



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj Lakhdar –Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de Génie Civil

Mémoire de Magister
en Génie Civil

Thème :

EVALUATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE DES STRUCTURES PAR
LA MÉTHODE PUSHOVER

Option : Construction en zones sismiques

Présenté par

LAFI Djamel Eddine

Pour obtenir le diplôme de Magister en : Génie Civil

Sous la direction de : M.CA DEMAGH KAMEL

Mémoire soutenu le : 18 Novembre 2012

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
H.CHABIL	Professeur	Université Mentouri, Constantine	Président
K.DEMAGH	M.CA	Université Hadj Lakhdar, Batna	Rapporteur
H. MAZOUZ	M.CA	Université Hadj Lakhdar, Batna	Examineur
N.LAHBARI	M.CA	Université Hadj Lakhdar, Batna	Examineur
T. KARECH	M.CA	Université Hadj Lakhdar, Batna	Examineur

REMERCIEMENTS

Je remercie d'abord le bon DIEU le tout puissant qui m'a guidé et m'a donné la force et la volonté de réaliser cette modeste recherche.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitude à tous mes enseignants, et en

particulier l'encadreur de ce mémoire Dr : K. DEMAGH Professeur à

l'université de BATNA

Monsieur le président. Messieurs les membres du jury, permettez-moi

d'exprimer mes chaleureux remerciements et à tous ceux qui ont participé à la

réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labour qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence. Nous remercions ; en premier lieu, notre **DIEU** qui à bien voulu nous donner le courage, la force, la volonté, et la patience pour effectuer le présent travail, Je dédie ce modeste travail à :*

Mon père et ma mère qui on gouvernés mes premiers pas et ont fait de moi ce qui je suis ; Pour toutes les souffrances qu'ils ont endurées et de leur Jeunesse sacrifiée pour nous permettre, mes Frères, mes Sœurs et moi, une vie décente et une bonne éducation ;

Mes Frères : Bilal, Youcef ;

Mes chères Sœurs et leurs familles ;

Les anges de ma famille : Khalil, Abdelrahman, Mohamed, Maria, surtout la belle Soumia ;

Mes oncles : Tayeb, Mourad, Allaoua, Arbi, Ahmed,

Mes cousins : Khaled, Elkier, Samir, Amer, Ismaïl, Adam, yacine, Samir, Sassi, Salim, Adel, hicham, toufik, derradji, Lahsen, Saber , Salah, Achref, Smati,...

*Toute la famille : **LAFI** et **GAOUAOUI***

Mes chers collègues de l'ISFF : Rabeh, Ali, Mouh, djidjiga, Saida, Hayat, Koussila, Abdelkader, Aziz, Motsafa, ..., surtout Hadjam Dalia ;

Mes chers Amis de la promotion de graduation en Génie Civil –Sétif–: Khalil, Nabil, Oussama, Abdelghani, Darradji, Soufyane, Ali, Lahlo, Dache, Fateh, Nassir, Khaldone, Walid, Abdelhak, Mossa, Ala, Samir, Ridha, Chirifie, Hani, issa, Azedine, Abdelrahman, Adel..., Aida, Amel, Meriem, Saida ;

Mes chers Amis de la promo de post-graduation en Génie Civil –Batna–: Brahim, Younes, Youb, Faycel, Mohamed ;

Mes voisins : Youcef, Yasser, Hicham, Mohamed, Mahdi, islam, Bensalam 1006....) ;

Mes chers amis : Youcef, Hamza, yacine, Fodi, Monsef, Fayçel, Atek, Hamza, Zaki, Aloula, Azi, Zine, Khaled, Tayab, etc.

Résumé

Plusieurs structures existantes construites selon des codes plus anciens ne possèdent pas la résistance parasismique, et pourraient sérieusement compromettre la sécurité des individus en cas de séismes. Ces structures étaient à l'origine rarement édifiées de façon à résister aux secousses sismiques, c'est pour cela qu'on les a étudié dans le domaine non linéaire par l'utilisation de la méthode d'analyse inélastique Pushover, en vue de déterminer la capacité portante des structures et savoir si elles seront en mesure de résister à des séismes majeurs.

Cette étude appréhende entre autre les procédures d'analyse Pushover qui permettent d'évaluer les capacités de l'effort tranchant à la base et la déformation structurelle. Ces dernières ont été effectuées en exploitant le logiciel SAP2000 et le règlement parasismique Algérien R.P.A 99 version 2003, dans le but de déterminer les charges latérales en variant le site (type de sol S) et la zone sismique (coefficient de l'accélération A). A cet effet, les analyses Pushover ont été simulées sur des portiques en béton armé et en acier couvrant un large éventail de périodes fondamentales. Notre expérimentation numérique a démontré que le type de portique (acier ou béton armé) influe sur l'effort tranchant inélastique à la base de la structure selon l'analyse Pushover, en prenant en considération les paramètres du site et de la zone sismique.

Mots clés

Analyse Pushover, Capacité portante, Déplacement cible, Effort tranchant à la base, Courbe de capacité

ABSTRACT

Several existing structures built to older codes do not have earthquake-resistant, and could seriously compromise the safety of individuals in case of earthquakes. These structures were originally built rarely to withstand earthquakes that are why they are studied in the nonlinear domain with the use of inelastic Pushover analysis method, to determine the bearing capacity of structures and distinguish whether they will be able to withstand major earthquakes.

This study captures among other Pushover analysis procedures for assessing the capacity of the shear at the base and the structural deformation. These were carried out by exploiting the software SAP2000 and resolution of seismic Algerian version RPA 99, 2003, in order to determine the lateral loads by varying the site (soil type S) and the seismic zone (acceleration factor A). To this end, the pushover analysis was simulated on reinforced concrete and steel frames covering a broad range of fundamental periods. Our numerical experiments showed that the type of gate (steel or reinforced concrete) affects the inelastic shear at the base of the structure of the pushover analysis, taking into account the parameters of the site and the seismic zone.

Keywords

Pushover analysis, bearing capacity, target displacement, Base shear, Capacity curve

Table des Matières

Remerciement.....	i
Dédicaces	ii
Résumé	iii
Abstract	iv
Table des matières	v
Liste des notations et abréviations	viii
Liste des figures	x
Liste des tableaux	xii

1. Introduction Générale

1.1 INTRODUCTION	1
1.2 Objectifs et domaine d'application	2
1.3 Structuration du mémoire	3

2. Recherche Bibliographique

2.1 Méthodes d'Analyse	4
2.2 Méthodes d'Analyse Elastique	4
2.3 Méthodes d'analyse non linéaire	5
2.4 Description la méthode d'analyse Pushover	6
2.5 Utilisation des résultats de Pushover	8
2.6 Examen des Recherches Antérieures	9
2.6.1. Généralités.....	9
2.6.2. Études antérieures sur des procédures d'analyse non linéaires simplifiées	9
2.6.3. Les études faites sur l'analyse Pushover	13

3. Analyse Pushover

3.1 INTRODUCTION	21
3.2 Buts d'une Analyse Pushover	21
3.3 Description de l'analyse Pushover traditionnelle	23
3.4 Procédure d'analyse par la méthode Pushover.....	23
3.5 Courbe de capacité	25
3.6 Point de performance	26

3.7 Rotules Plastiques	27
3.7.1.1. Rotules plastiques pour les sections en Acier	28
3.7.1.2. Rotules plastiques pour les sections en Béton.....	30
3.8 Description des structures étudiées	30
3.9 Détermination la charge latérale à partir code R.P.A 99 v03.....	31
3.9.1.1. Combinaison des réponses modales	32
3.9.1.2. Vérification de l'effet P- Δ et les déplacements ; (R.P.A 99 v03)	34
3.10 Détermination du déplacement cible pour l'analyse statique non linéaire Pushover (en poussée progressive selon Eurocode8)	35
3.10.1.1. Généralités.....	35
3.10.1.2. Transformation en un système équivalent à un seul degré de liberté...	36
3.10.1.3. Détermination d'une relation idéalisée force/déplacement élasto- plastique parfait	37
3.10.1.4. Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisée.....	37
3.10.1.5. Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté.....	38
3.10.1.6. Procédure itérative (facultative).....	39
3.10.1.7. Détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté	40
3.11 L'analyse dynamique non-linéaire des systèmes équivalents à un seul degré de liberté	40

4. Simulation Numérique

4.1 INTRODUCTION	44
4.2 Etude les portiques en Béton Armé.....	45
4.2.1. Portique à deux niveaux	45
4.2.1.1. Influence de la zone sismique	45
4.2.1.2. Influence de site	46
4.2.1.3. Résultats et interprétation	48
4.2.2. Portique à cinq niveaux	49
4.2.2.1. Influence de la zone sismique	49
4.2.2.2. Influence de site	50
4.2.2.3. Résultats et interprétation	53
4.2.3. Portique à sept niveaux	54
4.2.3.1. Influence de la zone sismique	54

