درب ولا ختم جهد ولا تم سعي الا بفضلته  
لم تكن الرحلة قصيرة ولا ينبغي لها ان تكون لم يكن الحلم قريبا ولا الطريق كان محفوفًا بالتسهيلات لكني فعلتها وثلتها  
اهدي وبكل حب بحث تخرجني الى نفسي القوية التي تحملت كل العثرات واكملت رغم الصعوبات..  
الى من كان دعائهم سر نجاحي "امي" التي كانت لي نورا في عتمتي "ابي" الذي دعمني بلا حدود واعطاني بلا  
مقابل

اهديكما هذا الانجاز الذي لولا تضحياتكما وتشجيعكما لما تحقق

ال من قال فيهم " سنشد عضدك باخيك "

الى اخي "نافع" من مد يده دون كلل او ملل وقت ضعفي واخي "لؤي" ادامكما الله ضلعا ثابتا لي .....

الى من امننا بقدراتي وامان ايامي اخواتي " نور الهدى و تيير "

الى روح جدتي الطاهرة لطالما كانت تنتظر معي حضور هذا اليوم رحمها الله

الى ذلك الرجل العظيم الذي شجعني للوصول الى طموحاتي الى سندي "زوجي"

الى صديقتي رفيقة الدرب والصعاب من كانت موضع الاتكاء في عثراتي التي رزقني الله بها "اميمة"

الى كل صديقتي وعائلتي و احبائي

ونيا حاجي

# إهداء

لم تكن الرحلة قصيرة ولا الطريق محفوفا بالتسهيلات ، لكنني فعلتها فالحمد لله الذي يسر البدايات و بلغنا النهايات

أهدي بكل حب و فخر هذا النجاح لنفسي الطموحة أولا

إلى الأيادي الطاهرة التي أزلت عن طريقي الأشواك ، إلى العيون الساهرة من أجل راحتي ... أمي و أبي

إلى من ساندوني بكل حب وقت ضعفي و أزاحو عن كاهلي كل المتاعب ، سندي و الكتف الذي أتكى عليه دائما ... إخوتي  
( بلال ، نور الدين ، حسام )

إلى من غمرتني بالحب و التوجيه و أمدتني بالقوة و كانت موضع الأمان في كل خطوة و عثرة ... أختي (الرميصاء)

إلى تلك الروح الطاهرة التي غادرت الحياة و لم تغادر قط قلبي ، صغيرتك اليوم خريجة ... (جدي)

إلى الصديقة و الزميلة في هذا النجاح ، رفيقة الأيام الصعبة و الكفاح ... (دنيا )

و أخيرا رغم كل الخيبات و العثرات نلتها ، فالحمد لله على ما مضى و الحمد لله على ما هو آت.

مجلوط أسيمة

## Résumé

Ce mémoire explore la conception de bâtiment basée sur le déplacement, en comparant les méthodes de conception basées sur la force et sur le déplacement. Une étude bibliographique a été réalisée sur le comportement sismique des bâtiments, suivie d'une analyse comparative des deux méthodes à travers un bâtiment R+2 situé dans différentes zones sismiques. Les résultats montrent que la conception basée sur le déplacement donne des valeurs de déplacements et d'efforts tranchants à la base plus élevées que la méthode basée sur la force, suggérant des avantages potentiels pour la sécurité et la performance des structures sismiques.

**Mots-clés :** Conception de bâtiment, déplacement, force, comportement sismique, zones sismiques, efforts tranchants.

## Abstract

This dissertation explores the displacement-Based Building Design, comparing force-based and displacement-based design methods. A bibliographic study on the seismic behavior of buildings was conducted, followed by a comparative analysis of both methods using a 2-story building located in different seismic zones. Results show that displacement-based design yields higher values of displacements and base shear forces than the force-based method, suggesting potential advantages for the safety and performance of seismic structures.

**Keywords:** Building design, displacement, force, seismic behavior, seismic zones, base shear forces.

## ملخص

تستكشف هذه الدراسة التصميم الزلزالي للمباني القائم على الإزاحة، بمقارنة طرق التصميم القائمة على القوة والإزاحة. تم إجراء دراسة للسلوك الزلزالي للمباني، تلتها تحليل مقارن للطريقتين من خلال مبنى مكون من طابقين في مناطق زلزالية مختلفة. تظهر النتائج أن التصميم القائم على الإزاحة يعطي قيمًا أعلى للإزاحات وقوى القص عند القاعدة مقارنة بالطريقة القائمة على القوة، مما يشير إلى مزايا محتملة لسلامة وأداء الهياكل الزلزالية.

**الكلمات المفتاحية:** التصميم الزلزالي للمباني، الإزاحة، القوة الزلزالية، السلوك الزلزالي، المناطق الزلزالية، قوى القص.

# SOMMAIRE

Introduction générale .....	1
Chapitre I : Comportement des bâtiments en zone sismique .....	2
I.1. Introduction .....	3
I.2. Séismes.....	4
I.2.1. Définition .....	4
I.2.2. Caractéristique d'un séisme .....	5
I.2.3. Exemples de séismes .....	6
I.3. Comportement des structures en béton armé en zone sismique .....	11
I.3.1 Objectifs de Conception parasismique .....	11
I.3.2. Comportement sismique des structures .....	12
I.3.3. Mécanisme des ruines.....	14
I.3.4. Etage souple .....	14
I.3.5. Autre règles de conception parasismique .....	16
I.4. Méthodes de calcul sismique :.....	16
I.4.1. Méthode de conception basée sur la force .....	16
I.4.2. Méthodes de conception basée sur le déplacement .....	18
I.5. Conclusion :.....	19
Chapitre II : Conception Sismique Basée Sur La Force .....	20
II.1. Introduction .....	21
II.2. Méthode statique équivalente.....	21
II.2.1. Conditions d'application de la méthode .....	22
II.2.2. Principe de la méthode .....	22
II.2.3. Force sismique .....	23
II. 2. 4. Estimation de la période fondamentale de la structure .....	27
II. 2.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur .....	27
II. 2.6. Distribution horizontale des forces sismiques .....	28
II.3. Méthode dynamique modale spectrale .....	28
II.3.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale .....	28
II.3.2. Principes de base de la méthode de l'analyse modale spectrale .....	28
II.3.3. Les hypothèses de calcul .....	28
II.3.4. Spectre de réponse.....	29
II.3.5. Combinaisons des réponses modales .....	31
II.3.6. Justification de la sécurité .....	31

II.4. Conclusion .....	33
<b>Chapitre III : Conception des structures basée sur le déplacement.....</b>	<b>34</b>
III.1. Introduction.....	35
III.2. Contexte général des méthodes DDBD .....	35
III.3. Méthode DDBD .....	36
III.4. Comparaison entre la FBD et la DDBD .....	40
III.5. Limite de DDBD .....	41
III.6. Conclusion .....	41
<b>Chapitre IV : Etude De Cas.....</b>	<b>42</b>
IV.1. Introduction .....	43
IV.2. Description de la structure étudiée.....	43
IV.2.1. Caractéristiques géométriques :.....	43
IV.2.2. Caractéristique des matériaux: .....	45
IV.2.3. Les charges appliquées .....	45
IV.2.4. Pré-dimensionnement .....	47
IV.3. Action sismique : .....	49
IV.4. Dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure selon la méthode basée sur la force :.....	50
IV.4.1. Résultats préliminaires.....	50
IV.4.2. Effort tranchant à la base <b>vb</b> .....	51
IV.4.3. Déplacement des étages et Déplacement inter-étage.....	52
IV.4.4. Les sollicitations.....	55
IV.4.5. Ferrailages des éléments .....	55
IV.5. Dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure par la méthode basée sur le déplacement .....	56
IV.5.1. Considération de <b><math>\theta = 1\%</math></b> .....	56
IV.5.2. Valeur courante en Europe : <b><math>\theta = 2\%</math></b> .....	59
IV.5.3. Les sollicitations.....	61
IV.5.4. Ferrailages des éléments .....	61
IV.6. Etude comparative.....	63
IV.6.1. Effort tranchant à la base : .....	63
IV.6.2. Déplacement des étages :.....	63
IV.6.3. Sollicitations et ferrailages des éléments .....	64
IV.7. Conclusion .....	65
<b>Conclusion Générale .....</b>	<b>66</b>

# LISTE DES FIGURES

<b>Chapitre I : Comportement des bâtiments en zone sismique</b>	<b>page</b>
Figure I.1 : Zones d'activités sismiques dans le monde.....	5
Figure I.2 : Ondes Primaires.....	5
Figure I.3 : Ondes Secondaires.....	6
Figure I.4 : (a) Ondes de Love, (b) Ondes Rayleigh. ....	6
Figure I.5 : Naissance de Séisme.....	7
Figure I.6 : Localisation du séisme.....	8
Figure I.7 : Exemple de dommages. ....	8
Figure I.8 : Localisation du séisme.....	9
Figure I.9 : Exemple de dommages. ....	9
Figure I.10 : Localisation du séisme.....	10
Figure I.11 : Exemple de dommages.....	10
Figure I.12 : Localisation du seisme.....	11
Figure I.13 : Exemple de dommmages.....	11
Figure I.14 : Comportement global des structures.....	12
Figure I.15 : Exemple de mécanisme de rupture en portique par rotule plastique sous l'action de charges latérales.....	13
Figure I.16 : Mécanisme possible de rupture d'un étage par rotule plastique dans les poteaux .....	14
Figure I.17 : Etage souple.....	15
<b>Chapitre II : Conception Sismique Basée Sur La Force</b>	<b>page</b>
Figure II.1 : Construction d'un spectre de déplacement.....	30

Figure II.2 : Schéma de l'organisation des calculs.....	31
---	----

**Chapitre III : Conception des structures basée sur le déplacement** **page**

Figure III.1. (a) Description de la structure; (b) Forme de déplacement; (c) Limites de dérive et de déformation; (d) Approche de la structure de substitution; (e) Relation force-déplacement bilinéaire du système SDOF; (f) Comportement hystérétique de la structure; (g) Évaluation de l'amortissement; (h) Évaluation de la période effective; (i) Répartition de la charge sismique de conception le long de la hauteur du bâtiment.....	38
---	----

Figure III.2 : diagrammes résumant les deux procédures a) basée sur la force, b) basée sur le déplacement.....	41
--	----

**Chapitre IV : Etude De Cas** **page**

Figure IV.1 : Plan de la structure en 2D.....	44
Figure IV.2 : Plan de la structure en 3D.....	44
Figure IV.3 : Coupe verticale du plancher à corps creux.....	46
Figure IV.4 : Mur extérieur.....	46
Figure IV.5 : Coffrage de l'acrotère.....	46
Figure IV.6 : Démenions à respecter par les poutres selon RPA99-V2003.....	47
Figure IV.7 : Spectre de réponse de zone I.....	50
Figure IV.8 : Spectre de réponse de zone IIa.....	50
Figure IV.9 : Spectre de réponse de zone IIb.....	50
Figure IV.10 : Section d'une poutre.....	55
Figure IV.11 : Section d'un poteau.....	55
Figure IV.12 : Section d'une poutre.....	62
Figure IV.13 : Section d'un poteau.....	62

## **LISTE DES TABLEAUX :**

<b>CHAPITRE II : Conception Sismique Basée Sur La Force</b>	<b>page</b>
Tableau II.1. : Coefficient d'accélération de zone A.....	24
Tableau II.2 : Valeurs de T1 et T2.....	24
Tableau II.3 : Valeurs de $\xi$ (%).....	25
Tableau II.4 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	25
Tableau II.5 : Valeurs du facteur de comportement selon le RPA 99 (Art 4.2.3) .....	26
<b>CHAPITRE IV : Etude De Cas</b>	<b>page</b>
Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	43
Tableau IV.2 : Charge pour plancher terrasse (non accessible) .....	45
Tableau IV.3 : Charge pour plancher courant (accessible) .....	46
Tableau IV.4: Pré dimensionnement des poutres .....	48
Tableau IV.5 : Pré dimensionnement des poteaux) .....	48
Tableau IV.6 : Vérification des conditions de flambement.....	49
Tableau IV.7 : Les caractéristiques propres de la structure .....	51
Tableau IV.8 : vérification de pourcentage des efforts(dynamique/statique).....	51
Tableau IV.9 : Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE IIa dans la direction X.....	53
Tableau IV.10 : Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE IIa dans la direction Y.....	53
Tableau IV.11 : Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE IIb dans la direction X.....	53
Tableau IV.12 : Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE IIb dans la direction Y.....	53
Tableau IV.13 : Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE I dans la direction X.....	53
Tableau IV.14 : Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE I dans la direction Y.....	53
Tableau IV. 15 : Les sollicitations de structure dans chaque zone.....	55
Tableau IV.16 : ferrailage des poutres.....	55
Tableau IV.17 : Ferrailage des poteaux.....	55
Tableau IV.18 : Déplacement des étages.....	57
Tableau IV.19 : Déplacement de conception.....	57

Tableau IV.20 : Hauteur effective .....	57
Tableau IV.21 : Ductilité global de système 1 DDL .....	58
Tableau IV.22 : Estimation de Taux d'amortissement visqueux.....	58
Tableau IV.23 : Périodes effectives, rigidité et l'effort tranchant à la base pour chaque zone sismique.....	59
Tableau IV.24 : Déplacement des étages.....	59
Tableau IV.25 : Déplacement de conception .....	60
Tableau IV.26 : Hauteur effectif.....	60
Tableau IV.27 : Ductilité global de système 1 DDL.....	60
Tableau IV.28 : Estimation de Taux d'amortissement. ....	60
Tableau IV.29 : Tableau des variables obtenues.....	61
Tableau IV.30 : Les sollicitations dans la structure pour chaque zone.....	61
Tableau IV.31 : Ferrailage des poutres.....	62
Tableau IV.32 : Ferrailage des poteaux.....	62
Tableau IV.33 : Comparaison entre l'effort tranchant à la base pour les deux méthodes de conception. ....	63
Tableau IV.34 : Comparaison des déplacements.....	63
Tableau IV.35 : Comparaison des résultats des deux méthodes.....	64

# NOTATION

**ELU** : Etat limite ultime.

**ELS** : Etat limite service

**V** : Force sismique totale, effort tranchant.

**A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

**D** : Facteur d'amplification dynamique.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

**W** : Poids total de la structure.

$W_i$  : Poids sismique au niveau « i ».

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère.

$C_T$  : Coefficient de période.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

$P_q$  : Pénalité à retenir selon le critère de qualité Q.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

**B** : Aire d'une section de béton.

$N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.

$N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

$N_d$  : Effort normal réduit.

**G** : Charge permanente, Module de cisaillement.

**Q** : Charge d'exploitation, Facteur de qualité.

**q** : Capacité portante admissible, charge répartie.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction .

$f_{bu}$  : Contrainte de compression du béton.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\gamma$  : Masse volumique du béton .

$E_{ij}$  : Le module de déformation longitudinal instantané .

$E_{vj}$  : Le module de déformation longitudinal différé .

$f_e$  : Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence .

$f_{es}$  : Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse .

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier .

$T$  : Effort tranchant, Période.

$F$  : Force concentrée.

$M$  : Moment.

$I$  : Moment d'inertie.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$L_0$  : hauteur de poteau enter niveau.

$L_f$  : longueur de flambement .

$\lambda$  : Elancement.

$\Delta_i$  : déplacement des étages .

$\omega_\theta$  : le facteur de réduction de dérivé .

$\theta$  : Déplacement relative.

$H_n$  : hauteur total .

$H_i$  : hauteur d`etage .

$\Delta_d$  : Déplacement de conception.

$m_i$  : masse d`etage .

$H_e$  : Hauteur effectif .

$\Delta_y$  : déplacement de rendement .

$\theta_y$  : rotation élasticitque .

$h_b$  : la profondeur totale de la poutre .

$l_b$  : la portée de la poutre entre l`axe centrel des colonnes .

$\epsilon_y$  : déformation élastique .

$F_y$  : la limite d`elasticite d`acier .

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$\mu$  : Ductilité global de système 1 DDL.

$d_1, d_2$  : enrobage.

## ***Introduction générale***

Les séismes sont des phénomènes naturels qui peuvent causer des destructions considérables, notamment dans les zones urbaines densément peuplées. Les tremblements de terre en Turquie et en Syrie en 2023, au Maroc en 2023 et à Boumerdès en Algérie en 2003 ont mis en évidence l'impact dévastateur des séismes sur les bâtiments et les infrastructures. Ces incidents soulignent la nécessité de dimensionner les bâtiments de manière parasismique, c'est-à-dire en les concevant pour résister aux secousses sismiques et minimiser les dégâts tout en assurant la sécurité et la stabilité des structures.

