

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT : Génie Civil

N ° : .....



FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

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

**Par : Neche Meriem & Ahmed Azi Djilali**

**Intitulé :**

**Etude de l'effet des murs de remplissage sur le  
comportement sismique des structures en béton armé**

**Soutenu devant le jury composé de :**

M. TITOU MESSAOUD

Université de M'sila

Président

M. RAHMANI ABDALLAH YACINE

Université de M'sila

Rapporteur

M. BOUGUERRA KHEIREDDINE

Université de M'sila

Examineur

**Année universitaire : 2020 /2021**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## *Remerciements*

*Je ne remercie jamais assez Dieu, le tout puissant de nous avoir permis de mener à bien ce modeste travail.*

*En premier lieu, nous remercions Dr. RAHMANI Abdallah Yacine, pour son aide précieux, sa disponibilité durant toute la durée de notre projet. Je remercie également les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.*

*A tous nos enseignants à toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, je dirai merci.*

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

- *A mon cher père et ma chère mère.*
- *A mes chers frères et sœurs.*
- *A toute ma famille.*

*A tous ceux qui ont sacrifié leur temps pour la science et à tous ceux qui utilisent la science pour le bien et la prospérité de l'humanité.*

## Résumé

*La présence des murs de remplissage influe le comportement du bâtiment sous les charges latérales (charges sismiques). Cependant, il est courant dans les BET d'ignorer la rigidité des murs de remplissage dans l'analyse. Les ingénieurs ne pensent que l'analyse des structures sans tenir compte de la rigidité des murs de remplissage conduit à une conception conservatrice. Mais cela peut ne pas être toujours vrai, en particulier pour les bâtiments irréguliers en élévation. Par conséquent, la modélisation des murs de remplissage dans l'analyse sismique des bâtiments à ossature est impérative.*

*Dans ce mémoire, les murs de remplissage sont modélisés par une approche simplifiée pour mesurer leur influence sur le comportement sismique des structures planes « portiques en béton armé ».*

**Mots-clés :** murs de remplissage ; analyse sismique ; structures en béton armé.

### ABSTRACT :

*The presence of infill walls influences the behavior of buildings under lateral loads (seismic loads). However, it is common in BET to ignore the stiffness of infill walls in the analysis. Engineers believe that analyzing structures without considering the stiffness of infill walls leads to a conservative design. But this may not always be true, especially for irregular buildings in elevation. Therefore, the modeling of infill walls in the seismic analysis of frame buildings is imperative.*

*In this dissertation, the infill walls are modeled by a simplified approach to measure their influence on the seismic behavior of plane “reinforced concrete portal” structures.*

**Keywords :** infill walls ; seismic analysis ; reinforced concrete structures.

### ملخص

وجود الجدران يؤثر على سلوك المباني تحت تأثير القوى الزلزالية. ومع ذلك، من الممتعرف عليه في مكاتب الدراسات إهمال صالبة هاته الجدران في النمذجة. المهندسون يعتقدون أن نمذجة البناءات والهيكل مع عدم الأخذ بعين الاعتبار صالبة الجدران يؤدي إلى مبالغة في تقدير ومزدهس يكون حتما البناء ني أمان. ولكن هذا ال يكون دائما صحيحا، خصوصا بالنسبة للمباني ذلك، النمذجة الزلزالية للجدران أكثر من ضرورة ني هذه المذكرة، الجدران تم نمذجتها باستخدام إحدى التفريبات البسيطة من أجل قياس مدى تأثيرها على السلوك الزلزالي للمباني الخرسانية

**كلمات مفتاحية:** جدران، نمذجة زلزالية، مباني خرسانية

## SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### CHAPITRE I

#### Etude bibliographique

<b>I.1.</b> Introduction.....	<b>4</b>
<b>I.2.</b> Effets d'un séisme .....	<b>5</b>
<b>I.3.</b> Construction parasismique.....	<b>6</b>
<b>I.4.</b> Comportement sismique des structures en béton armé.....	<b>6</b>
I.4.1 Comportement sismique des structures avec murs de remplissage .....	7
I.4.2. Comportement des panneaux de remplissage .....	8
I.4.3. Comportement des éléments structurels .....	9
<b>I.5.</b> I.5. Classification des structures vis-à-vis de l'action sismique: .....	<b>9</b>
1.5.1. Classification des ouvrages selon leur importance.....	10
I.5.2. Classification des structures selon leur configuration géométrique.....	11
<b>I.6.</b> Les méthodes de calcul sismique .....	<b>13</b>
I.6.1. La méthode Push-over .....	13
I.6.2. La méthode dynamique temporelle.....	14
I.6.3. La méthode statique équivalente.....	15
I.6.4. La méthode dynamique modale spectral.....	16
<b>I.9.</b> Conclusion .....	<b>17</b>

### CHAPITRE II

#### Effet des murs des remplissages sur le comportement des structures en B.A

<b>II.1.</b> Introduction .....	<b>19</b>
<b>II.2.</b> Comportement de l'ensemble panneau cadre .....	<b>19</b>
<b>II.3.</b> Mode de rupture du panneau de remplissage .....	<b>20</b>
<b>II.3.1</b> Rupture parallèle au plan du panneau.....	<b>21</b>
<b>II.3.2.</b> Rupture dans le plan perpendiculaire à la paroi (hors plan).....	<b>22</b>
<b>II.4.</b> Rupture du joint poutre-poteau .....	<b>23</b>
<b>II.5.</b> Modélisation numérique de remplissage .....	<b>24</b>
II.5.1. Macro modélisation .....	24
II.5.2. Modèle à bielle concentrique unique.....	25
II.5.3. Le modèle à diagonales multiples .....	28
<b>II.6.</b> Caractéristiques mécaniques du panneau de remplissage .....	<b>29</b>
II.6.1. La résistance du panneau de remplissage .....	30
II.6.2. Résistance de la bielle associée au mode de rupture parallèle au plan du panneau.....	30

<b>II.7. Conclusion</b> .....	<b>30</b>
-------------------------------	-----------

### **CHAPITRE III**

#### **La Méthode Push-over N2 Conventionnelle**

<b>III.1. Introduction</b> .....	<b>32</b>
<b>III.2. Définition de l'analyse PUSH-OVER</b> .....	<b>32</b>
<b>III.3. Origine de l'analyse PUSHOVER</b> .....	<b>33</b>
<b>III.4. But de l'analyse PUSHOVER</b> .....	<b>34</b>
<b>III.5. Formulation de l'analyse PUSHOVER</b> .....	<b>34</b>
III.5.1. Courbe de push-over. ....	35
III.5.2. Courbe de capacité .....	35
III.5.3. Spectre de demande .....	37
III.5.4. Point de performance .....	37
<b>III.6. Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode</b> .....	<b>40</b>
<b>III.7. Conclusion</b> .....	<b>41</b>

### **CHAPITRE IV**

#### **Etude de cas**

IV.1. Introduction .....	43
IV 2. Description des structures étudiées .....	43
<b>IV.3. Géométrie des ouvrages</b> .....	<b>43</b>
<b>IV.4. Dimensions et ferrailages des sections</b> .....	<b>45</b>
IV.4.1. Poteaux .....	45
IV.4.2. Poutres .....	45
IV.4.3. Les murs .....	45
<b>IV.5. Evaluation des charges</b> .....	<b>45</b>
<b>IV.6. Caractéristique des matériaux</b> .....	<b>46</b>
<b>IV.7 Ferrailages</b> .....	<b>47</b>
IV.7.1. Ferrailage des poteaux .....	47
IV.7.2 ferrailages des poutres .....	47
IV. 8. Résultats et discussions .....	48
IV.8.1. Résultats préliminaires .....	48
IV.8.2. Résultats de l'analyse push-over .....	49
IV.9. Conclusion. ....	61
Conclusion générale .....	63
Références bibliographiques .....	65

## Liste des figures

Figure I.1 Représentation du schéma d'un séisme.....	4
Figure I.2 Représentation de l'effet d'un séisme de mai 2003 sur un bâtiment à Boumerdes (Algérie). [2] .....	5
Figure I.3 Représentation de la construction parasismique.....	6
Figure I.4 Comportement d'un bâtiment lors d'un séisme.....	7
Figure I.5 Ruine et chute des murs de remplissage dans les deux directions épargnant l'effondrement du bâtiment après séisme.....	8
Figure I.6 3 Effondrement local du a la différente hauteur du poteau par rapport à celle du remplissage.....	9
Figure I.7 Carte de zonage sismique du territoire nationale.....	10
Figure I.8 Limites des décrochements en plan selon RPA.....	12
Figure I.9 Limites des décrochements en élévation selon RPA.....	13
Figure I.10 Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés .....	14
Figure II.1 Types de chargement appliqués sur les murs .....	20
Figure II.2 Modes de rupture du panneau de remplissage en maçonnerie .....	20
Figure II.3 Comportement à la flexion des murs en maçonnerie .....	21
Figure II.4 Définition des résistances caractéristiques à la flexion .....	21
Figure II.5 Trois modes de ruine sous sollicitations agissant dans le plan : (a)glissement le long d'un joint horizontal, (b) cisaillement, (c)rupture par excès de flexion .....	22
Figure II.6 Rupture du joint poutre-poteau et joint endommagé.....	23
Figure II.7 Portique sans murs de remplissage au RDC.....	24
Figure II.8 Modèles d'éléments finis pour panneaux de remplissage adaptés respectivement de Crisafulli et al. 2000 et Amato et al. 2008.....	25
Figure II.9 Modélisation du mur de remplissage par une bielle diagonale comprimée .....	26
Figure II.10 Modèle de diagonale excentrique.....	28
Figure III.1 Représentation de courbe de capacité .....	32
Figure III.2 Représentation des niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité ....	33
Figure III.3 Courbe push-over.....	35
Figure III.4 Transformation de la courbe de capacité vers le spectre de capacité.....	37
Figure III.5 Transformation ADRS du spectre de réponse.....	37
Figure III.6 Détermination du point de performance .....	38
Figure III.7 Point de performance pour les structures à courte période [47]. .....	38
Figure III.8 Point de performance pour les structures à moyenne (longue) période [47]. .....	39
Figure III.9 Idéalisation de la courbe push-over [47].....	39

Figure IV.1 Structure R+2 sans murs de remplissage .....	44
Figure IV.2 Structure avec mur de remplissage partiel et total.....	44
Figure IV.3 Structure sans mur de remplissage .....	44
Figure IV.4 Structure sans mur de remplissage partiel et total .....	45
Figure IV.5 Poteaux et poutres.....	47
Figure IV.6 Déplacement au sommet structure R+2 sans remplissage.....	49
Figure IV.7 Déplacement au sommet structure R+2 remplissage Partiel .....	50
Figure IV.8 Déplacement au sommet structure R+2 remplissage total.....	50
Figure IV.9 Déplacement au sommet structure R+4 sans remplissage.....	51
Figure IV.10 Déplacement au sommet structure R+4 remplissage partiel.....	51
Figure IV.11 Déplacement au sommet structure R+4 remplissage total.....	52
Figure IV.12 Déplacement au sommet des trois cas des structures R+2 .....	52
Figure IV.13 Déplacement au sommet des trois cas des structures R+4 .....	53
Figure IV.14 Déplacement d'étages structure R+2 sans remplissage .....	53
Figure IV.15 Déplacement d'étages structure R+2 remplissage partiel.....	54
Figure IV.16 Déplacement d'étages structure R+2 remplissage total.....	54
Figure IV.17 Déplacement d'étages structure R+4 sans remplissage .....	55
Figure IV.18 Déplacement d'étages structure R+4 remplissage partiel.....	55
Figure IV.19 Déplacement d'étages structure R+4 remplissage total.....	56
Figure IV.20 Déplacement des étages des trois cas des structures R+2.....	56
Figure IV.21 Déplacement des étages des trois cas des structures R+4.....	57
Figure IV.22 Déplacement inter-étage structure R+2 sans remplissage .....	57
Figure IV.23 Déplacement inter-étage structure R+2 remplissage partiel.....	58
Figure IV.24 Déplacement inter-étage structure R+2 remplissage total .....	58
Figure IV.25 Déplacement inter-étage structure R+4 sans remplissage .....	59
Figure IV.26 Déplacement inter-étage structure R+4 remplissages partie .....	59
Figure IV.27 Déplacement inter-étage structure R+4 remplissage total .....	60
Figure IV.28 Déplacement inters- étages des trois cas des structures R+2.....	60
Figure IV.29 Déplacement inters-étages des trois cas des structures R+4.....	61

## Liste des tableaux

Tableau I.1 la classification des zones sismiques [1].....	9
Tableau I.2 Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A. [1].....	11
Tableau I.3 Classification des sites selon RPA99/v2003 [1] .....	11
Tableau II.1 Résumé de quelques modèles de bielles développés pour les panneaux de remplissage ..	
Tableau IV.1 Géométrie des ouvrages. ....	43
Tableau IV.2 Evaluation des charges .....	45
Tableau IV.3 Période propre Structure R+2 Sans remplissage .....	48
Tableau IV.4 Période propre Structure R+2 remplissages partiel .....	48
Tableau IV.5 Période propre Structure R+2 remplissage total.....	48
Tableau IV.6 Période propre Structure R+4 Sans remplissage .....	48
Tableau IV.7 Période propre Structure R+4 remplissage partiel .....	48
Tableau IV.8 Période propre Structure R+4 remplissage total.....	49

# **INTRODUCTION GENERALE**

## Introduction générale

Les constructions avec remplissage en maçonnerie ont été largement construites au cours des 200 dernières années. La large diffusion de ce type de bâtiments a induit à la fois un grand intérêt de la communauté scientifique pour l'évaluation de leurs performances sismiques. Le comportement mécanique d'une structure à ossature remplie dépend en effet des propriétés mécaniques de la structure et des panneaux de remplissage, mais même de leur rigidité mutuelle et du type de liaisons adoptées, qui peuvent induire différents scénarios d'effondrement. Par ailleurs, il est bien connu que la maçonnerie présente une grande variété de performances possibles, du fait de la combinaison multiple entre les matériaux constitutifs, et ayant donc un comportement difficilement prévisible.

En conséquence, de nombreuses procédures analytiques différentes ont été développées pour représenter le comportement sismique des cadres remplis, sur la base de l'observation des propriétés mécaniques des microéléments individuels constituant le système, ou sur une représentation macroscopique.

De plus, la contribution des panneaux de remplissage à la réponse sismique des structures à ossature n'est pas évidente ; les panneaux de remplissage, en effet, augmentent la rigidité latérale et la résistance des bâtiments, avec une amélioration conséquente de leur sécurité. Mais certains effets peuvent être préjudiciables à la réponse sismique du bâtiment, puisque l'effondrement - ou le détachement - des panneaux de remplissage peut induire une diminution de la ductilité, avec une activation possible des mécanismes locaux d'effondrement. Dans la représentation de la contribution mécanique des panneaux de remplissage à la réponse sismique des constructions à ossature, par conséquent, l'évaluation des hypothèses les plus sûres n'est pas facile à poursuivre.

Mes codes parasismiques les plus connus affirment l'importance d'inclure les panneaux de remplissage dans la représentation de la réponse sismique des bâtiments à ossature. Néanmoins, ils diffèrent les uns des autres sur les instructions fournies pour la représentation. L'Eurocode 8 prescrit de prendre en compte la contribution des panneaux de remplissage, sans préciser le modèle à adopter. Le FEMA 356 suggère de représenter la contribution des panneaux de remplissage en introduisant des diagonales articulées équivalentes, ayant la même épaisseur et les mêmes propriétés mécaniques des panneaux de remplissage. Les RPA99 V2003 ignorent la modélisation de ces panneaux de remplissage.

L'objectif de notre travail est d'utiliser un modèle numérique simplifié qui peut présenter le comportement du remplissage en maçonnerie dans le cadre en béton armé. Dans ce mémoire, une méthode d'évaluation de la performance sismique est utilisée. Il s'agit de la méthode statique

non linéaire en poussée progressive « push-over N2 ». Cette méthode reflète le taux de participation du remplissage en maçonnerie dans la réponse globale du bâtiment.

Afin d'atteindre les objectifs cités ci-dessus, ce mémoire est structuré en quatre chapitres, encadrés par une introduction et des conclusions, répartis comme suit :

Dans le premier chapitre, une recherche bibliographique est faite sur les séismes, les constructions parasismiques et la classification des structures en béton armé. Dans ce chapitre, on présente aussi différentes méthodes utilisées pour évaluer le comportement sismique des constructions.

Le comportement sismique des panneaux de remplissage est l'objet du deuxième chapitre. Une description des différents mécanismes de rupture correspondant au cadre et au remplissage en maçonnerie est établie. Ainsi, le modèle numérique pour modéliser ces panneaux est présenté dans ce chapitre.

Le troisième chapitre a pour but de présenter le contexte mathématique de l'analyse en poussée progressive pushover « N2 », ses avantages et ses inconvénients.

Le quatrième chapitre a pour but d'appliquer le modèle numérique choisi sur deux structures en béton armé (R+2 et R+4) une adaptation de certains paramètres sur le modèle numérique a été suggérée.

Le travail est achevé par une conclusion générale qui comporte la synthèse des résultats obtenus. Des recommandations sont également proposées ainsi des perspectives à des futurs travaux sont suggérées.

### **Problématique :**

La distribution des murs de remplissage dans une structure en béton armé est source de polémique quant à son effet sur l'amélioration de la rigidité et résistance dans celle-ci. Nous envisageons, en utilisant la méthode d'analyse linéaire (modale – spectrale) et l'analyse statique non linéaire (push-over), de présenter des modèles de distribution des murs de remplissage dans un remplissage en B.A et voir l'impact de cette distribution sur la résistance la ductilité et enfin la rigidité.

# **CHAPITRE I**

## **Etude bibliographique**

## I.1. Introduction :

Le tremblement de terre est l'un des phénomènes naturels les plus destructeurs, il représente une source de risque majeure dans les zones sismiques à laquelle l'homme doit faire face et apprendre à vivre avec dans son environnement. En premier lieu, il doit comprendre ce phénomène imprévisible à cause de son caractère aléatoire si compliqué. Il est donc question de collecter toute donnée qui peut servir à reconnaître de près cette nature : les origines, effets induits, etc.

L'Algérie figure parmi les pays les plus touchés par ce phénomène. Son histoire témoigne de terribles expériences catastrophiques notamment celui de Chlef et Boumerdes.

Le risque sismique reste parmi les risques les plus actifs dans le nord du pays, car l'Algérie a tout le temps été soumise à une activité sismique avec résultats comme des pertes humaines et matérielles importantes, dommageables non seulement aux individus mais aussi aux collectivités locales.

## I.2. Effets d'un séisme :

Un séisme se traduit à la surface terrestre par des vibrations du sol et parfois par des décalages de la surface du sol de part et d'autre des failles. L'ampleur des vibrations dépend en premier lieu de la quantité d'énergie libérée, de la profondeur de la rupture et de la distance à laquelle on se trouve. En plus des mouvements vibratoires, d'autres phénomènes peuvent aggraver les conséquences d'un phénomène sismique : tsunamis, mouvements de terrain, liquéfaction des sols.

Les séismes peuvent avoir des conséquences sur la vie humaine, l'économie et l'environnement.

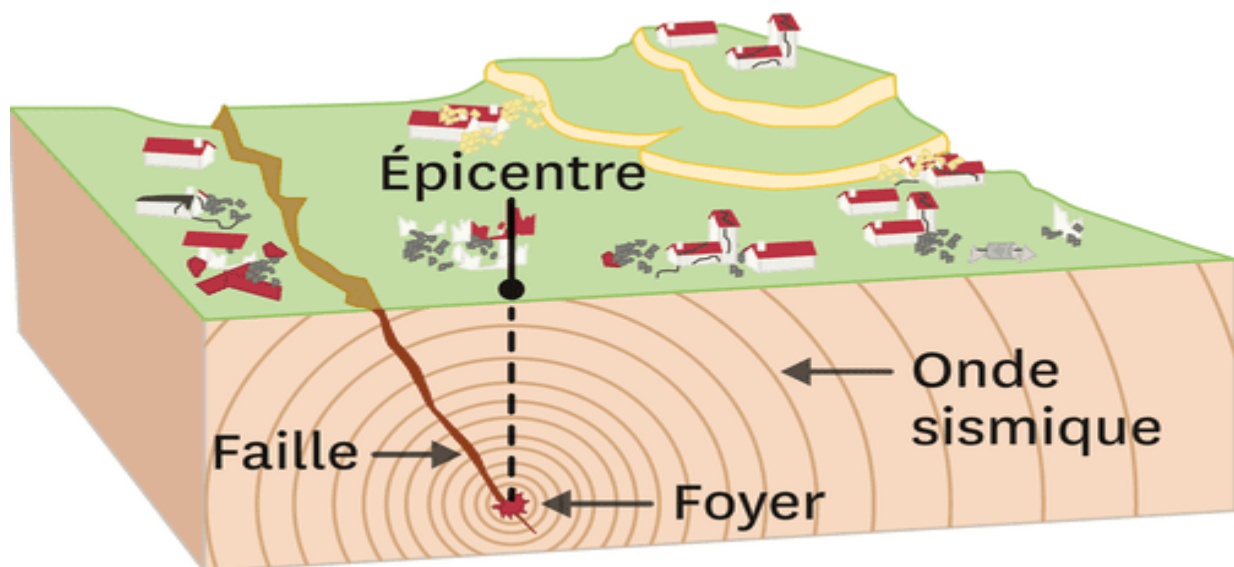


Figure I.1 Représentation du schéma d'un séisme [3].

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier, tant par ses effets directs (chutes d'objets, effondrements de bâtiments) que par les phénomènes induits (mouvements de terrain, tsunamis, etc.). En outre, ces phénomènes peuvent conduire à la rupture de réseaux de gaz, source d'incendies ou d'explosions, provoquant un nombre important de victimes indirectes. Outre les victimes possibles, un très grand nombre de personnes peuvent se retrouver, suite à un séisme, sans abri et déplacées. Un séisme et ses éventuels phénomènes induits peuvent engendrer la destruction ou l'endommagement des habitations, des outils de production (usines, bâtiments des entreprises, etc.), des ouvrages (ponts, routes, voies ferrées, etc.), des réseaux d'eau, d'énergie ou de télécommunications, causant des pertes matérielles directes et des perturbations importantes de l'activité économique.



*Figure I.2 Représentation de l'effet d'un séisme de mai 2003 sur un bâtiment à Boumerdes (Algérie). [2]*

### **I.3. Construction parasismique :**

La construction parasismique est le moyen le plus efficace de prévention du risque sismique. Il est indispensable à respecter les règles normales de bonne construction mais aussi des principes spécifiques dus à la nature particulière des charges sismiques.