4.2.3.2.	Influence de site	56
4.2.3.3.	Résultats et interprétation	59
4.3	Etude les portiques en Acier	60
4.3.1.	Portique à deux niveaux	60
4.3.1.1.	Influence de la zone sismique	60
4.3.1.2.	Influence de site	61
4.3.1.3.	Résultats et interprétation	63
4.3.2.	Portique à cinq niveaux	64
4.3.2.1.	Influence de la zone sismique	64
4.3.2.2.	Influence de site	65
4.3.2.3.	Résultats et interprétation	67
4.3.3.	Portique à sept niveaux	69
4.3.3.1.	Influence de la zone sismique	69
4.3.3.2.	Influence de site	71
4.3.3.3.	Résultats et interprétation	73
5. Conclusion et Recommandations		
5.1	Conclusion	75
5.2	Recommandations	77
A. ANNEXE : Description des Structures Étudiées		
A.1	Les portiques en Béton Armé.....	78
A.1.1	Portique à deux niveaux.....	78
A.1.2	Portique à cinq niveaux.....	79
A.1.3	Portique à sept niveaux	80
A.1.4	Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas étudié selon le règlement parasismique Algérien R.P.A.99 version 2003.....	81
A.2	Les portiques en Acier.....	82
A.2.1	Portique à deux niveaux.....	82
A.2.2	Portique à cinq niveaux.....	83
A.2.3	Portique à sept niveaux	84
A.2.4	Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas étudié selon le règlement parasismique Algérien R.P.A.99 version 2003.....	85
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		86

Liste des notations et abréviations

A	Coefficient d'accélération de zone
a_g	Accélération de calcul
a_{gR}	accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A
D	facteur d'amplification dynamique
d_y^*	Le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté
d^*	Le déplacement d'un système équivalent à un seul degré de liberté
E	effet de l'action sismique considéré
E_i	valeur modale de E selon le mode « i »
E_m^*	Est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique
F_i	les forces latérales normalisées
F_y	Limite élasticité de l'acier
F^*	La force d'un système équivalent à un seul degré de liberté
K	nombre de modes retenus
K^*	rigidité effective du SDDL
L	longueur de l'élément
l_p	longueur de rotule plastique
M	masse du bâtiment
M^*	masse effective des SDDL
m_i	Est la masse de l'étage i
N	est le nombre de niveaux au dessus du sol
P_q	la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"
Q	facteur de qualité
R	coefficient de comportement
S	paramètre du sol
S_{ay}	d'accélération spectrale
$S_e(T)$	Spectre de réponse élastique
T	Période
T_B	Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_c	Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
T_D	Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant
T_1, T_2	périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
T^*	La période du système équivalent à un seul degré de liberté
U_r	déplacement en terrasse
V	cisaillement à la base
W	poids total de la structure
W_{Gi}	poids dû aux charges permanentes
W_{Qi}	charges d'exploitation
W^*	poids effectif du bâtiment ($= M * g$)
Z	Module plastique de section
θ_y	rotation à l'écoulement
ϕ_y	courbure au l'écoulement
ϕ_{ult}	courbure ultime
θ_p	rotation plastique
Γ	Facteur de Participation
α	Facteur de Masse Modale
η	facteur de correction d'amortissement
$\xi(\%)$	est le pourcentage d'amortissement
T_k	la période du mode K
β	Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge D'exploitation
γ_I	coefficient d'importance
ϕ_i	Les déplacements normalisés
ω_{eff}	fréquence effective de SDDL

Liste des figures

<i>Figure 2.1: Diagramme de Capacité (Pushover)</i>	7
<i>Figure 3.1 : Niveaux de performance structurale. Courbe globale de capacité "Pushover"</i>	25
<i>Figure 3.2 : Point de performance selon EC 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité</i>	26
<i>Figure 3.3: Point de performance – principe de réduction du spectre</i>	27
<i>Figure 3.4: généralisé les Caractéristiques de la force-Déplacement d'un élément non-dégradant de la structure de SAP2000</i>	30
<i>Figure 3.5: Forme du spectre de réponse élastique</i>	35
<i>Figure 3.6: Détermination de la relation idéalisée force / déplacement élasto-plastique parfaite</i>	37
<i>Figure 3.7: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté</i>	39
<i>Figure 3.8: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté</i>	40
<i>Figure 3.9: Structure à PDDL Représentée par un système SDDL équivalent (approche proposée par l'ATC-40 [3])</i>	41
<i>Figure 3.10: Représentation bilinéaire de courbe de capacité (Pushover)</i>	41
<i>Figure 3.11: Conversion de la courbe de capacité (Pushover) au spectre de capacité</i>	42
<i>Figure 3.12: Relation force-déplacement de système un SDDL équivalent (approche proposée par l'ATC-40 [3])</i>	43
<i>Figure 4.1: Courbe de capacité Pushover</i>	47
<i>Figure 4.2: Distribution des rotules plastiques 21ème pas</i>	47
<i>Figure 4.3: Courbe de capacité Pushover</i>	52
<i>Figure 4.4: Distribution des rotules plastiques 16ème pas</i>	52
<i>Figure 4.5: Courbe de capacité Pushover</i>	58
<i>Figure 4.6: Distribution des rotules plastiques 15ème pas</i>	58
<i>Figure 4.7: Courbe de capacité Pushover</i>	62
<i>Figure 4.8: Distribution des rotules plastiques 13ème pas</i>	62
<i>Figure 4.9: Courbe de capacité Pushover</i>	67
<i>Figure 4.10: Distribution des rotules plastiques 12ème pas</i>	67
<i>Figure 4.11: Courbe de capacité Pushover</i>	73
<i>Figure 4.12: Distribution des rotules plastiques 15ème pas</i>	73

Figure A.1: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de béton armé78
Figure A.2: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de béton armé79
Figure A.3: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de béton armé80
Figure 4.4: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de l'acier 82
Figure 4.5: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de l'acier 83
Figure 4.6: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de l'acier 84

Liste des Tableaux

Tableau 3.1: Propriétés dynamiques des portiques conçus à partir du règlement parasismique Algérien R.P.A 99 version 2003.....	31
Tableau 4.1: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2) .	45
Tableau 4.2: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2 ^{ème} cas (zone IIb, S2)	45
Tableau 4.3: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3 ^{ème} cas (zone III, S2)	45
Tableau 4.4: Les résultats des forces d'un portique à deux niveaux	46
Tableau 4.5: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	46
Tableau 4.6: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4 ^{ème} cas (zone IIa, S3)	46
Tableau 4.7: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5 ^{ème} cas (zone IIa, S4)	46
Tableau 4.8: Les résultats des forces d'un portique à deux niveaux	47
Tableau 4.9: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	49
Tableau 4.10: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2 ^{ème} cas (zone IIb, S2).....	49
Tableau 4.11: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3 ^{ème} cas (zone III, S2).....	50
Tableau 4.12: Les résultats des forces d'un portique à cinq niveaux	50
Tableau 4.13: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	50
Tableau 4.14: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4 ^{ème} cas (zone IIa, S3).....	51
Tableau 4.15: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5 ^{ème} cas (zone IIa, S4).....	51
Tableau 4.16: Les résultats des forces d'un portique à cinq niveaux	51
Tableau 4.17: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	55
Tableau 4.18: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2 ^{ème} cas (zone IIb, S2).....	54
Tableau 4.19: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3 ^{ème} cas (zone III, S2).....	55
Tableau 4.20: Les résultats des forces d'un portique à sept niveaux.....	55
Tableau 4.21: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	56
Tableau 4.22: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4 ^{ème} cas (zone IIa, S3).....	56
Tableau 4.23: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5 ^{ème} cas (zone IIa, S4).....	57
Tableau 4.24: Les résultats des forces d'un portique à sept niveaux.....	57