Les codes sismiques sont des règlements qui fournissent des directives pour concevoir des bâtiments capables de résister aux forces sismiques. Ces codes, comme le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), se basent sur le calcul des forces que les ingénieurs doivent prendre en compte. L'accent est mis sur la détermination de l'effort tranchant à la base puis des déplacements induits. Des dispositions constructives sont ensuite mises en place pour garantir que le bâtiment puisse supporter ces forces. Toutefois, les méthodes traditionnelles basées sur les forces ne peuvent généralement pas prédire les dommages réels que les structures peuvent subir lors des secousses sismiques. Ces méthodes traitent principalement de la réponse initiale sans prendre pleinement en compte le comportement complexe des bâtiments sous charges dynamiques.

Les méthodes directes basées sur le déplacement commencent par le calcul des déplacements comme première étape, la force sismique (effort tranchant à la base) étant déterminée ultérieurement. Ce type de méthode offre une image plus claire de la capacité de la structure, de sa ductilité et du niveau de dommage ciblé dès le début. En se concentrant sur le déplacement, les ingénieurs peuvent mieux anticiper la performance des bâtiments face aux séismes et concevoir des structures plus résilientes et plus sûres.

L'objectif de ce mémoire est de comparer les deux approches – la méthode basée sur les forces et la méthode directe basée sur le déplacement – et d'examiner les différences entre elles. Ce mémoire se compose de quatre chapitres. Le premier chapitre donne des notions de base sur les séismes et leurs effets sur les bâtiments, la construction

parasismique, le comportement sismique des bâtiments et les méthodes standard utilisées pour calculer la charge sismique. Le deuxième chapitre discute la méthode basée sur les forces proposées par le règlement algérien RPA 99 version 2003 et les vérifications nécessaires. Le troisième chapitre expose la méthode directe basée sur le déplacement et ses étapes. Le quatrième chapitre met en œuvre les deux méthodes à travers l'étude d'un exemple de bâtiment de deux étages situé dans trois zones différentes. Cette étude compare les résultats des deux approches et des conclusions en sont tirées.

# *Chapitre I :*

## *Comportement des bâtiments en zone sismique*

## **I.1. Introduction**

Les tremblements de terre sont des vibrations du sol causé par le mouvement des plaques tectoniques dans le sous-sol de la Terre. Les tremblements de terre ont un impact important sur les bâtiments dans les régions sismiques, c'est pourquoi il faut adopter une certaine conception pour réduire les dommages qui en résultent. Les bâtiments dans les régions sismiques doivent être conçus de manière à pouvoir résister aux vibrations du sol. Cela se fait en utilisant des matériaux de construction solides, en concevant des structures rigides/flexibles et en appliquant parfois des techniques antisismiques.

## **I.2. Séismes**

### **I.2.1. Définition**

Un séisme est une secousse de l'écorce terrestre provoquée par divers facteurs tels que le mouvement des plaques tectoniques, les éruptions volcaniques ou même certaines activités humaines. La plupart des tremblements de terre surviennent le long des failles entre les plaques tectoniques. Lorsque ces plaques se déplacent lentement, des tensions s'accumulent et sont libérées soudainement sous forme d'énergie mécanique, générant des ondes sismiques. Les séismes peuvent causer des dommages en surface en fonction de l'amplitude, de la fréquence et de la durée des vibrations. La figure I.1 illustre les zones d'activité sismique à travers le monde.

On distingue les séismes :

- D'origine tectonique, les plus dévastateurs (secousses, raz de marée...)
- D'origine volcanique.
- D'origine humaine (remplissage de retenues de barrages, exploitation des sous-sols, explosions dans les carrières...) [1]

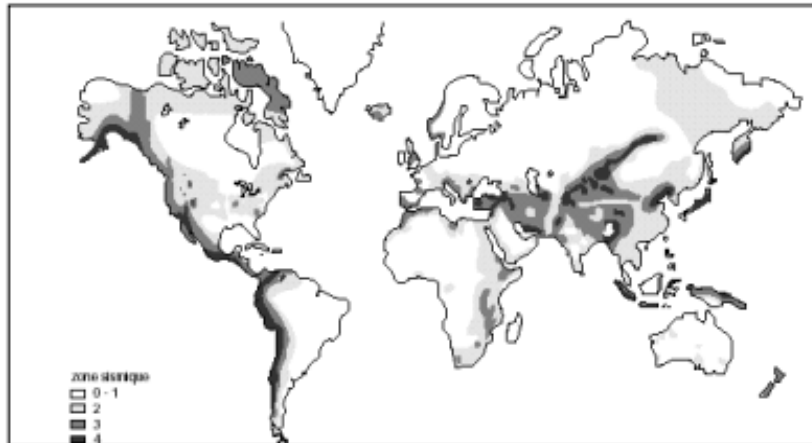


Figure I.1 : Zones d'activités sismiques dans le monde [2].

## I.2.2. Caractéristique d'un séisme

### a. Ondes sismiques

Les enregistrements des séismes, révèlent l'existence de quatre types d'ondes ayant des vitesses et des modes de propagation différents [3].

#### a.1. Ondes P (ondes primaires) ou ondes longitudinales :

Ce sont des ondes de volume. Elles sont à haute fréquence, avec une vitesse de 6 à 8 km/s, elles sont donc les premières sur les enregistrements ; elles sont aussi appelées ondes en compression (figure I.2) car les mouvements de matière qu'elles induisent sont conformes à la direction de propagation, la vitesse des ondes P dépend des propriétés mécaniques des milieux traversés [3].

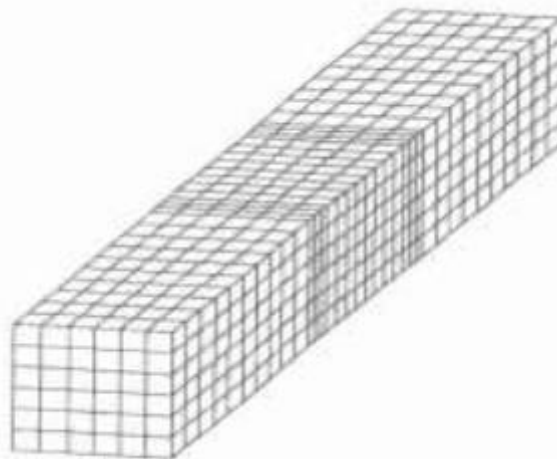
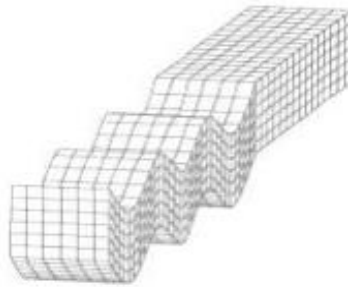


Figure I. 2 : Ondes Primaires [3].

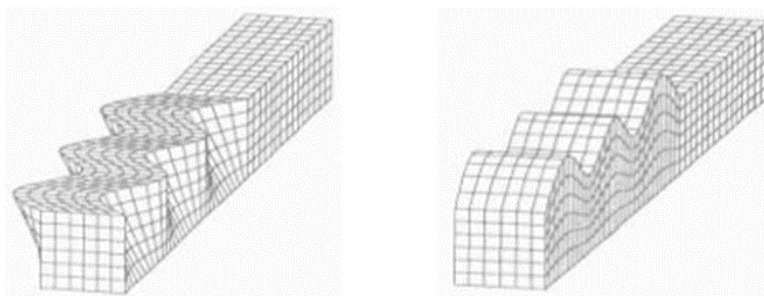
**a.2. Ondes S (ondes secondaires) :**

Ce sont également des ondes de volume. Elles ont des vitesses de déplacement plus faible que celles des ondes P (d'environ 3 à 5 km/s). Elles arrivent donc en seconde position ; elles sont aussi appelées ondes de cisaillement car le mouvement de matières qu'elles provoquent est orthogonal à la direction de propagation. (Figure 1.3) La vitesse des ondes S ne dépend que du module de cisaillement dynamique et de la densité du milieu [3].



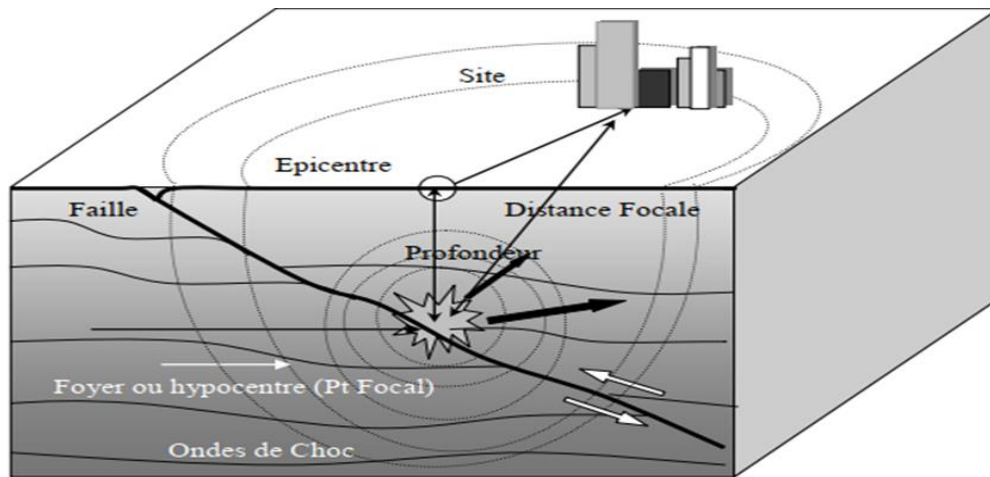
**Figure I.3 :** Ondes Secondaires [3].

**a.3. Ondes L (ondes de Love) et les ondes R (ondes de Rayleigh),** du nom des deux physiciens qui les ont mises en évidence. Elles ont des modes de propagation plus complexes. Elles ne se déplacent qu'à la partie superficielle du globe. Ce sont donc des ondes de surface, elles s'amortissent rapidement en profondeur (Figure I .4). Il suffit d'un choc à la surface du sol pour produire des ondes en compression (ou traction) et un cisaillement. Ces ondes se déplacent en ligne droite si le milieu est homogène et isotrope [1].



**Figure I.4 :** (a) Ondes de Love, (b) Ondes Rayleigh [3].

La figure I.5 montre la naissance d'un séisme ainsi que les différentes caractéristiques.



**Figure I.5 :** Naissance de Séisme [1].

**Le foyer (Hypocentre) :** également appelé hypocentre, est la zone de la faille d'où émergent les ondes sismiques.

**L'épicentre :** est le point à la surface de la terre, situé directement au-dessus du foyer, où l'intensité du séisme est maximale.

**La faille :** On peut classer les failles en deux types : les failles verticales qui glissent horizontalement, et les failles inclinées où un bloc s'affaisse ou monte par rapport à l'autre.

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, la rupture peut se propager en surface : les failles verticales déplacent le sol de part et d'autre de la faille, parfois de plusieurs mètres, tandis que les failles inclinées peuvent former des escarpements pouvant atteindre plusieurs mètres de haut, comme ce fut le cas avec le séisme d'El Asnam en 1980, où des murs de 6 mètres de hauteur ont été observés.

### I.2.3. Exemples de séismes

#### a. Séismes majeurs à travers le monde

Le séisme d'Agadir, survenu le 29 février 1960, a frappé la ville côtière marocaine avec une magnitude de 5,7, provoquant des destructions massives en raison de sa faible profondeur. Plus de 12 000 personnes ont perdu la vie, soit environ un tiers de la population de la ville à l'époque, et une grande partie de la ville a été réduite en ruines. Le séisme de 2023 au Maroc, avec une magnitude de 6,8, a secoué la région de Marrakech, causant des dommages considérables et des pertes humaines. Le séisme d'İzmit en Turquie, le 17 août 1999, avec une magnitude de 7,4, a causé la mort de plus de 17 000 personnes et laissé environ 250 000 personnes sans abri. Le séisme de 2023 en Turquie-Syrie, d'une magnitude de 7,8, a causé des destructions majeures et

de nombreuses pertes humaines dans les deux pays. Enfin, le séisme de Tōhoku au Japon, le 11 mars 2011, d'une magnitude de 9,1, a déclenché un tsunami dévastateur et causé environ 15 000 morts, en plus de la catastrophe nucléaire de Fukushima. Ces événements montrent l'importance de la préparation et de la résilience face aux séismes.

### *Turquie et Syrie*

- **Date** : 6 février 2023 (2 séismes).
- **Lieu** : Kahraman Marash, et Aiken Uzo.
- **Magnitude** : 7,8 et 7,5.
- **Intensité maximale** : IX.
- **Épicentre** :  $37^{\circ} 10' 26''$  nord,  $37^{\circ} 01' 55''$ .
- **Profondeur** : 14 km.
- **Hauteur maximale du tsunami** : 10 m.
- **Total des morts** : 59 488.
- **Total des blessés** : 105 098.

Carte des informations de séisme de Turquie et Syrie [4].



Figure I.6: Localisation du séisme [4].



Figure I.7: Exemple de dommages [4].

## Maroc

- **Date** : 8 septembre 2023 à 23 h 11 locale (22 h 11 UTC).
- **Lieu** : village d'iguel, province du Haouz Maroc.
- **Magnitude** : 6,9 à 7,2 selon les instituts scientifiques.
- **Intensité maximale** : VIII.
- **Épicentre** : 31° 06' 36" nord, 8° 26' 24" ouest.
- **Profondeur** : entre 18 km.
- **Victimes** : au moins 2 960 morts.
- **Total des blessés** : 6 125 blessés.

Carte des informations de séisme de Maroc [5].



**Figure I.8.** Localisation du séisme [5].



**Figure I.9.** Exemple de dommages [5].

### b. Séismes Significatifs en Algérie

En Algérie, plusieurs séismes significatifs ont marqué l'histoire du pays. Le séisme de Chlef (ex-El Asnam) en 1980, avec une magnitude de 7,3, a causé des milliers de morts et des destructions massives. Le séisme de Boumerdès en 2003, d'une magnitude de 6,8, a provoqué des dégâts considérables et de nombreuses pertes humaines. Plus récemment, le séisme de Mila en 2020, d'une magnitude de 4,9, a causé des destructions dans la région. En 2023, un autre séisme notable a frappé Béjaïa avec une magnitude de 5,5, causant des dommages et des inquiétudes parmi la population.

### Boumerdès 2003

- **Date** : 21 mai 2003 à 18 h 44 min 20 s UTC (19 h 44 min 21 s heure locale).
- **Magnitude**: 6,8.
- **Intensité maximale** : X.
- **Épicentre** : 36° 55' nord, 3° 43'.
- **Profondeur** : 12 km.
- **Hauteur maximale du tsunami** : 3 m.
- **Victimes** : Bilan de 2 266 morts.
- **Total des blessés** : 10 261 blessés, et 200 000 sans-abris.

Carte des informations de séisme de Boumerdès [6].



Figure I.10. Localisation du séisme [6].



Figure I.11. Exemple de dommages [6].

### Ouanogha, Beni Ilmane

- **Date** : Vendredi 14 mai 2010 Msila Algérie.
- **Temps** : 12: 26 Heure GMT.
- **Lieu** : Ouanogha, Beni Ilmane.
- **Nougats Coordonnées** : 35.903°N 4.032 ° E.
- **Magnitude**: 5,2 Échelle de Richter.
- **Résultats Pertes humaines** : 3 morts, 43 blessés.
- **Zones touchées** : Ouanogha-Beni Ilmane.

Carte des informations sur le séisme de Ouanogha, Beni Ilmane [7].



Figure I.12. Localisation du seisme [7] .



Figure I.13. Exemple de dommages [7].

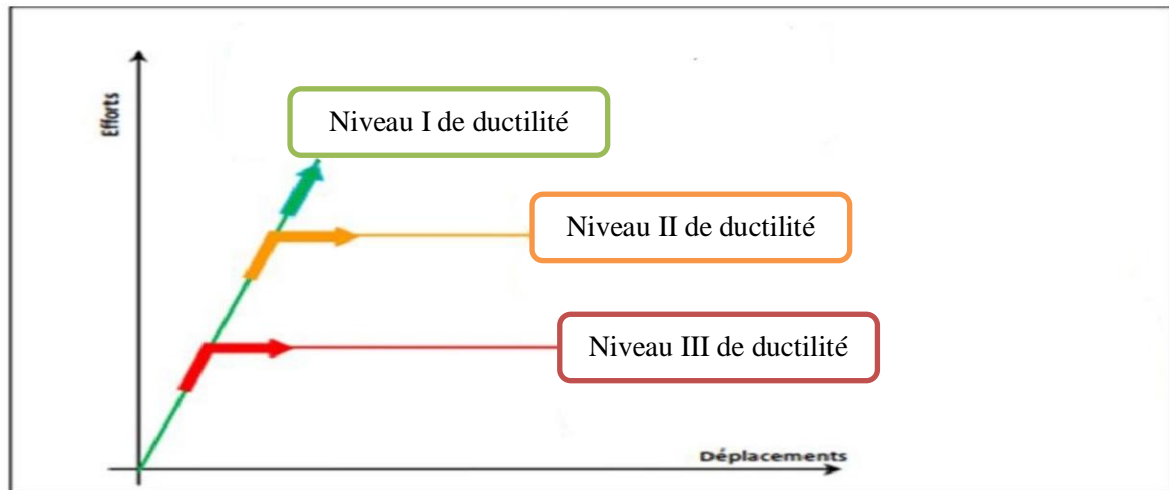
### I.3. Comportement des structures en béton armé en zone sismique

#### I.3.1 Objectifs de Conception parasismique

La conception parasismique des structures civiles courantes repose sur les principes de ductilité et de dimensionnement en capacité. Pour dimensionner efficacement ces structures, les ingénieurs doivent trouver un équilibre entre les exigences structurales de résistance, de rigidité et de ductilité, et les objectifs fonctionnels et esthétiques dictés par les exigences architecturales.