La construction parasismique (ou antisismique) mélange l'étude du comportement des bâtiments et structures suite à un chargement dynamique du type sismique et la réalisation de bâtiments et infrastructures résistants aux séismes.

Les objectifs essentiels de la construction parasismique sont de :

- Connaitre la relation entre les bâtiments ou autres infrastructures de génie civil et le sol.
- Prévoir les conséquences potentielles des tremblements de terre.
- Construire des structures résistant aux tremblements de terre, suivant les normes de construction locales.

Pour avoir une bonne résistance face aux séismes, la construction doit être élaborée dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques, en faisant le bon choix des éléments porteurs de la structure, du matériau à utiliser, du type de contreventement...etc. Il faut aussi avoir une bonne conception architecturale vis-à-vis aux séismes plus l'application des règles parasismique.



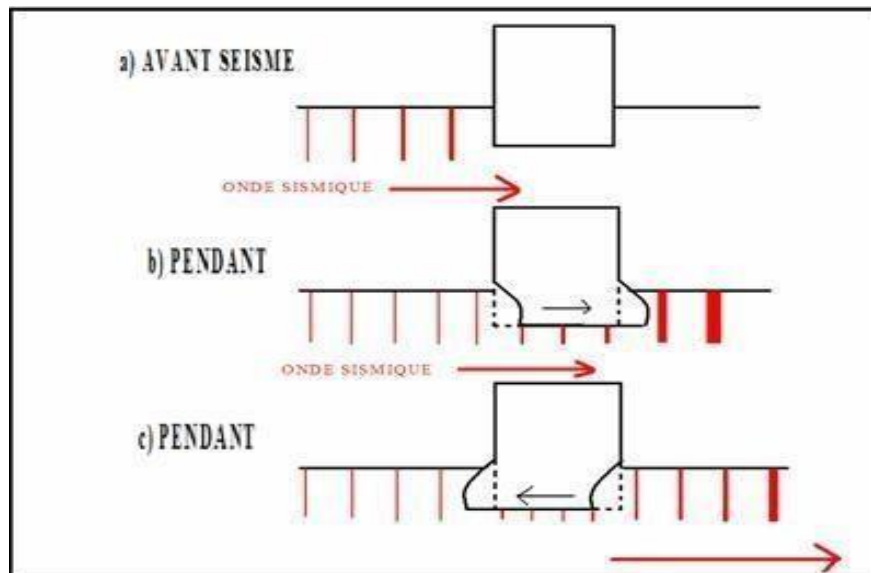
*Figure I.3 Représentation de la construction parasismique.*

### **I.4. Comportement sismique des structures en béton armé :**

Pendant le séisme, c'est le sol qui est moteur. Les sollicitations mécaniques que le séisme engendre sont diverses et il est certain qu'une bonne connaissance de son action permettrait de mieux construire.

Les séismes se manifestent à la surface du sol par un mouvement de va-et-vient qui est caractérisé par le déplacement et l'accélération du sol. En effet le comportement des structures lors d'un séisme est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement au vent qui engendre des forces de pression directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques eux produisent des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments de la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc.

Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales produites par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales.



*Figure I.4 Comportement d'un bâtiment lors d'un séisme*

#### **I.4.1 Comportement sismique des structures avec murs de remplissage :**

Les murs de remplissage en maçonnerie non armés sont en mesure de rigidifier la structure du cadre principal et de compenser davantage l'augmentation des forces inertielles avec leur propre résistance. En plus, le remplissage a un rôle fondamental dans la construction qui n'est pas faite pour la charge sismique afin d'éviter leur effondrement.

D'autre part, les remplissages peuvent entraîner des irrégularités en élévation et provoquent potentiellement un arrangement structurel totalement correct à cause de l'augmentation de la rigidité. Le mode de torsion dans le plan et le mécanisme de l'étage souple induit par les remplissages sont bien connus.

En plus, ces comportements peuvent également être induits par un arrangement régulier de panneaux de remplissage en raison d'une rupture irrégulière et fragile de certains d'entre eux.

#### **I.4.2. Comportement des panneaux de remplissage :**

Il dépend de plusieurs facteurs :

- L'état de la sollicitation de la maçonnerie (élastique ou post-élastique)
- La rigidité du panneau
- Les dimensions du panneau
- La présence d'ouvertures de portes et de fenêtres dans le panneau, etc.

La présence d'un domaine élastique pour le panneau a des effets positifs comme l'augmentation de la stabilité structurelle et la rigidité. Dans le domaine post-élastique, les effets positifs de l'interaction sont liés à l'augmentation de la capacité d'absorption et de dissipation sismique, mais ceux-ci sont suivis par les effets négatifs causés par l'endommagement ou la destruction complète des panneaux.



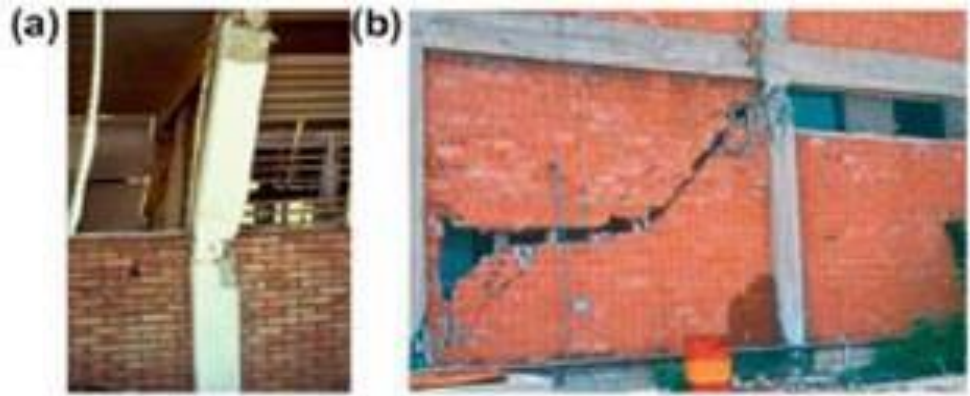
*Figure I.5 Ruine et chute des murs de remplissage dans les deux directions épargnant l'effondrement du bâtiment après séisme*

#### **I.4.3. Comportement des éléments structurels :**

On a plusieurs effets négatifs qui peuvent survenir sur les éléments structurels, on peut citer :

La transformation des poutres en poutres courtes, les poteaux en poteaux courts, la surcharge des nœuds du cadre, etc.

- (a) Formation d'une double rotule plastique aux extrémités du poteau court,
- (b) Rupture par cisaillement du poteau court



*Figure I.6.3 Effondrement local du a la différente hauteur du poteau par rapport à celle du remplissage*

### **I.5. Classification des structures vis-à-vis de l'action sismique :**

Le calcul et la vérification de la résistance des structures aux séismes sont en fonction du niveau de l'action sismique considérée, pour l'évaluation de cette dernière, différentes méthodes sont adoptées à travers le monde, données par des documents techniques appelés « règlements parasismiques »

- Selon le règlement parasismique algérien (**RPA99V2003**) :

Le territoire Algérien est divisé en cinq (05) zones de séismicité croissante :

<b>RPA 99/ v 2003</b>	
<b>Zone 0</b>	sismicité négligeable
<b>Zone I</b>	sismicité faible
<b>Zone II</b>	sismicité moyenne
<b>Zone III</b>	sismicité élevée

*Tableau I.1 la classification des zones sismiques [1].*

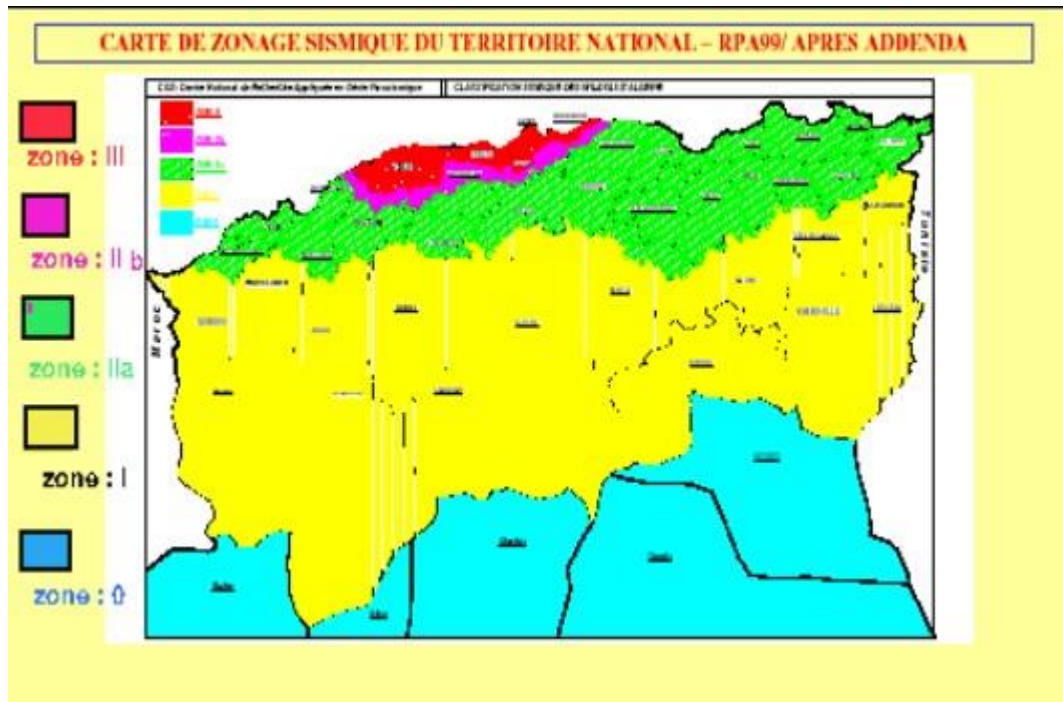


Figure I.7 Carte de zonage sismique du territoire nationale

### 1.5.1. Classification des ouvrages selon leur importance :

Le RPA considère 4 groupes d'ouvrages classés par ordre d'importance :

- **Groupe 1A :**

Ouvrages d'importance vitale Ce sont les ouvrages vitaux qui doivent rester opérationnels après un séisme majeur pour les besoins de la survie de la région, de la sécurité publique et de la défense nationale, comme les casernes de pompiers, de polices ou militaires, les hôpitaux, les bâtiments abritant les centres névralgiques de décisions politiques.

- **Groupe 1B :**

Ouvrages de grande importance. Cette catégorie regroupe les ouvrages couvrant fréquemment de grands rassemblements de personnes (bâtiments scolaires, universitaires, mosquée...), ainsi que les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48 m.

- **Groupe 2 :**

Ouvrages courants ou d'importance moyenne Ce sont les ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que : bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

- **Groupe 3 :**

Ouvrages de faible importance comme les bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faibles valeurs. Constructions provisoires.

RPA 99/ v 2003					
Groupe	I	IIa	IIb	III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants : Habitations - Bureaux
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance : hangars

*Tableau I.2 Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A. [1].*

	Description	$q_c$ (MPa)	N	$P_t$ (MPa)	$E_p$ (MPa)	$q_u$ (MPa)	$V_s$ (m/s)
S1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	$\geq 800$
S2	Ferme	> 15	> 50	> 2	> 20	> 0,40	$\geq 400$ < 800
S3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0,4	$\geq 200$ < 400
S4	Très Meuble ou Présence de 3 m au moins d'argile molle	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	$\geq 100$ < 200

*Tableau I.3 Classification des sites selon RPA99/v2003 [1].*

### I.5.2. Classification des structures selon leur configuration géométrique :

Le règlement Algérien définit des critères de régularité en plan et en élévation

#### a. Régularité en plan selon le RPA :

- Le bâtiment doit présenter une configuration symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Figure 1.5). La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction (Figure 1.5).
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. Les dispositions concernant la régularité en plan données par le RPA sont représentées dans le schéma ci-dessous.

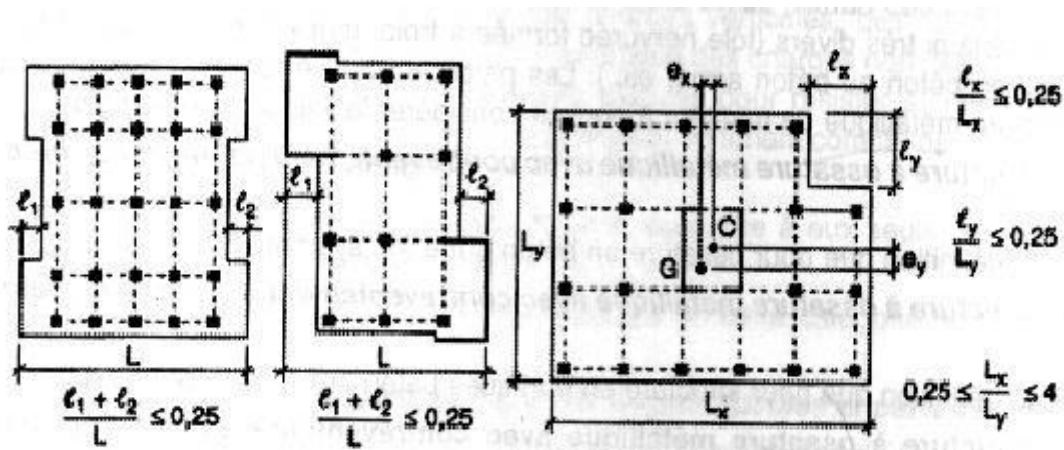


Figure 1.8 Limites des décrochements en plan selon RPA.[1]

### b. Régularité en élévation selon le RPA :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien la raideur. Que la masse des différents niveaux doivent rester constantes ou diminuer progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.
- Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les dernière règle et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

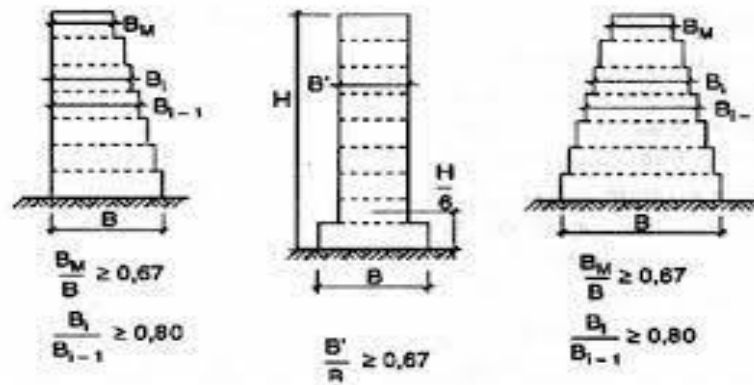


Figure I.9 Limites des décrochements en élévation selon RPA.

## I.6. Les méthodes de calcul sismique :

### I.6.1. La méthode Push-over :

#### Présentation de la méthode (Push-over) :

Push-over est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant.

L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. Le non linéarité est en effet introduit dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. Le but essentiel de l'analyse Push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure à savoir :

- l'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale.

#### Hypothèses d'élaboration de la méthode (Push-over) :

Comme toute théorie et méthode de calcul, l'analyse statique non linéaire de push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés MDOF (multi- degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent(SDOF) (Figure 1), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant le séisme, les

expérience ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure.

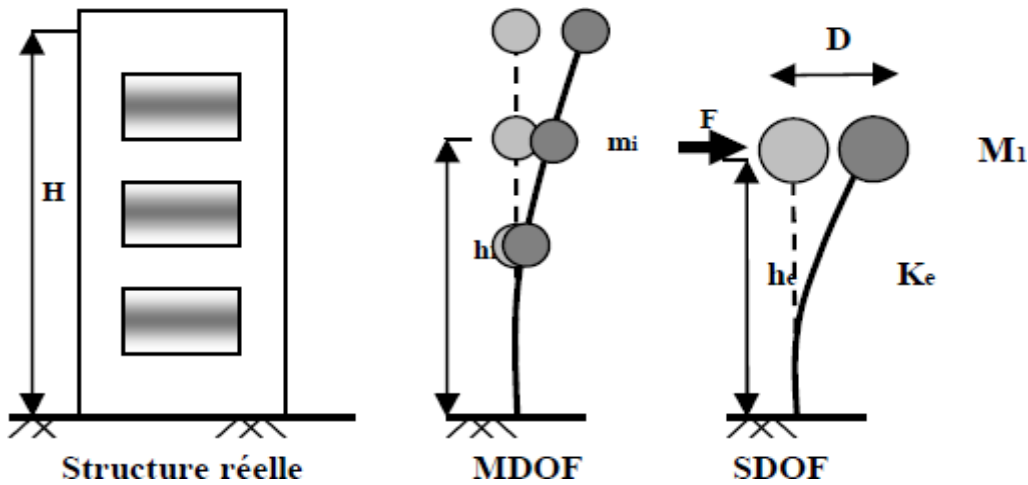


Figure 1.10 Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés

### Étapes de l'analyse push-over :

- **Étape 1 :** la structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes, ces charges incluent les charges permanentes et une portion des charges d'exploitations ils sont données par :  $G+0,2Q$
- **Étape2 :** elle subit un autre chargement latéral triangulaire déterminé en calculant les charges latérales équivalentes qui représentent les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.
- **Étape3 :** On détermine un déplacement cible, déplacement est choisi arbitrairement, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.
- **Étape4 :** En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement Latéral et des déplacements résultants.

Pour effectuer cette analyse qui se base sur des poussées progressive appliquées sur la structure on aura recourt au logiciel Séismostruct.

### I.6.2. La méthode dynamique temporelle :

La méthode dynamique temporelle consiste en une analyse dans le temps du système barrage-réservoir-fondation soumis à une excitation. Deux types d'analyse temporelle sont possibles, soit linéaire et non linéaire.

Une analyse temporelle non linéaire est la méthode qui requiert le plus d'expertise. Sa complexité et son temps de traitement rendent cette technique très difficile à utiliser même pour les consultants ayant les ressources disponibles. Cependant, il est possible de calculer la longueur de fissure à une section grâce à une analyse linéaire. En supposant la perte de cohésion à la section observée après fissuration, il est possible d'observer l'évolution de la stabilité au glissement de la structure dans le temps. Cette analyse est considérée comme conservatrice, puisque les forces internes de l'analyse linéaire ont été calculées avec une structure plus rigide qu'une structure où la fissuration se serait produite. [8].

### **I.6.3. La méthode statique équivalente :**

#### **Principe de la méthode :**

- Les forces sismiques sont remplacées par un système de forces statiques horizontales équivalentes.
- Les forces statiques sont appliquées successivement suivant deux directions principales du plan horizontal de la structure.

#### **Hypothèse de la méthode :**

-Le modèle du bâtiment dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau. [5].

-Seul le premier mode de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale. [5].

#### **Calcul de la force sismique totale :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (1.1)$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 du RPA) [1].

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

**Q** : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (1.2)$$

**P<sub>q</sub>** : coefficient de pénalité (tableau 4.4 du RPA) [1].

**R** : Coefficient de comportement global de la structure (tableau 4.3 du RPA) [1].

**W** : Poids total de la structure  $W_T = \sum_{i=1}^n W_i$  avec :  $W_i = W_{G_i} + \beta * W_{Q_i}$  (I.3)

**W<sub>G<sub>i</sub></sub>** : Poids des charges permanentes.

**W<sub>Q<sub>i</sub></sub>** : Poids des charges d'exploitations.

**β** : Coefficient de pondération (tableau 4.5 du RPA) [1].

#### I.6.4. La méthode dynamique modale spectral :

##### Principe de la méthode :

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

##### Modélisation :

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encartés à la base et à plusieurs degrés de liberté Par plancher

**Spectre de réponse :** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\begin{aligned}
 \frac{S_a}{g} = & \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\
 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\
 2.5\eta \left(\frac{1.25A}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\
 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (1.4)
 \end{aligned}$$

**A** : Coefficient d'accélération de zone,

**ξ** : Pourcentage d'amortissement critique,

**R** : Coefficient de comportement de la structure,

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

**Q** : Facteur de qualité,

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

**I.9. Conclusion :**

Dans ce chapitre on a essayé de présenter quelques aspects bibliographiques pour les effets des séismes, le comportement sismique des structures notamment les comportements des panneaux de remplissage et les éléments structuraux ainsi que la classification des structures en béton armé avec la présentation des méthodes des calculs sismique tel que méthode push-over, les méthodes statiques et dynamiques. Dans le chapitre qui suit nous allons mettre en place un détail approfondi pour bien comprendre l'effet des murs de remplissage sur le comportement sismique des structures en béton armé.

## **CHAPITRE II**

# **Effet des murs des remplissages sur le comportement des structures en B.A**

## **II.1. Introduction :**

La technique de construction en portique en béton armé avec remplissage est souvent utilisée dans le monde entier, à cause de son abondance, de son faible cout, de ses bonnes propriétés acoustiques et thermiques et de la disponibilité de main-d'œuvre qualifiée. L'utilisation de maçonnerie légère, en brique creuses et de mortier de ciment, pour construire des murs extérieurs et des cloisons internes, est très fréquente dans les zones urbaines et rurales de l'Algérie. Mais la simplicité et l'économie de la construction ne suffit pas car les panneaux de remplissage sont en contact simple avec des éléments de cadre, sans lien ni connexion fiable avec les poteaux et les poutres, ni la stabilité hors plan du panneau.

Toutefois, les remplissages de maçonnerie ont toujours été considérés comme des éléments secondaires, parce que les remplissages n'avaient pas à jouer une fonction structurelle (les charges verticales et horizontales sont uniquement supportées par l'ossature en béton armé) à cause du manque de résultats expérimentaux et analytiques convaincants pour trouver une procédure de conception fiable pour ce type de structure. Après des dégâts sismiques et des dommages causés à ces bâtiments a montré que l'interaction entre les remplissages de maçonnerie et les cadres avait un rôle important dans le comportement sismique de ces structures et que le remplissage peut influencer sur les cadres en béton armé.

## **II.2. Comportement de l'ensemble panneau cadre :**

La présence de remplissages à faible résistance au cisaillement est néfaste aux structures soumises aux efforts sismiques, étant donné que le poids propre de la maçonnerie augmente l'effort induit dans la structure, sans aucune contribution structurelle. En effet, dans le calcul sous charges horizontales des structures contreventées par portiques auto-stables, on néglige la rigidité des éléments de maçonnerie de remplissage. La participation du remplissage sous charges horizontales pose un problème à cause de la faible résistance au cisaillement des unités de maçonnerie liées par du mortier. Le remplissage en maçonnerie a une influence importante sur le comportement des structures [6].