Tableau 4.25: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	58
Tableau 4.26: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2 ^{ème} cas (zone IIb, S2)	60
Tableau 4.27: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3 ^{ème} cas (zone III, S2)	60
Tableau 4.28: Les résultats des forces d'un portique à deux niveaux	61
Tableau 4.29: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	61
Tableau 4.30: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4 ^{ème} cas (zone IIa, S3)	61
Tableau 4.31: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5 ^{ème} cas (zone IIa, S4)	61
Tableau 4.32: Les résultats des forces d'un portique à deux niveaux	62
Tableau 4.33: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	64
Tableau 4.34: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2 ^{ème} cas (zone IIb, S2).....	64
Tableau 4.35: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3 ^{ème} cas (zone III, S2).....	65
Tableau 4.36: Les résultats des forces d'un portique à cinq niveaux	65
Tableau 4.37: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	65
Tableau 4.38: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4 ^{ème} cas (zone IIa, S3).....	66
Tableau 4.39: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5 ^{ème} cas (zone IIa, S4).....	66
Tableau 4.40: Les résultats des forces d'un portique à cinq niveaux	66
Tableau 4.41: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	69
Tableau 4.42: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2 ^{ème} cas (zone IIb, S2).....	69
Tableau 4.43: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3 ^{ème} cas (zone III, S2).....	70
Tableau 4.44: Les résultats des forces d'un portique à sept niveaux.....	70
Tableau 4.45: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1 ^{er} cas (zone IIa, S2)	71
Tableau 4.46: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4 ^{ème} cas (zone IIa, S3).....	71
Tableau 4.47: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5 ^{ème} cas (zone IIa, S4).....	72
Tableau 4.48: Les résultats des forces d'un portique à sept niveaux.....	72
Tableau A.1: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à deux niveaux en béton armé	78
Tableau A.2: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à cinq niveaux en béton armé	79

Tableau A.3: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à sept niveaux en béton armé	80
Tableau A.4: Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas traité	81
Tableau A.5: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à deux niveaux en acier	82
Tableau A.6: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à cinq niveaux en acier	83
Tableau A.7: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à sept niveaux en acier	84
Tableau A. 8: Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas traité	85

CHAPITRE 1

Introduction Générale

1.1 INTRODUCTION

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, a été développée au cours des vingt cinq dernières années et qui est devenue la procédure d'analyse privilégié pour la conception et l'évaluation des performances sismiques puisque cette procédure est relativement simple en prenant en considération le comportement poste-élastique. Toutefois, la procédure implique certaines approximations et simplifications ainsi que certaines variations dans la prévision de la demande sismique de l'analyse Pushover.

Or, dans la littérature, l'analyse Pushover a été démontrée pour identifier les caractéristiques essentielles du comportement des structures sous l'action sismique. L'exactitude et la fiabilité de l'analyse Pushover a prédit les demandes sismiques globales et locales de l'ensemble des structures qui ont fait l'objet de discussion des procédures améliorées par Pushover proposées pour surmonter certaines de leurs limitations. Toutefois, Ces procédures d'amélioration exigent en grande partie un traitement informatique et conceptuel complexe.

La méthode d'analyse Pushover est largement utilisée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques ; ses limites, ses faiblesses et la précision de ses prévisions en application courante, qui doit être identifiées par l'étude des facteurs qui influent sur les prévisions de Pushover. En d'autres termes, l'applicabilité de la méthode d'analyse Pushover dans la prévision des demandes sismiques devrait être étudié pour les structures à petites, moyennes et grandes hauteurs en identifiant certaines questions telles que le comportement des éléments de modélisation non linéaire.

Le schéma de calcul de la procédure, les variations des prévisions de divers modèles des charges latéraux utilisés dans la méthode d'analyse Pushover, l'efficacité des modèles de charge latérale dans la représentation des effets des modes supérieurs et l'évaluation précisent le déplacement cible à laquelle la prévision de la demande sismique est effectuée selon la même procédure.

1.2 Objectifs et domaine d'application

Les différents aspects de la méthode d'analyse Pushover et l'exactitude de cette analyse dans la prédiction des demandes sismiques ont été étudiées par plusieurs chercheurs. Cependant, la plupart de ces recherches utilisent des structures spécialement conçues dans le cadre de l'étude ou des formes particulières de la procédure Pushover qui ont été mis en œuvre dans cette étude. Certaines questions importantes qui influent sur l'exactitude de l'analyse statique non linéaire avec la méthode d'analyse Pushover, ont été étudiés sur les niveaux : 2, 5, et 7 niveaux en béton armé et 2, 5 et 7 niveaux en charpente métallique.

Tout d'abord, la pertinence de l'analyse Pushover dans l'évaluation de la performance sismique d'une structure dans les procédures élastique a été examinée en identifiant ses avantages et ses limites. Puis, des analyses par la méthode de Pushover ont été effectuées dans un cas d'étude sur des structures en utilisant SAP2000 [14].

En outre, les effets et la précision des divers modèles des charges latérales («uniforme», «premier Mode élastique», «Code», «FEMA-273» et «multimodale (ou SRSS)») utilisés dans la méthode d'analyse Pushover pour prévoir le comportement imposé sur la structure due aux différents mouvements du sol, aléatoirement choisis, causent des niveaux élastiques et diverses réponses non linéaire déjà évaluées. À cet effet, les six niveaux de déformation représentant les déplacements des points de terrasse sur la courbe de capacité pour les structures ont été prédéterminés en amont. Les paramètres de réponse tels que les déplacements des étages, les rapports de déplacement entre les étages, l'effort de cisaillement et emplacements des rotules plastiques, ont été estimés en aval à partir des résultats des analyses par la méthode de Pushover pour tous les modèles de charge latérale au niveau de déformation étudiée. Les prédictions de Pushover ont été comparées avec les valeurs exactes des paramètres de réponse obtenus à partir de l'analyse non linéaire time-history pour évaluer la précision des prédictions de Pushover [8].

En outre, les demandes maximales de déplacement inélastique dénommées (déplacement cible des structures en béton armé) ont été estimées aux niveaux élastiques et divers niveaux non linéaires de déformation utilisant l'analyse dynamique non linéaire du système équivalent de SSDDL, la méthode de capacité par le spectre (ATC-40 Procédure A) [3], la méthode de coefficient de déplacement (FEMA-356) [20] et la procédure de la ductilité constante (Chopra et Goel) [8]. Les hypothèses et la précision des procédures approximatives ont été identifiées pour prévoir le déplacement cible.

1.3 Structuration du mémoire

Ce mémoire est composé d'un résumé suivi de cinq chapitres et une annexe. Le premier chapitre comprend une introduction à la méthode d'analyse Pushover utilisée pour l'évaluation des performances sismiques, les objectifs et le domaine d'application. Le deuxième chapitre passe en revue les recherches antérieures sur les procédures d'analyse non linéaires simplifiées, et une analyse Pushover. Dans le troisième chapitre, nous entamerons la procédure d'analyse Pushover c'est-à-dire la courbe de capacité, le point de performance, les rotules plastiques, la description des structures étudiées, le code de chargement latérale, et le déplacement cible selon l'EC8. Le quatrième chapitre comprend une simulation numérique. Quant au cinquième chapitre, il contient une conclusion et une recommandation. Enfin, l'annexe (A) aborde la description des structures traitées.

CHAPITRE 2

Recherche Bibliographique

2.1 METHODES D'ANALYSE

Pour l'évaluation des performances sismiques, une analyse structurelle du modèle mathématique de la structure est nécessaire pour déterminer la force et les déplacements demandés dans les différents étages de la structure. Plusieurs méthodes d'analyse, à la fois élastique et inélastique, sont disponibles pour prédire le comportement sismique des structures.

2.2. Méthodes d'Analyse Elastique

La force demandée sur chaque élément de la structure est obtenue et comparée avec des capacités disponibles en effectuant une analyse élastique. Les méthodes d'analyse élastique comprennent un code de procédure statique de la force latérale, le code de procédures dynamique et élastique en utilisant les rapports de la demande-capacité. Ces méthodes sont également connues comme des procédures basées sur la force qui suppose que les structures élastiquement répondent aux tremblements de terre.

Dans le code de la procédure de calcul, la force statique latérale est exécutée en soumettant la structure à des forces latérales obtenues par la révision à la baisse mouvement du sol dépendant de spectre de réponse élastique par un système structurel dépendant du facteur de réduction de la force, " coefficient de comportement R". Dans cette approche, on suppose que la force réelle de la structure est plus élevée que la force de conception de la structure. Cette force réelle est, donc, capable de dissiper l'énergie par la rupture de la structure.

Pour la procédure du code dynamique, les exigences de la force vis-à-vis de divers éléments sont déterminées par une analyse élastique dynamique. L'analyse dynamique peut être une analyse du spectre de réponse ou une analyse élastique en time history. Un nombre suffisant de modes doit être considéré comme un facteur de participation d'au moins 90% de l'analyse du spectre de réponse.

En procédure de rapport de demande / capacité (RDC), les actions de la force sont comparées aux capacités correspondantes comme rapports de demande/capacité. Les demandes de calculs RDC doivent inclure des effets de gravité. Bien que les procédures du code de calcul

de la force statique et de la force dynamique latérales aient réduits la charge sismique par un facteur R, l'approche RDC prend la charge sismique sans réduction et l'ajoute à la charge de gravité.