Les normes de calcul parasismique découlent de l'expérience accumulée dans le domaine du calcul et de la construction, ainsi que de l'étude du comportement des structures lors de séismes. L'objectif global d'un projet de structure parasismique est de définir une structure capable de supporter, sans s'effondrer, les déformations provoquées par l'action sismique. Ce but peut être atteint avec succès par des structures répondant à différents modes de conception et ayant divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques, (figure I.14), notamment :

- a. des structures où les déformations sont essentiellement élastiques (structure résistante et rigide).
- b. des structures qui forment des zones plastiques (dissipatives), généralement dans les poutres.



**Figure I.14 :** Comportement global des structures [1].

Bien que la sécurité des personnes dans les zones à risque sismique élevé soit l'objectif principal des codes contemporains tels que le RPA99-version 2003 et l'Eurocode 8, les considérations économiques permettent que la structure puisse se déformer de manière inélastique et subir des dommages jusqu'à un certain niveau, tant que la sécurité des personnes est assurée.

Comme il est impossible de prédire les niveaux de dommages qu'une structure doit tolérer à l'aide de procédures d'analyse linéaire, on utilise un facteur modificateur de la réponse appelé facteur de comportement. Cela permet de prendre en considération la réponse non linéaire des structures en définissant des systèmes linéaires équivalents, soit en termes de déplacement, soit en termes d'énergie.

### **I.3.2. Comportement sismique des structures**

Sous l'action sismique, il est nécessaire de tenir compte du comportement global de la structure, cette exigence différencie fondamentalement ce type d'action des actions permanentes et/ou d'exploitation.

On sait par ailleurs que le mécanisme de résistance des structures à toute action dynamique est basé sur la capacité d'absorber et de dissiper l'énergie induite par sa réponse.

Ce fonctionnement est d'autant plus efficace que la structure a un comportement ductile. Les conséquences de ce comportement impliquent l'acceptation de certaines détériorations des éléments structuraux et non structuraux [8].

### Niveaux de ductilité :

Trois niveaux de ductilité sont définis ; l'étude et les dispositions constructives étant fonction du niveau de ductilité choisi [8] :

#### - Niveau I de ductilité :

Il s'applique aux ouvrages de faible importance pour lesquels un calcul très détaillé n'est pas justifié. Les dispositions habituelles prévues par les règles de calcul des ouvrages en béton armé et les règles parasismiques correspondent à ce niveau de ductilité.

#### - Niveau II de ductilité :

Pour ce niveau des dispositions constructives spécifiques doivent être adoptées afin d'éviter une rupture fragile. Les structures pourront ainsi avoir un bon comportement élasto-plastique.

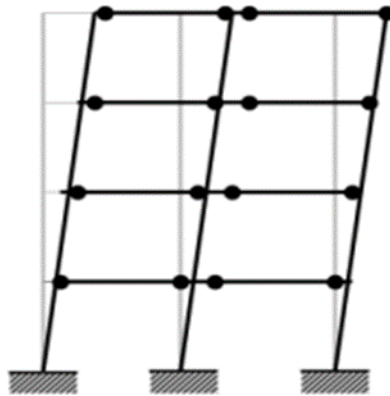
#### - Niveau III de ductilité :

Pour ce niveau, les sollicitations obtenues sont majorées, des dispositions constructives spécifiques seront adoptées afin d'obtenir une bonne capacité de dissipation d'énergie.

Bien entendu, plus élevé sera le niveau de ductilité conféré à une structure, plus réduit sera le niveau d'action sismique à prendre en compte dans les calculs.

### Structure en portique :

Pour ces structures composées d'éléments linéaires, la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes au droit des zones comportant des rotules plastiques (Figure I.15)

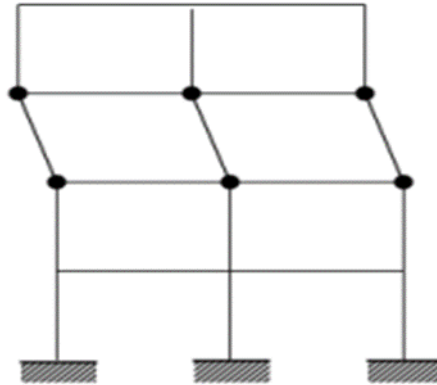


**Figure I.15 :** Exemple de mécanisme de rupture d'un portique par rotule plastique sous l'action de charges latérales [8].

Il est connu que la ductilité des poteaux est plus limitée que celle des poutres de même que la formation des articulations plastiques dans les poteaux a pour conséquence la transformation de la structure en un mécanisme.

Cela explique le souci de la plupart des règlements de conférer aux poteaux une résistance supérieure à celle des poutres.

En principe, la solution serait d'assurer une résistance et une rigidité supérieure aux poteaux par rapport aux poutres de sorte que les articulations plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux [8].



**Figure I.16 :** Mécanisme possible de rupture d'un étage par rotule plastique dans les poteaux [8].

### I.3.3. Mécanisme des ruines

Les mécanismes de ruine désignent les différents modes de défaillance possibles d'une structure. Ils peuvent être modélisés numériquement à l'aide de techniques telles que les éléments finis ou les différences finies. Ces modèles permettent une compréhension plus approfondie des phénomènes de ruine en prenant en compte les propriétés mécaniques des matériaux et la géométrie de la structure.

Plusieurs systèmes de mécanismes indépendants peuvent exister au sein d'une même structure, leur nombre dépendant du degré d'hyperstaticité de la structure. Le mécanisme de ruine correspond à celui qui conduit à l'effondrement complet de la structure.

L'analyse des mécanismes de ruine comprend la caractérisation in-situ et en laboratoire des propriétés des matériaux, ainsi que le calcul de la charge de ruine plastique de la structure. Les mécanismes de ruine des structures en béton armé sont liés à des phénomènes tels que la localisation des déformations, la compression inégale dans les éléments non confinés, et la nécessité d'un confinement adéquat pour assurer un comportement ductile du béton comprimé sous des actions cycliques.

En cas de séisme, il est crucial de comprendre la différence entre les séismes proches et lointains, car cela influence directement la réponse des structures auto-stables en béton armé. L'utilisation de la méthode du spectre de capacité permet de comparer les déplacements et les modes de ruine des structures sous ces deux types de séismes, mettant en évidence des comportements élastiques ou inélastiques selon les cas.

Une étude approfondie des mécanismes de ruine d'une structure en béton armé dans le domaine plastique est essentielle pour concevoir des structures résistantes et capables de dissiper l'énergie de manière efficace lors de sollicitations sismiques.

#### I.3.4. Etage souple

Dans une construction, un étage en architecture est l'espace compris entre le plancher et le plafond, cette construction peut comporter plusieurs étages. Parfois, un ou plusieurs étages ont une hauteur supérieure à la hauteur des étages ci-dessus donc les structures dans ce cas sont caractérisées par beaucoup d'espace ouvert, ce type de constructions est nommé « Structures à étage souple ou mou » [9].



Figure I.17 : Etage souple [10].

Les concepteurs optent pour ce type de constructions, spécialement lors la conception du rez de-chaussée en tant que parking de voitures, salon d'accueil, locaux commerciaux ou dans les étages avec beaucoup de fenêtres avec 70% moins rigide que l'étage au-dessus [9].

En plus, le système d'étage souple est actuellement adopté dans de nombreuses structures en raison de l'avantage de l'espace ouvert pour répondre aux exigences économiques et architecturales [11].

### **a) Comportement de l'étage souple**

L'étage souple est un étage qui présente une faible rigidité, par rapport à la rigidité de l'étage situé immédiatement au-dessus. Cependant, si un niveau a une résistance faible ou plus souple une grande partie du déplacement global de la construction se concentre à ce niveau [12].

En revanche, la plupart des codes parasismiques usuels comme le Règlement Parasismique Algérien 1999 V2003 (RPA 99 V2003) [13], UBC 97 [14] et l'Eurocode 8 [15], présentent presque les mêmes identifications concernant l'étage souple. L'étage souple présente une rigidité latérale inférieure à 70% de celle de l'étage situé immédiatement au-dessus, ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois niveaux situés immédiatement au-dessus. Selon ces codes, ce type de conception n'est pas souhaitable, pour une structure réalisée dans une région à sismicité élevée.

#### **I.3.5. Autre règles de conception parasismique**

La conception de bâtiments en zone sismique nécessite le respect de réglementations telles que le RPA99 et l'Eurocode 8, ainsi que la prise en compte de diverses contraintes telles que la nature du sol, la forme du bâtiment et l'importance des joints sismiques.

La conception parasismique englobe l'étude du comportement des bâtiments soumis à des charges sismiques et la réalisation d'infrastructures résistantes aux séismes.

En cas de séisme, les constructions doivent absorber les ondes sismiques en oscillant et se déformant, puis revenir à leur position initiale pour éviter toute cassure ou effondrement, assurant ainsi la sécurité des occupants et la pérennité des ouvrages.

Les objectifs principaux de la conception parasismique incluent la compréhension de l'interaction entre les bâtiments et le sol, la prévision des conséquences des tremblements de terre et la conception de structures conformes aux normes locales.

Cette conception repose sur une étude approfondie des facteurs influençant le bâtiment, tels que l'analyse des sols, le choix des matériaux, la forme générale du bâtiment et l'intégration de joints sismiques.

Une bonne conception parasismique prend en compte la forme du bâtiment, les couplages éventuels avec d'autres structures et les points singuliers comme les trémies et les poteaux courts.

La collaboration entre l'architecte et l'ingénieur civil est essentielle pour concevoir la structure porteuse et les éléments non porteurs, tels que les cloisons et les éléments de façade, conformément aux principes parasismiques.

#### **I.4. Méthodes de calcul sismique :**

L'objectif principal des codes parasismiques est de garantir de manière fiable un niveau adéquat de sécurité et de fonctionnement face aux phénomènes naturels. Pour atteindre cet objectif, ils fournissent plusieurs méthodes de calcul.

##### **I.4.1. Méthode de conception basée sur la force**

Les méthodes utilisées pour calculer la réponse d'une structure lorsqu'elle est soumise à un séisme, telles que stipulées dans le règlement parasismique algérien RPA99, sont les suivantes :

##### **A. Méthode statique équivalente**

La méthode statique équivalente est l'une des méthodes simples et courantes pour analyser la réponse sismique des structures. Cette méthode vise à simplifier l'analyse des séismes en transformant les forces dynamiques complexes en forces statiques pouvant être analysées plus facilement. Ces forces statiques équivalentes sont appliquées à des points spécifiques de la structure pour simuler l'effet du séisme.

On détermine la force sismique totale agissant sur la structure en fonction de son poids (masse totale) et de coefficients spécifiques prenant en compte la nature du sol, la hauteur de la structure et l'importance de la structure.

Après avoir calculé la force sismique totale, cette force est distribuée sur la hauteur de la structure d'une certaine manière. En général, cette force est distribuée proportionnellement à la hauteur des étages et à leur masse. Les forces les plus importantes sont appliquées aux étages supérieurs car ils ont tendance à se déplacer davantage pendant un séisme.

Les forces statiques équivalentes calculées sont appliquées à des points spécifiques de la structure (comme les nœuds) de manière à simuler l'effet des forces dynamiques du séisme. Après l'application des forces statiques équivalentes, la structure est analysée en utilisant des méthodes d'analyse statique traditionnelles. Des logiciels informatiques peuvent être utilisés pour analyser comment la structure se comportera sous ces forces et pour déterminer la réponse, telles que les déplacements et les contraintes dans les différents éléments.

La méthode statique équivalente est un outil précieux dans la conception des structures sismiques, et elle est principalement utilisée comme une étape initiale ou dans les cas où une précision élevée n'est pas nécessaire.

## **B. Méthode dynamique modale spectrale**

La méthode d'analyse dynamique spectrale est une approche avancée pour analyser la réponse des structures aux séismes. Elle repose sur la théorie des vibrations et utilise le spectre de réponse pour représenter le mouvement sismique. Cette méthode est basée sur l'hypothèse selon laquelle la structure a un comportement linéaire dans l'ensemble.

La structure est modélisée en utilisant des éléments finis pour représenter ses caractéristiques dynamiques. Cela inclut la distribution des masses et la rigidité des différentes composantes.

Une analyse spectrale est réalisée pour déterminer les fréquences naturelles et les modes de vibration propres de la structure. Chaque mode de vibration représente un motif de mouvement que la structure peut adopter lorsqu'elle vibre à une fréquence spécifique.

Le spectre de réponse sismique est utilisé pour mesurer l'intensité du mouvement du sol par rapport aux périodes (ou fréquences) des modes de vibration propres de la structure. Ce spectre est généralement fourni par les codes de construction et est basé sur des enregistrements sismiques antérieurs.

La méthode d'analyse dynamique spectrale est largement utilisée dans les structures nécessitant une analyse précise de la réponse aux séismes. Elle permet aux ingénieurs de concevoir des structures capables de résister efficacement aux forces sismiques, en tenant compte des différentes fréquences de vibration et de leurs effets sur la structure dans son ensemble.

### **I.4.2. Méthodes de conception basée sur le déplacement**

La conception des bâtiments basée sur le déplacement (DBD) vise à concevoir des structures résistantes aux tremblements de terre en mettant l'accent sur les caractéristiques qui permettent aux bâtiments de fléchir et de se déplacer pendant un séisme, plutôt que de supporter strictement les contraintes. Cette méthode vise à réduire les dommages structurels et à améliorer la sécurité des bâtiments et de leurs occupants.

DBD vise à rendre les bâtiments plus flexibles pour supporter la déformation pendant un séisme plutôt que d'être rigides et immobiles. Cela permet au bâtiment d'absorber l'énergie sismique et de réduire les dommages.

Des dispositifs spéciaux appelés dissipateurs d'énergie sont utilisés, ce qui réduit la pression sur la structure.

Elle vise également à améliorer la sécurité des bâtiments et de leurs occupants. Avec la capacité du bâtiment à se déplacer de manière flexible, le risque de collapse est réduit, diminuant ainsi les blessures et les pertes de vies.

En résumé, la conception des bâtiments basée sur le déplacement cherche à rendre les bâtiments plus flexibles et plus sûrs pendant les tremblements de terre en améliorant leur capacité à se déplacer et à dissiper l'énergie sismique.

## **I.5. Conclusion :**

Ce chapitre offre un aperçu complet des séismes, de leur origine, de leurs caractéristiques, ainsi que des exemples des plus forts tremblements de terre récents dans le monde en général et en Algérie en particulier. Il aborde également leur impact sur le comportement général des bâtiments en béton. On y mentionne les méthodes de calcul sismiques adoptées, notamment celles basées sur la force et celles basées sur le déplacement. De manière générale, les bâtiments en béton doivent être conçus conformément aux lois et normes sismiques en vigueur dans chaque pays. Cela nécessite une étude et une analyse des effets des séismes sur les bâtiments et la prise des mesures nécessaires pour garantir la sécurité de la structure et sa capacité à résister aux charges sismiques.

# *Chapitre II :*

## *Conception Sismique Basée Sur La Force*

## II.1. Introduction

Les séismes constituent l'un des aléas les plus destructifs en Algérie, dont le nord se trouve dans une zone de forte sismicité. Aujourd'hui, si le mécanisme du séisme est mieux connu, tant du point de vue de son origine que de sa propagation, il reste encore un phénomène imprévisible. L'analyse du comportement sismique des structures dans ces zones constitue un meilleur outil de prévention du risque sismique.

Depuis plusieurs années, la nouvelle génération des codes et règlements parasismiques que le dimensionnement des structures et/ou la vérification des constructions existantes contre l'action des séismes doit s'appuyer nécessairement sur des analyses non-linéaires (dimensionnement en capacité et comportement dissipatif des structures). Ce qui conduit d'une part à maîtriser la ductilité des éléments structuraux et la position des zones critiques et d'autre part de hiérarchiser les modes de rupture.

Les codes de calcul parasismiques (RPA99/2003 [13], Eurocode 8 [15]) valorisaient les structures dissipatives en permettant de réduire par un facteur de comportement l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique. Surtout s'il s'agit de la conception d'une structure neuve. Cette approche est cependant inadéquate pour la réévaluation de structures existantes et de la conception de structures irrégulières dont le comportement dynamique est trop complexe pour être traité par une méthode simplifiée. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). En présence de non-linéarités, certaines méthodes ne sont plus applicables ou alors leur adaptation aux cas particuliers exige une très bonne connaissance de leur fondement théorique.