Cependant, La défaillance en traction ou au cisaillement dans les colonnes ou poutres du cadre est également un problème fréquent. En effet, si le cadre a une résistance suffisante pour assurer l'équilibre statique, l'accroissement de la charge provoque la ruine du remplissage en maçonnerie. Dans le cas des cadres en béton, la rupture du panneau de brique de maçonnerie est initiée par la fissuration le long de la diagonale sous compression et se termine par s'effondrer globalement ou par écrasement des coins chargés, en plus d'une autre possibilité de rupture par

cisaillement le long des joints de mortier. En résumé, les différents modes de rupture peuvent être classés en cinq modes distincts [7]

### II.3. Mode de rupture du panneau de remplissage :

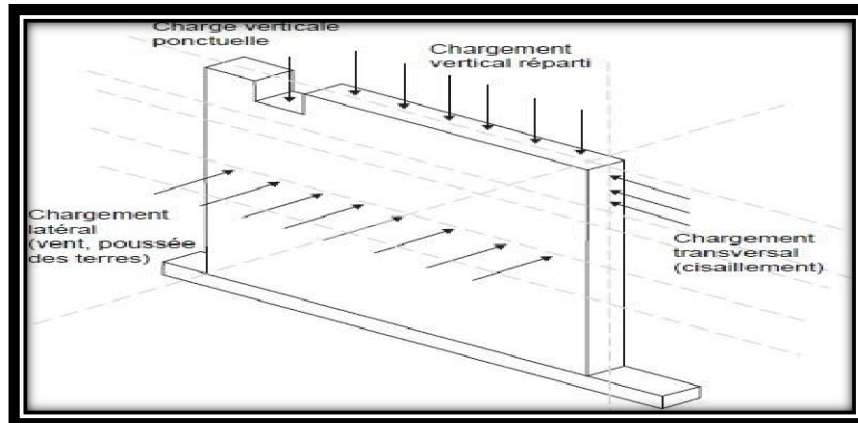


Figure II.1 Types de chargement appliqués sur les murs

On a deux modes de rupture du panneau de remplissage :

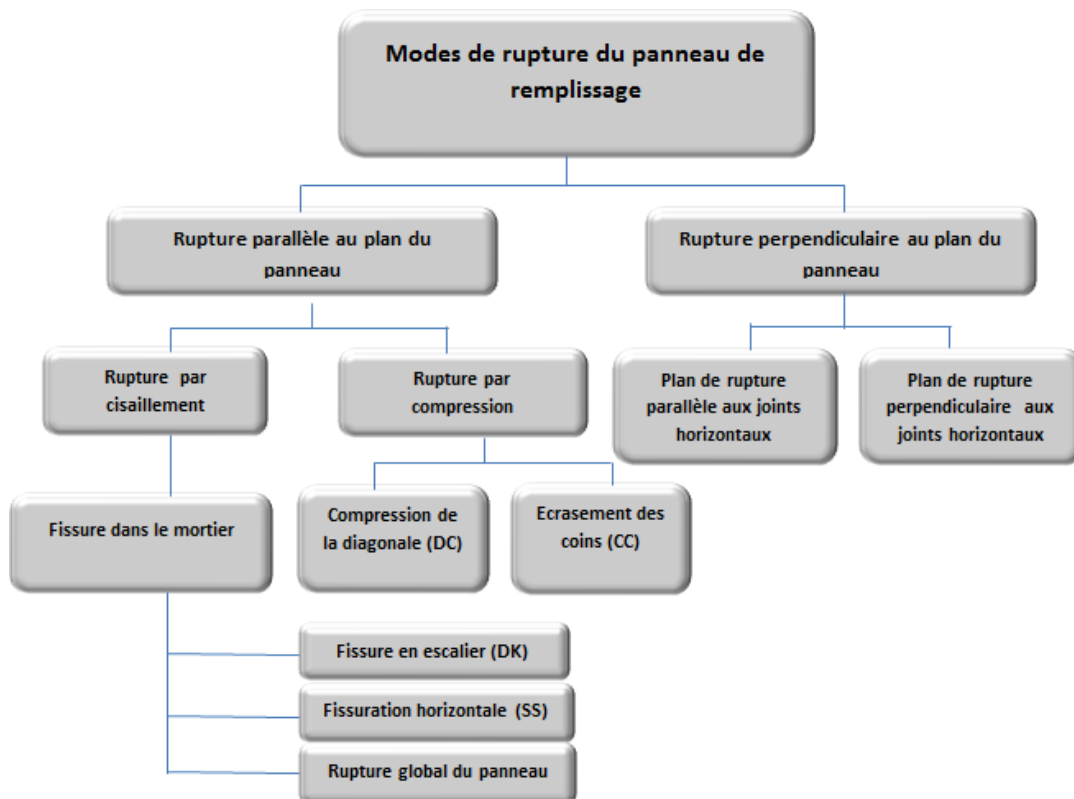
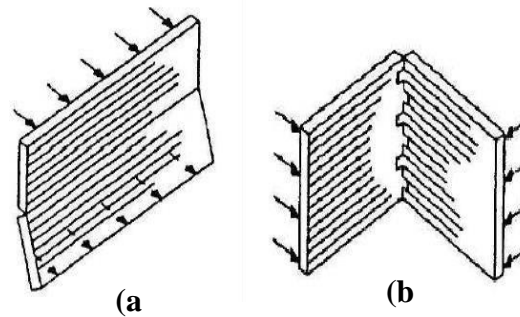


Figure II.2 Modes de rupture du panneau de remplissage en maçonnerie

### II.3.1 Rupture parallèle au plan du panneau :

Le panneau de maçonnerie et le cadre en béton subissent différentes déformations suite à l'action de la force latérale, ce qui conduit à un état de contrainte qui provoque la rupture de la maçonnerie.

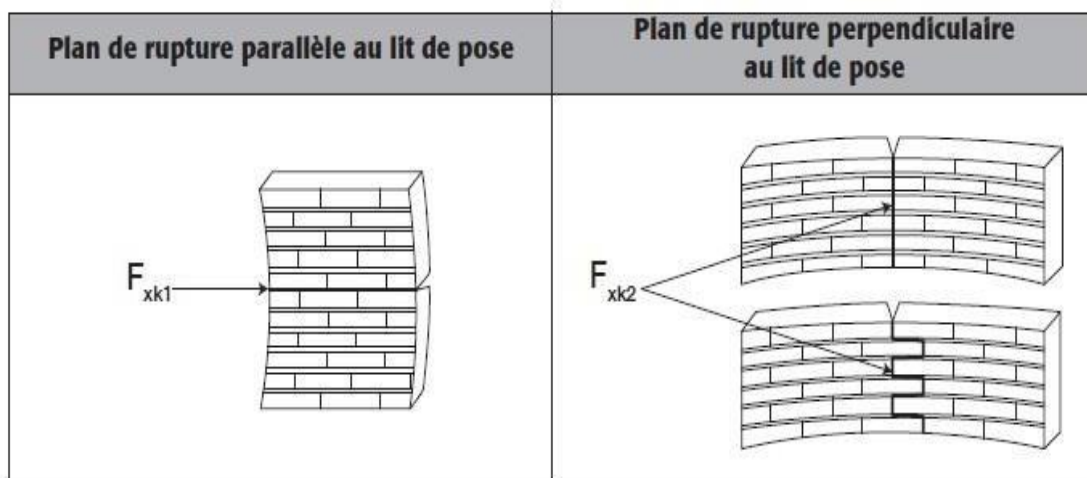
Ces déformations s'effectuent par rupture des liaisons de mortier, fissuration ou écrasement des briques ou une combinaison des deux



- a) Rupture le long de la ligne perpendiculaire aux lits des joints
- b) Rupture le long de la ligne parallèle aux lits des joints

*Figure II.3 Comportement à la flexion des murs en maçonnerie*

Les différents modes de rupture des murs en maçonnerie, soumises à un chargement sont présentés dans ce qui suit (voir figure II.4) :



*Figure II.4 Définition des résistances caractéristiques à la flexion*

#### 1. Rupture par glissement :

L'alternance de l'action sismique peut être à l'origine de cette forme de rupture à cause de la formation dans les joints, de fissures horizontales en traction. Des plans de glissements

se forment le long des fissures. Ce mode de rupture peut se produire pour les niveaux de charge verticale faible ou pour de faibles coefficients de friction. La rupture se produit par cisaillement du mortier.

## 2. Rupture par basculement :

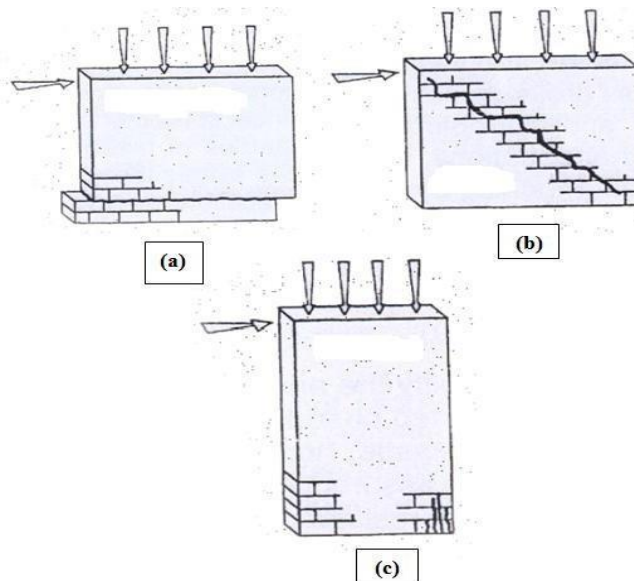
Le basculement se produit lorsque la charge ou le déplacement horizontal augmentent, le joint se rompt en traction, et l'effort tranchant est conduit par la maçonnerie en compression. La rupture finale est obtenue par basculement du mur et rupture en compression du coin.

## 3. Rupture par compression du coin :

Il s'agit d'une forme de rupture très proche de celle du basculement. Ce mode de rupture est basé sur la résistance en compression du coin comprimé.

## 4. Rupture par cisaillement :

La résistance ultime est gouvernée par la formation et le développement des fissures diagonales. Les fissures peuvent suivre le joint ou se former à travers les blocs. Le chemin dépend de la résistance relative du joint par rapport à celle du mortier et de l'interface joint-bloc.



*Figure II.5 Trois modes de ruine sous sollicitations agissant dans le plan : (a) glissement le long d'un joint horizontal, (b) cisaillement, (c) rupture par excès de flexion*

### II.3.2. Rupture dans le plan perpendiculaire à la paroi (hors plan) :

En raison de l'action de la force sismique dans la direction perpendiculaire au plan du panneau, celui-ci peut être détaché du cadre en béton. Certaines normes distinguent la

rupture par flexion en deux situations distinctes, présenté à la figure 2.5.[19]

Les effets hors plan provoquent une défaillance dans laquelle les dommages se produisent dans la région centrale du panneau de remplissage en raison de l'action arquée de la paroi de remplissage.

Ce mode de défaillance peut se produire pour deux raisons : les forces d'inertie dans la direction perpendiculaire au plan du mur, ou l'instabilité de flambage hors plan du remplissage associée à un remplissage relativement mince (Mosalam et Günay 2012 [20]).

#### II.4. Rupture du joint poutre-poteau

Des contraintes normales et tangentielles élevées se développent le long des longueurs de contact dans les zones proches des coins chargés, entraînant de grandes forces de cisaillement et des moments fléchissant dans les coins chargés. L'état de contrainte induit dans ces joints poutre-poteau peut provoquer la formation de larges fissures diagonales, rapportées par Leuchars 1973 [21].



*Figure II.6 Rupture du joint poutre-poteau et joint endommagé. [22][23]*

Les différents facteurs contribuant aux dommages structuraux lors d'un tremblement de terre sont les irrégularités géométriques verticales, l'irrégularité de la résistance et de la rigidité, l'irrégularité de la masse, l'irrégularité de la torsion, etc. En raison de la faible rigidité de l'étage dépourvu de remplissage par rapport à la rigidité des étages adjacents, ces derniers subissent des déplacements inter-étages plus petits ce qui entraîne une

amplification des déplacements, des forces de cisaillement et des moments de flexion des poteaux de l'étage ouvert Figure II.7 [24].

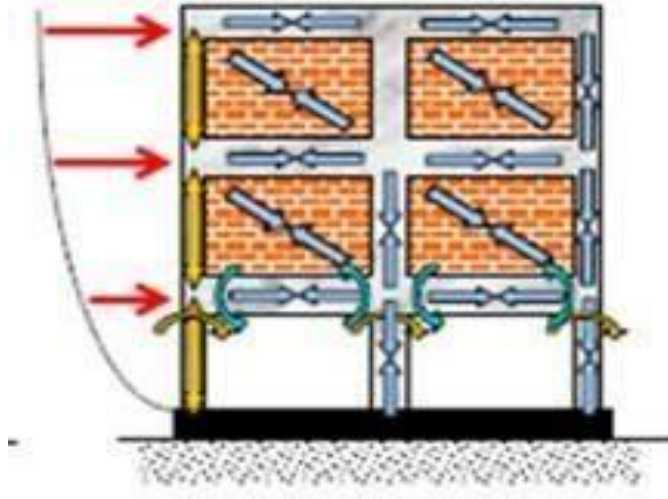


Figure II.7 Portique sans murs de remplissage au RDC[24]

## II.5. Modélisation numérique de remplissage :

### II.5.1. Macro modélisation :

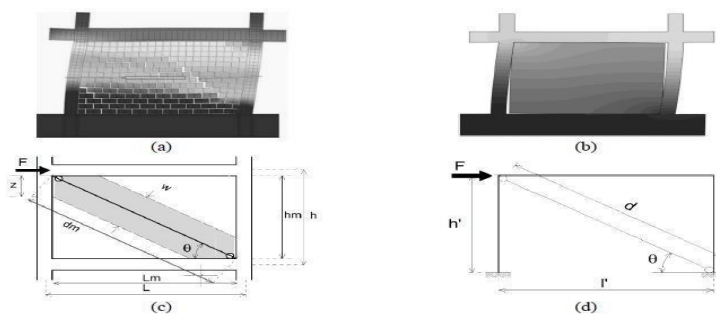
Depuis les premières tentatives de modélisation de la réponse des structures composites en portique avec remplissage en maçonnerie, des observations expérimentales et conceptuelles ont indiqué qu'une bielle diagonale avec des caractéristiques géométriques et mécaniques appropriées pourrait éventuellement apporter une solution au problème. Les premières recherches sur le comportement dans le plan des structures en portiques remplis à la station de recherche du bâtiment, Watford (par la suite renommé Building Research Establishment, maintenant simplement BRE) dans les années 1950 ont permis de mieux comprendre ce comportement et confirmé son caractère hautement indéterminé en termes de paramètres normaux de conception (Thomas 1953[25], Wood 1958[26], Mainstone 1962[27]).

Sur la base de ces quelques tests, une formule d'interaction purement empirique fut suggérée par la suite par Wood 1959[28] pour être utilisée dans la conception de bâtiments élancés. En exprimant la résistance composite d'un cadre rempli directement dans les résistances séparées du cadre et le remplissage, il a court-circuité une masse de détails confus et a reconnu l'opportunité d'un facteur de charge plus élevé dans lequel les résistances étaient les plus dépendantes des remplissages. Sous l'action de la charge horizontale externe, la maçonnerie est chargée d'un effort alternatif de compression dirigé le long de la diagonale comprimée. Cet effort est occupé par une bande de maçonnerie, appelée diagonale équivalente, résultant du détachement du contour du panneau de remplissage, à l'exception de certaines zones de contact aux bords de la diagonale

compressée. Ainsi, le panneau de remplissage est remplacé par une barre articulée aux deux extrémités, ce qui modifie sa position en fonction de la direction de la force d'actionnement. La méthode consiste à supposer des hypothèses pour assimiler le panneau avec une diagonale articulée, qui peut être résumée comme suit :

- La diagonale ne subit que des déformations de compression, mais ne flambe pas ;
- L'effort de compression diagonal remplace tout l'état d'effort dans ce panneau ;
- La déformation globale se produit à proximité des extrémités de la diagonale du panneau.

Le coût élevé des campagnes expérimentales et la nécessité de tenir compte de la contribution des remplissages à la réponse générale du portique ont conduit à l'élaboration de plusieurs procédures numériques, particulièrement importantes pour l'évaluation sismique et la réhabilitation des bâtiments en béton armé existants. Trois approches principales sont identifiées pour les modèles de remplissage et, en général, se plongent dans la méthode des éléments finis : micro-modélisation, méso-modélisation et macro-modélisation. La première inclut la micro-modélisation détaillée et la micro-modélisation simplifiée ; Entre la modélisation micro et macro, un autre niveau technique appelé modélisation méso pourrait être considéré. Toutes les approches ci-dessus se distinguent principalement par le degré de détail de la modélisation du panneau de remplissage.

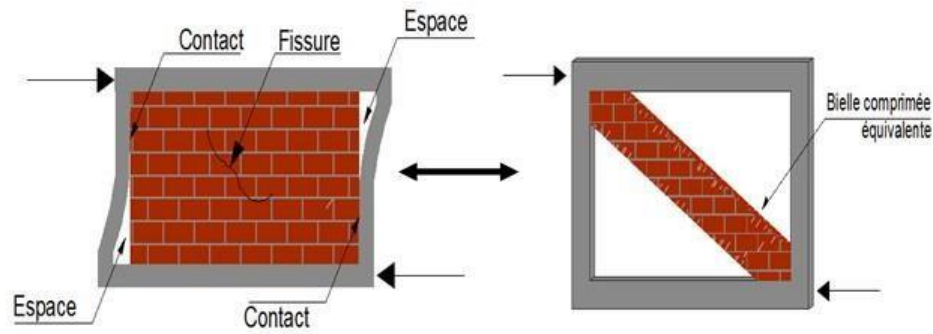


(a) modèle micro simplifié (adapté de Sattar2013) ; (b) méso-modélisation ; (c) et (d) les modèles macro

**Figure II.8 modèles d'éléments finis pour panneaux de remplissage adaptés respectivement de Crisafulli et al. 2000[29] et Amat et al. 2008[30]**

### II.5.2. Modèle à bielle concentrique unique :

A partir de résultats expérimentaux et d'une étude basée sur la théorie de l'élasticité, est le premier chercheur qui a suggéré la possibilité de considérer l'effet du remplissage dans chaque panneau comme équivalent à un contreventement diagonal et assimiler le mur de remplissage avec une bielle diagonale comprimée équivalente( Figure II.9) [31].

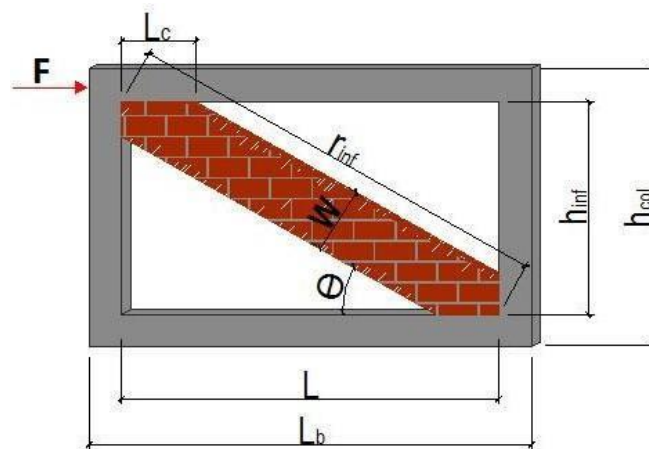


a-cadre avec remplissage en maçonnerie sous force latérale b-bielle diagonale équivalente  
**Figure II.9 Modélisation du mur de remplissage par une bielle diagonale comprimée**

Cette suggestion a ensuite été adoptée par **Holmes** (1961) [32]. En effectuant des essais sur des cadres remplis de maçonnerie et de béton, il a remplacé le remplissage par une bielle diagonale équivalente articulée ayant le même matériau et la même épaisseur que le panneau de remplissage et une largeur  $w$  définie par un tiers de sa longueur  $r_{inf}$  (figure II.10).

$$W = \frac{r_{inf}}{3} \quad (II.5)$$

Cependant, cette estimation a été jugée trop simpliste en raison de l'ignorance d'autres paramètres qui influencent le comportement de ce système structurel telle que la rigidité relative du cadre et du remplissage.



**Figure II.10 : Les caractéristiques géométriques de l'ensemble cadre –bielle**

Un an plus tard, Stafford Smith 1962 [33], basé sur des données expérimentales provenant d'une grande série de tests utilisant des cadres en acier remplis de maçonnerie, a constaté que le rapport  $w/r_{inf}$  variait de 0,10 à 0,25. Dans la seconde moitié des années 1960, Smith et ses associés, en utilisant des données expérimentales supplémentaires (Smith 1966, 1967[34]), ont rapporté la largeur de la bielle diagonale équivalente aux longueurs de contact remplissage-cadre en utilisant une équation analytique qui a été adaptée de l'équation de la longueur de contact d'une poutre libre

sur une base élastique soumise à une charge concentrée (Hetenyi 1946[35]). La longueur de la zone de contact  $l_c$  (figure II.10) est déterminée par la relation :

$$l_c = \frac{\pi}{2\lambda h} \quad (\text{II.6})$$

En connaissant ces valeurs, il détermine encore la quantité de charge supportée par la maçonnerie. Ils ont proposé l'évaluation de la largeur équivalente,  $w$ , en fonction du paramètre adimensionnel relatif de rigidité de panneau- cadre,  $\lambda_h$  comme suit :

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w T w \sin 2\theta}{4 E_c I_c h_{inf}}} \quad (\text{II.7})$$

Dans lequel :

$E_w$  : module d'élasticité de la maçonnerie.

$T w$  : l'épaisseur de la maçonnerie et de la bielle équivalent

$E_c$  : module d'élasticité du béton.

$I_c$  : est le moment d'inertie du poteau.

$\theta$  : est l'angle dont la tangente est le rapport hauteur de remplissage/longueur du remplissage.