Néanmoins, les procédures qui sont basées sur la force sont bien connues par la profession d'ingénieur et sont faciles à appliquer, mais elles ont certains inconvénients. Les éléments de la structure sont évalués pour déterminer la résistance de déformation dans le domaine élastique. Le comportement non linéaire des structures ne peut être identifié par une analyse élastique. Cependant, le comportement non linéaire doit étudier l'ensemble des structures qui sont déformables dans le domaine inélastique lors d'un séisme majeur. Le facteur de réduction de la force sismique "R" est utilisé pour tenir en compte le comportement inélastique indirectement par la réduction des forces inélastiques à des forces élastiques. Le facteur de réduction de Force "R" est assigné en considérant un seul type de chargement latéral dans la plupart des codes, mais il a été démontré que ce facteur est une fonction du rapport de la période et la ductilité de la structure [39].

Les méthodes élastiques peuvent prédire la capacité élastique de la structure et indiquer l'endroit où la première défaillance aura lieu. Mais, ils ne prédisent pas les mécanismes de défaillance en tenant en compte la redistribution des forces qui tiendront l'écoulement progressif. En réalité la lacune présentée dans la structure pourrait être négligée. En outre, les méthodes de force sont fondées principalement sur l'assurance de la sécurité de vie, mais elles ne peuvent pas assurer les limites des dégâts et les réparations difficiles.

Les inconvénients des procédures basées sur la force et la dépendance des dommages sur la déformation ont conduit les recherches à développer des procédures basées sur le déplacement, et sur l'évaluation des performances sismiques. Les procédures de déplacement sont principalement basées sur les déformations élastiques plutôt que sur les forces élastiques. L'utilisation des procédures d'analyse non linéaires tiennent en considération les demandes sismiques en plus des capacités disponibles [24].

2.3 Méthodes d'analyse non linéaire

Les structures subissent des déformations importantes inélastiques en vertu d'un fort séisme. Ainsi, les caractéristiques dynamiques de la structure change avec le temps. Pour enquêter sur la performance d'une structure inélastique, il faut utiliser des procédures afin de calculer ses caractéristiques. Les procédures analytiques Inélastique aident à assimiler le

comportement réel des structures en identifiant les modes de défaillance et le risque d'effondrement progressif. Les procédures d'analyse inélastique essentiellement comprennent l'analyse non linéaire time history et l'analyse statique non linéaire qui est également connu à l'instar de l'analyse par la méthode de Pushover.

L'analyse non linéaire time history est la méthode la plus précise pour prédire la force et les déformations à différents éléments de la structure. Cependant, l'utilisation de l'analyse non linéaire time history est limitée car la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation correcte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de la période. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la préparation d'entrée et de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'utilisation de l'analyse non linéaire time history peu praticable pour l'évaluation de la performance sismique.

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, était la méthode privilégiée pour l'évaluation de la performance sismique en raison de sa simplicité. Il s'agit d'une analyse statique qui est directement définie par des caractéristiques non linéaires des matériaux. Des procédures d'analyse statique non linéaire comprennent la méthode de capacité du spectre [3], la méthode de coefficient de déplacement [20] et la méthode sécante [9].

2.4 Description de la méthode d'analyse Pushover

La méthode d'analyse Pushover est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure soumise à des forces latérales augmente de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint.

L'analyse statique non linéaire Pushover se compose d'une série d'analyses élastiques séquentielles, superposées se rapprochant d'une courbe qui donne une force en fonction du déplacement global de la structure. À deux ou à trois modèles tridimensionnels incluant dans les diagrammes bilinéaires ou tri linéaires de charge-déformation de tous les éléments de la structure résistant aux forces latérales, créent des charges de gravité et les appliquent ensuite. Le modèle de charge latérale prédéfini est distribué, d'abord sur la hauteur du bâtiment et il est ensuite appliqué. Les forces latérales sont augmentées jusqu'à une certaine performance.

Le modèle structurel est modifié en tenant en compte la rigidité réduite des éléments, et les forces latérales sont augmentées jusqu'à ce qu'on a atteint la performance supplémentaire des éléments ou la structure devient instable. Le déplacement de terrasse est tracé avec l'effort tranchant à la base pour obtenir globalement la courbe de la capacité. (Figure 2.1).

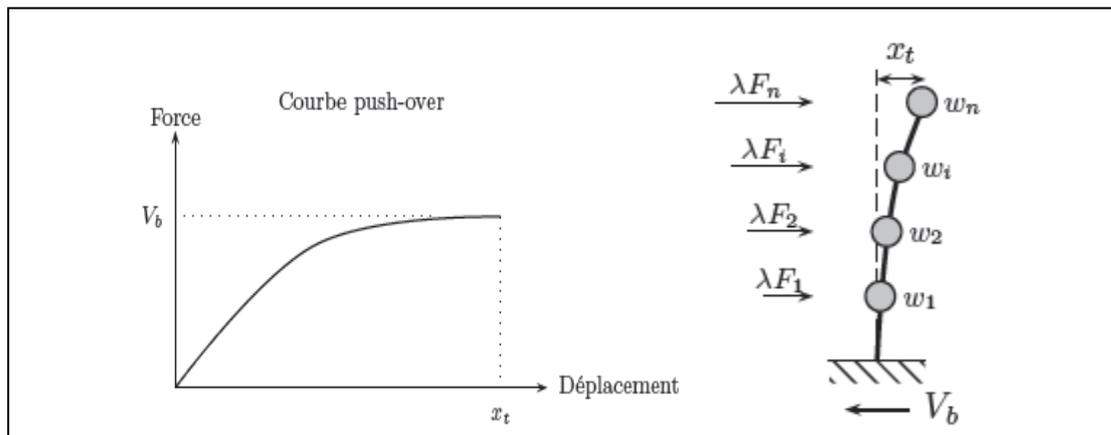


Figure 2.1: Diagramme de Capacité (Pushover)

L'analyse Pushover peut être exécutée en tant que contrôle de la force ainsi que le contrôle de déplacement. Dans la procédure de Pushover pour contrôler la force, les combinaisons de chargements sont appliquées lorsque la charge est connue (comme le chargement de la gravité). En outre, cette force pose certains problèmes numériques qui affectent la précision des résultats qui se produisent, car le déplacement cible peut être associé à une très petite valeur positive ou même une raideur latérale négative en raison du développement des mécanismes et des effets P-delta.

En règle générale, cette analyse est effectuée afin de contrôler le déplacement proposée par Allahabadi [1] pour surmonter ces problèmes. Dans la procédure de déplacement contrôlé, des dérives spécifiques sont recherchées (comme dans le chargement sismique) où l'importance de la charge appliquée est inconnue à l'avance. L'importance de la combinaison de la charge est augmentée ou diminuée jusqu'au déplacement atteignant une valeur spécifique. Généralement, le déplacement de la terrasse au centre de la masse structurelle est choisi comme le déplacement de contrôle.

Les forces internes et les déformations calculées au déplacement cible sont utilisées comme des évaluations de la résistance à la déformation non élastique et les exigences doivent être comparées avec les capacités disponibles pour contrôler la performance.

2.5 Utilisation des résultats de Pushover

La méthode d'analyse Pushover était la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure.

La finalité de la méthode d'analyse Pushover est d'estimer les paramètres critiques de réponse imposée au système structurel. Ses composantes aussi proches que possible de celles prédites par l'analyse dynamique non linéaire, l'analyse Pushover fournit des informations sur d'innombrables réponses caractéristiques qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse élastique statique ou une analyse dynamique élastique [31];

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses ;
- Les estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes ;
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure ;
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception ;
- L'identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire ;
- Les estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisées pour contrôler l'endommagement pour évaluer l'effet P- Δ ;
- La vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

La méthode d'analyse Pushover expose également des faiblesses de conception qui peuvent demeurer dissimulées dans une analyse élastique. Ce sont des mécanismes d'étage, qui exigent une déformation excessive de la force et des surcharges potentiellement irrégulières sur les éléments fragiles.

2.6 Examen des recherches antérieures

2.6.1 Généralités

Les structures pourront être déformées inélastiquement lorsqu'elles sont soumises à de sévères séismes. Ceci dit, l'évaluation des performances sismiques des structures devrait mettre en considération le comportement non linéaire. Par conséquent, une procédure d'analyse non linéaire doit être utilisée dans le but d'une évaluation en qualité d'un comportement non linéaire qui ne peut pas être déterminé directement par une analyse élastique. En outre, la demande non élastique de déplacement maximum des structures doit être déterminée par une estimation adéquate de la demande induite par un séisme sur le comportement non linéaire des structures.