La conception parasismique basée sur la force est donc visée à garantir qu'un bâtiment puisse résister aux forces sismiques. Elle se base sur l'idée que la structure du bâtiment doit être capable de dissiper l'énergie d'un séisme sans s'effondrer.

## II.2. Méthode statique équivalente

Les forces latérales déterminées à partir des règlements parasismiques sont Généralement inférieures (et dans certains cas largement) à celles exigées pour maintenir la structure dans le domaine élastique quand elle est soumise à un séisme majeur. Cette réduction de force est du fait de la prise en compte du facteur de comportement [16]. Le coefficient de comportement qui permet de tenir compte du comportement non linéaire réel est un élément essentiel. La plupart

des codes ou règlement, prennent en compte une valeur forfaitaire unique de ce facteur applicable à même type de contreventement et ce quel que soit la zone sismique, l'intensité des charges verticales, etc....

### **II.2.1. Conditions d'application de la méthode**

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

**a)** Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III du RPA 99 V2003 (paragraphe 3.5) [13] avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II- a et à 30 m en zones II-b et III.

**b)** Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes.

Zone II-a :

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1 B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone II-b et III :

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

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le (RPA 99 v2003 (Art 4.1.2) [13].

### **II.2.2. Principe de la méthode**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique RPA 99 v2003 (Art 4.2.1) [13].

La notion d'équivalence découle non pas de l'équivalence des forces, mais plutôt des équivalences des effets. En utilisant la méthode statique équivalente, nous considérons une déformation de la structure qui ressemble au mode fondamental.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. RPA 99 v2003 (Art 4.2.1) [13].

### II.2.3. Force sismique

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule (RPA-99(Art 4.2.3)) [13] :

$$V = \frac{A \cdot V \cdot D}{R} \cdot W \quad (\text{II. 1})$$

#### **A : coefficient d'accélération de zone :**

Le niveau de sismicité est représenté dans le RPA99 v 2003 [13] par un coefficient d'accélération qui représente l'accélération maximale du sol au niveau de la roche, la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque [1].

Dans la réglementation ce coefficient dépend de la classification des ouvrages selon leur importance et de la zone sismique (Tableau II.1).

**Tableau II.1. :** Coefficient d'accélération de zone A.

Groupe d'usage	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**D : facteur d'amplification dynamique moyen**

fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T) RPA 99 V 2003 (Art 4.2.3) [13].

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (II.2)$$

**T<sub>2</sub> :** période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le Tableau II.2

**Tableau II.2 :** Valeurs de T1 et T2.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (s)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (s)	0,30	0,40	0,50	0,70

**$\eta$  :** Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) RPA-99(Art 4.2.3) [13].

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (II.3)$$

où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (Tableau II.3). si  $\xi = 5\%$ , on a  $\eta = 1$

**Tableau II. 3 :** Valeurs de  $\xi$  (%).

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

**Q : Le facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} p_q \tag{II.4}$$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au Tableau (II.4) RPA 99 v2003 (Art 4.2.3) [13].

**Tableau II.4 :** Valeurs des pénalités  $P_q$ .

Critère "q"	$P_q$	
	Observé	N/Observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0,05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0,05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0,05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0,05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10

**R : Le facteur de comportement**

Les sollicitations sismiques sont déduites par affinité d'un rapport 1/R de celles appliquées à sa structure résistante. Cette dernière est supposée douée d'un comportement idéal c'est à dire infiniment élastique et linéaire. Le coefficient 'R' est appelé facteur de comportement.

Une définition plus restrictive consiste à dire que le facteur de comportement est essentiellement là pour traduire le fait que la structure en béton armé a un comportement différent de celui idéal supposé au début.

Le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 désigne le facteur de comportement par R, sa valeur est donnée par le Tableau (II.5).

**Tableau II.5 : Valeurs du facteur de comportement selon le RPA 99 (Art 4.2.3) [13].**

<b>Catégorie</b>	<b>Description du système de contreventement</b>	<b>Valeur de R</b>
<b>A</b>	<b>Béton armé :</b>	
<b>1a</b>	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	<b>5</b>
<b>1b</b>	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	<b>3,5</b>
<b>2</b>	Voiles porteurs	<b>3,5</b>
<b>3</b>	Noyau.	<b>3,5</b>
<b>4a</b>	Mixte portiques/voiles avec interaction	<b>5</b>
<b>4b</b>	Portiques contreventés par des voiles	<b>4</b>
<b>5</b>	Console verticale à masses réparties	<b>2</b>
<b>6</b>	Pendule inverse	<b>2</b>
<b>B</b>	<b>Acier :</b>	
<b>7</b>	Portiques autostables ductiles	<b>6</b>
<b>8</b>	Portiques autostables ordinaires	<b>4</b>
<b>9a</b>	Ossatures contreventée par palées triangulées en X	<b>4</b>
<b>9b</b>	Ossatures contreventée par palées triangulées en V	<b>3</b>
<b>10a</b>	Mixte portiques/palées triangulées en X	<b>5</b>
<b>10b</b>	Mixte portiques/palées triangulées en V	<b>4</b>
<b>11</b>	Portiques en consoles verticales	<b>2</b>
<b>C</b>	<b>Maçonnerie :</b>	
<b>12</b>	Maçonnerie porteuse chaînée	<b>2,5</b>
<b>D</b>	<b>Autres systèmes :</b>	
<b>13</b>	Ossature métallique contreventée par diaphragme	<b>2</b>
<b>14</b>	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	<b>3</b>
<b>15</b>	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	<b>3,5</b>
<b>16</b>	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métallique en façades	<b>4</b>
<b>17</b>	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	<b>2</b>

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) RPA 99 v2003 (Art 4.2.3) [13] :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{II.5})$$

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

$W_{Qi}$  : charges d'exploitation

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

#### II. 2. 4. Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{II.6})$$

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

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau II.7 RPA-99(Art 4.2.4) [13].

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N \sqrt{D} \quad (\text{II.7})$$

Ou  $D$  est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (II.7) et (II.8) RPA-99(Art 4.2.4) [13].

#### II. 2.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{II.8})$$

La force concentrée  $F_t$  au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 TV \quad (\text{II. 9})$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de  $F_t$  ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit  $(V-F_T)$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule RPA-99(Art 4.2.5) [13] :

$$F_i = \frac{(V - F_t) w_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{II. 10})$$

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau i

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque

$W_i W_j$  : Poids revenant aux planchers i, j

## II. 2.6. Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k RPA 99 v2003 (Art 4.2.6) [13]:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad (\text{II. 11})$$

## II.3. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse modale permet de mettre en évidence les fréquences, les coefficients de participation et les masses effectives dans chaque direction d'excitation de chacun des modes de la structure. Chaque mode de vibration est caractérisé par sa pulsation  $\omega_i$  et par le vecteur propre associé  $\Phi_i$  [17].

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par cette méthode de calcul selon la nature de sollicitation sismique qui est décrite sous forme d'un spectre de réponse [18].

### **II.3.1. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise [1].

### **II.3.2. Principes de base de la méthode de l'analyse modale spectrale**

Le mouvement vibratoire d'un bâtiment est le résultat de la combinaison des mouvements vibratoires provenant de ses modes propres, agissant comme des oscillateurs simples indépendants. Pour évaluer l'effet du séisme sur chaque mode, on les examine séparément avant de combiner leurs effets pour obtenir les valeurs maximales des déplacements, des efforts et des contraintes, en considérant à la fois les composantes horizontales et verticales du séisme. Toutefois, dans l'analyse modale spectrale, seule l'influence des composantes sismiques horizontales est généralement prise en compte. Les étapes de ce calcul sont résumées ci-dessous.

### **II.3.3. Les hypothèses de calcul**

- Masse concentrée au niveau du nœud principal.
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés comme rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participations modales soit au moins égale à 90% [1].

### **II.3.4. Spectre de réponse**

#### **II.3.4.1. Définition d'un spectre de réponse**

Un spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesses ou d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation sismique [19].

La figure (II. 1) décrit la méthodologie pour construire le spectre de déplacements en se basant sur les déplacements maximums de plusieurs oscillateurs simples, présentant diverses masses et valeurs d'amortissement.

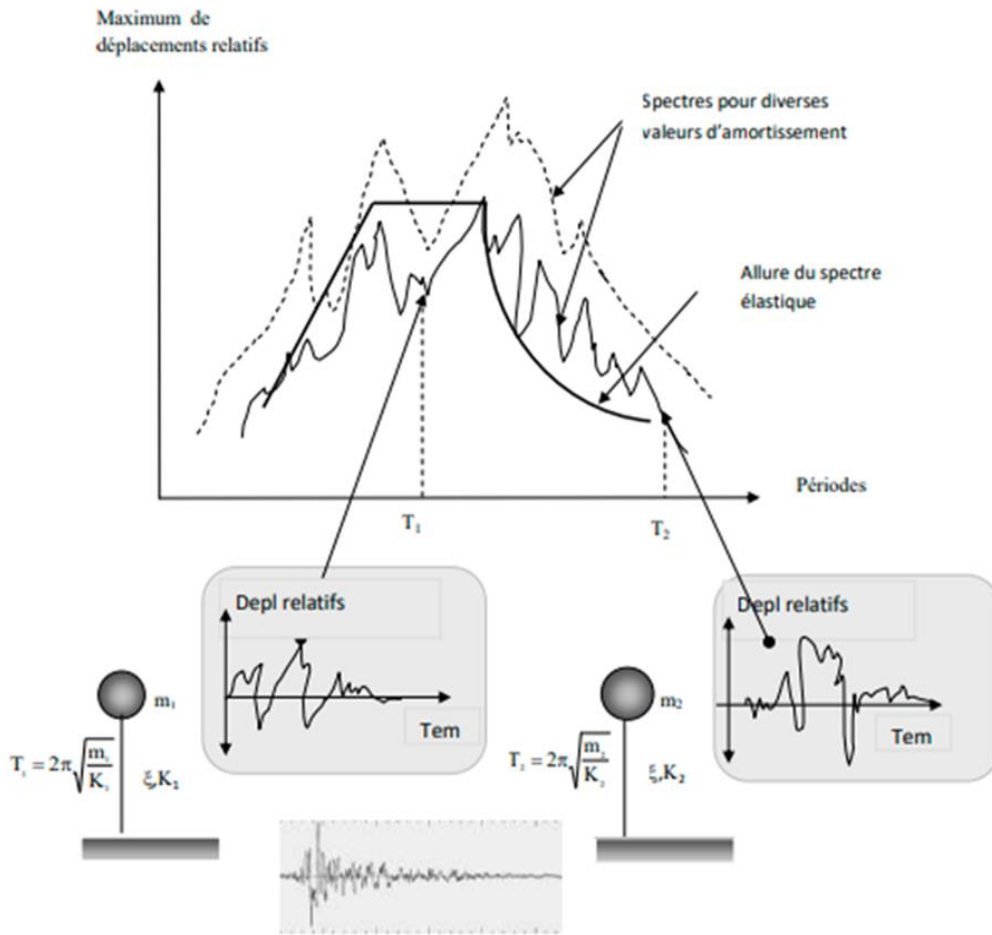


Figure II.1 : Construction d'un spectre de déplacement [1].

### II.3.4.2. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [13] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 s \end{cases} \quad (II.12)$$

Le spectre de dimensionnement en accélération dépend de :

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau II.1)

**η** : facteur de correction d'amortissement

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique (tableau II.3)

**R** : coefficient de comportement de la structure (tableau II.5)

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau II.2)

**Q** : facteur de qualité (II.4)

Dans la détermination de la valeur de Q, il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prises en charge par le modèle. Par ailleurs, en cas d'analyse tridimensionnelle il y a lieu de prendre comme valeur de Q la plus pénalisante, des valeurs calculées suivant les deux directions orthogonales de référence [13].

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation [13].

Les étapes générales d'un calcul par analyse modales spectrale sont résumées dans la figure (II.3)

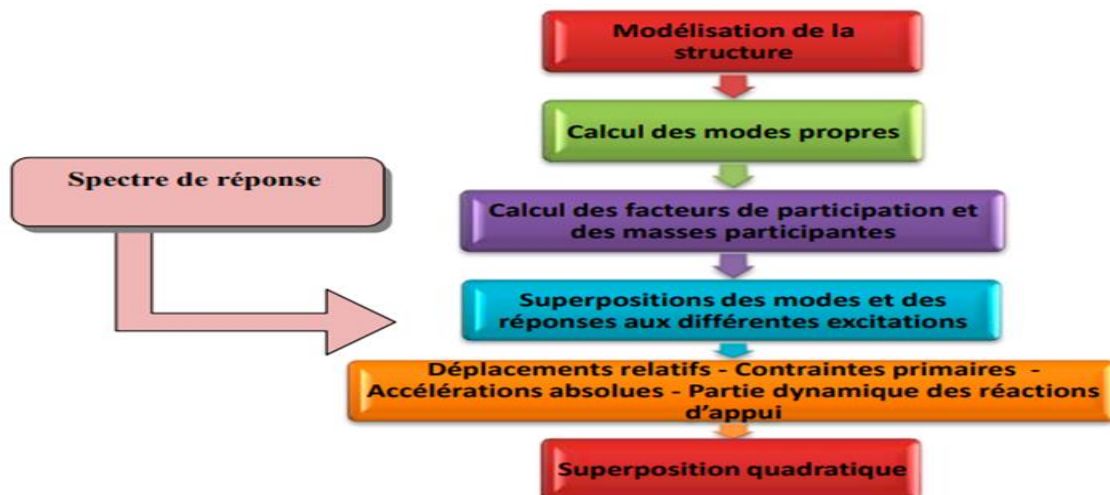


Figure II.2 : Schéma de l'organisation des calculs [1].

### II.3.5. Combinaisons des réponses modales

Le calcul à l'aide d'un spectre permet de connaître le maximum de la réponse pour chacun des modes étudiés. Il reste à savoir donc, comment calculer la réponse maximale.

Il n'y a aucune raison pour que les maximums arrivent tous en même temps. La procédure de l'analyse modale fournit seulement la réponse maximale dans chaque mode de vibration. Les quantités de la réponse (déplacements maximaux, forces, moments...), à évaluer pour chaque mode devraient être combinées pour obtenir la réponse totale de la structure.

Pour tenir compte du couplage des modes propres, deux méthodes de superposition peuvent être employées [1].

- La méthode de superposition quadratique (SRSS).

SRSS: Square **R**oot of the **S**um of the **S**quares.

- La méthode de superposition quadratique complète(CQC).

CQC : Complete **Q**uadratic **C**ombination.

### II.3.6. Justification de la sécurité

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont réputés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P- $\Delta$ ) sont satisfaits simultanément RPA99.V2003 page38 [13].

#### II.3.6.1. Effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport [13] :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \quad (II.13)$$

où

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;  
 $B_c$  : est l'aire ( section brute ) de cette dernière.

$f_{cj}$  : Est la résistance caractéristique du béton.

#### II.3.6.2. Stabilité au renversement

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

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai [13].

### II.3.6.3. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ [13].

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k} H_k \leq 0.10 \quad (II. 14)$$

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{Voir paragraphe 4.2.3 (4.5)}$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » (voir paragraphe 4.43, formule 4.20)

$h_k$ : hauteur de l'étage « k »

- Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1/(1-\theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

### II.3.6.4. Calcul des déplacements

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

$$\delta_K = R \delta_{ek} \quad (II. 15)$$

$\delta_k$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (II. 16)$$

### II.3.6.5. Justification vis-à-vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré [13].

## II.4. Conclusion

La détermination de l'aléa sismique est cruciale pour les calculs, mais les paramètres traditionnels ne suffisent pas à caractériser l'action sismique complexe. On utilise souvent le spectre de réponse pour représenter le mouvement du sol, permettant d'obtenir la réponse linéaire d'une structure en combinant les réponses de ses modes propres de vibration. Cependant, cette approche surestime souvent les efforts réels et ne prend pas en compte les déplacements réels de la structure. Pour une conception plus réaliste, il faut prendre en compte les non-linéarités matérielles et développer des méthodes prenant en compte l'historicité du chargement et les dissipations d'énergie. Bien que la méthode statique équivalente soit couramment utilisée, elle surestime souvent les efforts sismiques en raison de la prise en compte simplifiée du facteur de comportement. Une attention particulière est donc portée à la formulation du coefficient de comportement pour une conception plus précise.