Par la suite, Smith et Carter (1969) [36] proposent la relation :

$$W = 0.58 \left( \frac{1}{h_{inf}} \right)^{-0.445} (\lambda_h h_{col})^{-0.335} \left( \frac{1}{h_{inf}} \right)^{0.064} \quad (\text{II.8})$$

Mainstone (1971) [37] a proposé une équation empirique pour le calcul de la largeur équivalente sur la base de données expérimentales et analytiques, donnée par

$$W = 0.16 r_{inf} (h_h h_{col})^{-0.6} \quad (\text{II.9})$$

En utilisant l'expression de  $\lambda_h$  ci-dessus, Mainstone (1974) [38] a proposé une équation pour le calcul de la largeur de la bielle équivalente en prenant en compte la flexibilité relative du panneau et du cadre :

$$W = 0.175 r_{inf} (h_h h_{col})^{-0.4} \quad (\text{II.10})$$

### II.5.3. Le modèle à diagonales multiples :

Le modèle mono-diagonal qui agit de manière concentrique dans les nœuds de la structure, bien qu'il fournisse des informations sur le comportement global du panneau, ne peut pas représenter l'effet que la maçonnerie a sur les éléments de portique. Si le panneau se ruine par glissement, il interagit avec ses poteaux associés non seulement dans les nœuds, mais aussi sur leur hauteur, ce qui entraîne une modification substantielle de l'état de contrainte du poteau. Ainsi, les moments de flexion et les forces de cisaillement dans les poteaux ne peuvent pas être modélisés de manière appropriée et des rotules plastiques peuvent apparaître dans des zones imprévisibles. Mosalam et al (1998) [39], par exemple, ont noté lors d'un test pseudo-dynamique sur une structure en acier avec remplissage de deux étages à double travée que la section du moment de flexion maximum a été déplacée loin des connexions poutre-poteau. Ils ont conclu que l'utilisation d'éléments de bielles hors-diagonaux pourrait représenter ces phénomènes. Crisafulli et al. (2000) a précisé qu'en utilisant un seul modèle diagonale de bielle concentrique, les effets locaux de l'interaction entre le panneau de remplissage et le cadre environnant ne peuvent pas être bien détectés (c.-à-d. emplacement des rotules plastiques potentielles).

Suite à ces considérations, l'idée des diagonales excentriques, qui ont les points de départ sur la hauteur des poteaux ou la longueur du des poutres (figure II.10) [40], s'est développée.

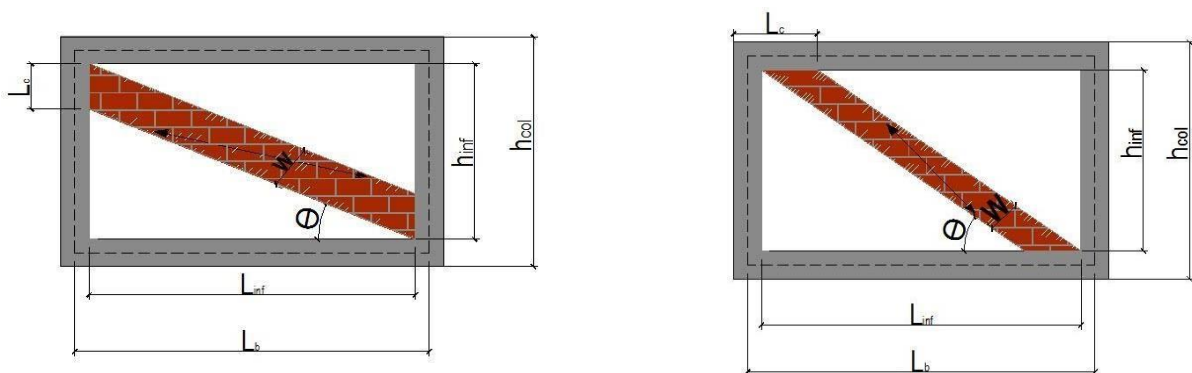


Figure II.10 Modèle de diagonale excentrique

Auteurs	Année	Nombre de bielles dans chaque direction	But du modèle
<b>Modèles à une seule bielle</b>			
Holmes	1961	1	Modélisation de la résistance, de la rigidité et de la déflexion à la rupture du remplissage
Stafford-Smith	1962	1	Modélisation de la largeur effective de la bielle équivalente (linéaire)
Stafford-Smith et Carter	1969	1	Modélisation de la rigidité, de la résistance ultime, de la charge de fissuration du remplissage
Mainstone&Weeks	1970	1	Modélisation de la rigidité et de la résistance du remplissage
Mainstone	1971	1	Modélisation de la rigidité et de la résistance du remplissage
Klingner&Bertero	1976	1	Modélisation de la réponse hystérétique du remplissage, ainsi que de la résistance et de la rigidité du remplissage
Liauw & Kwan	1984	1	Modélisation de la rigidité et de la résistance du remplissage
Zarnic&Tomazevic	1988	1	Modélisation de la résistance latérale et de la rigidité du remplissage
Saneinejad& Hobbs	1995	1	Modélisation de la réponse force- déplacement non linéaire du remplissage jusqu'à la charge ultime
Flanagan & Bennett	1999	1	Modélisation de la résistance à l'écrasement des coins et de la rigidité du remplissage
Dolsek&Fajfar	2008	1	Modélisation de la réponse force-déplacement du remplissage par une réponse tri-linéaire
<b>Modèles à bielles multiples</b>			
Syrmakezis&Vratsanou	1986	5	Considération de l'effet de la longueur de contact sur la répartition du moment du cadre ainsi que la résistance et la rigidité du remplissage
Shmidt	1989	2	Modélisation de l'interaction cadre-remplissage ainsi que de la résistance et de la rigidité du remplissage
Chrysostomou	1991	3	Modélisation de l'interaction cadre- remplissage ainsi que de la réponse hystérétique du panneau de remplissage sous une charge sismique,

**Tableau II.1 Résumé de quelques modèles de bielles développés pour les panneaux de remplissage**

## **II.6. Caractéristiques mécaniques du panneau de remplissage**

La détermination de la résistance et la rigidité des panneaux de remplissage en maçonnerie encadrés et leur contribution à la résistance structurelle globale de la structure a été une préoccupation constante pour les chercheurs.

### **II.6.1. La résistance du panneau de remplissage :**

La résistance du panneau de remplissage (bielle) est calculée en fonction du mode de rupture du panneau de remplissage

### **II.6.2. Résistance de la bielle associée au mode de rupture parallèle au plan du panneau :**

Les premières propositions analytiques ont été faites dans les années 1950 par **S.B. Smith** [41], qui a déterminé des relations empiriques, déduites des tests expérimentaux. Grâce à cela, les forces diagonales peuvent être déterminées en fonction du paramètre adimensionnel  $\lambda_h$ , qui dépend du rapport entre la rigidité du panneau et celle du cadre.

## **II.7. Conclusion :**

Les structures en béton armé avec remplissage en maçonnerie constituent, comme c'est le cas en Algérie, la majorité des constructions dans de nombreuses régions au monde. L'analyse des tremblements de terre au cours des dernières années montre que ce type de structures peut subir de graves dommages. La plupart des dégâts occasionnés sont dus essentiellement à la forte interaction entre les murs de remplissage et la structure en béton armé. Cette interaction conduit à une réponse fortement non linéaire et des mécanismes de rupture souvent complexes. Dans la plupart des cas, on néglige l'influence du remplissage sur le comportement de l'ensemble, ce qui conduit à des imprécisions considérables dans la prédiction de la résistance des constructions. L'ensemble des expériences menées jusqu'à présent montrent que ces hypothèses ne sont pas réalistes et que la présence du remplissage affecte amplement la réponse de la structure.

# **CHAPITRE III**

## **La Méthode Push-over N2**

### **Conventionnelle**

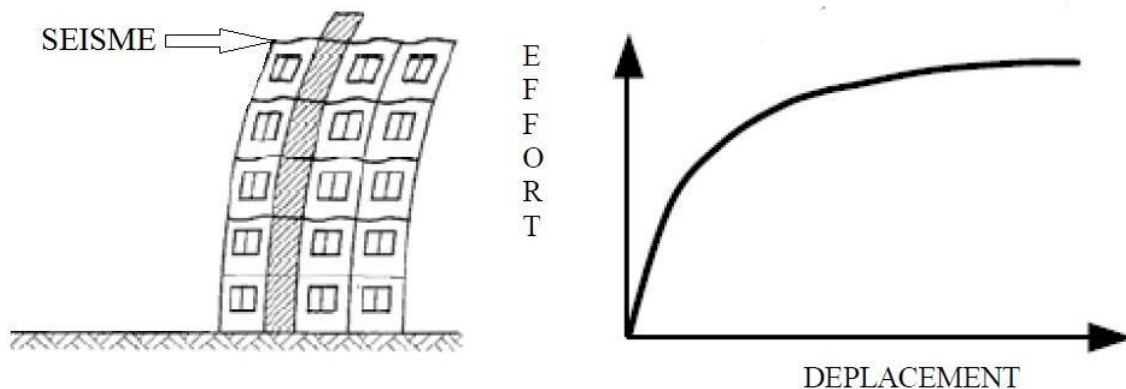
### III.1. Introduction.

La procédure statique Non-linéaire (NSP) ou bien l'analyse push-over, est dans nos jours utilisée par les ingénieurs comme un outil standard pour estimer la demande sismique des ouvrages. Dans les années passées, plusieurs recherches ont discuté les hypothèses utilisées et les limitations dans cette analyse. Et pour empêcher ces limites des auteurs ont proposé des améliorations, telles que, l'analyse push-over avec des forces adaptives pour prendre en considération les changements de la distribution des forces d'inertie ou cours du temps, aussi, la considération d'un nombre suffisant des modes propres dans le cas où la contribution des modes supérieurs est élevée. Basées sur les théories de la dynamique de la structure, la analyse push-over modale (MPA) a été développée pour la prise en compte la contribution de tous les modes qui ont une contribution significative dans le comportement sismique de la structure étudiée. [42]

Dans ce chapitre, nous présentons la définition, l'origine, but, avantages et inconvénients de l'analyse statique non-linéaire " PUSHOVER " ou " Analyse en POUSSEE PROGRESSIVE ".

### III.2. Définition de l'analyse PUSH-OVER.

L'analyse ' PUSHOVER ' est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (figure. III.1) reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure.



*Figure III.1 Représentation de courbe de capacité.*

L'analyse Push-over n'a aucune base théorique rigoureuse, elle est basée sur l'hypothèse pour laquelle la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système équivalent à SDOF, ceci implique que la réponse est commandée par un seul mode, et que la forme de ce mode reste constante dans toute la réponse, clairement les deux hypothèses sont incorrectes, mais des études ont été effectuées par plusieurs investigateurs qui ont indiqué que ces hypothèses donnent une bonne prévision de la réponse sismique maximale des structures à plusieurs étages (MDOF), [43].



*Figure III.2 Représentation des niveaux d'endommagements décrits par une courbe de capacité.*

D'après la figure. III.2 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

- Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non-endommagement).
- Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.

Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance.

### III.3. Origine de l'analyse PUSHOVER.

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent.

#### **III.4. But de l'analyse PUSHOVER.**

Le but de l'analyse push-over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse push-over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

#### **III.5. Formulation de l'analyse PUSHOVER.**

La méthode push-over conventionnelle suit les pas généraux suivants [44] :

- 1- Construction de la courbe push-over effort tranchant à la base  $V_b$  - déplacement au sommet  $D_s$ .
- 2- Conversion de courbe de push-over ( $V_d$ - $D_s$ ) au courbe de capacité ( $S_a$ - $S_d$ ).
- 3- Conversion du spectre de réponse élastique ( $S_a$ - $T$ ) au spectre de demande ( $S_a$ - $S_d$ ).
- 4- Détermination du point de performance de la structure.

**III.5.1. Courbe de push-over.**

a courbe de capacité ou bien la courbe push-over est obtenue par l'application d'un chargement statique incrémental latéral jusqu'à ce qu'on atteigne la rupture ou un certain déplacement cible. La courbe consiste de la représentation de l'effort tranchant à la base fonction du déplacement au sommet souvent le centre de masse du niveau supérieure. (figure.III.3).

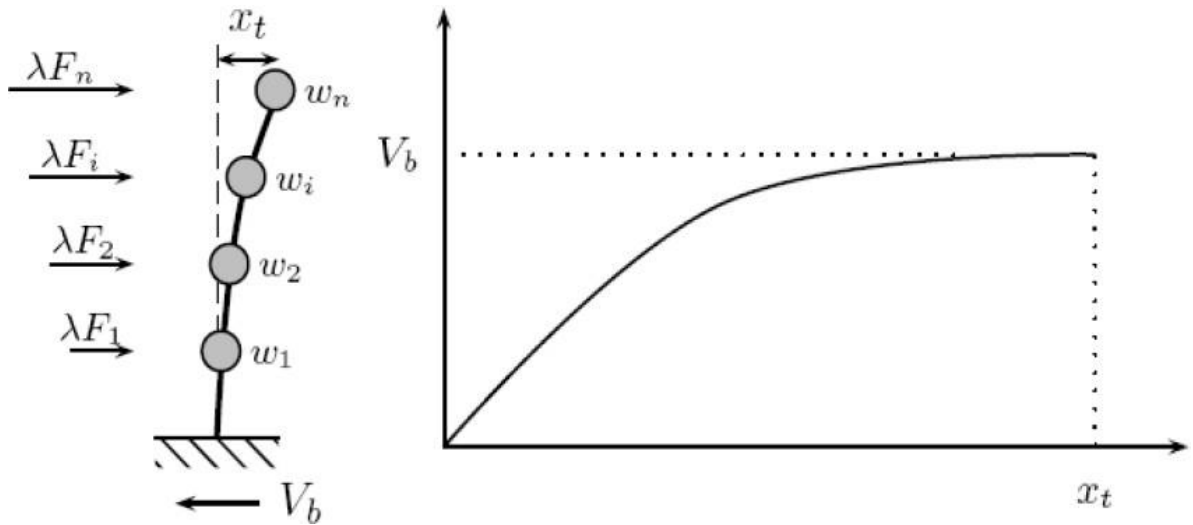


Figure III.3 Courbe push-over [44].

Plusieurs formes de chargement sont proposées dans les règlements parasismiques.

La plus connue entre ces distributions, est la distribution **triangulaire inversée**.

**III.5.2. Courbe de capacité.**

L'analyse push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée par seulement un mode, qu'on suppose constant pendant tout le chargement [44]. Dans cette étape, la courbe de capacité obtenue a été transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement spectral.

Pour obtenir cette équivalence on commence par l'équation d'équilibre dynamique linéaire du système réel soumis à une accélération à sa base  $\ddot{u}_g(t)$  :

$$M \{\ddot{u}(t)\} + C\{\dot{u}(t)\} + K \{u(t)\} = -M\{1\} \ddot{u}_g(t) \tag{III.11}$$

Où  $\{u(t)\}$  est le vecteur de déplacement ;  $M$ ,  $C$  et  $K$  et les matrices de masse, amortissement et rigidité respectivement.

Le déplacement  $\{u(t)\}$  peut-être décomposé sous forme de  $n$  modes propres :

$$\{u(t)\} = \sum_n \Phi_n q_n(t) \tag{III. 12}$$

Où  $q_n(t)$  sont les coordonnées modales généralisées.

Substituant l'équation (III.2) dans (III.1) permet d'obtenir l'équation classique :

$$\ddot{q}_n(t) + 2 \xi_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = -\Gamma_n \ddot{u}_g(t) \quad (\text{III.13})$$

Ou  $\xi_n$  le taux d'amortissement du mode et  $\omega_n$  sa pulsation ;  $\Gamma_n$  le facteur de participation modale donné par :

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

$$L_n = \Phi_n^t M \{1\} \quad (\text{III.15})$$

$$M_n = \Phi_n^t M \Phi_n \quad (\text{III.16})$$

Si on fait la substitution  $q_n(t) = \Gamma_n D_n$  avec  $D_n$  le déplacement associe au mode  $n$  on obtient :

$$D_n(t) + 2 \xi_n \omega_n D_n(t) + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{III.17})$$

L'expression des déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modaux donne

$$\{u(t)\} = \sum_n \Phi_n \Gamma_n D_n(t) \quad (\text{III. 18})$$

Si on prend seulement le premier mode, on a donc :

$$\{u(t)\} \cong \Phi_1 \Gamma_1 D_1(t) \quad (\text{III. 19})$$

Dans ce cas la relation entre le déplacement ou sommet  $u_s$  et le déplacement de premier mode correspondant est donné par :

$$D_1 = \frac{u_s}{\Phi_{N,1} \Gamma_1} \quad (\text{III. 20})$$

L'effort tranchant à la base  $V_b$  peut-être approximé par :

$$V_b(t) = \sum_n V_{b,n}^{st} A_n \cong V_{b,1}^{st} A_1(t) \quad (\text{III. 21})$$

Ou  $A_n$  sont les pseudo-accélérations modales, et  $V_{b,n}^{st}$  donné par :

$$V_{b,n}^{st} = \frac{L_n^2}{M_n} = M_n^* \quad (\text{III. 22})$$

Donc,

$$V_{b,n}^{st} = \frac{L_1^2}{M_1} = M_1^* \quad (\text{III. 23})$$

Maintenant, on peut obtenir une correspondance entre l'effort tranchant à la base de la courbe push-over et l'accélération correspondante à un système d'un degré de liberté par la relation suivante,

$$A_1(t) = \frac{V_b(t)}{M_1^*} \quad (\text{III. 24})$$

Le spectre de capacité est représenté dans la figure III.4.

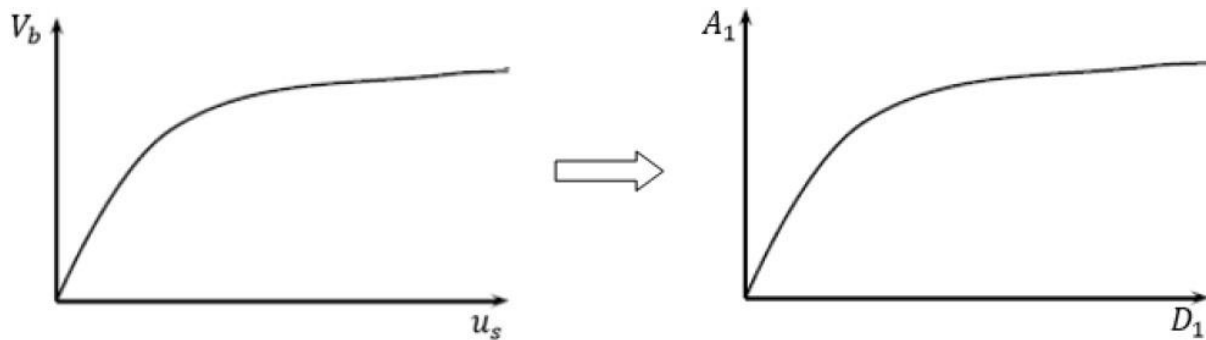


Figure III.4 Transformation de la courbe de capacité vers le spectre de capacité [44].

### III.5.3. Spectre de demande.

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération \_ Déplacement Réponse Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan  $S_a$ - $T_n$ , par les transformations des périodes en déplacements spectrales, utilisant la formule suivante :

$$S_a = \omega^2 S_d \rightarrow = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{III. 25})$$

Où  $T_n$  sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération  $S_a$  connue.

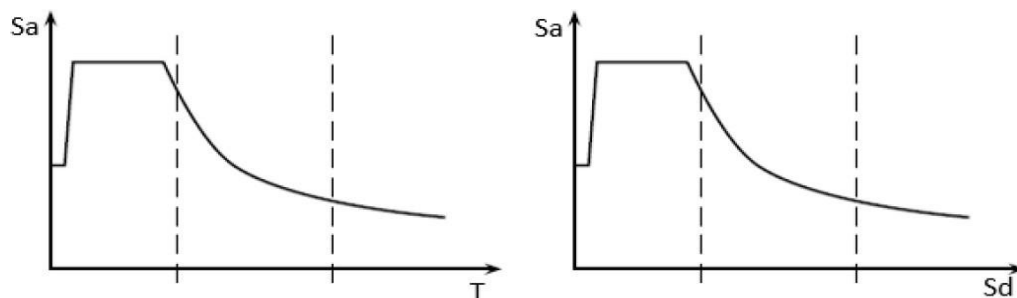


Figure III.5 Transformation ADRS du spectre de réponse.

### III.5.4. Point de performance.

Plusieurs méthodes sont développées pour déterminer le point de performance c'est à dire la demande de déplacement sur la structure induite par le séisme. Parmi ces méthodes on trouve :

- 1- La méthode N2 originale [45] ;
- 2- La méthode de l'ATC 40 (avec trois procédures : A, B, C) [46] ;
- 3- Les méthodes FEMA 356 [47] et FEMA 440 [48].

Le principe général de la plupart des techniques est le même ; construire une approximation bilinéaire pour le diagramme de capacité, apporter le spectre de réponse élastique du séisme au format ADRS et chercher l'intersection entre les deux courbes selon un schéma itératif.

La méthode N2 original [45] a été incluse dans l'EUROCODE 8 [49], comme la méthode recommandée pour déterminer le point de performance. Dans notre travail cette méthode a été choisie pour déterminer la demande en déplacement de nos structures.

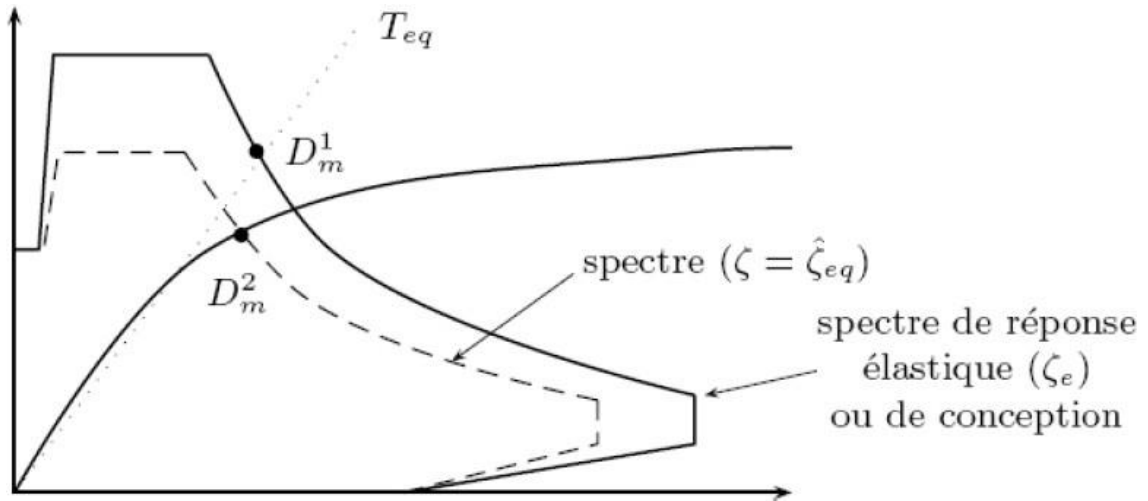


Figure III.6 Détermination du point de performance [10].

Par la méthode N2 originale, la demande sismique du système d'un seul degré de liberté équivalent peut être calculée utilisant la procédure graphique illustrée dans figure III.7 pour les structures avec des périodes courtes, et dans la figure III.8 pour moyennes et longues périodes.