Il existe diverses procédures d'analyse non linéaires simplifiées et beaucoup de méthodes d'approximation pour évaluer le déplacement maximal inélastique des structures. Toutefois, la procédure d'analyse non linéaire simplifiée semble être la plus utilisée.

2.6.2 Études antérieures sur des procédures d'analyse non linéaires simplifiées

L'exactitude et la fiabilité de l'analyse non linéaire dans le time-history simulant un comportement réel de la structure sous l'action sismique, a été largement accepté depuis 1960. Cependant, le temps requis pour la modélisation, la préparation d'entrée, le temps de calcul, les coûts informatiques et l'effort pour l'interprétation volumineuse de ces analyses devient impossible. Cela a conduit les chercheurs à proposer une simplification des procédures d'analyse non linéaire et les modèles structurels afin d'estimer les demandes sismiques non élastiques. Le projet de simplification des procédures d'analyse non linéaire et les modèles structurels sont généralement basés sur la réduction du modèle SPDDL (systèmes à plusieurs degrés de liberté) des structures d'un système équivalent à un SSDDL (systèmes à un seul degré de liberté).

Rosenblueth et Herrera [44] ont proposé une procédure dans laquelle la déformation maximale du système non linéaire SSDDL est estimée comme la déformation maximale d'un système linéaire élastique SSDDL avec une baisse de la rigidité latérale (une période plus élevée de vibration T_{eq}) et un coefficient d'amortissement plus élevé (ζ_{eq}) que ceux du système non linéaire. Dans cette procédure, une séquence des systèmes linéaires équivalents avec une mise à jour successive des valeurs de T_{eq} et ζ_{eq} fournis une base en vue de calculer la déformation du système non linéaire.

Rosenblueth et Herrera [44] ont utilisé la rigidité sécante à une déformation maximale pour représenter le changement de la période et le facteur d'amortissement équivalent, qui est calculé en assimilant l'énergie dissipée par le cycle non-linéaire et le système linéaire équivalant SSDDL est soumis à un chargement harmonique.

Gülkan et Sözen [23] ont noté que dans la plupart des cas, le déplacement serait beaucoup plus petit que la réponse maximale sous une charge sismique. Ainsi, l'amortissement équivalent proposé par Rosenblueth et Herrera [44] se traduirait par une surestimation de l'amortissement visqueux équivalent que la réponse serait sous-estimée.

Gülkan et Sözen [23] ont développé une équation empirique pour le taux d'amortissement équivalent en utilisant le modèle par hystérésis de Takeda de rigidité sécante [51] et les résultats obtenus à partir des expériences réalisées sur un étage, des portiques à travée unique ont approuvés la procédure proposée. La procédure empirique proposée par Gülkan et Sözen [23] a ensuite été étendue à SPDDL dans la procédure bien connue de remplacement de la structure par Shibata et Sözen [50]. Les conditions sismiques exigées de conception non élastiques d'une structure en béton armé peuvent être déterminées par l'analyse d'une structure équivalente ayant les propriétés de rigidité et d'amortissement provenant de la structure d'origine en spectre de réponse élastique. Dans la procédure, le rapport de ductilité de déplacement a été remplacé par un rapport de dommages dans un autre d'amortissement visqueux de l'équation équivalente proposée par Gülkan et Sözen [23]. Seulement les modèles des structures 2D qui sont régulièrement en plan et en élévation peuvent être analysés par cette procédure.

Iwan [27] et Kowalsky [30] ont développés des équations empiriques pour définir le changement de la période et le rapport d'amortissement visqueux équivalent afin d'estimer la demande de déplacement maximum de système non linéaire SSDDL à partir de sa représentation linéaire.

En 1981, Q-modèle (low-cost) est un modèle d'analyse de calcul des déplacements de plusieurs étages en béton armé soumis à un chargement sismique. Il a été proposé par Saiidi et Sözen [46], il est aussi un système SSDDL constitué d'une masse équivalente, un amortisseur visqueux, une barre rigide sans masse et un ressort de rotation. La réponse d'hystérésis du ressort était fondée sur la courbe force-déplacement de la structure réelle sous force latérale qui augmente de façon monotone avec une distribution triangulaire. Les enregistrements mesurés de huit déplacements d'une structure en béton armé à 10 étages à petite échelle avec des systèmes d'ossature portique-voile ont été utilisés pour tester le Q-modèle. Pour les structures sans changements brusques de rigidité et la masse sur le long de leurs hauteurs, l'ensemble de performance de Q-modèle dans la simulation de ce séisme a été satisfaisant.

Plus tard, Fajfar et Fischinger [17] ont proposé la méthode N2 comme une procédure simple pour l'analyse non linéaire des dommages sismiques des bâtiments en béton armé. La méthode utilise l'approche du spectre de réponse et l'analyse statique non linéaire. La méthode a été appliquée à trois bâtiments de 7 étages [18]. On a obtenu une courbe de capacité d'un système SPDDL qui a été converti à un seul degré de liberté SSDDL et d'une demande globale. Un modèle d'endommagement qui comprend des dommages cumulatifs était déterminé à cette demande globale. Les performances donnent les résultats de la méthode à condition que la structure vibre principalement dans le mode fondamental.

La méthode de Capacité du Spectre [3] est l'une des méthodes les plus souvent utilisées pour une estimation rapide pour évaluer le comportement sismique des structures. La méthode est recommandée par l'ATC-40 [3] comme l'outil basé sur le déplacement et la conception d'évaluation des structures. La méthode a été développée par Freeman [22] qui a connue plusieurs modifications. Les trois versions les plus récentes (procédures A, B et C) de la méthode capacité du spectre [3] sont présentées en détail dans l'ATC-40 [3]. La méthode nécessite la construction d'une courbe de la capacité structurelle et sa comparaison avec le spectre de réponse de la demande estimée, qui sont tous les deux exprimées en format accélération-déplacement du spectre de réponse (ADSR). Mahaney et al [33] ont introduit le format des ADSR qui sont les accélérations spectrales tracées en fonction des déplacements

spectrales avec des lignes radiales représentant la période T . La demande (inélastique) comptable de spectre de réponse pour le comportement hystérétique non linéaire de la structure est obtenue en réduisant le spectre de réponse élastique avec une réduction des facteurs spectraux qui dépendent de l'amortissement efficace. Un point de performance qui se situe à la fois sur le spectre de capacité et la demande de spectre (réduit pour les effets non linéaires) est obtenu pour l'évaluation des performances de la structure. La dépendance de réduction des facteurs sur le type spectral de comportement structural (propriétés hystérétiques) et la durée du mouvement du sol et les approximations dans la détermination de ces caractéristiques sont les faiblesses principales de la méthode.

Newmark et Hall [40] et Miranda [35] ont proposé des procédures basées sur la modification des facteurs de déplacement dans lesquels la demande maximale de déplacement inélastique du système SPDDL est estimée par l'application de certaines modifications des facteurs de déplacements à la déformation maximale du système élastique équivalent SSDDL ayant la même rigidité latérale et le coefficient d'amortissement que celle du système SPDDL. De même, la méthode de Coefficient de déplacement décrite dans la FEMA-356 [20] est une procédure approximative non-itérative basée sur la modification des facteurs de déplacements. Le déplacement maximum non élastique prévu du système non linéaire de SPDDL est obtenu par modification du déplacement spectral élastique d'un système équivalent de SSDDL avec une série de coefficients.

La procédure proposée par Newmark et Hall [40] est basée sur l'estimation des spectres de réponses non linéaires à partir des spectres de réponse élastiques alors que la modification des facteurs de déplacements varie selon la zone spectrale. Ensuite, Miranda [35] a réalisé une analyse statistique des rapports de non élastique maximum à déplacements élastiques maximum calculés des mouvements enregistrés sur des sols fermes et a proposé une expression simplifiée qui dépend de la ductilité et la période de vibration initiale.

Miranda et Ruiz-García [34] ont mené une étude visant à évaluer l'exactitude des procédures approximatives proposées par Rosenblueth et Herrera [44], et Gülkan Sözen [23], Iwan [27], Kowalsky [30], Newmark et Hall [40] et Miranda [35]. Les systèmes SSDDL avec élasto-plastique, modifie le modèle Clough par la dégradation de la rigidité [10], le modèle de Takeda hystérétique [51] et les périodes comprises entre 0,05 et 3,0 s en cours de six niveaux différents de la ductilité d'une demande de déplacement maximum lorsqu'il est soumis à 264 mouvements du sol enregistrés et utilisés à partir de 12 sites fermes en Californie.

Pour chaque procédure, les moyens des rapports des déplacements approximatifs précis et la dispersion des erreurs relatives ont été calculées en fonction de la période de vibration et le rapport de ductilité de déplacement. Malgré l'obtention relative des faibles erreurs, la dispersion des résultats, en particulier pour les grands niveaux de comportement non élastique est considérable ; elle conclue que les procédures approximatives peuvent provoquer des erreurs importantes dans l'estimation de la demande maximale de déplacement une fois appliquée des enregistrements individuels du mouvement du sol.