# *Chapitre III :*

## *Conception des structures basée sur le déplacement*

### III.1. Introduction

Les structures sont conçues en utilisant les codes de conception sismique actuels qui sont principalement basés sur l'approche de conception basée sur la force (FBD). L'objectif initial des codes actuels est la sécurité publique. Cependant, aucune information claire n'est fournie concernant les pertes économiques et les interruptions d'activité ou les temps d'arrêt. Certaines informations sur les états de dommage des composants structurels sont fournies, mais très peu d'informations sont données pour les états de dommage des éléments structuraux/non structuraux. La conception sismique basée sur la performance (PBSD), qui attire de nombreux chercheurs, peut bien répondre à ces questions et permettre des conceptions à des niveaux de performance attendus à des coûts de cycle de vie inférieurs. Le concept de PBSD évolue pour devenir la base des codes de conception structurelle modernes, avec une migration des codes basés sur la force vers les codes basés sur la performance.

Parmi les approches pour le PBSD, une approche de conception basée sur le déplacement direct (DDBD) est étudiée dans ce mémoire.

### III.2. Contexte général des méthodes DDBD

Les approches de conception basée sur le déplacement (DDBD) ont été proposées pour la première fois comme alternative à la conception basée sur la force (FBD) pour la conception sismique des structures en béton armé (RC) [20]. Dans la DBD, le problème de la conception sismique est réduit à évaluer le déplacement admissible et la résistance requise qui garantissent que tous les objectifs de performance sont satisfaits. De nombreuses recherches sur les bâtiments en béton armé et les ponts ont mis en évidence les avantages de la DDBD [21] :

- Indépendance de la rigidité élastique ;
- Prise en compte directe des effets de champ proche ;
- Prise en compte des modes supérieurs ;
- Relation directe entre la ductilité des sections et celle du système pour un certain niveau de déplacement.

Lors de séismes, les bâtiments subissent différents niveaux de déplacement inter-étage pouvant être associés à des dommages aux éléments et aux pertes attendues [22]. Ainsi, dans la DDBD,

identifier le déplacement comme critère de conception permet de contrôler le mécanisme de dommage et les pertes économiques attendues dues à un séisme.

### III.3. Méthode DDBD

Priestley a développé la méthode DDBD pour les bâtiments à ossature en béton armé réguliers [20]. Par la suite, des efforts considérables ont été déployés pour l'étendre à d'autres systèmes de construction et matériaux, et un livre complet a été publié [23]. Sullivan et al. [24] ont fourni des directives pour la mise en œuvre des codes pour une large gamme de constructions de bâtiments et de ponts. Sullivan et Calvi [25] ont développé des procédures DDBD pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes.

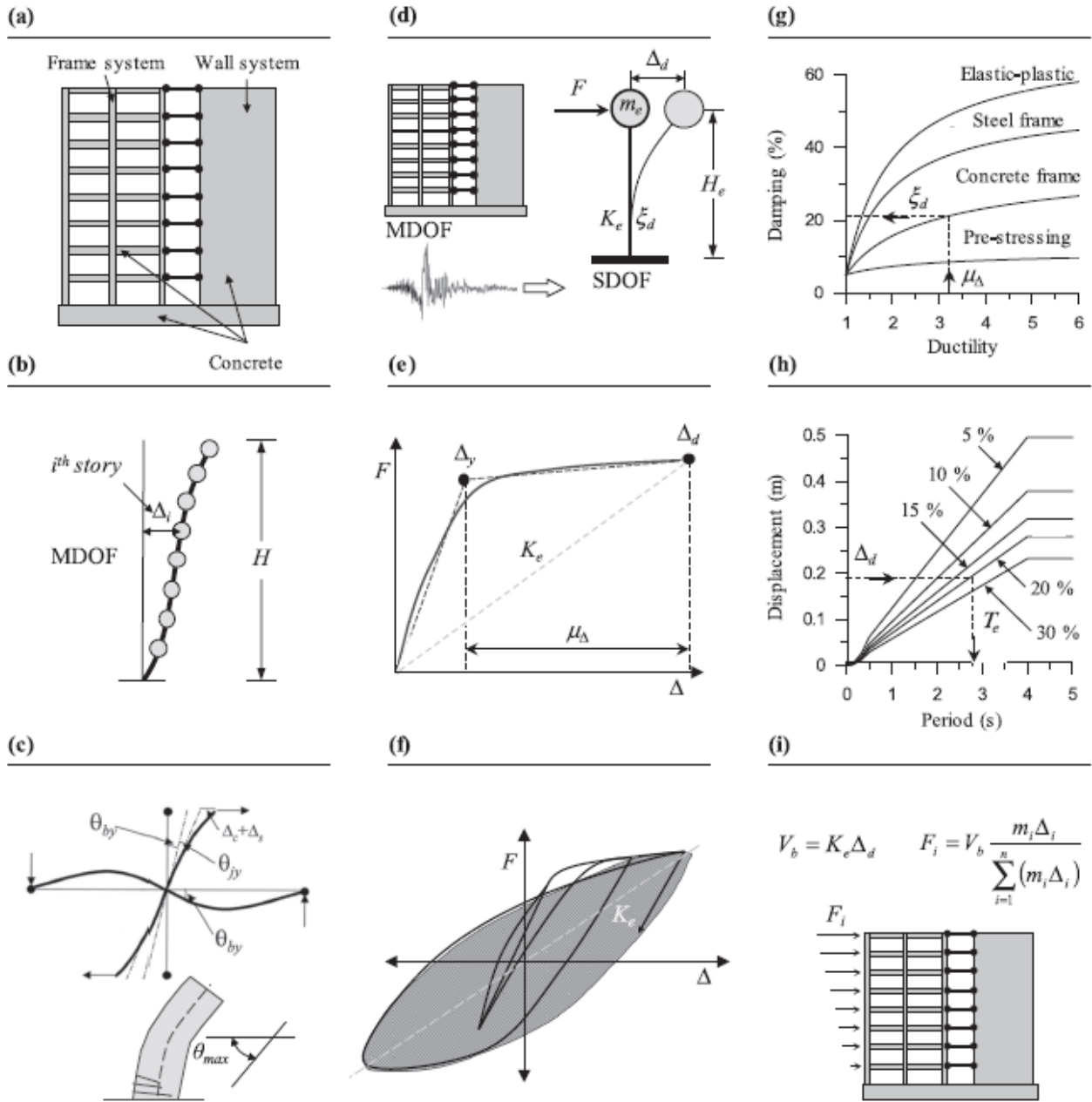
La Figure 3.1 montre le schéma de la méthode DDBD. Cette méthode est basée sur l'approche de la structure de substitution [26–27], qui consiste à réduire le comportement d'un système de plusieurs degrés de liberté (MDOF *en anglais*) à celui d'un système un seul degré de liberté (SDOF *en anglais*) unidimensionnel équivalent. La procédure nécessite la connaissance de certaines caractéristiques structurelles au début du processus de conception, telles que le système de construction, la géométrie, les matériaux (Figure 3.1a), et la forme de déplacement pour l'objectif de performance sélectionné (Figure 3.1b). La première étape consiste à évaluer le déplacement de conception basé sur les limites de déplacement inter-étage du code pour les éléments structurels et non structuraux, et les limites de déformation des éléments les plus critiques (Figure 3.1c). Pour les bâtiments réguliers, en considérant que la masse est concentrée uniformément au centre de chaque étage, le déplacement de conception ( $\Delta_d$ ) du système SDOF équivalent (Figure 3.1d) est donné par :

$$\Delta_d = \sum_{i=1}^n \frac{(m_i \cdot \Delta_i^2)}{m_i \cdot \Delta_i} \quad (III.1)$$

où  $m_i$  et  $\Delta_i$  sont respectivement la masse et le déplacement latéral de l'étage  $i$ . En fonction du système de construction,  $\Delta_d$  est régie par les limites de déplacement inter-étage pour la conformité au code ou par la limite de déformation des matériaux. De plus, le profil de déplacement,  $\{\Delta_i\}$ , obtenue en traçant  $\Delta_i$  le long de la hauteur du bâtiment, reflète la première forme modale inélastique du système.

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_d h_i \frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1} \quad (III.2)$$

où  $\Delta_i$  est le déplacement au niveau  $i$ .  $\omega_\theta$  est un facteur de réduction de déplacement pour inclure une marge pour l'amplification de déplacement inter-étage par les modes supérieurs en réduisant le déplacement de l'étage de conception.  $H_n$ ,  $h_i$  sont la hauteur totale du bâtiment et la hauteur de l'étage  $i$ .



**Figure III.1 :** (a) Description de la structure; (b) Forme de déplacement; (c) Limites de dérive et de déformation; (d) Approche de la structure de substitution; (e) Relation force-déplacement bilinéaire du système SDOF; (f) Comportement hystérique de la structure; (g) Évaluation de l'amortissement; (h) Évaluation de la période effective; (i) Répartition de la charge sismique de conception le long de la hauteur du bâtiment [28].

Pour les structures en béton armé  $\omega_\theta$  est donné par :

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (III.3)$$

La masse effective et la hauteur du système SDOF de substitution,  $m_e$  et  $H_e$ , respectivement, sont données par :

$$m_e = (\sum m_i \Delta_i)^2 / (\sum m_i \Delta_i^2) \quad (III.4)$$

$$H_e = \frac{\sum m_i \Delta_i h_i}{\sum m_i \Delta_i} \quad (III.5)$$

La réponse équivalente du système SDOF est modélisée en supposant une courbe force-déplacement élasto-plastique bilinéaire (Figure III.1e) qui passe par les points de déplacement de la limite d'élasticité et de conception,  $\Delta_y$  et  $\Delta_d$ , respectivement, tandis que l'énergie dissipée est prise en compte par l'amortissement visqueux équivalent (EVD : *Equivalent viscous damping*),  $\xi$ .

L'EVD représente la capacité de dissipation de la structure (Figure III.1f) et, en général, est régie par l'énergie hystérétique absorbée lors de la déformation inélastique du système. Plus précisément, l'EVD comprend un terme élastique,  $\xi_{el}$ , lié à l'amortissement inhérent de la structure (par exemple, la friction entre les composants structurels et non-structurels), et un terme hystérétique,  $\xi_{hys}$ , qui est calibré en considérant un système SDOF avec une rigidité effective  $K_e$  au déplacement de conception  $\Delta_d$ . Les valeurs de l'EVD sont obtenues à partir d'analyses non linéaire dynamique ou en utilisant des modèles empiriques (Figure III.1g) exprimés en fonction de la ductilité de déplacement  $\mu$  :

$$\xi = 0.05 + 0.565 \frac{(\mu - 1)}{\mu\pi} \quad (III.6)$$

La ductilité en déplacement  $\mu$  est déterminée par l'équation suivante comme le rapport des déplacements de conception aux déplacements à la limite d'élasticité.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (III.7)$$

Pour évaluer  $\Delta_y$ , des équations empiriques sont fournies pour les types de construction avec différentes géométries et matériaux. Par exemple, l'équation suivante représente la déformation relatif à la limite d'élasticité,  $\theta_y$ , d'une structure en béton armé, exprimée en fonction de la déformation à la limite d'élasticité des barres d'acier,  $\varepsilon_y$ , de la portée de la poutre,  $L_b$ , et de la hauteur de la section transversale de la poutre,  $h_b$ .

$$\theta_y = 0.5 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} \quad (III.8)$$

Dans ce cas la valeur de  $\Delta_y$  est donnée par :

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (III.9)$$

La DDBD adopte les spectres de déplacement de conception (voir Figure III.1h) ajustés au niveau d'amortissement du système  $\xi$  pour évaluer la période effective,  $T_e$ , du système SDOF qui est ensuite utilisée pour évaluer la rigidité effective requise :

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (III.10)$$

Une fois le système SDOF est caractérisé, l'évaluation de l'effort tranchante à la base  $V_b$  peut être calculée comme suit :

$$V_b = K_e \cdot \Delta_d \quad (III.11)$$

Enfin, la force latérale  $F_i$  appliquée au  $i$ -ème étage à son centre de masse est calculée comme suit (Fig. 3.1i) :

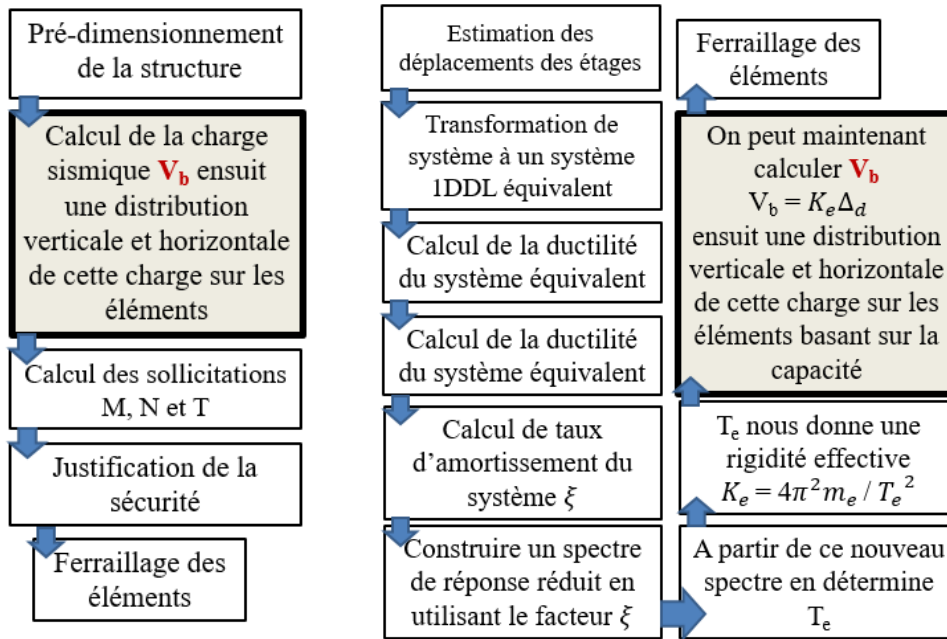
$$F_i = V_b \cdot m_i \cdot \Delta_i / \sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i) \quad (III.12)$$

Une analyse élastique linéaire est ensuite utilisée pour trouver les contraintes des éléments et pour concevoir les sections et les détails.

### III.4. Comparaison entre la FBD et la DDBD

Les deux diagrammes de la Figure III.2 représentent deux méthodes de conception sismique : la méthode basée sur la force et la méthode basée sur le déplacement. Le premier diagramme illustre les étapes de la méthode de conception sismique basée sur la force. Cette méthode commence par le pré-dimensionnement de la structure et le calcul de la charge sismique de base  $V_b$ , suivi de la distribution verticale et horizontale de cette charge sur les éléments. Ensuite, les sollicitations (moments M, efforts normaux N et efforts tranchants T) sont calculées, justifiant la sécurité et définissant le ferrailage des éléments.

Le second diagramme résume la méthode de conception basée sur le déplacement présentée dans ce chapitre. Cette approche commence par l'estimation des déplacements des étages et la transformation du système en un système équivalent SDOF (à un degré de liberté). Ensuite, la ductilité et le taux d'amortissement du système équivalent sont calculés. Un spectre de réponse réduit est construit en utilisant le facteur d'amortissement  $\xi$ , permettant de déterminer la période effective  $T_e$ . À partir de cette période, la rigidité effective  $K_e$  est calculée, permettant finalement de déterminer la charge sismique de base  $V_b$  en fonction de la capacité.



(a)

(b)

Figure III.2 : diagrammes résumant les deux procédures a) basée sur la force, b) basé sur le déplacement.

### III.5. Limite de DDBD

La principale limitation de la méthode DDBD était l'identification du profil de déplacement de conception, dans laquelle les hypothèses étaient basées sur le jugement d'ingénieur lorsque les preuves expérimentales n'étaient pas disponibles.

### III.6. Conclusion

En conclusion, les méthodes de conception sismique basées sur la force et sur le déplacement présentent chacune des avantages et des inconvénients distincts. La méthode basée sur la force est plus simple mais peut ne pas capturer pleinement le dommage dans les structures. En revanche, la méthode basée sur le déplacement offre une approche plus réaliste mais est plus complexe à mettre en œuvre et dépend de nombreuses hypothèses et données empiriques.

# *Chapitre IV :*

## *Etude De Cas*

## IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous étudierons un bâtiment R+2 afin de comparer deux méthodes de conception sismique : la méthode basée sur la force et la méthode de conception directe basée sur le déplacement. La première se concentre sur la résistance du bâtiment en termes de forces internes, tandis que la seconde privilégie les déformations et déplacements sous charges sismiques. L'objectif est de déterminer laquelle de ces approches offre une meilleure performance et sécurité pour le bâtiment étudié. Cette analyse contribuera à une meilleure compréhension et application des pratiques de conception sismique.

## IV.2. Description de la structure étudiée

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation de type (R+2), dans les zones sismiques suivantes (I, IIa, IIb) selon les règles parasismiques algériennes RPA99/V2003, le bâtiment se compose de rez-de-chaussée et de deux étages, avec terrasse inaccessible.