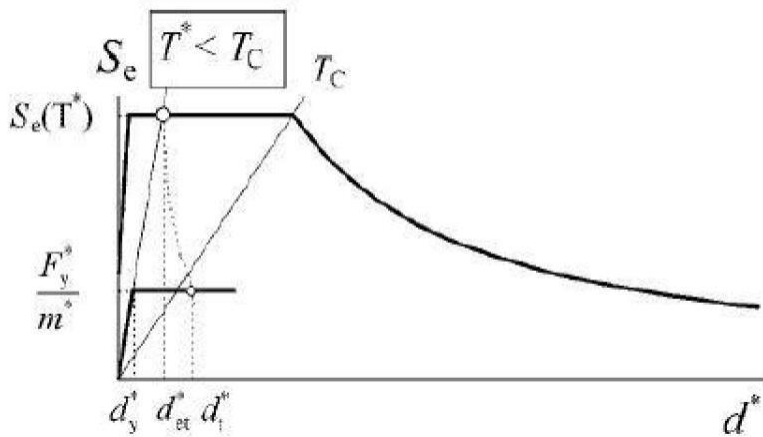


Figure III.7 Point de performance pour les structures à courte période [50].

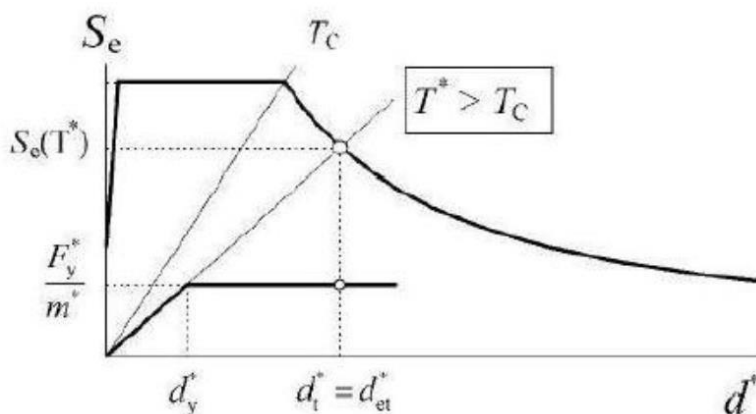


Figure III.8 Point de performance pour les structures à moyenne (longue) période [50].

Une étape importante lors de l'utilisation de la méthode N2 originale, est l'idéalisation de la courbe de capacité. Après cette étape on peut calculer la période élastique du système 1DDL équivalent  $T^*$ .

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{M^*d_y^*}{F_y^*}} \tag{III. 26}$$

Avec  $F_y^*$ ,  $d_y^*$  sont la force et le déplacement élastique respectivement (figure III.9).

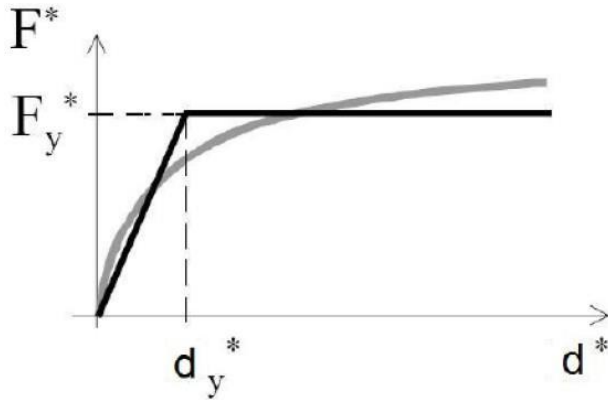


Figure III.9 Idéalisation de la courbe push-over [].

Dans la figure III.9.  $F^*$ , représente l'effort tranchant à la base du système 1DDL équivalent, et donnée par :

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma_1} \tag{III. 27}$$

Pour déterminer le déplacement cible (point de performance)  $d_t^*$  des structures avec des courtes ou bien moyennes et longues périodes, différentes expressions sont utilisées, la période du coin entre les deux phases de période est  $T_c$  : la période caractéristique du séisme.

a) pour  $T^* < T_c$  (région des courtes périodes)

Si  $F_y^*/M^* \geq S_e(T^*)$ , la réponse est élastique et le déplacement cible est donné par :

$$d_t^* = d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \tag{III. 28}$$

$S_e(T^*)$  est l'accélération élastique dans la période équivalente  $T^*$ .

Si  $F_y^*/M^* < S_e(T^*)$ , la réponse est non-linéaire t donné par :

$$d_t^* = \frac{et}{q_u} (1 + \hat{q}_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \geq d_{et}^* \tag{III. 29}$$

$q_u$  est le rapport entre l'accélération élastique ultime de la structure  $S_e(T^*)$  et la limite de résistance élastique de la structure  $F_y^*/M^*$ .

$$q_u = \frac{S_e(T^*)M^*}{F_y^*} \quad (\text{III. 30})$$

b) pour  $T^* \geq T_c$  (région des périodes moyennes et longues)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (\text{III. 31})$$

Alors, on peut conclure que dans le cas des structures avec moyennes et longues périodes la règle des déplacements égaux peut être utilisée.

Le point de performance de la structure (multi-degrés de liberté) est calculer en multipliant le déplacement cible  $d_t^*$  de système 1DDL par le facteur de transformation  $\Gamma_1$  (facteur de participation modale).

$$d_t = d_t^* \Gamma_1 \quad (\text{III. 32})$$

### III.6. Avantages, Inconvénients et Limites de la méthode

En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants, les données précises concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leur valeur, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc...). Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complètes que possibles, incluant entre autres les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autant que l'analyse push-over est sensible à ces données.

L'établissement de la courbe de capacité et l'analyse modale requièrent des moyens numériques performants. Une autre difficulté de cette méthode est qu'elle n'est pas déterministe. Elle intervient dans une étape de vérification. Son utilisation en dimensionnement se fait donc de manière itérative. Par contre elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbes de capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptée. De plus, elle permet prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotule plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie. Ensuite il faut ôter du modèle au fur et mesure les éléments ayant subi une rupture et qui ne conservent pas de rigidité résiduelle. Il faut alors s'assurer que cette opération ne remet pas en cause le comportement dynamique du modèle. Des algorithmes ont été développés pour déterminer la courbe de capacité et son modèle bilinéaire dans le cas de portiques en béton par exemple. Certains logiciels de calcul de structure utilisent la méthode push-over (par exemple Robot millenium, SAP, séismostruct).

Comme le met en évidence le règlement américain il s'agit d'une méthode statique. Il faut donc s'assurer de la bonne représentativité des efforts statiques équivalents par rapports aux efforts dynamiques .de plus comme les autres méthodes statiques, le push-over ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre liés au caractère dynamique de la sollicitation

sisémique ni des dissipations d'énergie par hystérésis ou de la fatigue. Le push-over donne donc des résultats satisfaisant lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes plus élevés est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique linéaire pour vérifier leur contribution. Le règlement américain donne quelques réponses à ce sujet. Le dernier stade de l'analyse est l'analyse dynamique non linéaire qui tient compte en plus de l'évolution de l'excitation dans le temps et de son caractère cyclique, ce qui permet de mettre en évidence des ruptures en chaîne par exemple.

Enfin, il convient de remarquer que la méthode du push-over a été explicitée pour des spectres d'accélération courants et non pour des spectres locaux ou des sollicitons a grands déplacements.

### **III.7. Conclusion :**

Pour les structures existantes, il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Push-over qui est relativement facile à élaborer en vue d'estimer la capacité portante de ces structures existantes ainsi que le positionnement des rotules plastiques dans le but de les renforcer.

# **CHAPITRE IV**

## **Etude de cas**

### IV.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de mettre en évidence par une analyse push-over N2, l'influence des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique d'une structure en portique en béton armé soumise à l'action sismique, en comparant les réponses sismiques issues de la modélisation de la présence du remplissage par une bielle diagonale équivalente unique, et celles obtenues par l'application des recommandations du règlement parasismique algérien en vigueur, à savoir la modélisation sans bielle du remplissage rigide.

### IV 2. Description des structures étudiées :

Deux structures du bâtiment sont considérées dans cette étude pour générer tous les modèles avec et sans murs de remplissage, ce sont des bâtiments typiques en portiques en béton armé (BA) composé d'un rez-de-chaussée plus :

- 2 étages
- 4 étages

Les deux bâtiments sont conçus selon le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 et le règlement parasismique algérien RPA99 / version 2003 . Les modèles étudiés sont décrits en détail dans les sections suivantes.

### IV.3. Géométrie des ouvrages :

Les modèles de structures étudiées sont à usage d'habitation, à plancher en corps creux de type (16+4), et présentant une même vue en plan. Le plan type des modèles de construction considérés comporte trois travées de 4 m chacune dans les deux directions X et Y (Dans ce cas on va étudier seulement un portique 2D qui représente la structure dans le sens X). La hauteur de l'étage du RDC est de 4 m (3 m pour la structure R+4), les autres étages ont tous une hauteur de 3m (voir les figures IV.2.1 - IV.2.1).

Structure	R+2	R+4
Longueur (m)	12 m	12 m
Hauteur R.D.C (m)	4 m	3 m
Hauteur d'étage(m)	3 m	3 m
Hauteur totale (m)	10 m	15 m

*Tableau IV.1 Géométrie des ouvrages.*

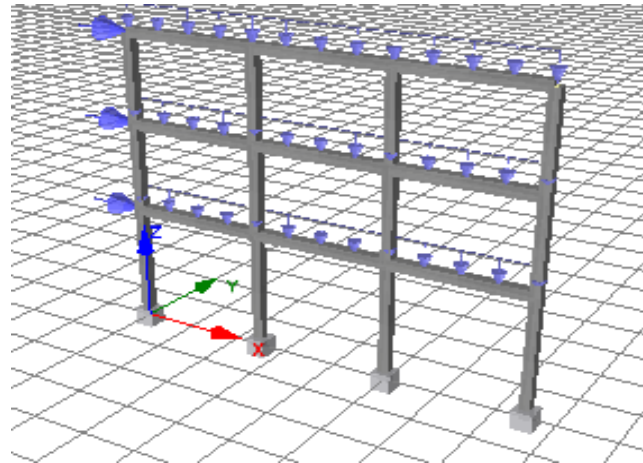


Figure IV.1 Structure R+2 sans murs de remplissage

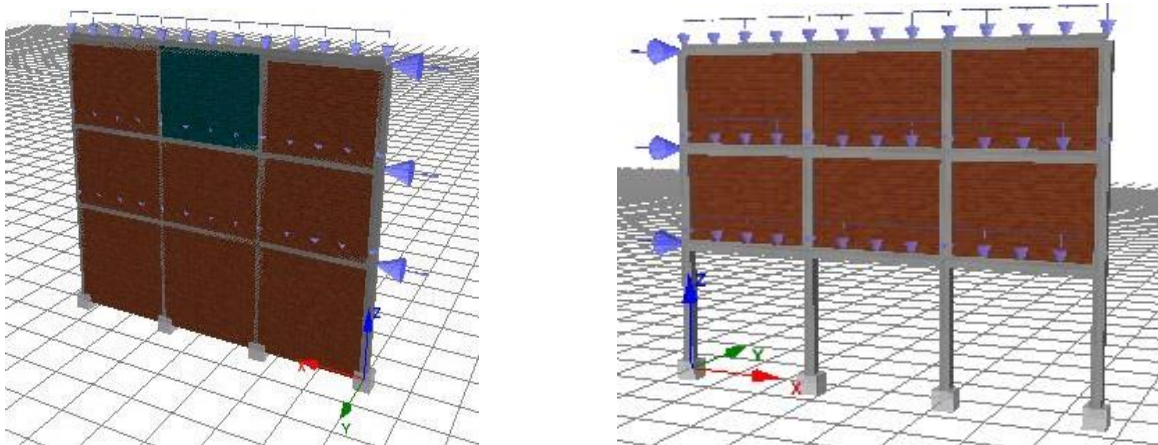


Figure IV.2 Structure avec mur de remplissage partiel et total

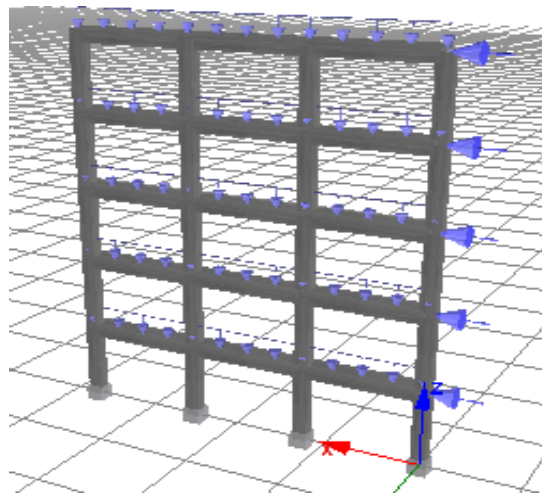


Figure IV.3 Structure sans mur de remplissage

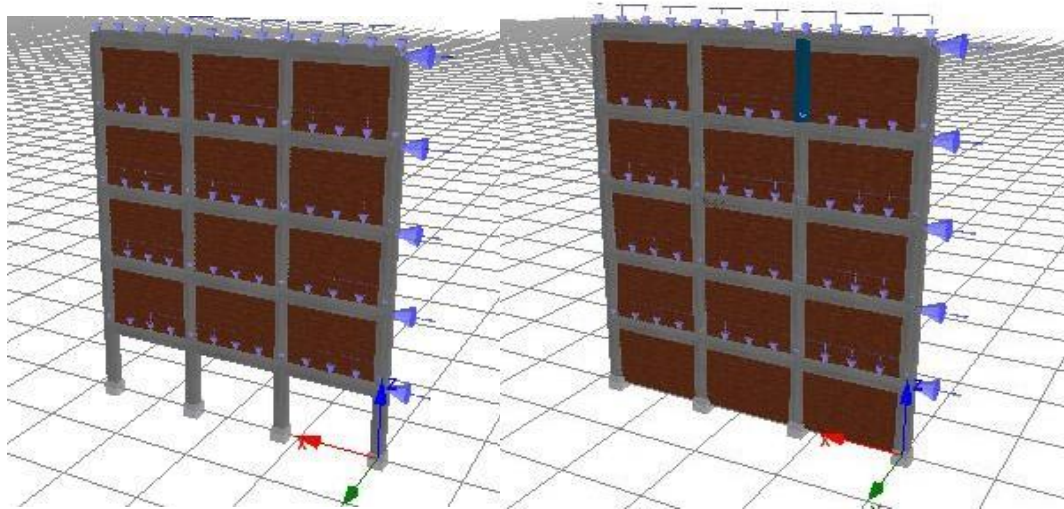


Figure IV.4 Structure sans mur de remplissage partiel et total

#### IV.4. Dimensions et ferrillages des sections :

##### IV.4.1. Poteaux :

La section de poteaux est :

Elément :	$A_s$ (cm <sup>2</sup> ) :
Les poteaux : (0,30×0,30) m <sup>2</sup>	8T14

##### IV.4.2. Poutres :

La section de poutres est :

Elément :	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Poutre S (étage) 0,35×0,30	6T14 + 6T12
Poutre (terrasse) 0,35×0,30	6T14+6T12

##### IV.4.3. Les murs :

L'épaisseur : 15cm

#### IV.5. Evaluation des charges :

L'élément	Charge permanente(G) kN /M	Charge d'exploitations (Q) :
Etage courant	5 ,5 KN/m <sup>2</sup>	1,5 KN/m <sup>2</sup>
Etage terrasse	6 ,1 KN/m <sup>2</sup>	1 KN/m <sup>2</sup>
Mur extérieur	2.75 kN/m <sup>2</sup>	
Acrotère	2.25 kN/ml	

Tableau IV.2 Evaluation des charges

## IV.6. Caractéristiques des matériaux :

### 1/ Béton dosé à :

- 250 kg /ml pour Béton armée
- 250kg /ml pour Béton propreté

### 2/Condition de fabrication courante :

- La résistance caractéristique du béton en compression :  $f_{c28} = 25$  Mpa  
(IV.1)

- La contraint du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$   
(IV.2)

### 3/Type d'acier pour le ferrailage :

- Acier a haute adhérence de nuance, pour les armatures longitudinale  $f_e = 400$  Mpa.
- Acier rands lisses de nuance, pour les armatures transversales  $f_e = 235$  Mpa.

### 4/ Hypothèse de calculs :

- Le présent deux structures sont classées dans les zones sismiques : m'sila IIa.  
Djelfa I.
- Groupe d'usage 2.

### 5/ Règlements utilises :

- RPA99 ver\_2003
- DRT B.C 2.2 charge permanentes et charges d'exploitation.

Ossature et contreventement :

Les deux structures sont constituées des portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide dans les deux directions

La masse soumise à l'action sismique :

$$W = W_G + QW_Q \quad (IV.3)$$

AVEC :

Q : Nature de structure 0,2

WG : poids du aux charges permanente

WQ : poids du aux charges d'exploitations

**IV.7 Ferrailages :**

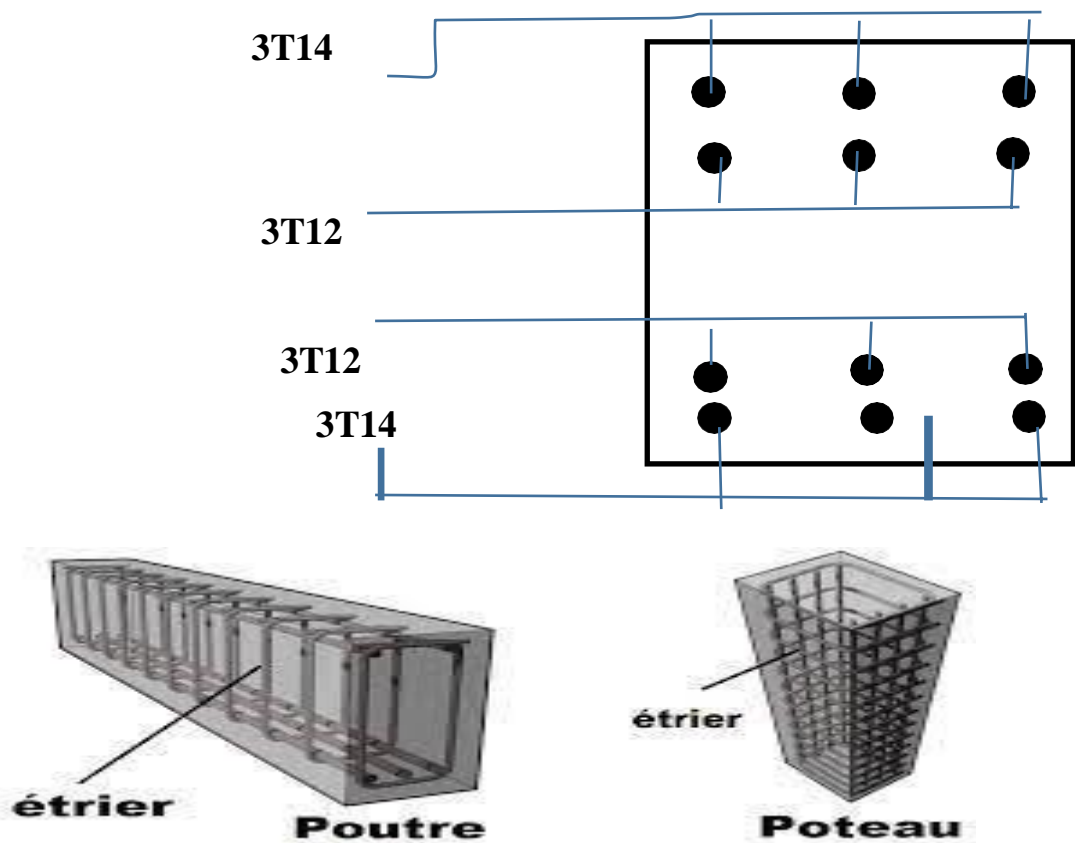
**IV.7.1. Ferrailage des poteaux**

La figure suivante présente le ferrailage des Poteaux :



**IV.7.2 ferrailages des poutres :**

La figure suivante présente le ferrailage des poutres :



*Figure IV.5 poteaux et poutres*

## IV. 8. Résultats et discussions :

### IV.8.1. Résultats préliminaires :

Les résultats en termes de périodes propres des structures étudiées sont présentés dans les tableaux suivants pour les trois cas :

1. Sans remplissage
2. Avec remplissage partiel
3. Avec remplissage total

#### **Structure R+2 :**

##### **Structure R+2 : Sans remplissage**

Mode	Période	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	0.5796546	94.70%	-	0.00%	-	2.32%	-
2	0.17593509	4.79%	-	0.00%	-	25.85%	-
3	0.09998888	0.51%	-	0.00%	-	0.29%	-

*Tableau IV.3 Période propre Structure R+2 Sans remplissage*

##### **Structure R+2 : Remplissage partiel**

Mode	Période	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	0.5044799	99.93%	-	0.00%	-	0.17%	-
2	0.05583669	0.06%	-	0.00%	-	36.95%	-
3	0.0468441	0.00%	-	71.29%	-	0.00%	-

*Tableau IV.4 Période propre Structure R+2 remplissages partiel*

##### **Structure R+2 : Remplissage total**

Mode	Période	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	0.13408314	94.34%	-	0.00%	-	5.40%	-
2	0.0512777	5.40%	-	0.00%	-	32.22%	-
3	0.04716253	0.00%	-	72.03%	-	0.00%	-

*Tableau IV.5 Période propre Structure R+2 remplissage total*

#### **Structure R+4 :**

##### **Structure R+4 : Sans remplissage**

Mode	Période	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	0.93379338	85.54%	-	0.00%	-	8.11%	-
2	0.30390255	9.30%	-	0.00%	-	37.48%	-
3	0.17726681	3.12%	-	0.00%	-	3.14%	-

*Tableau IV.6 Période propre Structure R+4 Sans remplissage*

##### **Structure R+4 : Remplissage partiel**

Mode	Période	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	0.8468413	84.53%	-	0.00%	-	8.93%	-
2	0.27733638	10.02%	-	0.00%	-	37.44%	-
3	0.16268427	3.52%	-	0.00%	-	3.60%	-

*Tableau IV.7 Période propre Structure R+4 remplissage partiel*

**Structure R+4 : Remplissage total**

Mode	Période	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	0.11003961	87.72%	-	0.00%	-	8.78%	-
2	0.07204282	0.00%	-	79.07%	-	0.00%	-
3	0.05957706	0.08%	-	0.00%	-	29.55%	-

*Tableau IV.8 Période propre Structure R+4 remplissage total*

A partir de ces résultats on peut remarquer pour les deux structures (R+2 et R+4), que les périodes des trois premiers modes de vibration dans le cas des structures avec remplissage est inférieurs de ceux dans le cas des structures sans remplissage. Cependant, et malgré la différence légère entre la présence des murs de remplissage dans les deux cas (Remplissage partiel et remplissage total) on peut voir une grande différence dans la valeur de période de 0.84 s jusqu'à 0.11s pour le premier mode de vibration de la structure R+4. La rigidité des murs joue un rôle très important donc.