En outre, Chopra et Goel [8] ont proposé une méthode de l'amélioration des diagrammes à la demande des capacités qui utilisent des constantes du spectre de la demande en ductilité pour estimer les déformations sismiques non élastiques des systèmes SSDDL.

Plus récemment, Bracci, Kunnath et Reinhorn [5], et Munshi Goash [37], et Kappos Manafpour [29] ont proposé des procédures d'évaluation de performance sismique qui utilisent les principes de base des procédures d'analyse simplifiées non linéaires mentionnées ci-dessus.

2.6.3 Les études faites sur l'analyse Pushover

La plupart des procédures de l'analyse non linéaire simplifiées utilisées pour l'évaluation de la performance sismique utilisent l'analyse Pushover et / ou représentation réelle de la structure équivalente SSDDL. Toutefois, l'analyse Pushover implique certaines approximations dont la fiabilité et l'exactitude de la procédure doivent être identifiées. À cet effet, les chercheurs ont étudié divers aspects de l'analyse Pushover pour identifier les limites et les faiblesses de la procédure et les procédures proposées pour l'amélioration de l'analyse Pushover, en tenant en compte les effets des modèles de charge latérale, les modes plus élevés et les mécanismes de défaillance, etc.

Krawinkler et Seneviratna [31] ont mené une étude détaillée qui présente les avantages, les inconvénients et l'applicabilité de l'analyse Pushover en considérant divers aspects de la procédure. Les concepts de base et les principales hypothèses sur lesquelles l'analyse Pushover est fondée sont : l'estimation de déplacement cible de la structure SPDDL par le passage SSDDL équivalent et les facteurs de modification appliquée ; l'importance du modèle de charge latérale sur les prévisions de Pushover ; les conditions dans lesquelles les prévisions de Pushover sont adéquates ou non ; et les informations obtenues par l'analyse Pushover qui ont été identifiées. Les exactitudes des prévisions de Pushover ont été évaluées sur une

structure de 4 étages qui ont vu leurs périmètres en acier endommagé en 1994 (séisme de Northridge).

Cela dit, la structure a été soumise à neuf enregistrements du mouvement du sol. Les demandes sismiques locales et globales ont été calculées à partir des résultats d'analyse Pushover au déplacement cible associée à des enregistrements individuels. La comparaison des résultats de l'analyse Pushover et l'analyse dynamique non linéaires a démontré que l'analyse Pushover fournit des bonnes prévisions de demande sismique des structures de faible hauteur ayant une distribution uniforme de comportement non élastique sur toute sa hauteur. Il a également été recommandé de mettre en œuvre l'analyse Pushover avec prudence en considérant ses nombreuses limites, puisque la méthode est approximative dans la réalité et elle englobe plusieurs questions non résolues qui doivent être étudiées.

Mwafy et Elnashai [38] ont réalisés une série d'analyses Pushover et des analyses dynamiques d'effondrement progressive pour examiner la validité et l'applicabilité de l'analyse Pushover. Douze bâtiments en béton armé renforcés avec différents systèmes structurels (quatre structures de 8 étages irréguliers, quatre structures de 12 étages réguliers et quatre structures de 8 étages à double paroi), avec différentes accélérations de conception (0,15 g et 0,30 g) et avec différents niveaux de ductilité de conception (la base, moyenne et haute) ont été utilisés pour l'étude. L'analyse dynamique non linéaire utilise quatre séismes naturels et quatre séismes artificiels à une série d'enregistrements d'accélération du sol de 0,15 g et 0,30 g, qui ont été effectuées en détail sur les modèles des structures 2D compte tenu des limites prédéfinies d'effondrement local et global.

Ensuite, Pushover complète les courbes force-déplacement sous la forme d'enveloppes de réponse supérieure et inférieure ainsi que le meilleur ajustement (enveloppe idéale) ont été obtenues pour chaque structure en effectuant des analyses de régression en utilisant les résultats des analyses dynamiques non linéaires. En outre, les analyses Pushover à l'aide de modèles de charge uniforme, triangulaire et multimodal ont été réalisées pour obtenir les courbes de Pushover. Les résultats ont démontrés que les résultats de modèle de la charge triangulaire ont été en bonne corrélation avec les résultats d'analyse dynamique, et la prévision conservatrice de la capacité et de l'estimation raisonnable de la déformation ont été obtenues en utilisant le modèle de charge triangulaire. Il a été également noté que l'analyse Pushover est plus appropriée pour une faible hauteur et de courte période sur des structures où le chargement triangulaire est suffisant pour prédire la réponse de ces structures. D'autres

développements sur l'inélasticité des modèles de la charge latérale qui permettrait une analyse plus précise des gratte-ciel et des structures très irrégulières ont été recommandées.

L'incapacité des modèles de charge latérale invariants pour tenir compte de la redistribution des forces d'inertie et de prévoir les effets des modes supérieurs dans le domaine non linéaire ont conduit plusieurs chercheurs à proposer des modèles de charge adaptative. Fajfar et Fischinger [17] ont suggéré d'utiliser les forces de chaque étage proportionnel à la forme de déformation de la structure, et Eberhard Sozen [15] a proposé d'utiliser des modèles de charge basés sur des modes dérivés de formes de la rigidité sécante à chacune étape. Bracci et al [5] ont proposé l'utilisation de la rigidité qui dépend de la répartition de la force latérale dans laquelle les forces de chaque étage sont proportionnelles à la résistance aux efforts de cisaillement sur chaque étage.

Inel, Tjhin et Aschheim [25] ont mené une étude visant à évaluer la précision des différents modèles de la charge latérale utilisés dans les procédures actuelles de l'analyse Pushover. Le premier modèle, la charge triangulaire inversé, rectangulaire, "code", est adapté des modèles de charge latérale et l'analyse multimodal de Pushover. L'analyse Pushover utilise les modèles de charge latérale indiqués et effectuées sur quatre bâtiments. Ces derniers composés de 3 et 9 étages avec des portiques en acier suivant un moment résistant ordinaire, conçu comme une partie du SAC en participation (FEMA-355C) [21] et avec des versions de ces bâtiments modifiés dans le premier étage souple. Les Valeurs maximales de déplacement de l'étage, le déplacement relatif entre les étages, les forces de cisaillement et le moment de renversement sont obtenus à partir des analyses Pushover, à différentes valeurs de déplacement maximum de terrasse et des divers degrés de réponse non linéaire ont été comparés à ceux obtenus par l'analyse dynamique non linéaire.

Les analyses dynamiques non linéaires ont été réalisées avec 11 enregistrements du mouvement du sol sélectionnés par le Centre de recherche Sismique Pacifique (Pacific Earthquake Research Center PEER), les données sont basées sur des mouvements du sol forts. Les limites supérieures approximatives de l'erreur pour chaque modèle de chargement latéral au moyen de réponses dynamiques signalées pour illustrer les tendances de l'exactitude des modèles de chargement. Les procédures non élastiques simplifiées ont été trouvées pour fournir des estimations de très bonnes réponses de déplacement maximum pour les bâtiments réguliers et les étages souples. Toutefois, les estimations de déplacement entre les étages, les efforts de cisaillement et le moment de renversement ont été généralement améliorées lorsque

plusieurs modes ont été considérés. Les résultats indiquent que les simplifications dans le modèle de chargement latéral du premier mode peuvent être effectuées sans une perte de précision.

Sasaki, Freeman et Paret [47] ont proposés la procédure Multi-Mode Pushover (MMP) pour identifier les mécanismes de défaillance due à des modes plus élevés. La procédure utilise des modèles de chargements indépendants basés sur des modes plus élevés par rapport à celle fondée sur le mode fondamental. Une analyse Pushover est effectuée et une courbe de capacité est obtenue pour chaque modèle de chargement compte tenu des modes d'intérêt. La capacité de la structure pour chaque mode est comparée à la demande de séisme en utilisant la méthode de capacité du spectre [3]. Les courbes de capacité et de spectre de réponse sont tracées en format ADSR sur le même graphique et les intersections des spectres de la capacité avec le spectre de réponse représentent la demande sismique de la structure. La structure en acier de 17 étages endommagé en 1994 par le séisme de Northridge et une autre structure en acier de 12 étages endommagés en 1989, par le tremblement de terre de Loma Prieta ont été évaluées à l'aide MMP. Pour les deux structures, l'analyse Pushover basée seulement sur le premier mode du modèle de chargement était insuffisante pour déterminer les dommages réels. Cependant, les résultats de Pushover des modes plus élevés et / ou l'effet combiné de premier mode et les modes plus élevés correspondent plus à la répartition des dommages réels. Il a été conclu que MMP peut être utile dans l'identification des mécanismes de défaillance due à des modes plus élevés pour les structures avec une réponse significative d'un modèle de chargement supérieur.