### IV.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données ci-dessous (Tableaux et figures) :

**Tableau IV.1** : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

<b>Dimensions en plan</b>	<b>( 3*4 ) (4*4 ) m</b>
<b>Hauteur du RDC</b>	3 m
<b>Hauteur d'étage courant</b>	3 m
<b>Hauteur totale du bâtiment</b>	9 m
<b>Surface totale</b>	8 * 7 m <sup>2</sup>

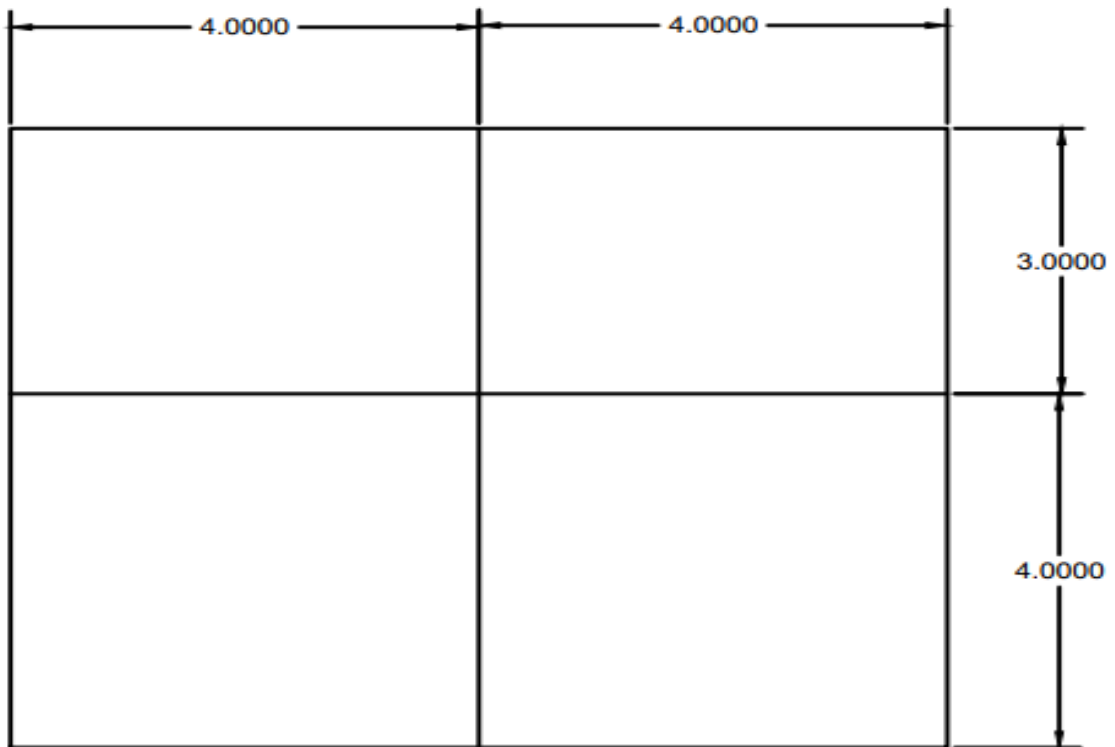


Figure IV.1 : Plan de la structure en 2D.

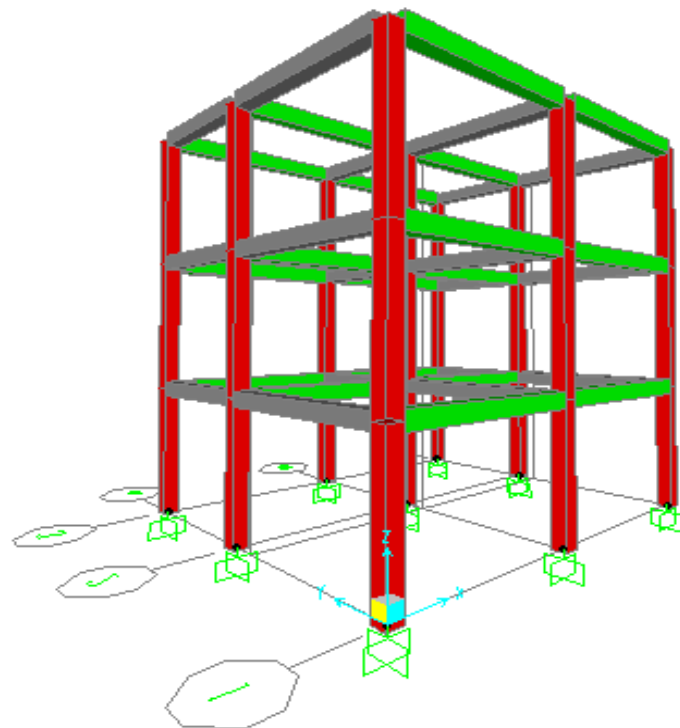


Figure IV.2 : Plan de la structure en 3D.

#### IV.2.2. Caractéristique des matériaux:

- **Béton :**

Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Résistance limite en traction du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Contrainte limite du béton en compression :  $f_{bu} = 14,1 \text{ MPa}$

Coefficient de poisson :  $\nu = 0.2$

Masse volumique du béton :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Le module de déformation longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164195 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818865 \text{ MPa}$

- **Acier :**

Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence :  $f_e = 400 \text{ MPa}$

Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse :  $f_{es} = 235 \text{ MPa}$

Module d'élasticité de l'acier :  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$

#### IV.2.3. Les charges appliquées

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR B.C.22 [30]

##### A. Plancher terrasse:

On a adopté pour de plancher terrasse non accessible à corps creux (16+4) :

**Tableau IV.2 :** Charge pour plancher terrasse (non accessible).

	<b>G (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q (kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Forme de pente (9 cm)</b>	180	
<b>Etanchéité multicouche (2 cm)</b>	12	
<b>Couche d'isolation en liège (4 cm)</b>	16	
<b>Protection d'étanchéité en gravillon (5 cm)</b>	85	
<b>Enduit (2 cm)</b>	26	
<b>Plancher ( 16+4 )</b>	265	
<b>TOTAL</b>	<b>584</b>	<b>100</b>

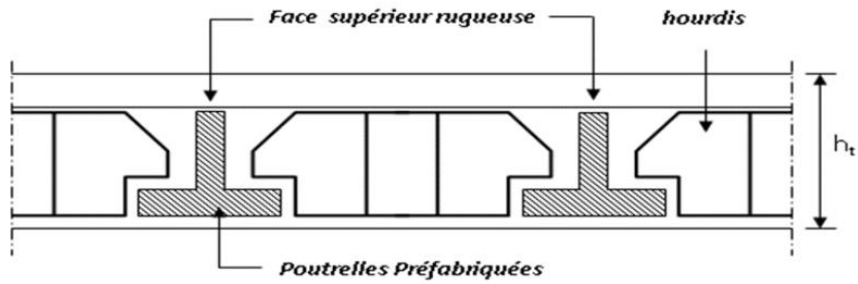


Figure IV.3 : Coupe verticale du plancher à corps creux [31].

### B. Plancher courant :

Avant de procéder à l'analyse de ce bâtiment, il est crucial de calculer les charges agissant sur le plancher courant du bâtiment. Le tableau ci-dessous détaille ces charges, incluant les charges permanentes et d'exploitation.

Tableau IV.3 : Charge pour plancher courant (accessible).

	G (kg/m <sup>2</sup> )	Q (kg/m <sup>2</sup> )
Carrelage (2cm)	44	
Mortier de pose (2cm)	40	
Lit de sable (3cm)	54	
Enduit de plâtre	26	
Plancher (16+4)	265	
<b>TOTAL</b>	<b>429</b>	<b>150</b>

### C. Murs extérieurs :

G= 680 kg/m<sup>2</sup>

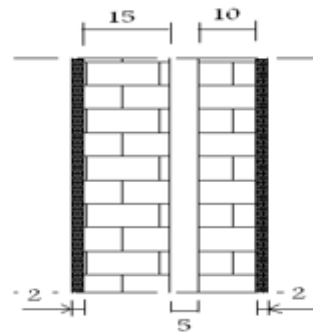


Figure IV.4 : Mur extérieur .

### D. Acrotère :

G= 180 kg/m<sup>2</sup>

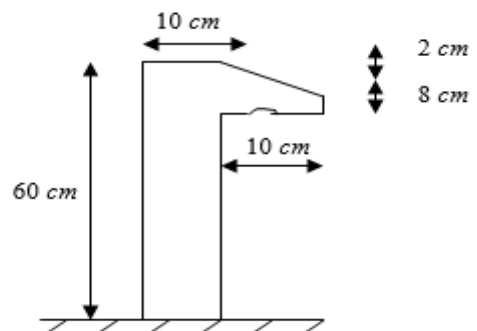


Figure IV.5 : Coffrage de l'acrotère .

#### IV.2.4. Pré-dimensionnement

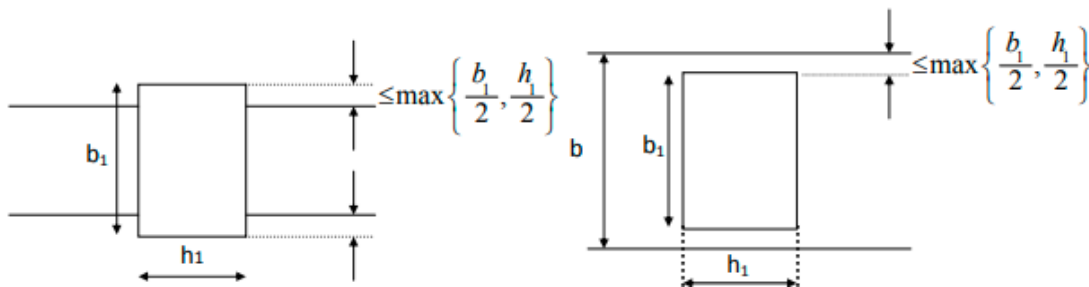
Le pré-dimensionnement des éléments structuraux est une étape essentielle dans la conception des bâtiments. Il consiste à estimer les dimensions initiales des composants tels que les poutres, colonnes et dalles, afin de garantir une répartition adéquate des charges. Cette étape permet d'optimiser la structure avant les analyses détaillées, assurant ainsi sécurité et efficacité économique.

##### A. Pré-dimensionnement des poutres :

Selon « R.P.A 99 version 2003 » (page 51) [13] les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{max} \leq 1,5h + b_1$

Où  $b$  est la largeur de la poutre et  $h$  la hauteur utile de la poutre.



**Figure IV.6 :** Démonstrations à respecter par les poutres selon RPA99-V2003 [13].

Pour le pré-dimensionnement des poutres de notre projet on utilise la condition suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

Poutres principales :

$$\text{Sens X : } L_{max} = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{12,5} = \frac{400}{12,5} = 32 \text{ cm} \rightarrow PP (30 * 35) \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$\text{Sens Y : } L_{max} = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{12,5} = \frac{400}{12,5} = 32 \text{ cm} \rightarrow PS (30 * 30) \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

**Tableau IV.4:** Pré dimensionnement des poutres.

Type de poutre	L (cm)	h (cm)	b (cm)	Vérification (Condition minimal)	Section (bxh) cm <sup>2</sup>
<b>Poutre principale</b>	400	35	30	vérifiée	30x35
<b>Poutre Secondaire</b>	400	30	30	vérifiée	30x30

**B. Pré-dimensionnement des poteaux :**

D'après le RPA 99 version 2003, (page 48) [13] les dimensions des poteaux (b1 et h1) doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} & \text{Zone I et II} ; \min(b_1; h_1) \geq 30\text{cm} & \text{Zone IIb et III} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} & \text{avec } h_e \text{ la hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

On prend initialement une section carrée pour les poteaux de dimensions: (30 x30 )cm<sup>2</sup>.

Vérification d'après le RPA99 version 2003 :

Avec :  $\frac{h_e}{20} = \frac{300-20}{20} = 14$

**Tableau IV.5 :** Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau	Poteau	b=h	Condition 1 Min (b,h) ≥ 25	$\frac{h_e}{20}$	Condition 2 Min(b,h) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{a}{b}$	Condition 3 $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$
<b>2eme</b>	30*30	30	Vérifiée	14	Vérifiée	1	Vérifiée
<b>1ere</b>	30*30	30	Vérifiée	14	Vérifiée	1	Vérifiée
<b>RDC</b>	30*30	30	Vérifiée	14	Vérifiée	1	Vérifiée

Vérification des conditions de flambement  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$

$$\text{Avec: } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , \quad I = \frac{b h^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4 \quad , \quad L_f = 0,7L_0$$

Tableau IV.6 : Vérification des conditions de flambement.

Niveau	Poteau	$L_0$	$L_f$	I	B	i	$\lambda$
2 ème	30*30	300	210	67500	900	8,66	24,249 < 35
1 ère	30*30	300	210	67500	900	8,66	24,249 < 35
RDC	30*30	300	210	67500	900	8,66	24,249 < 35

### C. Pré-dimensionnements des planchers :

La hauteur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivantes :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

L : plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

On prendra  $h_t = (16 + 4)cm = 20 \text{ cm}$

### IV.3. Action sismique :

Le bâtiment est considéré comme implanté dans les zones sismiques suivantes : I, IIa, et IIb, respectivement. Ces zones sont classées selon les normes RPA99 version 2003, qui définissent les exigences sismiques pour les bâtiments en Algérie. Les méthodes de calcul et de vérification seront utilisées conformément aux normes RPA 99 V 2003, afin d'assurer la sécurité et la durabilité du bâtiment.

Il est essentiel dans cette étude de prendre en compte le taux d'amortissement critique  $\xi = 7 \%$ , ainsi que le coefficient de comportement  $R = 3,5$ , et le facteur de qualité  $Q = 1,15$ , Ces facteurs influencent considérablement la performance de la structure lors des séismes.

Le bâtiment appartient au groupe d'usage 2, ce qui signifie qu'il est destiné à un usage résidentiel et qu'il doit répondre à un certain niveau de sécurité et de confort. Le terrain sur lequel le bâtiment sera construit est composé d'un sol meuble (classe S3).

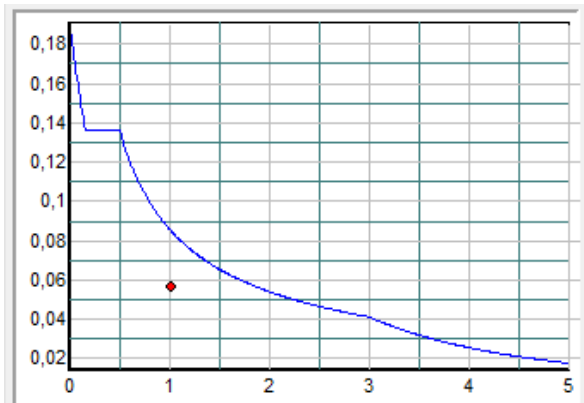


Figure IV.7 : Spectre de repose de zone I.

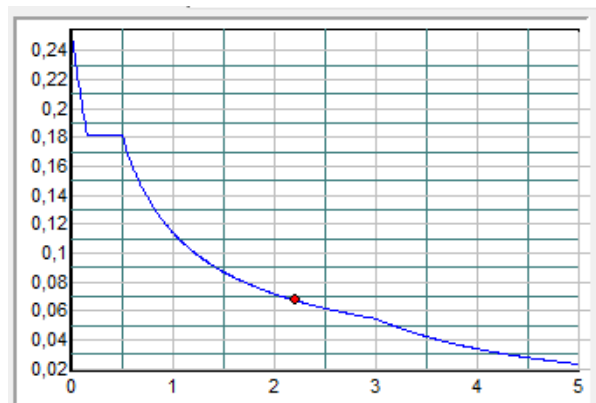


Figure IV.8 : Spectre de repose de zone IIa.

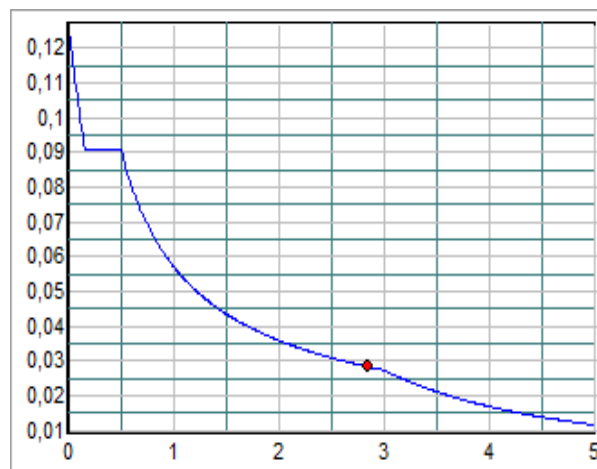


Figure IV.9 : Spectre de repose de zone IIb.

#### IV.4. Dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure selon la méthode basée sur la force :

Une étape essentielle pour la conception basée sur la force est de choisir une méthode d'analyse, soit la méthode statique équivalente, soit la méthode modale spectrale. Dans notre étude, nous avons choisi la deuxième méthode. Le logiciel SAP2000 a été utilisé pour effectuer cette analyse.