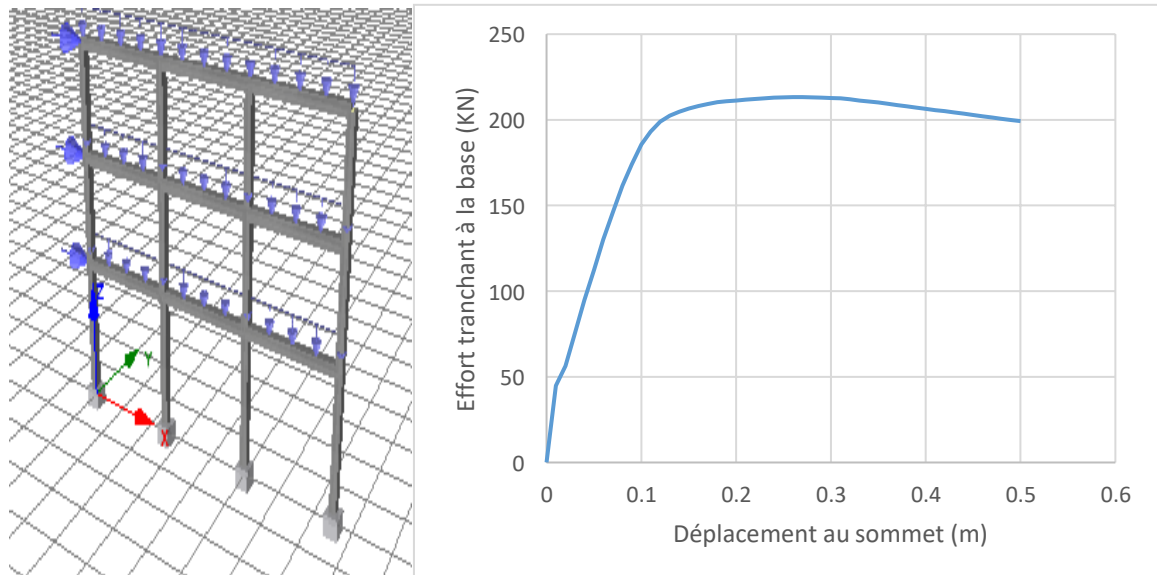
**IV.8.2. Résultats de l'analyse push-over :**

Dans cette section les résultats de l'analyse push-over est présenté en termes de :

- Courbe de capacité
- Profil de déplacement des étages
- Profil de déplacement inter-étage

**A. Courbe de Capacité****Structure R+2 : Sans remplissage**

Pour ce cas, la limite élastique est 213 kN, la structure est très ductile est le déplacement max atteint 0.5 m.

*Figure IV.6 Déplacement au sommet structure R+2 sans remplissage*

**Structure R+2 : Remplissage Partiel**

Pour ce cas où le remplissage est partiel (RDC transparent), la limite élastique est presque 250 kN, mais le comportement est en générale fragile. On peut voir une phase plastique adoucissante. Le déplacement à la rupture est 0.4 m.

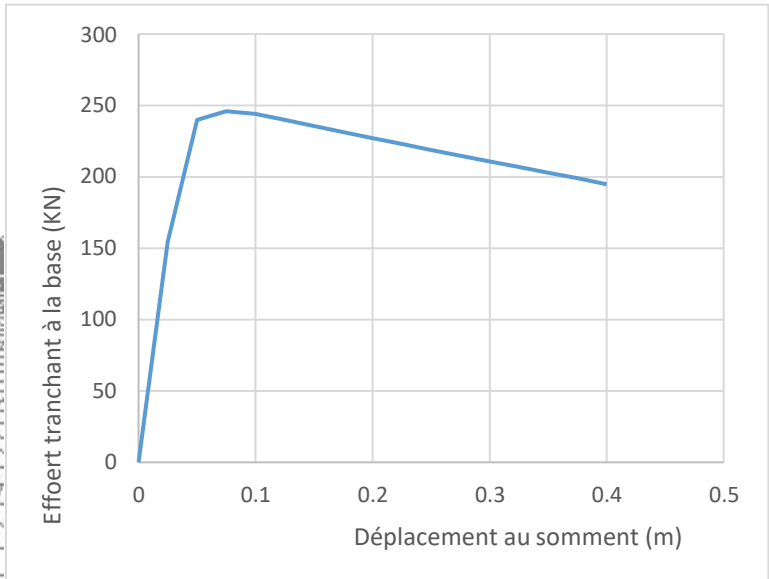
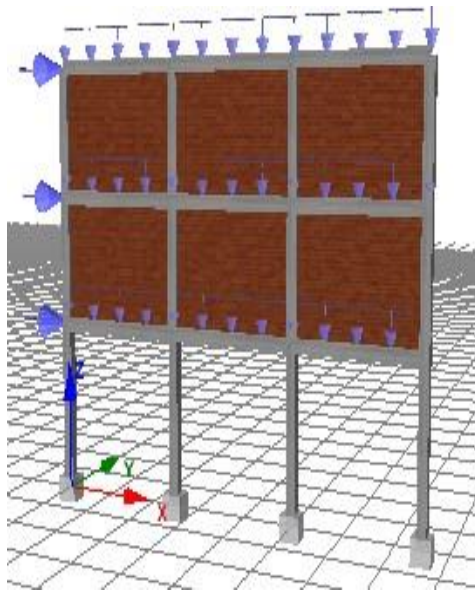


Figure IV.7 Déplacement au sommet structure R+2 remplissage Partiel

**Structure R+2 : Remplissage total**

Dans le cas où le remplissage est total la limite élastique est très élevée (900 kN), mais la ductilité est diminuée. Le déplacement max est de 0.3 m.

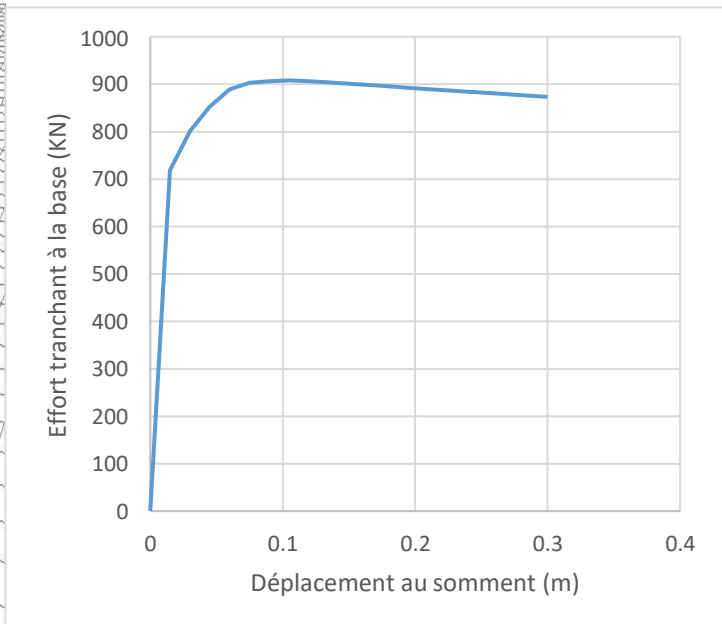
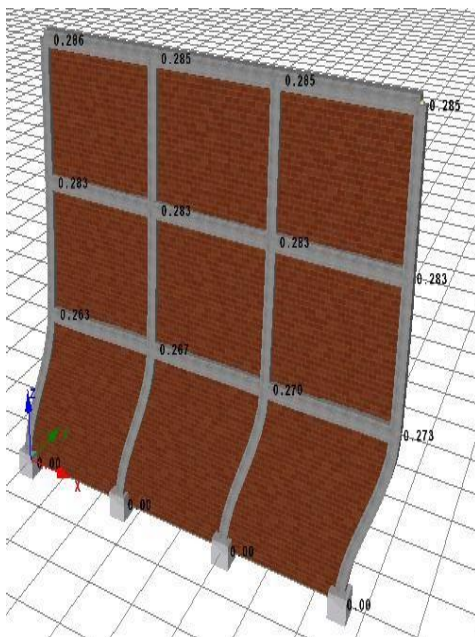
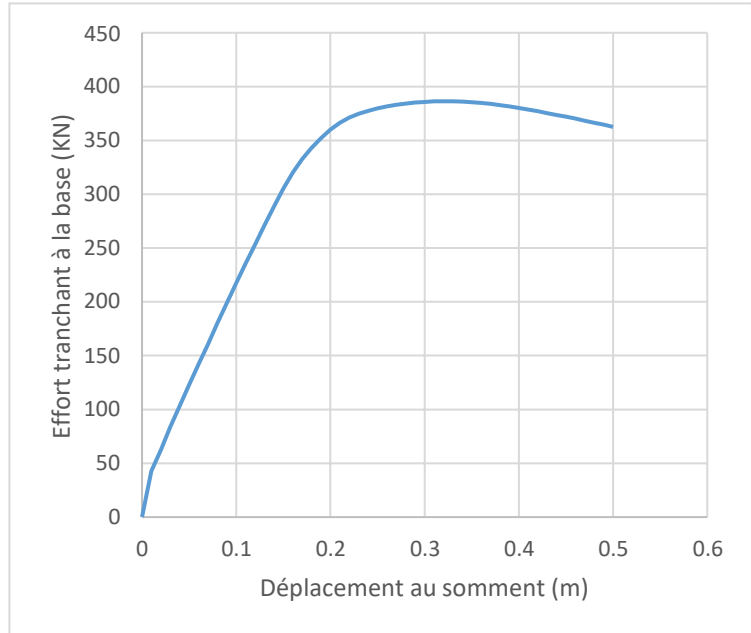
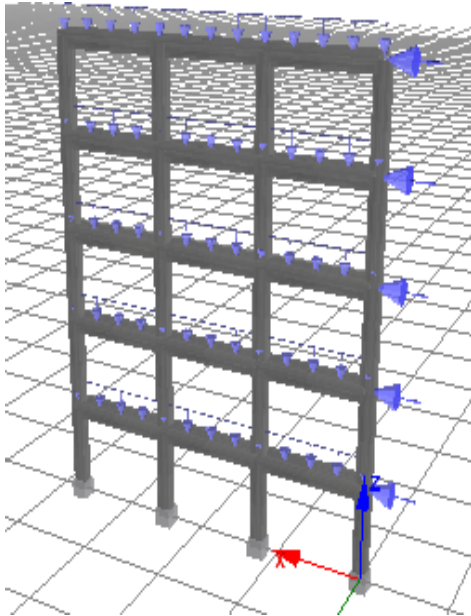


Figure IV.8 Déplacement au sommet structure R+2 remplissage total

**Structure R+4 : Sans remplissage**

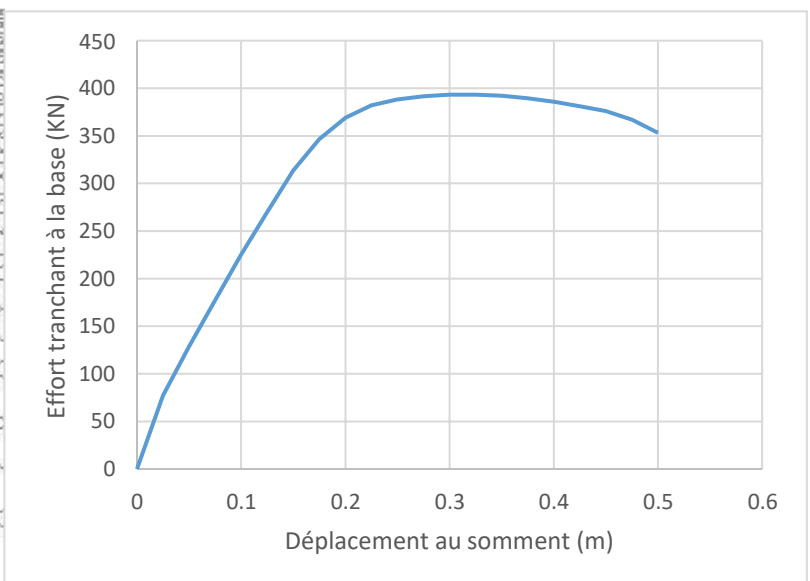
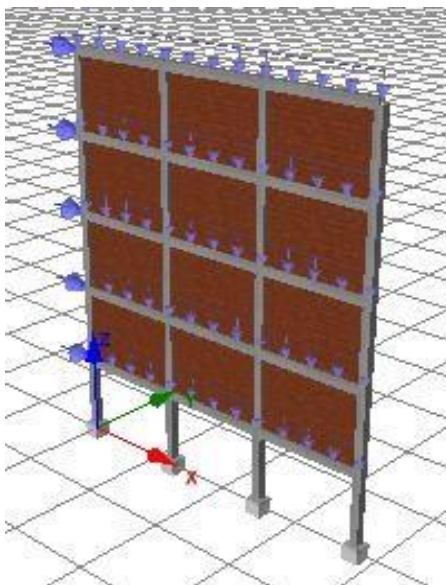
Dans le cas de la structure R+4 sans remplissage la limite élastique est de 386 kN. La ductilité est diminuée dans ce cas. On peut remarquer aussi une large phase élastique par rapport à la structure R+2.



*Figure IV.9 Déplacement au sommet structure R+4 sans remplissage*

**Structure R+4 : Remplissage partiel**

La limite élastique dans ce cas est de 400 kN. Par rapport au cas où la structure est sans remplissage on peut pas constater une différence significative.



*Figure IV.10 Déplacement au sommet structure R+4 remplissage partiel*

**Structure R+4 : Remplissage total**

La structure R+4 dans le cas où le remplissage est total a une grande résistance par rapport aux autres cas étudiés. Le mur de remplissage à augmenter la résistance la résistance de la structure d'une manière significative la limite élastique est de 900 kN.

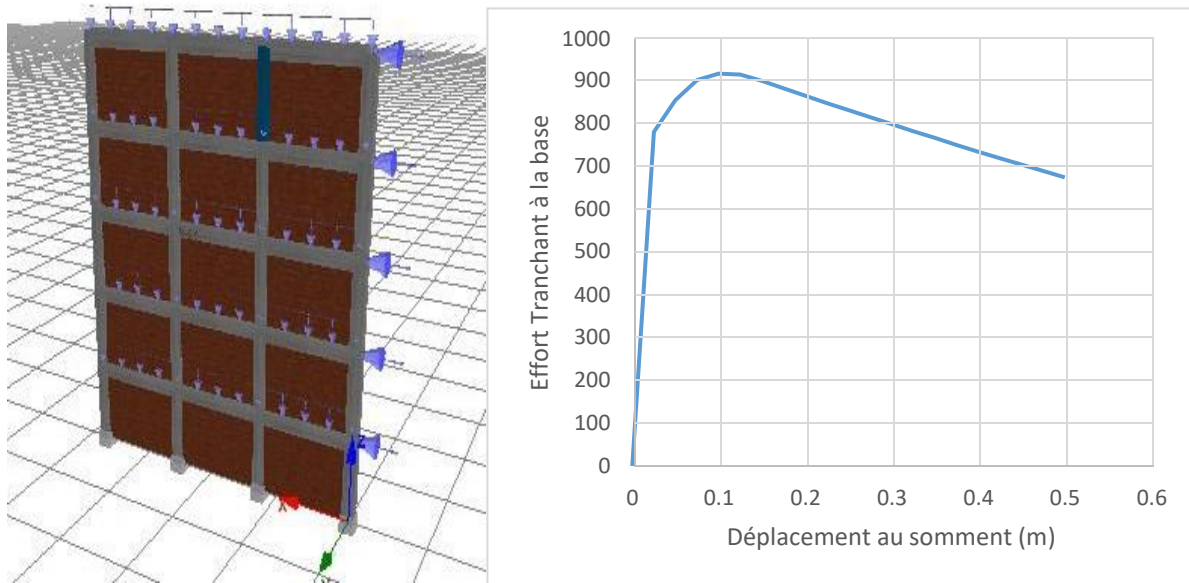


Figure IV.11 Déplacement au sommet structure R+4 remplissage total

Les courbes des capacités des trois cas :

**Structure R+2 :**

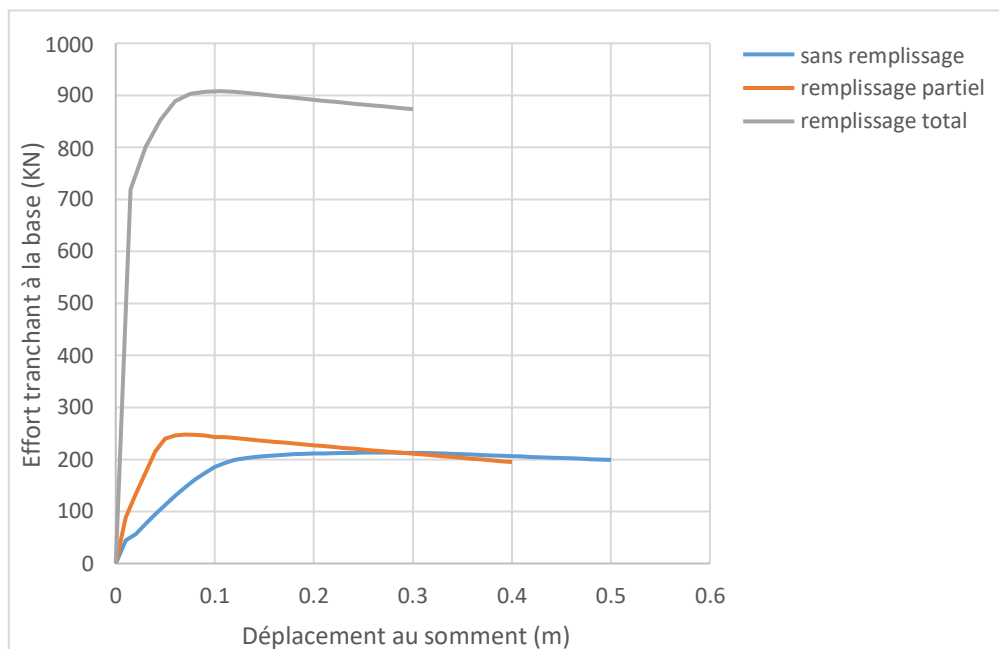


Figure IV.12 Déplacement au sommet des trois cas des structures R+2

**Structure R+4 :**

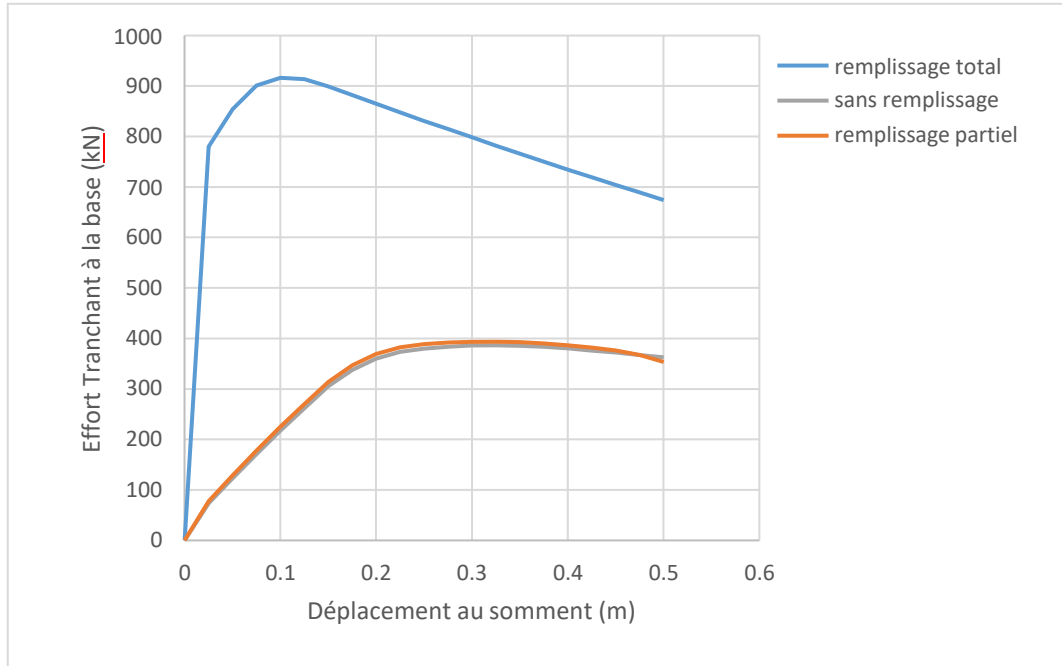


Figure IV.13 Déplacement au sommet des trois cas des structures R+4

**B. Profil de déplacement des étages**

Les résultats en termes de profil de déplacement des étages sont présentés dans les figures suivantes pour les trois cas de remplissage. Pour comparer les résultats on a supposé que le déplacement cible Est égale à 0.1 m.