Bien que MMP soit très utile pour identifier les effets des modes qualitativement supérieur, il ne peut pas fournir une estimation des réponses sismiques et leur distribution dans la structure.

Moghadam [36] a proposé une procédure visant à quantifier les effets des réponses du mode plus élevé dans des grands bâtiments. Une série d'analyse Pushover est effectuée sur les bâtiments en utilisant des formes de mode élastique comme modèle de chargement. Les réponses sismiques maximales sont estimées en combinant les réponses individuelles des analyses Pushover. La règle de combinaison propose que la réponse pour chaque mode soit multipliée par le facteur de participation Γ pour le mode considéré et la contribution de chaque mode est résumée. La procédure a été appliquée à une structure en acier de 20 étages pour évaluer le moment résistant et l'exactitude de la procédure. La structure a été soumise à

six séismes et la moyenne des déplacements maximum de chaque étage et les rapports de déplacement relatif entre les étages ; de la structure ont été calculés en six analyses. En outre, les analyses Pushover pour les trois premiers modes ont été réalisées sur une structure et les réponses pour chaque mode ont été combinées pour estimer la réponse finale. La comparaison des déplacements estimés et les déplacements relatifs entre les étages avec la moyenne des réponses maximales ont résulté de six analyses dynamiques non linéaires qui ont indiqué une bonne corrélation.

Gupta [24] a analysé les réponses réelles enregistrées de huit bâtiments que les accélérations du sol expérimentés dans l'excès du séisme de 0.25g en 1994. Quant à Northridge, il présente le comportement des structures réelles et l'évaluation de l'acceptabilité de l'analyse Pushover. Les bâtiments sélectionnés étaient de 5, 7, 10, 13, 14, 17, 19 et 20 étages et les structures ayant un moment résistant avec des systèmes de voile pour résister aux efforts de cisaillement instrumentés au moment du tremblement de terre. Le déplacement enregistré aux multiples étages, force d'inertie et les efforts de cisaillement aux différents instants du temps ont été évalués. Nous avons observé que la réponse des bâtiments a été sensiblement affectée par des modes plus élevés à l'exception des structures de faible hauteur et ces effets ont été mieux compris par l'analyse de la force d'inertie et les déplacements des étages. Ces observations indiquent que l'analyse Pushover est insuffisante et non sécuritaires.

Par conséquent, Gupta [24] a proposé la procédure modale adaptative de Pushover qui tient compte des effets des modes plus élevés ainsi que les limitations d'analyse Pushover. La méthode proposée à n'importe quelle étape, est identique à l'analyse du spectre de réponse. Une analyse statique incrémentielle des forces à chaque étage de la structure correspondant à chaque mode est effectuée de façon indépendante. L'ensemble des réponses est calculé par une combinaison de SRSS de quantités modales respective. On répète la procédure avec une nouvelle structure crée en modifiant la raideur de la performance d'élément (s). Le processus est réitéré jusqu'à l'atteinte d'un déplacement global spécifié. N'importe quel nombre de mode peut être considéré par la procédure proposée. L'applicabilité et la précision de la procédure ont été évalués en l'appliquant à 4, 8, 12, 16 et 20 étages des structures avec une variété de systèmes résistant aux forces latérales (structure résistante aux moments, les structures ayant premiers étages souples, des structures avec des étages souples et à la flexion contrôlée par cisaillement des voiles isolés). Les résultats de l'adaptatif proposés à la procédure ont été

comparées avec ceux obtenus à partir des analyses dynamiques non linéaires et les analyses Pushover et le modèle de chargement latéral extrait du code réglementé.

Quinze des données du séisme à partir des enregistrements SAC de mouvement du sol [45] ont été utilisés dans la région de Los Angeles. Les PGAs (Peak Ground Accelerations) de tous les mouvements du sol utilisés pour les analyses dynamiques non linéaires d'une structure donnée sont échelonnés de façon identique élastique 5% pour amortir l'accélération spectrale de la période fondamentale pour réduire la variabilité de la réponse non linéaire, et d'étudier les effets des modes supérieurs. Le comportement global de la structure, les distributions des forces entre les étages et les emplacements des rotules plastiques ont été étudiées en détail. Les résultats de la procédure adaptative proposée ont été en très bonne corrélation avec les analyses dynamiques tandis que les analyses Pushover n'ont pas réussies à capter les effets des modes supérieurs. La procédure a été également validée à l'aide d'un bâtiment existant à plusieurs étages pour lesquels des données instrumentées étaient disponibles. La procédure peut utiliser des spectres de site précis, mais elles ne peuvent pas expliquer les effets de la dégradation par hystérésis.

Chopra et Goel [7] ont développé une procédure d'amélioration de l'analyse de Pushover nommée : Analyse Modale de Pushover (AMP) qui est basé sur la théorie de la dynamique des structures. Tout d'abord, la procédure a été appliquée aux bâtiments linéairement élastiques et il a été montré que la procédure est équivalente à l'analyse du spectre de réponse bien connue. Ensuite, la procédure a été étendue à l'estimation des demandes parasismiques des systèmes inélastique en décrivant les hypothèses et les approximations. Les demandes induites par le séisme d'une structure de 9 étages SAC ont été déterminées par l'AMP, analyse dynamique non linéaire et l'analyse Pushover à l'aide d'un chargement uniforme, et des modèles de charge multimodale extraits du code réglementé. La comparaison des résultats a indiqué que l'analyse Pushover pour tous les modèles sous-estime considérablement les demandes de déplacement de chaque étage et conduit à de grandes erreurs dans des rotations en rotule plastique. L'AMP a été plus précise que toutes les analyses de Pushover dans l'estimation des déplacements de terrasse, le déplacement de chaque étage, rotule plastique par rotations et emplacements les rotules plastiques. Les résultats du l'AMP ont été également démontré que l'intensité du mouvement du sol est faible sur la base des résultats obtenus à partir du mouvement du sol mesuré par des facteurs variant de 0,25 à 3,0. Il a été conclu qu'en incluant les contributions d'un nombre suffisant de modes

(deux ou trois), en ce qui concerne la distribution des réponses sur la hauteur estimées par AMP est souvent semblable exactement à des résultats de l'analyse dynamique non linéaire.

Chintanapakdee et Chopra [6] ont évalué l'exactitude de la procédure d'AMP pour une large gamme des bâtiments et mouvements du sol. Les structures génériques d'une baie de 3, 6, 9, 12, 15 et 18 d'étage avec cinq plans de résistance correspondant aux facteurs de ductilité de système SSDDL de 1, 1.5, 2, 4 et 6 ont été utilisés. Chaque structure a été analysée par une série de 20 enregistrements de grande ampleur à petites distances obtenues à partir des séismes de Californie. Les valeurs médianes des demandes de déplacement des planchers par AMP et l'analyse dynamique non linéaires ont été calculées et comparées. Il a été démontré qu'avec deux ou trois modes inclus, les prédictions d'AMP ont été en bonne corrélation avec analyses dynamiques non linéaires et l'AMP prévoit le changement de la hauteur et la variation de demande avec la hauteur du bâtiment et le facteur précision de ductilité de système SSDDL. La tendance et la dispersion dans les estimations de l'AMP des demandes sismiques trouvées a pour rôle d'augmenter les périodes des structures et une plus grande ductilité de système SSDDL, même si aucune tendance parfaite n'a été observée. Il a également été illustré que la tendance et la dispersion des estimations d'AMP de la demande sismique pour les structures inélastiques était plus importante que celles des systèmes élastiques à cause des approximations supplémentaires liés à la procédure d'AMP. Enfin, la procédure de AMP a été étendue à estimer la demande sismique des systèmes inélastique avec une demande séismique étant défini par un spectre élastique de conception.