##### IV.4.1. Résultats préliminaires

Le tableau IV. 2 présente les caractéristiques modales de la structure étudiée en termes de période et de participation massique pour les trois premiers modes de vibration.

**Tableau IV.7 :** Les caractéristiques propres de la structure.

Mode	Période (s)	Coefficient de participation massique %		
		UX	UY	RZ
1	0,49	0	87	31
2	0,46	85	0	13
3	0,42	3	0	43

**IV.4.2. Effort tranchant à la base  $v_b$** 

Nous avons utilisé la méthode statique équivalente pour calculer l'effort tranchant statique à la base  $V_b$  dans le but de le comparer à l'effort tranchant dynamique à la base  $V_d$  extrait du logiciel SAP2000.

$$V = \frac{A \cdot V \cdot D}{R} \cdot W$$

**Tableau IV.8 :** vérification de pourcentage des efforts(dynamique/statique).

ZONE IIa	
Coefficient d'accélération de zone	A = 0,15
facteur de qualité	Q = 1,15
facteur d'aplification dynamique moyen	D = 2,20
coefficient de comportement de la structure	R = 3,50
poids total de la structure	Wt (t) = <b>1874,59</b>
l'effort dynamique a la base suivant le sense X-X	Ex(t) = <b>207,04</b>
l'effort dynamique a la base suivant le sense Y-Y	Ey(t) = <b>207,41</b>
l'effort Statique a la base suivant le sense X-X	Vx (t) = 203,26
l'effort Statique a la base suivant le sense Y-Y =	Vy (t) = 203,26
	sense X-X 1,02 <input type="checkbox"/> oui
$V_{\text{dynamique}} \geq 80\% V_{\text{statique}}$	sense Y-Y 1,02 <input type="checkbox"/> oui
ZONE IIb	
Coefficient d'accélération de zone	A = 0,20
facteur de qualité	Q = 1,15
facteur d'aplification dynamique moyen	D = 2,20
coefficient de comportement de la structure	R = 3,50
poids total de la structure	Wt (t) = <b>1874,59</b>

l'effort dynamique a la base suivant le sense X-X l'effort dynamique a la base suivant le sense Y-Y  l'effort Statique a la base suivant le sense X-X l'effort Statique a la base suivant le sense Y-Y  $V_{\text{dynamique}} \geq 80\% V_{\text{statique}}$	$Ex(t) = \boxed{275,55}$ $Ey(t) = \boxed{276,03}$  $Vx(t) = 271,01$ $Vy(t) = 271,01$ sense X-X 1,02 <input type="checkbox" value="oui"/>  sense Y-Y 1,02 <input type="checkbox" value="oui"/>
<b>ZONE I</b>	
Coefficient d'accélération de zone facteur de qualité facteur d'aplification dynamique moyen coefficient de comportement de la structure poids total de la structure  l'effort dynamique a la base suivant le sense X-X l'effort dynamique a la base suivant le sense Y-Y  l'effort Statique a la base suivant le sens X-X l'effort Statique a la base suivant le sens Y-Y  $V_{\text{dynamique}} \geq 80\% V_{\text{statique}}$	$A = 0,10$ $Q = 1,15$ $D = 2,20$ $R = 3,50$ $Wt(t) = \boxed{1874,59}$  $Ex(t) = \boxed{138,53}$ $Ey(t) = \boxed{138,78}$  $Vx(t) = 135,51$ $Vy(t) = 135,51$ sens X-X 1,02 <input type="checkbox" value="oui"/>  sens Y-Y 1,02 <input type="checkbox" value="oui"/>

#### IV.4.3. Déplacement des étages et Déplacement inter-étage

Pour calculer le déplacement réel des étages de la structure, il faut suivre les étapes de calcul prescrites dans le RPA99.V2003 page 37 (4.4.3) et page 40 (5.10) selon les règles suivant :

$$\delta_k = R \delta_K$$

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

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré

Les résultats obtenus sont les suivants :

**Tableau IV.9 :** Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE IIa dans la direction X.

Niveau	Déplacements			
	Déplacement élastique (m)	Déplacement réel (m)	Déplacement inter-étage (m)	Déplacement inter-étage relatif (%)
3	0,008386	0,03	0,01	0,22
2	0,006513	0,02	0,01	0,38
1	0,003236	0,01	0,01	0,38
0	0	0	0	0

**Tableau IV.10 :** Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE IIa dans la direction Y.

Niveau	Déplacements			
	Déplacement élastique (m)	Déplacement réel (m)	Déplacement inter-étage (m)	Déplacement inter-étage relatif (%)
3	0,009619	0,03	0,01	0,26
2	0,007356	0,03	0,01	0,45
1	0,003539	0,01	0,01	0,41
0	0	0	0	0

Les résultats du déplacement relatif sont conformes aux conditions de RPA99.V2003 en ne dépassant pas 1% dans la zone IIa.

**Tableau IV.11 :** Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE IIb dans la direction X.

Niveau	Déplacements			
	Déplacement élastique (m)	Déplacement réel (m)	Déplacement inter-étage (m)	Déplacement inter-étage relatif
3	0,011161	0,04	0,01	0,29
2	0,008667	0,03	0,02	0,51
1	0,004307	0,02	0,02	0,50
0	0	0	0	0

**Tableau IV.12** : Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE IIb dans la direction Y.

Niveau	Déplacements			
	Déplacement élastique (m)	Déplacement réel (m)	Déplacement inter-étage (m)	Déplacement inter-étage relatif (%)
3	0,012801	0,04	0,01	0,35
2	0,00979	0,03	0,02	0,59
1	0,00471	0,02	0,02	0,55
0	0	0	0	0

Les résultats du déplacement relatif sont conformes aux conditions de RPA99.V2003 en ne dépassant pas 1% dans la zone IIb.

**Tableau IV.13** : Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE I dans la direction X.

Niveau	Déplacements			
	Déplacement élastique (m)	Déplacement réel (m)	Déplacement inter-étage (m)	Déplacement inter-étage relatif (%)
3	0,005611	0,02	0,00	0,15
2	0,004358	0,02	0,01	0,26
1	0,002165	0,01	0,01	0,25
0	0	0	0	0

**Tableau IV.14** : Déplacement et Déplacement inter-étage ZONE I dans la direction Y.

Niveau	Déplacements			
	Déplacement élastique (m)	Déplacement réel (m)	Déplacement inter-étage (m)	Déplacement inter-étage relatif (%)
3	0,006436	0,02	0,01	0,18
2	0,004922	0,02	0,01	0,30
1	0,002368	0,01	0,01	0,28
0	0	0	0	0

Les résultats du déplacement sont conformes aux conditions de RPA99.V2003 en ne dépassant pas 1% dans la zone I.

#### IV.4.4. Les sollicitations

Après la modélisation de la structure par logiciel SAP2000, nous obtenons les résultats des sollicitations (M, N et T) représentées dans le tableau (IV.12).

**Tableau IV. 15** : Les sollicitations de structure dans chaque zone.

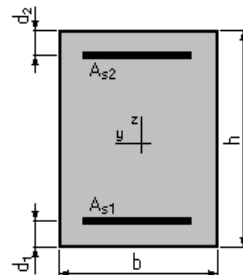
LES ZONES SISMIQUES		ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb
Les sollicitations poutres	$M_{max}$ (kN.m)	24,18	33,44	28,85
	$T_{max}$ (kN)	59,37	66,36	73,34
les sollicitations poteaux	M max (kN.m)	30,14	54,09	71,66
	T max (kN)	8,29	4,32	4,32
	N max (kN)	23,22	34,18	45,16

**IV.4.5. Ferrillages des éléments**

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple et flexion composée, la fissuration est considérée comme peu Préjudiciable, le calcul des armatures se fera à l'état limite ultime et a l'état limite service et l'état limite accidentelle. Selon les règles de BAEL 91 [29] et par l'utilisation de logicielle ROBOT EXPERT 2010 .

**a- Ferrillages des poutres :**

- b = 30,0 (cm)
- h = 35,0 (cm)
- d<sub>1</sub> = 2,5 (cm)
- d<sub>2</sub> = 2,5 (cm)



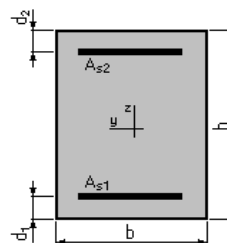
**Figure IV.10** : Section d'une poutres.

**Tableau IV.16** : ferrailage des poutres.

Zone	Ferrailage des poutres	
	Section theorique $A_{s1}(cm^2)$	Section theorique $A_{s2}(cm^2)$
<b>I</b>	1,9	4,2
<b>IIa</b>	2,7	5,3
<b>IIb</b>	2,3	6,2

**b- Ferrillages des poteaux :**

- b = 30,0 (cm)
- h = 30,0 (cm)
- d<sub>1</sub> = 2,5 (cm)
- d<sub>2</sub> = 2,5 (cm)



**Figure IV. 11** : Section d'un poteau.

**Tableau IV.17 : Ferrailage des poteaux.**

zone	Ferrailage des poteaux	
	Section theorique $A_{s1}(cm^2)$	Section theorique $A_{s2}(cm^2)$
<b>I</b>	2,6	2,6
<b>IIa</b>	2,7	5,3
<b>IIb</b>	2,3	6,2

## IV.5. Dimensionnement et ferrailage des éléments de la structure par la méthode basée sur le déplacement

Dans le chapitre III, nous avons mentionné une nouvelle approche de conception des bâtiments basée sur le déplacement, afin de comparer ses résultats avec ceux de la méthode de conception basée sur les forces. Les résultats de l'étude de la structure selon cette approche se sont présentés comme suit.

Dans notre étude, nous avons pris la valeur de déplacement relatif (d'étage) adoptée en Algérie ( $\theta = 1\%$ ) avec une autre valeur courante en Europe ( $\theta = 2\%$ ).

Dans cette méthode, nous commencerons les calculs en partant du déplacement jusqu'à l'effort tranchant à la base, dans des zones sismiques de différentes intensités.

### IV.5.1. Considération de $\theta = 1\%$

Dans cette partie, nous allons faire le calcul avec la valeur imposée dans les normes sismiques algériennes RAP 99 V2003 ( $\theta = 1\%$ ) en changeant la zone sismique à chaque fois (**I**, **IIa**, **IIb**). Puisque le profil de déplacement n'a aucune relation avec le niveau de chargement sismique, nous avons remarqué des valeurs constantes des déplacements des étages dans cette étape.

#### A. Profil de déplacements des étages :

Les valeurs des déplacements des étages sont présentées par le tableau IV.15, où :

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_d h_i \frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1}$$

$$\omega_\theta = 1,15 - 0,0034H_n \leq 1,0$$

Tableau IV.18 : Déplacement des étages.

Etage	$\omega_\theta$	$\theta_d$	$H_i$	$H_n$	$\Delta_i$
RDC	1	0,01	3	9	0,03
1	1	0,01	6	9	0,05
2	1	0,01	9	9	0,07

### B. Déplacement de conception :

Le déplacement de conception est le déplacement de système de substitution SDOF. Sa valeur est calculée en utilisant la formule suivante :

$$\Delta_d = \frac{\sum m_i \Delta_i^2}{\sum m_i \Delta_i}$$

Tableau IV.19 : Déplacement de conception.

Etage	$m_i$	$\Delta_i$	$\Delta_i^2$	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i^2$	$\Delta_d$
RDC	66,16	0,03	0,001	1,98	0,06	
1	66,16	0,05	0,003	3,61	0,20	
2	55,72	0,07	0,005	4,10	0,30	0,06
<b>Somme</b>				<b>9,70</b>	<b>0,56</b>	

### C. Hauteur effectif :

La hauteur de système SDOF équivalent est donnée par :

$$H_e = \frac{\sum m_i \Delta_i h_i}{\sum m_i \Delta_i}$$

Tableau IV.20 : Hauteur effective.

Etage	$m_i$	$\Delta_i$	$h_i$	$m_i \Delta_i$	$m_i \Delta_i h_i$	$H_e$
RDC	66,16	0,03	3,000	1,98	5,95	
1	66,16	0,05	6,000	3,61	21,65	
2	55,72	0,07	9,000	4,10	36,93	6,66
<b>Somme</b>				<b>9,70</b>	<b>64,53</b>	

### D. Ductilité global de système SDOF équivalent :

La ductilité globale de la structure équivalente est calculée par les formules suivantes :

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} \Delta_y = \theta_y H_e \\ \theta_y = 0,5 \varepsilon_y \frac{l_b}{h_b} \\ \varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s} = \frac{500000}{2 \times 10^8} = 0,0025 \end{cases} \quad h_b = 0,3m ; l_b = 4m$$

En peut remarquer dans le tableau IV.18 que la valeur de la ductilité est inférieure à 1. Dans ce cas on prend la valeur de 1.

**Tableau IV.21** : Ductilité global de système 1 DDL.

$\Delta_d$	$\theta_y$	$H_e$	$\Delta_y$	$\mu$
<b>0,06</b>	0,017	6,66	0,11	0,52 $\approx$ 1

### E. Estimation de Taux d'amortissement visqueux

En utilisant la valeur de ductilité calculée dans l'étape précédente on peut déterminer la valeur de taux d'amortissement. Puisque la ductilité est égale à l'unité la valeur de l'amortissement dans ce cas égale la valeur de l'amortissement visqueux  $\xi = 0,05$  :

$$\xi = 0,05 + 0,565 \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right)$$

**Tableau IV.22** : Estimation de Taux d'amortissement visqueux.

Constant	constant	$\mu - 1$	$\mu \pi$	$\xi$
0,05	0,565	0,00	1,63	0,050 (5%)

### F. Période effective, Rigidité et l'effort tranchant à la base

Le tableau IV.20 présente les valeurs des périodes effectives  $T_e$  calculées en utilisant des spectres de réponse en déplacement différents selon la zone sismique considérée. La projection de déplacement de conception dans le spectre de réponse nous donne la valeur de la période. Cette valeur de période nous permet de calculer la rigidité globale  $K_e$  du système équivalent et ensuite l'effort tranchant à la base  $V_b$  comme nous l'avons vu dans le chapitre précédent.

**Tableau IV.23** : Périodes effectives, rigidité et l'effort tranchant à la base pour chaque zone sismique.

Zone sismique	Zone I	Zone IIa	Zone IIb
$T_e$ (s)	1,05	0,79	0,6
$K_e$ (kN/m)	6021,988	10638,106	18442,340
$V_b$ (kN)	346,863	612,748	1062,267
	62,762	110,873	192,210
$F_i$ (kN)	125,525	221,745	384,420
	158,576	280,131	485,638

Ce tableau compare les périodes effectives  $T_e$ , la rigidité  $K_e$ , et l'effort tranchant à la base  $V_b$  pour trois zones sismiques : Zone I, Zone IIa, et Zone IIb. La période effective diminue de la Zone I à la Zone IIb (1,05 s à 0,6 s), indiquant une plus grande rigidité des structures en Zone IIb. La rigidité  $K_e$  augmente de 6021,988 kN/m en Zone I à 18442,34 kN/m en Zone IIb, reflétant des structures plus robustes nécessaires pour résister à des séismes plus sévères. L'effort tranchant à la base  $V_b$  montre également une augmentation significative, passant de 346,863 kN à 1062,267 kN, correspondant à des exigences de conception plus strictes.

#### IV.5.2. Valeur courante en Europe : $\theta = 2\%$

Dans cette partie, nous appliquerons le même travail précédent en changeant la valeur de  $\theta$  par une autre valeur imposée dans le code européen Eurocode 8 [15]  $\theta=2\%$ .

#### A. Déplacement des étages :

Les valeurs des déplacements des étages sont présentées par le tableau IV.24.

**Tableau IV.24** : Déplacement des étages.

Étage	$\omega_\theta$	$\theta_d$	$H_i$	$H_n$	$\Delta_i$
RDC	1	0,02	3	9	0,06
1	1	0,02	6	9	0,11
2	1	0,02	9	9	0,15

#### B. Déplacement de conception :

Le déplacement de conception est le déplacement de système de substitution SDOF. Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

**Tableau IV.25** : Déplacement de conception.

Etage	$m_i$	$\Delta_i$	$\Delta_i^2$	$m_i\Delta_i$	$m_i\Delta_i^2$	$\Delta_d$
<b>RDC</b>	66,16	0,06	0,004	3,97	0,24	
<b>1</b>	66,16	0,11	0,012	7,28	0,80	
<b>2</b>	55,72	0,15	0,023	8,36	1,25	0,12
<b>Somme</b>				<b>19,61</b>	<b>2,29</b>	

**C. Hauteur effectif :**

La hauteur de système SDOF équivalent est donnée par le tableau suivant :

**Tableau IV.26** : Hauteur effectif.

Etage	$m_i$	$\Delta_i$	$h_i$	$m_i\Delta_i$	$m_i\Delta_i h_i$	$H_e$
<b>RDC</b>	66.16	0.06	3	3.97	11.91	
<b>1</b>	66.16	0.11	6	7.28	43.67	
<b>2</b>	55.72	0.15	9	8.36	75.22	6.67
<b>Somme</b>				<b>19.61</b>	<b>130.80</b>	

**D. Ductilité global de système SDOF :**

La ductilité globale de la structure équivalente est donnée par le tableau suivant :

**Tableau IV.27** : Ductilité global de système 1 DDL.

$\Delta_d$	$\theta_y$	$H_e$	$\Delta_y$	$\mu$
<b>0.12</b>	0,017	6,67	0,11	1,05

**E. Estimation de Taux d'amortissement visqueux :**

En utilisant la valeur de ductilité calculée dans l'étape précédente on peut déterminer la valeur de taux d'amortissement.