**Structure R+2 : Sans remplissage**

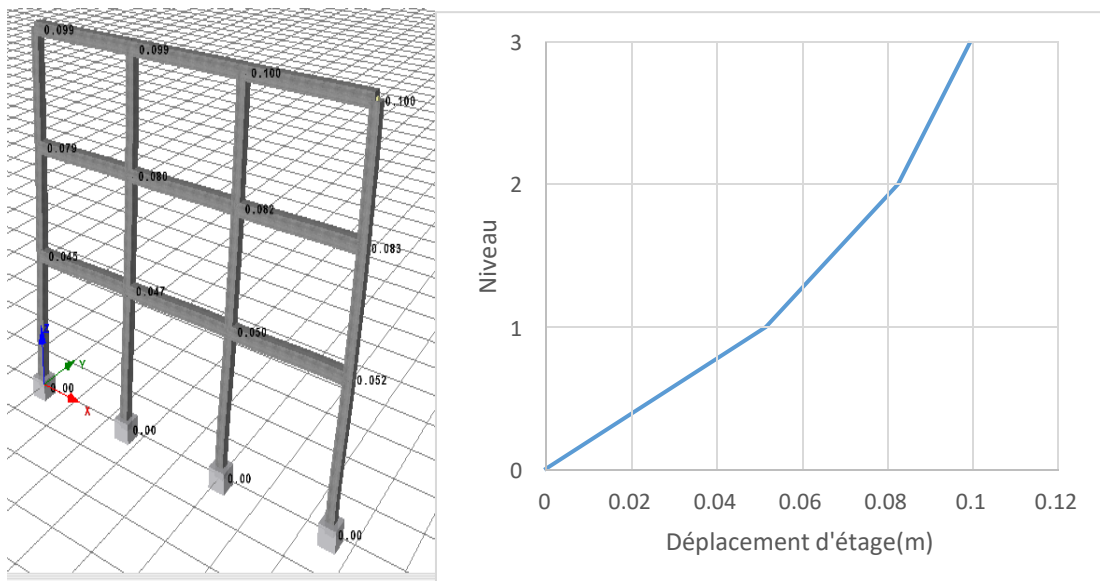
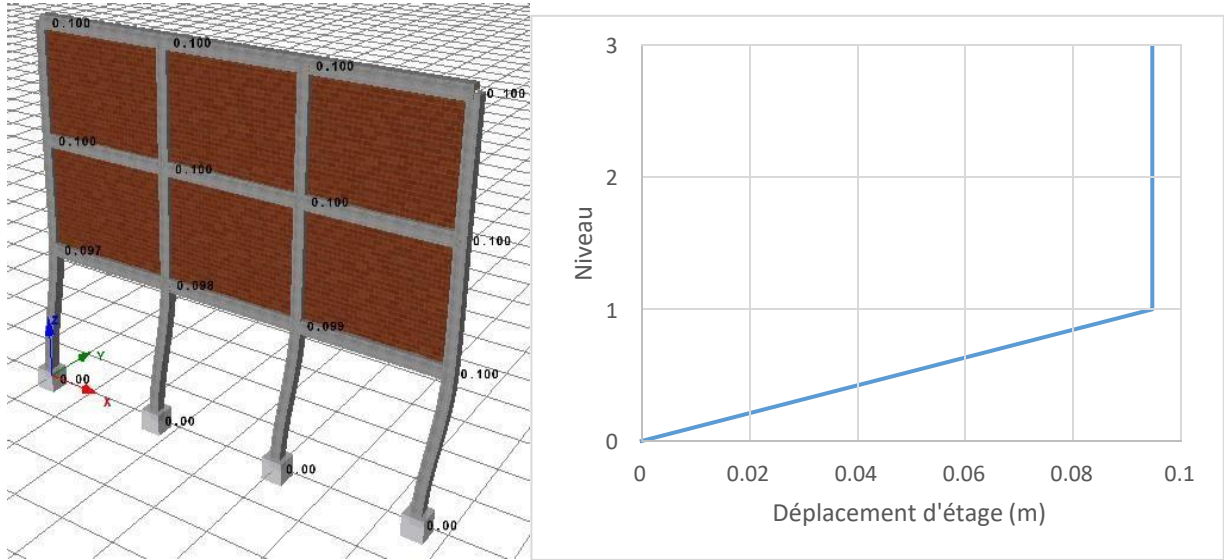


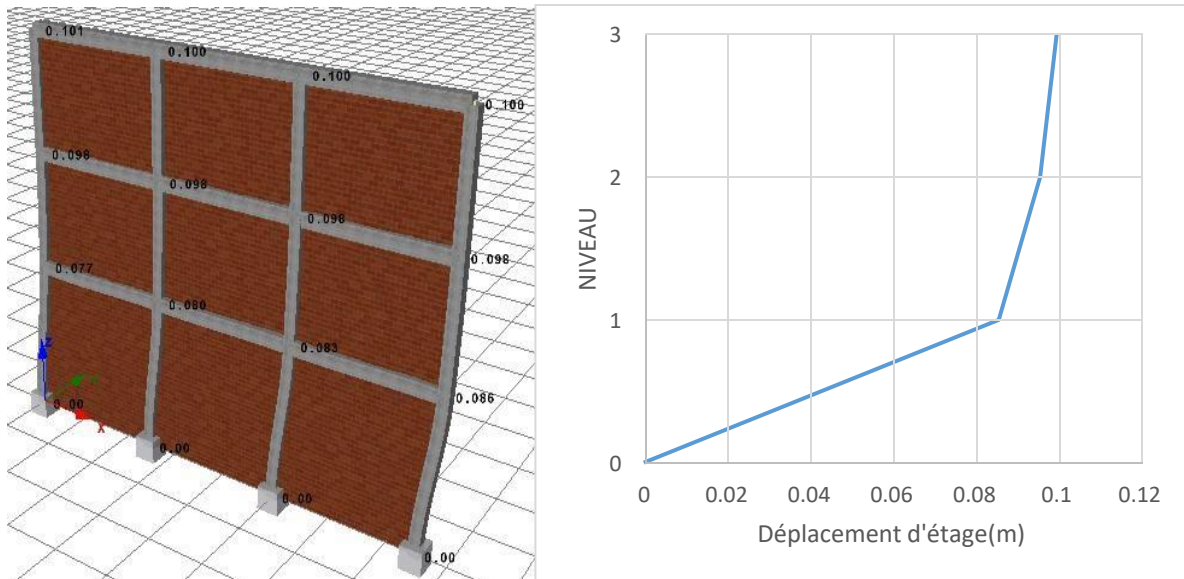
Figure IV.14 Déplacement d'étages structure R+2 sans remplissage

**Structure R+2 : remplissage partiel**



*Figure IV.15 Déplacement d'étages structure R+2 remplissage partiel*

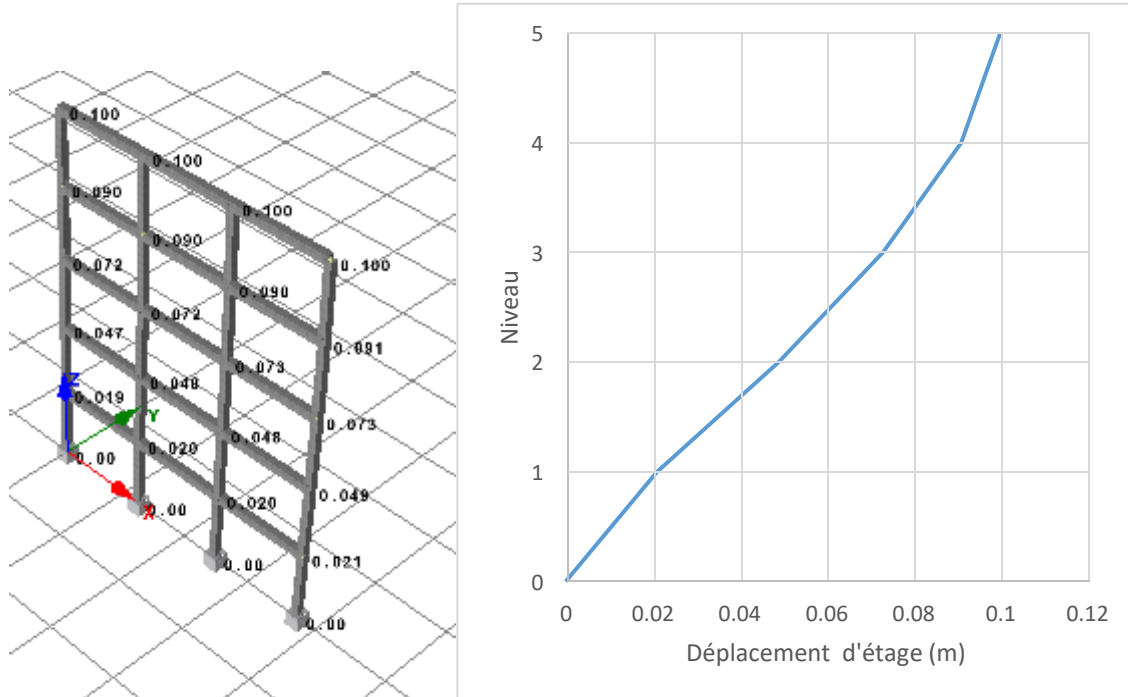
**Structure R+2 : Remplissage total**



*Figure IV.16 Déplacement d'étages structure R+2 remplissage total*

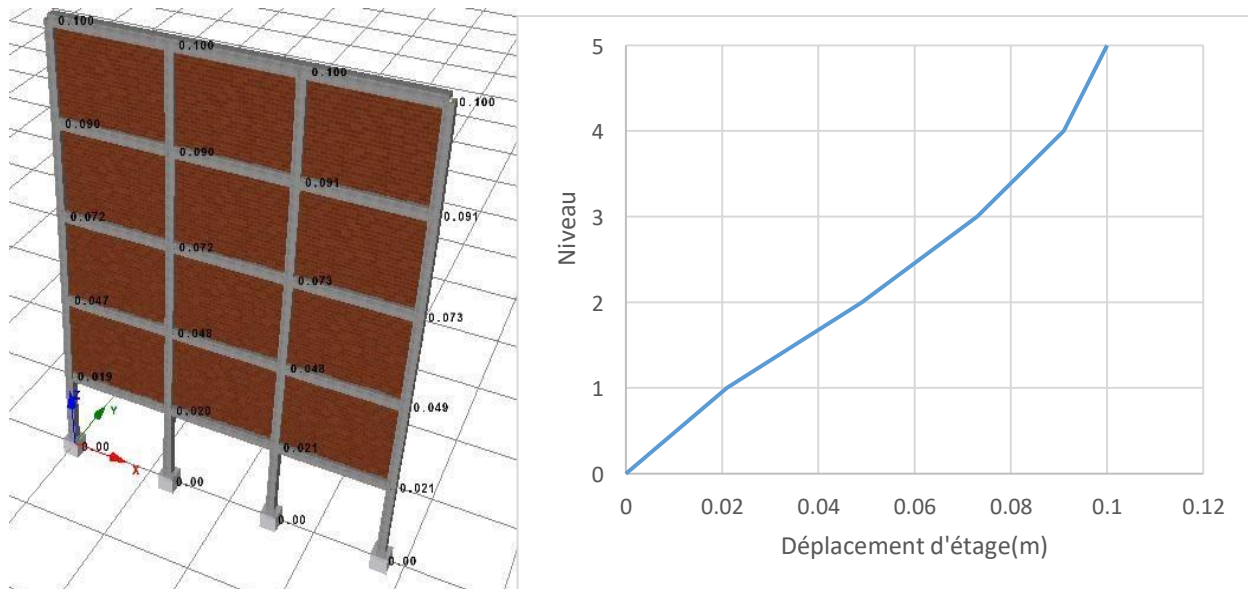
Le déplacement d'étage nous donne une image claire sur la distribution de la rigidité le long de la hauteur de la structure R+2. Pour la structure avec remplissage partiel un grand déplacement est remarquer au niveau de l'RDC (0.095 m). cette valeur est diminuée pour les deux autres cas.

**Structure R+4 : Sans remplissage**



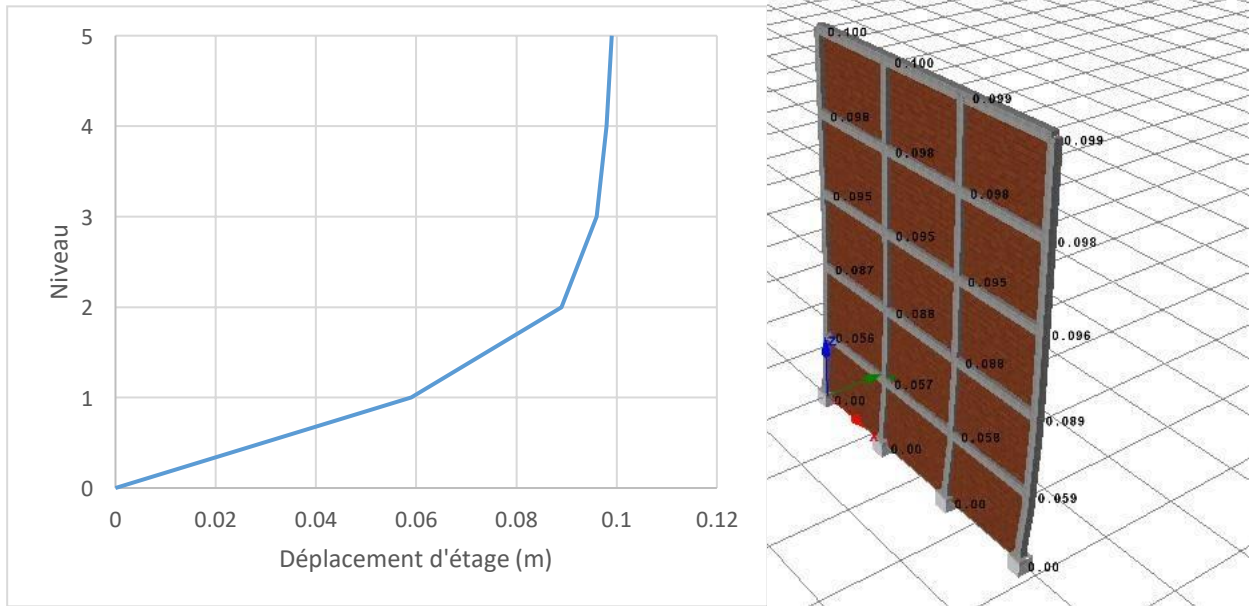
*Figure IV.17 Déplacement d'étages structure R+4 sans remplissage*

**Structure R+4 : remplissage partiel**



*Figure IV.18 Déplacement d'étages structure R+4 remplissage partiel*

**Structure R+4 : remplissage total**

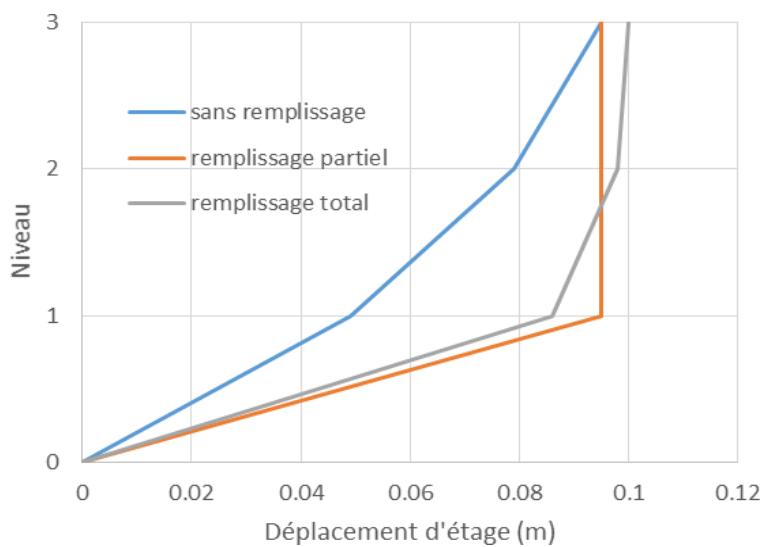


*Figure IV.19 Déplacement d'étages structure R+4 remplissage total*

Pour le cas de structure R+4 le profil de déplacement est présenté dans les figures (IV.17, IV.18, IV.19). L'allure du déplacement est normale pour les deux cas (sans remplissage et remplissage partiel) mais pour le cas où le remplissage est total on peut voir une augmentation légère du déplacement à partir de 3eme étage.

**Les courbes de déplacements des étages des trois cas**

**Structure R+2 :**



*Figure IV.20 Déplacement des étages des trois cas des structures R+2*

Structure R+4 :

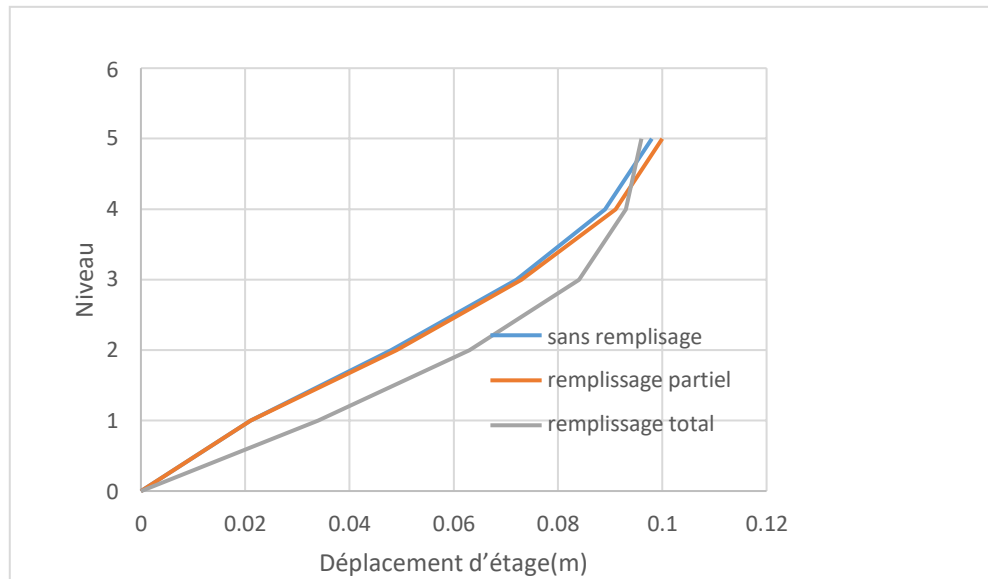


Figure IV.21 Déplacement des étages des trois cas des structures R+4

C. Profil de déplacement inter-étage

Structure R+2 : Sans remplissage

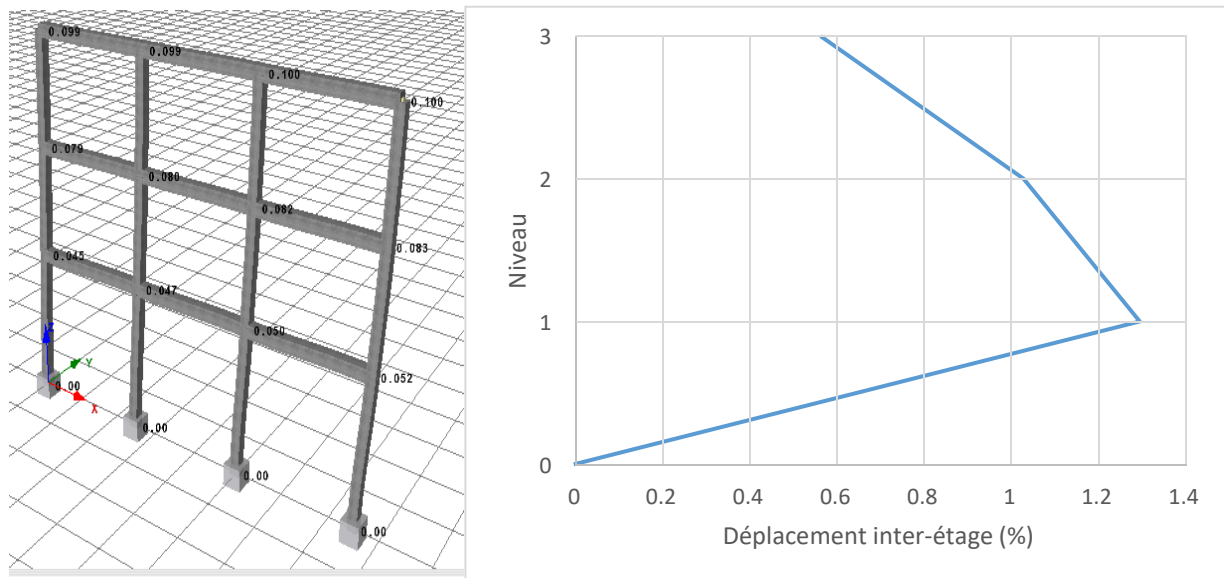
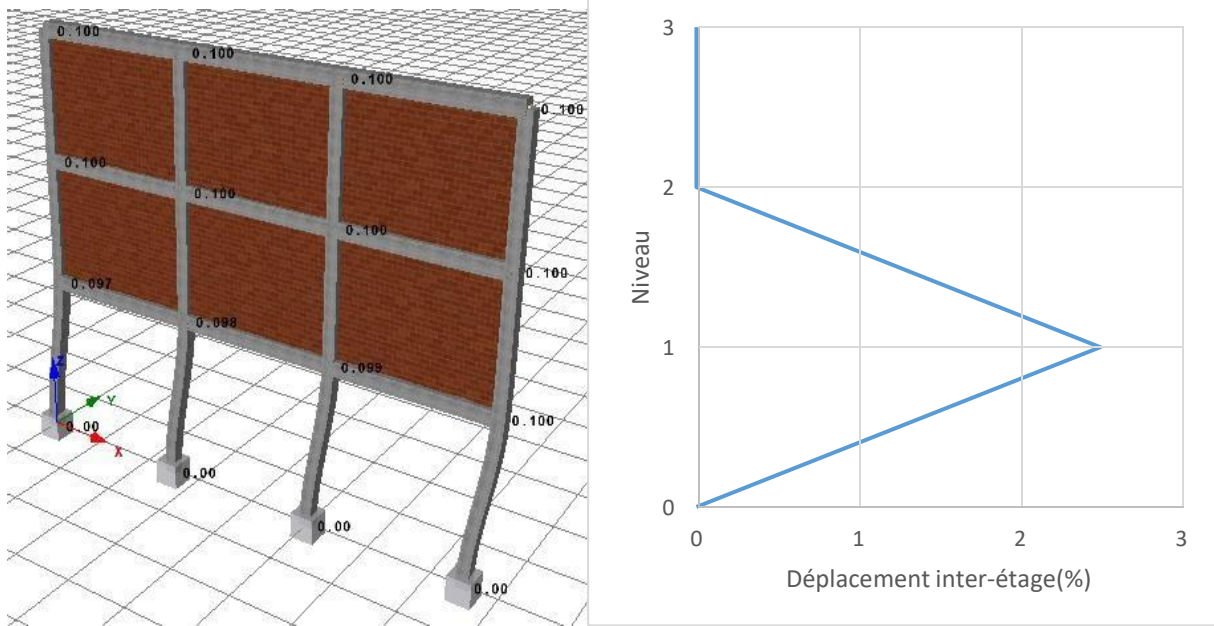


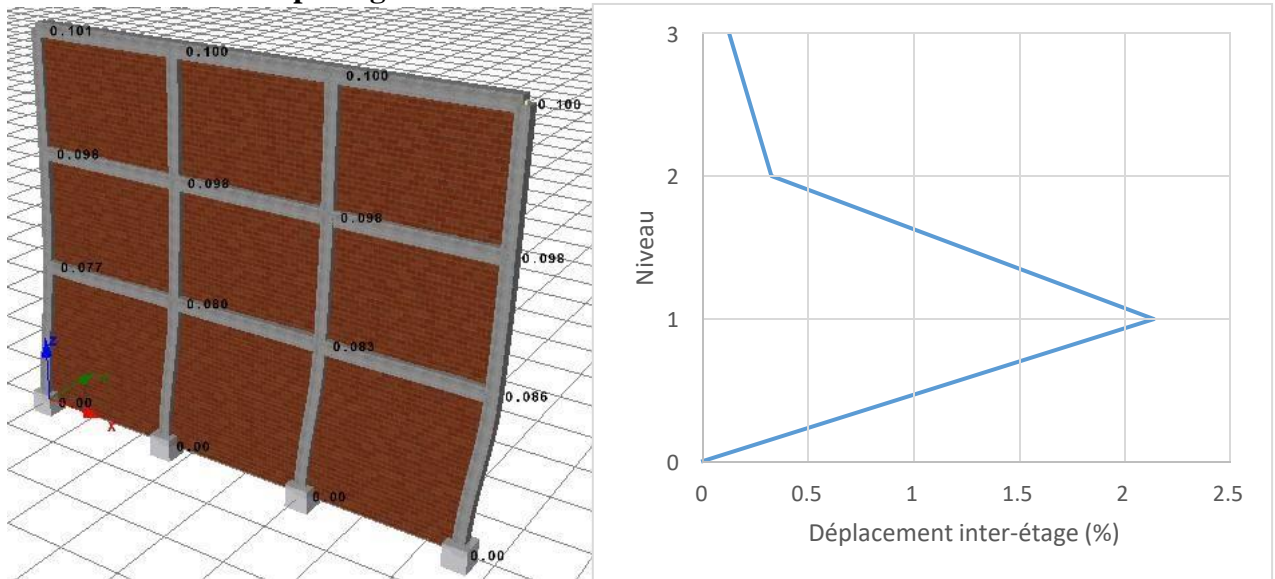
Figure IV.22 Déplacement inter-étage structure R+2 sans remplissage

**Structure R+2 : remplissage partiel**



*Figure IV.23 Déplacement inter-étage structure R+2 remplissage partiel*

**Structure R+2 : remplissage total**



*Figure IV.24 Déplacement inter-étage structure R+2 remplissage total*

Toujours, on peut remarquer que l'influence des murs de remplissage est important dans le cas où le remplissage est partiel. Le déplacement inter-étage est très grand au niveau de l'RDC. On peut généraliser cette remarque pour le troisième cas où le remplissage est total mais avec une valeur de déplacement inter-étage de 2%. Pour le cas « sans remplissage » le déplacement inter-étage est moins de 2%.