**Tableau IV.28** : Estimation de Taux d'amortissement.

Constant	Constant	$\mu - 1$	$\mu \pi$	$\xi$
<b>0,05</b>	0,565	0,05	3,30	0.06 (6%)

## F. Période effective, Rigidité et l'effort tranchant à la base

Les résultats en termes de période effective, rigidité globale et l'effort tranchant à la base sont présentés dans le tableau suivant.

**Tableau IV.29** : Tableau des variables obtenues.

Zone sismique	Zone I	Zone IIa	Zone IIb
Période (s)	1,85	1,39	1,12
$K_e$ (kN/m)	1932,08	3422,47	5271,49
$V_b$ (kN)	225,92	400,19	616,39
$F_i$	40,8779	72,4107	111,5312
	81,7559	144,8214	223,0624
	103,2823	182,9530	281,7949

### IV.5.3. Les sollicitations

Après la modélisation de la structure par logiciel SAP, nous obtenons les résultats des sollicitations représentées dans le tableau (IV.30).

**Tableau IV.30** : Les sollicitations dans la structure pour chaque zone.

Sollicitations	2%			1%		
	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone I	Zone IIa	Zone IIb
	<b>Poutres</b>					
$M_{max}$ (kN.m)	77,04	110,33	151,63	100,15	150,94	236,81
$T_{max}$ (kN)	68,75	86,87	109,36	81,33	108,98	155,74
<b>Poteaux</b>						
$M_{max}$ (kN.m)	55,99	99,19	152,78	85,98	151,88	263,30
$T_{max}$ (kN)	36,08	63,91	98,44	55,39	97,86	169,65
$N_{max}$ (kN)	345,90	345,90	345,90	345,90	345,90	345,90

### IV.5.4. Ferrailages des éléments

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple et flexion composée, la fissuration est considérée comme peu Préjudiciable, le calcul des armatures se fera à l'état limite ultime et l'état limite service et a l'état limite accidentelle. suivant le BAEL 91 [29] et par l'utilisation de logiciel ROBOT EXPERT 2010, avec les deux valeurs de  $\theta$  (1% et 2%), le ferrailage des poutres et poteaux est résumé comme suit :

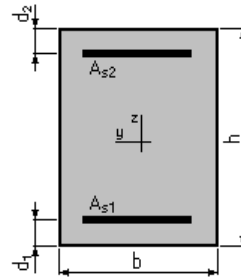
**a. Ferrailages des poutres :**

$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

**Figure IV.12 :** Section d'une poutre.**Tableau IV.31 :** Ferrailage des poutres.

Zone sismique	Ferrailage des poutres			
	1%		2%	
	$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>I</b>	8,2	8,2	6,3	6,3
<b>IIa</b>	12,5	12,5	9,1	9,1
<b>IIb</b>	19,7	19,7	12,6	12,6

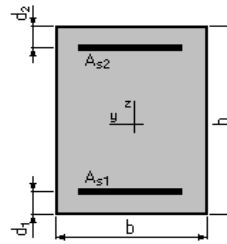
**b. Ferrailages des poteaux :**

$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

**Figure IV.13 :** Section d'un poteau.**Tableau IV.32 :** Ferrailage des poteaux.

Zone Sismique	ferrailage des poteaux			
	1%		2%	
	$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s1} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s2} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>I</b>	4,5	4,5	2,4	2,4
<b>IIa</b>	13,9	13,9	5,8	5,8
<b>IIb</b>	22,2	22,2	11,2	11,2

**IV.6. Etude comparative**

Dans cette section, nous allons effectuer une étude comparative entre les résultats obtenus par la méthode basée sur la force et ceux obtenus par la méthode basée sur le déplacement. Cette comparaison portera sur l'effort tranchant à la base, les déplacements des étages, les déplacements inter-étages, ainsi que les sollicitations.

#### IV.6.1. Effort tranchant à la base :

Nous présentons ici les résultats de l'effort tranchant à la base calculés par la méthode basée sur la force  $V_{bF}$  et la méthode basée sur le déplacement  $V_{bD}$  pour trois zones sismiques : I, IIa, et IIb. Les calculs sont effectués pour deux niveaux de performance :  $\theta = 1\%$  et  $\theta = 2\%$ . Le tableau ci-dessous illustre les valeurs des efforts tranchants pour chaque méthode et chaque zone sismique, ainsi que les rapports  $V_{bD}/V_{bF}$  correspondants.

**Tableau IV.33** : Comparaison entre l'effort tranchant à la base pour les deux méthodes de conception.

Zone Sismique	Méthode de force ( $V_{bF}$ )	Méthode de déplacement ( $V_{bD}$ )		$V_{bD}/V_{bF}$	
		$\theta = 1\%$	$\theta = 2\%$	$\theta = 1\%$	$\theta = 2\%$
<b>I</b>	138.53	346,86	225,92	1.5	0.63
<b>IIa</b>	207.04	612.75	400.19	1.96	0.93
<b>IIb</b>	275.55	1062.27	616.39	3.86	1.27

Pour toutes les zones sismiques on peut remarquer que l'effort tranchant à la base calculer par la méthode basée sur le déplacement  $V_{bD}$  est plus élevé que  $V_{bF}$  pour les deux niveaux de performance, indiquant une augmentation de l'effort tranchant requis. Les rapports  $V_{bD}/V_{bF}$  augmentent avec la sévérité sismique, montrant que la méthode de déplacement exige des conceptions plus robustes, surtout à des niveaux de performance plus bas.

#### IV.6.2. Déplacement des étages :

Le tableau IV.35 présente une comparaison des résultats obtenus en termes de déplacement des étages, indiquant que l'approche basée sur le déplacement produit des résultats plus élevés que celle basée sur la force. La différence est plus grande dans la zone sismique I avec une marge de 13 cm.

**Tableau IV.34** : Comparaison des déplacements.

Zone Sismique	Méthode de force	Méthode de déplacement	
	$D_{el} \times R$ (cm)	1% (cm)	2% (cm)
<b>I</b>	0,01	0,03	0,06
	0,02	0,05	0,11
	0,02	0,07	0,15
<b>IIa</b>	0,01	0,03	0,06
	0,02	0,05	0,11
	0,03	0,07	0,15
<b>IIb</b>	0,02	0,03	0,06
	0,03	0,05	0,11
	0,04	0,07	0,15

### IV.6.3. Sollicitations et ferrailages des éléments

Le tableau suivant résume les différences entre les sollicitations obtenues par la méthode de conceptions basée sur la force et celles de la méthode basée sur le déplacement. Les résultats montrent que l'approche basée sur le déplacement donne des valeurs plus grandes que la méthode basée sur la force.

**Tableau IV. 35 :** Comparaison des résultats des deux méthodes.

Sollicitation/Ferrailage		Méthode basée sur la force			Méthode basée sur le déplacement						
		Méthode modale spectrale			$\theta = 2\%$		$\theta = 1\%$				
Zone sismique		I	IIa	IIb	I	IIa	IIb	I	IIa	IIb	
Sollicitation poutres	$M_{\max}$ (kN.m)	24,1	33,4	28,85	77	110	151,	100	150,9	236,8	
	$T_{\max}$ (kN)	59	66,36	73,3	68	87	109	81,3	109	156	
Sollicitation poteaux	$M_{\max}$ (kN)	30,1	54,09	71,7	59	99,2	152	86	152	263	
	$T_{\max}$ (kN)	8,2	4,32	4,32	36,0	63,9	98,4	55,3	97,8	169	
	$N_{\max}$ (kN)	23,2	34,1	45	346	346	346	346	346	346	
Ferrailage	Poutres	$A_{s1} cm^2$	1,9	2,7	2,3	6,3	9,1	13	8,2	13	20
		$A_{s2} cm^2$	4,2	5,3	6,2	6,3	9,1	13	8,2	13	20
	Poteaux	$A_{s1} cm^2$	2,6	2,7	2,3	2,4	5,8	11	4,5	14	22
		$A_{s2} cm^2$	2,6	5,3	6,2	5,4	5,8	11	4,5	14	22

### IV.7. Conclusion

À la fin de ce chapitre, nous pouvons dire que la comparaison entre les deux méthodes, l'une basée sur la force et l'autre sur le déplacement, nous a permis d'obtenir des résultats divergents. Après une analyse minutieuse et l'application des deux méthodes dans différentes zones sismiques, nous avons observé que l'approche basée sur le déplacement donne des valeurs plus élevées que l'approche basée sur la force.

Ces résultats divergents s'expliquent par la différence des principes de fonctionnement des deux méthodes.

Il est important de souligner que ces résultats sont préliminaires et nécessitent davantage d'études et d'analyses pour être confirmés et généralisés les conclusions.

Il pourrait également être utile de combiner les résultats des deux méthodes pour développer une approche globale d'évaluation des risques sismiques.

## ***Conclusion Générale***

Dans ce mémoire, nous avons exploré et comparé deux approches majeures de conception parasismique : la conception basée sur la force et la conception basée sur le déplacement. Cette étude a commencé par une étude bibliographique sur le comportement sismique des bâtiments, ce qui a fourni une base solide pour comprendre les différents aspects et impacts des charges sismiques sur les structures.

La conception basée sur la force est largement utilisée et recommandée par les règlements parasismiques actuels. Elle se concentre sur les forces sismiques appliquées aux structures et vise à assurer que les bâtiments peuvent résister à ces forces sans subir de dommages significatifs. Cette méthode, bien que robuste et éprouvée, peut parfois négliger les déplacements réels des structures, ce qui peut entraîner des sous-estimations des déformations et des mouvements réels des bâtiments sous l'effet des charges sismiques.

En revanche, la conception basée sur le déplacement prend en compte les déformations et les mouvements des structures dès le début du processus de conception. Cette approche permet de mieux comprendre et prédire le comportement réel des bâtiments sous des charges dynamiques. En se concentrant sur les déplacements, cette méthode peut offrir une plus grande précision dans l'évaluation des performances sismiques des bâtiments, en particulier dans les zones de forte activité sismique.

Pour évaluer l'efficacité des deux méthodes, une étude comparative a été réalisée sur un bâtiment R+2 situé dans différentes zones sismiques. Les résultats ont montré que la conception basée sur le déplacement tend à donner des déplacements et des efforts tranchants à la base plus élevés que la méthode basée sur la force.

En conclusion, bien que la conception basée sur la force reste une méthode largement acceptée et utilisée, la conception basée sur le déplacement offre des avantages significatifs en termes de précision et de compréhension du comportement sismique des structures. Cette approche pourrait potentiellement conduire à des conceptions de bâtiments plus sûres et plus résilientes, en particulier dans les zones de forte activité sismique. Il est donc recommandé que les futures révisions des règlements parasismiques intègrent davantage de concepts et de critères basés sur le déplacement

pour améliorer la sécurité et la performance des structures soumises à des charges sismiques.

## REFERENCES

- [1]. MEKKI M. Artiste. Ouvrage pédagogique : Génie parasismique. [Art]. Université des Sciences et de la technologie d'Oran.
- [2]. Melmoux. Secousses sismiques et équipements électriques, cahier technique, 1995, N° 180, DTE-Grenoble.
- [3]. Phillipe, Michel P. Ouvrages en interaction. HERMES Science Publications, 1999, Paris.
- [4]. "Wikipedia," 19MAY2024. [Online]. Available:  
[https://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9ismes\\_de\\_2023\\_en\\_Turquie\\_et\\_Syrie#Lieux\\_de\\_cule](https://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9ismes_de_2023_en_Turquie_et_Syrie#Lieux_de_cule)
- [5]. "Wikipédia," 2AVRIL2024. [Online]. Available:  
[https://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9isme\\_de\\_2023\\_au\\_Maroc](https://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9isme_de_2023_au_Maroc).
- [6]. "Wikipédia," 15janvier2024. [Online]. Available:  
[https://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9isme\\_de\\_2003\\_%C3%A0\\_Boumerd%C3%A8s](https://fr.wikipedia.org/wiki/S%C3%A9isme_de_2003_%C3%A0_Boumerd%C3%A8s).
- [7]. "Wikipedia," 27 Aout 2023. [Online]. Available: <https://ar.wikipedia.org/wiki/>.
- [8]. Despeyroux. Le projet de construction parasismique. Presse de L'ENPC 1985.
- [9]. Maaze M, Dyavanal R, S. S. Seismic Evaluation of Mutistorey, 2013 Novembre Building With Soft Story. In ICRICE Conference Issue| Nov-2013.
- [10]. Lestuzzi P, Badoux M. Génie parasismique. Conception et dimensionnement des bâtiments, 2008, Première édition, Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [11]. Abdesslam I. Analyse pushover des structures en béton armé tridimensionnelle à étage souple, 2018. Doctoral dissertation, Université Mohamed Khider-Biskra.
- [12]. Naeim F. Ed. the Seismic Design Handbook. Springer Science & Business Media, 2012.
- [13]. Centre National Recherche Appliquée En Génie Parasismique (CGS), Règles Parasismiques Algériennes (RPA1999 Version 2003), Algérie.
- [14]. International Conference of building officials, Code, U. B. (1997). UBC-97. In Structural engineering design provisions. Whittier, California.
- [15]. Design of structures for earthquake resistance, Eurocode 8 (2004), Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° PR EN 1998-1:2004.
- [16]. Miranda. Strength reduction factors in performance based design. National center for disaster prévention 1997, (CENAPRED) Berkeley, California.

- [17]. Betbeder, Matibet. Etat de l'art en matière de calcul dynamique des structures, Génie parasismique (éd. V. Davidovici), 1985, Presses de l'ENPC, Paris.
- [18]. Capra. Pratique de l'analyse modale dans le calcul des structures, Génie parasismique (Éd. V. Davidovici), 1985, Presses de l'ENPC, Paris.
- [19]. Chanti. Calcul dynamique des structures. Interprétation des logiciels de calcul. Office des Publications universitaires 2000.
- [20]. M.J.N. Priestley, Myths and Fallacies in Earthquake Engineering (Revisited), in: The Mallet Milne Lecture 9th, IUSS Press, Pavia, Italy, 2003, p. 121.
- [21]. M.J.N. Priestley, Developments in codifying direct displacement-based seismic design, in: M. Fischinger (Ed.), Performance-Based Seismic Engineering: Vision for an Earthquake Resilient Society, Springer, the Netherlands, 2014, pp. 91–97. ISBN 978-94-017-8875-5.
- [22]. E. Miranda, Inelastic displacement ratios for displacement-based earthquake resistant design, in: Proceeding of the 12th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE2000), Auckland, New Zealand, 2000, Paper No. 1096.
- [23]. M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, M.J. Kowalsky, Direct Displacement Based Seismic Design, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
- [24]. T.J. Sullivan, M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, A Model Code for the Displacement- Based Seismic Design of Structures, DBD12, IUSS Press, Pavia, Italy, 2012.
- [25]. T.J. Sullivan, G.M. Calvi, Developments in the Field of Displacement-Based Seismic Assessment, IUSS Press, Pavia, Italy, 2013.
- [26]. P. Gulkan, M.A. Sozen, Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions, Struct. J. (ACI) 71 (12) (1974) 604–610.
- [27]. A. Shibata, M. Sozen, Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete, J. Struct. Div. 102 (1) (1976) 1–18.
- [28]. Loss, C.; Tannert, T.; Tesfamariam, S. State-of-the-art review of displacement-based seismic design of timber buildings. Constr. Build. Mater. 2018, 191, 481–497.
- [29]. DTR B.C2.2. Document technique règlementaire (charge et surcharge).
- [30]. HIMRI Yousra et KHELAIPIA Soulef, Etude d'un bâtiment a usage d'habitation R+5, Mémoire de Master 2020, l'Université du 8 Mai 1945 Guelma.
- [31]. BAEL91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites, 1991.

# LOGICIEL

SAP 2000 Version 14.2.2. CSI (Computers and Structures, Inc.), développeur de SAP 2000 Version 14.2.2, est basé à Berkeley, Californie, États-Unis.

ROBOT EXPERT 2010 .Autodesk, Inc., développeur du programme ROBOT EXPERT 2010, est basé à San Rafael, Californie, États-Unis.

AUTOCAD 2010 Autodesk, Inc., développeur du programme AUTOCAD 2010, a son siège à San Rafael, Californie, États-Unis.