Structure R+4 : Sans remplissage

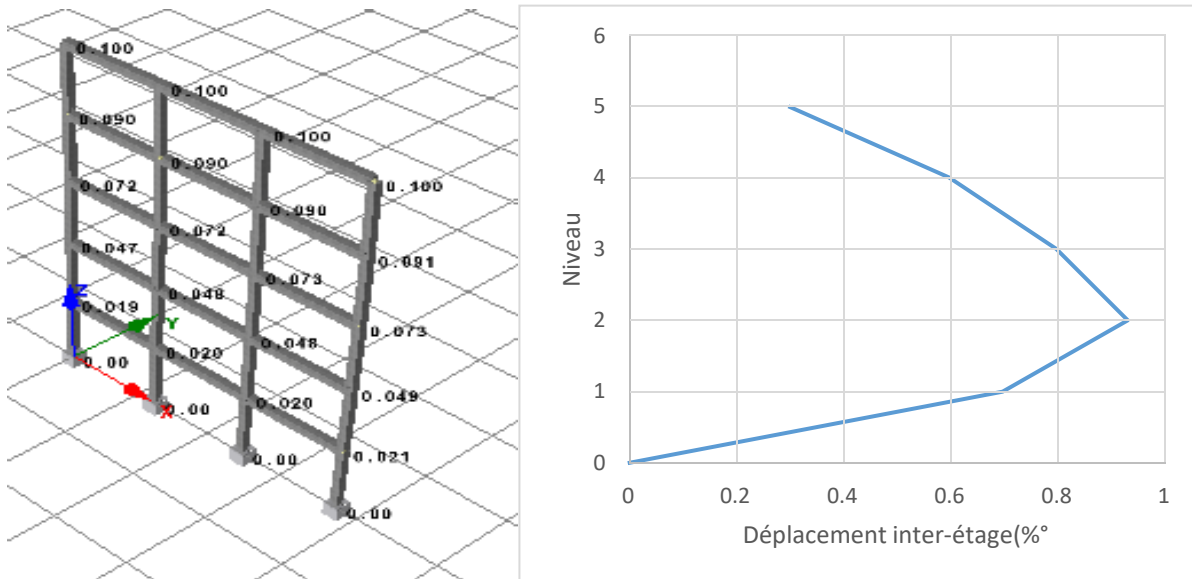


Figure IV.25 Déplacement inter-étage structure R+4 sans remplissage

Structure R+4 : remplissage partiel

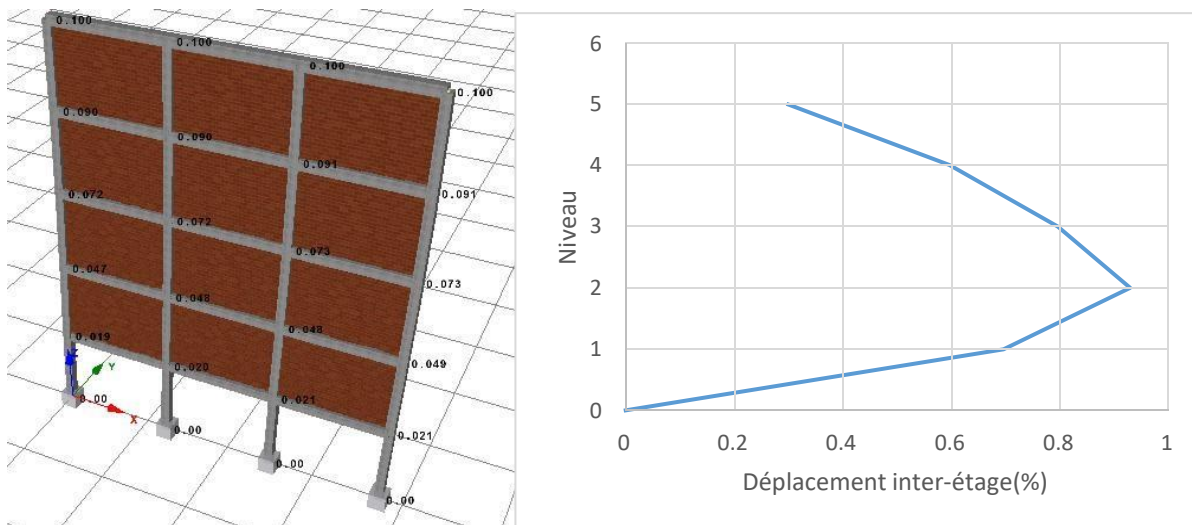
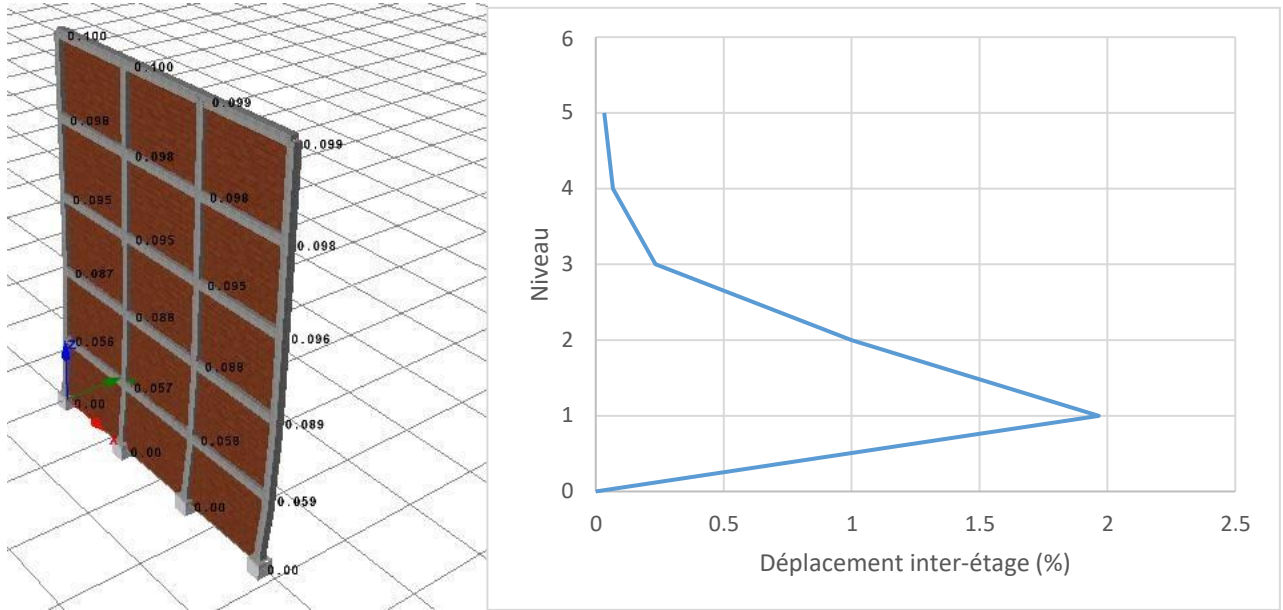


Figure IV.26 Déplacement inter-étage structure R+4 remplissages partie

**Structure R+4 : remplissage total**

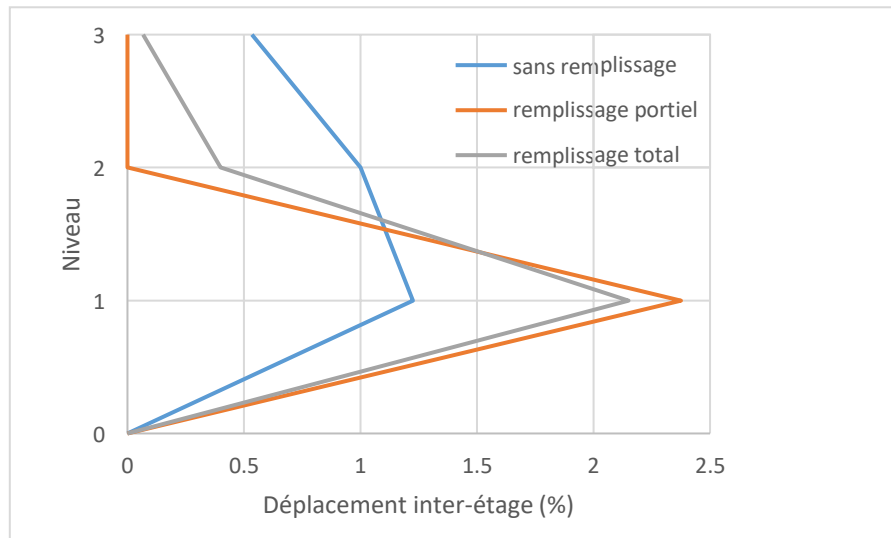


*Figure IV.27 Déplacement inter-étage structure R+4 remplissage total*

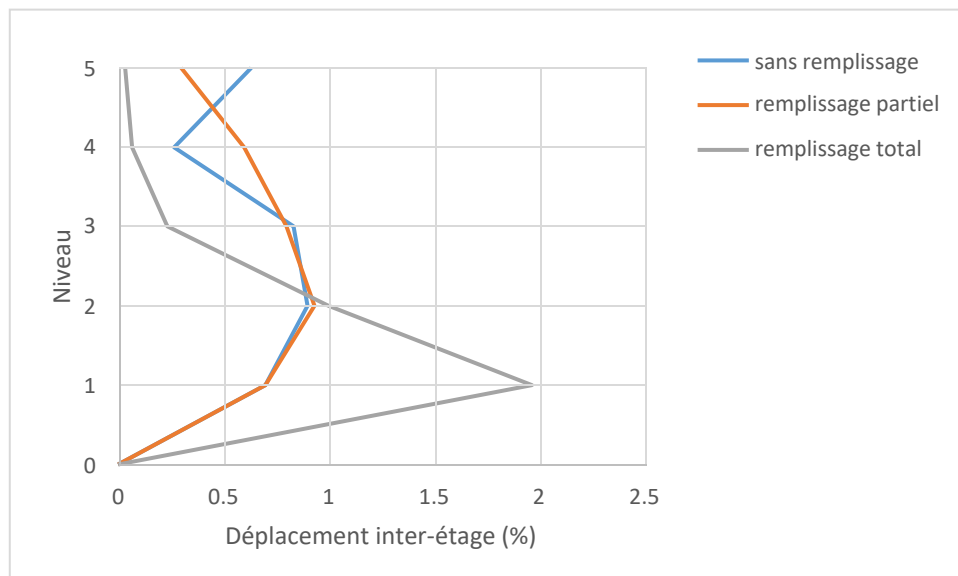
Le cas de la structure de 5 niveaux (R+4) confirme nos remarques précédentes.

**Les courbes de déplacement inter-étages des trois cas :**

**Structure R+2 :**



*Figure IV.28 Déplacement inters-étages des trois cas des structures R+2*

**Structure R+4 :**

*Figure IV.29 Déplacement inters-étages des trois cas des structures R+4*

**IV.9. Conclusion.**

En conclusion, les murs de remplissage ont une influence positive sur le comportement global de la structure. Les murs augmentent la résistance de la structure d'une manière significative. Mais, la distribution de ces murs le long de la hauteur de la structure est très importante. Dans le cas où le remplissage est partiel (1<sup>er</sup> étage transparent) les murs ont une influence négative sur la distribution de la rigidité et alors sur le comportement sismique.

# **Conclusion générale**

### Conclusion générale

Ce mémoire vise à étudier les performances des structures à ossature en béton armé entièrement ou partiellement remplies par des murs en maçonnerie sous charges sismiques. Afin d'atteindre cet objectif, une étude numérique de deux structures à ossature en béton en 2D a été menée à l'aide de l'analyse Push-over N2. Les portiques représentent des immeubles de moyenne et basse hauteur. Différentes configurations de panneaux de remplissage ont été étudiées pour chaque structure. Pour ces cas, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- L'interaction entre les murs de remplissage en maçonnerie et le cadre en béton armé influence fortement la performance globale des structures à ossature. Les performances du cadre.
- La performance varie considérablement en fonction de la configuration des panneaux de remplissage (c'est-à-dire partiellement ou entièrement remplis) sous charge latérale.
- Les structures à ossature partiellement ou entièrement remplies ont une rigidité plus élevée que la structure à ossature nue. Ceci a été clairement observé dans les périodes naturelles des structures et des courbes de capacité. La capacité latérale du remplissage est bien supérieure à celle du cadre nu.
- L'existence d'un étage mou au niveau du sol (RDC) en raison de l'omission des remplissages a conduit à rendre les poteaux de cet étage plus vulnérables car les forces de cisaillement agissant sur les poteaux sont considérablement plus élevées que celles associées au cadre nu.
- Des différences ont été observées entre les profils de déplacement inter-étage (drift) des structures. La prise en compte des panneaux de remplissage en maçonnerie diminue les valeurs de drift de l'étage par rapport au cadre nu.

Recommandations :

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/2003) ne prennent pas les panneaux en maçonnerie comme des éléments structuraux dans la justification sismiques des bâtiments mais elles prévoient une pénalisation de leur coefficient de comportement approprié.

Cette étude nous permettra de conclure la nécessité de considérer les panneaux de remplissages dans la justification sismique de cette typologie structurale.

# **Références bibliographiques**

**Références bibliographiques**

- [1] Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] Règlement parasismique algérien (RPA 99, version 2003). Centre nationale de génie parasismique appliquée, Algérie.
- [3] .P.B. Lourenco, J.C. Leite and M.F. Paulo-Pereira, ‘‘MASONRY INFILLS AND EARTHQUAKES’’, 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, May 31-June 3, 2009
- [4] Crisafulli, F. J., Carr, A. J., and Park, R. (2000). ‘‘Analytical modelling of infilled frame structures—A general review.’’ Bull. New Zealand Soc. Earthquake Eng., 33(1), 30–47
- [5]
- [6] Merzoud Mouloud, thèse de Maitre en ingénierie (avril 1987) université de Montréal "Evaluation de la résistance et des propriétés structurales de la maçonnerie".
- [7] AW Page, The biaxial compressive strength of brick masonry. Institution of Civil Engineering. Proceedings, volume 71, issue 3, september 1981, 893-906.
- [8]. Fiorato, A. E., Sozen, M. A. and Gamble, W. L., ‘‘ An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls’’, Report No. UILU-ENG 70- 100, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL, 1970.
- [9]. Brokken, S., and Bertero, V.V., (1981). "Studies on the Effects of Infills in Seismic Resistant R/C Construction", UBC/EERC-81/12 Report, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley.
- [10]. Bertero, V.V. and S. Brokken, 1983. ‘‘Infills in seismic resistant building’’. J. Struct. Eng., 109: 30-34.
- [11]. Zybaczynski, A. (2011): "Recherche sur le comportement post-élastique et le calcul des structures en béton armé aux actions sismiques ", thèse de doctorat, Université technique de génie civil, Bucarest
- [12]. CR6-2006 "Code de conception pour les structures en maçonnerie", Roumanie
- [13]. Mosalam, K.M. and M.S. Günay, (2012) ‘‘Chapter 23: Seismic Analysis and Design of Masonry-Infilled Frames,’’ in Structural and Geotechnical Engineering, S.K. Kunnath, Editor, Encyclopedia of Life support Systems (EOLSS) Publishers, Oxford, UK.
- [14]. Leuchars, J. M. [1973] Masonry Infill Panels, M. E. Report, University of Canterbury.
- [15]. Thomas, F. G. (1953). ‘‘The strength of brickwork.’’ Struct. Eng., 31(2), 44–46
- [16]. Wood, R. H. (1958). ‘‘The stability of tall buildings.’’ ICE Proc., 11, 69–102.
- [17]. Mainstone, R. J. (1962). ‘‘Discussion on steel frames with brickwork and concrete infilling.’’ ICE Proc., 23, 94–99.

- [18]. Wood, R. H. (1959). "Discussion on the stability of tall buildings." ICE Proc., 12, 502.
- [19] Santhi, M. H., Knight, G. M. S., and Muthumani, K. (2005b). "Evaluation of seismic response of soft-storey infilled frames." Comput. Concr.,2(6), 423–437.
- [20] Liauw, T. C., and Kwan, K. H. (1983b). "Plastic theory of non-integral infilled frames." ICE Proc., 75(3), 379–396.
- [21] M. Dhanasekar & Waheed Haider, "Behavior of wide spaced reinforced masonry walls under inplane cyclic loading" 13th International Brick and Block Masonry Conference Amsterdam, July 4-7, 2004
- [22] Moghaddam, H. A. (2004). "Lateral load behavior of masonry infilled steel frames with repair and retrofit." J. Struct. Eng., 130(1), 56–63.
- [23] Indian Standard Criteria For Earthquake Resistant Design Of Structures Part 1 General Provisions and Buildings ( Fifth Revision)
- [24] Amato G, Cavaleri L, Fossetti M, Papia M (2008) Infilled frames: influence of vertical loads on the 285 equivalent diagonal strut model. Proc. of 14th WCEE, Beijing, China, CD-ROM, Paper 05-01-0479.
- [25] Lourenço, P.B. (1996), "Computational strategies for masonry structures", Doctoral dissertation, Delft University, Delft, The Netherlands.
- [26]. A. Abed and A. Louzai, "Comportement sismique de structures en portiques en bétonarmé avec remplissage en maçonnerie ". Annales du bâtiment et des travaux publics, pp. 34- 42,2014
- [27].. Mosalam, K.M., White, R.N. and Ayala, G. (1998), "Response of infilled frames using pseudo-dynamic experimentation", Earthquake Eng. Struct. Dyn., 27(6), 589-608.
- [28].. Mosalam, K.M., White, R.N. and Ayala, G. (1998), "Response of infilled frames using Stafford Smith, B. (1966): "Behaviour of Square Infilled Frames", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Division, 92, no STI,381- 403
- [48]..Buonopane, S. G., and White, R. N. (1999). "Pseudodynamic Testing of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame." J. Struct. Eng., 125(6),578–589.
- [29].. Stafford Smith, B. (1966): "Behaviour of Square Infilled Frames", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Structural Division, 92, no STI,381- 403
- [30].. Buonopane, S. G., and White, R. N. (1999). "Pseudodynamic Testing of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame." J. Struct. Eng., 125(6),578–589.
- [31].. Dhanasekar, M., and Page, A.W. (1986). "Influence of brick masonry infill properties on the behaviour of infilled frames." ICE Proc., 81(4), 593–605.

- [32].. Diana Samoilă, Andrei Faur, The Influence of the Seismic Action on the RC Infilled Frames, IOSR Journal of Engineering (IOSRJEN), Vol. 04, Issue 12 (December 2014), ||V4|| PP 25-29
- [33]. Holmes, M. (1961): "Steel frames with brickwork and concrete infilling", Proceedings of the Institution of Civil Engineers 19
- [34] Stafford Smith, B., "Lateral Stiffness of Infilled Frames." Journal of Structural Division, ASCE, 1962, Vol. 88, No. ST6, pp. 183-199.
- [35] Stafford Smith, B. (1967). The Composite Behavior of Infilled Frames. In Symposium on Tall Buildings, pp 481-495. Pergamon Press Limited
- [36] Hetenyi, M. (1946). Beams on elastic foundations, University of Michigan Press, Ann Arbor, MI.
- [57] Mainstone, R. J. (1971). "On the stiffnesses and strengths of infilled frames." Proc., ICE Suppl., Vol. 4, Building Research Station, Garston, UK, 57-90.
- [38] Mainstone, R.J. (1974): "On the Stiffness and strength of infilled frames", Proc. Supplement, Trans. of Instn. Of Civil Engrs, State Univ. of New York
- [39].. Stafford Smith, B., Carter, C. (1969): "A method of analysis for infill frames", Proc. Inst. Civil Engrs
- [40].. Liaw, T.C., Kwan, K.H. (1984): "Nonlinear behavior of non-integral infilled frames", Comput. Struct. 18, 551-560
- [41].. Liauw, T. C., and Kwan, K. H. (1983a). "Plastic theory of infilled frames with finite interface shear strength." ICE Proc., 75(4), 707-723
- [42].. Mainstone, R. J. (1962). "Discussion on steel frames with brickwork and concrete infilling." ICE Proc., 23, 94-99.
- [43].. Mehrabi, A. B., and Shing, P. B. (1997). "Finite element modeling of masonry-infilled RC frames." J. Struct. Eng., 123(5), 604-613
- [44] Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [45] Effets et conséquences d'un séisme, <https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/effets-et-consequences-dun-seisme#consequences-sur-les-batiments>
- [46] Zebji. S et Ben Bouzid. M, "Analyse statique non linéaire par poussée progressive « pushover d'un bâtiment renforcé", mémoire de fin d'étude, École National supérieur des travaux publics, Alger, 2008.

[47] Mr TEDJDITI Ahmed Kamel. "Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale". Mémoire de Master Département de génie civil Université Abou-Bekr. Belkaid-Tlemcen. 2017. 45.

[48] Locroix. S, "Research of behavior coefficient for reinforced concrete buildings", thesis defended to graduate as an engineer, société JACOBS, 2007.

[49] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", vol 1.Redwood City, California, 1996.