Jan, Liu et Kao [28] ont proposé une procédure d'analyse Pushover de limite supérieure pour estimer la demande sismique des bâtiments à grande hauteur en considérant les effets des modes supérieurs. Dans cette procédure, les rapports de contribution élastique déplacement-réponse des modes plus élevés par rapport au mode fondamental est d'abord obtenu pour un ensemble d'enregistrements de séisme et le nombre de modes qui dominant la réponse de déplacement est déterminée à partir de l'enveloppe des courbes de taux de contribution. Ensuite, une analyse Pushover utilise le modèle des nouvelles formules de charge latérale et de déplacement cible compte tenu de la contribution des modes supérieurs ainsi que le mode fondamental est exécuté pour estimer la demande sismique. La procédure a été appliquée à 2, 5, 10, 20 et 30 étages et le moment résistant des structures de système portique de poteau-poutre conçu selon les normes sismiques de Taiwan. Les rapports élastiques de contribution réponse-déplacement des modes plus élevés ont été obtenus en soumettant les structures à 13 enregistrements sismiques choisis par un séisme Chi Chi. Les

rappports d'enveloppe de la contribution des courbes ont prouvé que les deux premières contributions de mode étaient dominantes que d'autres modes plus élevés ont été ignorés. La méthode d'analyse Pushover proposée était effectuée d'abord en considérant deux modes pour estimer les déplacements des planchers, les rapports de déplacement de l'étage et la rotule plastique par rotations. La précision de la procédure a été évaluée en comparant les résultats obtenus par l'analyse Pushover avec le chargement triangulaire, l'analyse modale de Pushover et l'analyse dynamique non linéaires. Les prévisions sismiques de l'analyse Pushover avec le chargement triangulaire et l'analyse modales de Pushover étaient en bonne corrélation avec l'analyse dynamique non linéaire pour les structures qui ne sont pas supérieures à 10 étages, alors que seulement la procédure proposée pourrait prévoir la demande sismique des bâtiments de 20 à 30 d'étages.

CHAPITRE 3

Analyse Pushover

3.1 INTRODUCTION

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, peut être exécutée directement par un programme informatique qui permet de modéliser le comportement non linéaire des éléments de résistance d'une structure aux charges latérales. Toutefois, le schéma de calcul et les hypothèses impliquées dans la modélisation du comportement non linéaire des éléments pourraient être différents qu'il puisse y avoir des variations dans les résultats d'analyse Pushover obtenus. Par conséquent, les principes fondamentaux de n'importe quel logiciel utilisé pour la méthode d'analyse Pushover doivent être bien assimilés pour interpréter les résultats d'analyse par la méthode Pushover.

Dans cette étude, les analyses par la méthode de Pushover ont été effectuées sur des portiques en béton armé et en acier par SAP2000 [14] en utilisant le modèle de chargement latéral triangulaire extrait du code R.P.A 99.

3.2 Buts d'une Analyse Pushover

Le but d'une analyse Pushover est d'évaluer la performance attendue d'une structure en estimant ses demandes en résistance et en déformation lors d'un séisme par l'intermédiaire d'une analyse statique non linéaire et en comparant ces demandes aux capacités existantes aux niveaux de performance présentant un certain intérêt. L'évaluation est basée sur une évaluation des paramètres de performance les plus importants, y compris les déplacements entre les niveaux, déformations anélastiques dans les éléments (en valeur absolue ou normalisés par rapport à valeur de plastification), les déformations entre les éléments, et les forces dans les éléments et les assemblages. L'analyse non linéaire Pushover peut être considérée comme une méthode pour prédire les demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient d'une manière approximative de la redistribution des forces internes qui se produit lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peut être résistées par un comportement structural linéaire élastique.

L'analyse Pushover est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire. Dans ce qui suit, on présentera des exemples de telles caractéristiques :

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses ;
- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes ;
- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure ;
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception ;
- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire ;
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- Δ ;
- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

Le dernier point peut être le plus important, pourvu que le modèle analytique contient tous les éléments, aussi bien structuraux que non structuraux, qui contribuent d'une manière significative à la distribution des charges latérales. Par exemple, le transfert des charges à travers les connections entre les éléments ductiles peut être vérifié avec des forces réalistes. Il est clair que ces bénéfices vont de pair avec un effort supplémentaire d'analyse qui requiert la prise en compte de tous les éléments importants, la modélisation de leurs caractéristiques anélastiques et l'analyse incrémentale non linéaire en utilisant si possible un modèle tri dimensionnel.

3.3 Description de l'analyse Pushover traditionnelle

La description suivante se conforme, d'une manière approximative, par les propositions contiennent dans l'CE-8 [CEN, 1995], le code du bâtiment italien [PCM, 2003] et les codes NEHRP [ATC, 1997]. La procédure statique non linéaire (communément appelée analyse Pushover) est décrite comme suit: «...Un modèle directement incorporant à la réponse inélastique du matériau est déplacé à un déplacement cible et résultant des déformations internes et les forces sont déterminées... ». Un modèle de charge est sélectionné et l'intensité de la charge latérale est augmentée d'une façon monotone. La séquence de la fissuration, articulation plastique et de défaillance des éléments structurels pendant toute la procédure est observée, jusqu'à ce que le déplacement cible est dépassée ou le bâtiment s'effondre. Le déplacement cible est destiné à représenter le déplacement maximum susceptibles d'être rencontrées au cours des mouvements du sol prévu[49].

L'analyse Pushover n'a pas une base théorique rigoureuse. Elle est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci implique que la réponse est dominée par un seul mode, et que la forme $\{\Phi\}$ de ce mode reste constante tout au long de l'analyse, quel que soit le niveau de déformation.

Clairement, ces deux suppositions sont incorrectes mais des études pilotes entreprises par de nombreux chercheurs ont indiqué que ces suppositions aboutissent à des prédictions plutôt bonnes de la réponse sismique maximale correcte d'un système à plusieurs degrés de liberté pourvu que leur réponse soit dominée par un seul mode.

3.4 Procédure d'analyse par la méthode Pushover

L'analyse par la méthode de Pushover peut être réalisée par le contrôle la force ou du déplacement en fonction de la nature de la charge réelle et du comportement prévu de la structure. La première option, contrôle la force, est utile lorsque la charge est connue (comme le chargement gravitaire) et on s'attend à ce que la structure puisse résister à cette charge. La deuxième procédure, contrôle du déplacement, doit être utilisée quand les spécifiées courantes sont demandées (par exemple dans le chargement sismique), où l'importance de la charge appliquée n'est pas connue à l'avance, ou lorsque la structure peut être prévue pour perdre sa résistance ou devient instable.

Certains programmes informatiques : DRAIN-2DX version non linéaire [42], de SAP2000 [14], ANSYS [2], seismostruct [48], permettent de modéliser le comportement non linéaire et effectuer des analyses par la méthode de Pushover directement pour obtenir la courbe de capacité pour les modèles 2D ou 3D.

Quand de tels programmes ne sont pas disponibles ou que les programmes informatiques disponibles ne pourraient pas effectuer une analyse par la méthode de Pushover directement (par exemple ETABS [13], la RISA, [43], SAP90 [12]), une série d'analyses élastiques séquentielles sont effectuées et superposées afin de déterminer la courbe globale force-déplacement de la structure. Une analyse par la méthode de Pushover de contrôler le déplacement est essentiellement composé des étapes suivantes :

1. Créé de deux ou trois dimensions du modèle qui représente le comportement structural global ;
2. Des diagrammes bilinéaire ou tri-linéaire de charge-déformation de tous les éléments importants qui influent sur la réponse latérale sont définis ;
3. Charges par gravité (composée des charges permanentes et des charges d'exploitations) est appliquées d'abord au modèle structurel ;
4. Un modèle prédéfini de charge latérale qui est distribué le long de la hauteur du bâtiment est alors appliquée ;
5. Les charges latérales sont augmentées jusqu'à une performance des éléments de sous effets combinés de la gravité et les charges latérales ;
6. L'effort de cisaillement à la base et le déplacement de la terrasse sont enregistrés dans un premier temps à partir de l'écoulement ;
7. Le modèle structurel est modifié pour tenir compte la rigidité réduite des éléments ;
8. Des charges de gravité sont supprimées et un nouvel incrément de la charge latérale est appliqué au modèle structural modifié telle que la nouvelle performance des éléments. On note qu'une analyse séparée avec zéro (condition initiale) est effectuée sur le modèle de structure modifiée sous chaque incrémentation de chargement latéral. Ainsi, les forces d'éléments à la fin d'une analyse incrémentielles des charges latérales sont obtenues en additionnant les forces de l'analyse actuelle à la somme de ceux des incréments précédents. En d'autres termes, les résultats de chaque analyse des charges latérales incrémentielles sont superposés ;

9. De même, l'incrément de la charge latérale et l'incrément de déplacement de la terrasse sont ajoutés à toutes les valeurs précédentes correspondantes pour obtenir les valeurs cumulées du cisaillement à la base et le déplacement de terrasse ;
10. Les étapes 7, 8 et 9 sont répétées jusqu'à ce que le déplacement de la terrasse atteigne un certain niveau de déformation ou la structure devienne instable ;
11. Le déplacement de la terrasse est tracé avec le cisaillement à la base pour la courbe globale de capacité (Pushover) de la structure (*Figure 3.1*).

3.5 Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

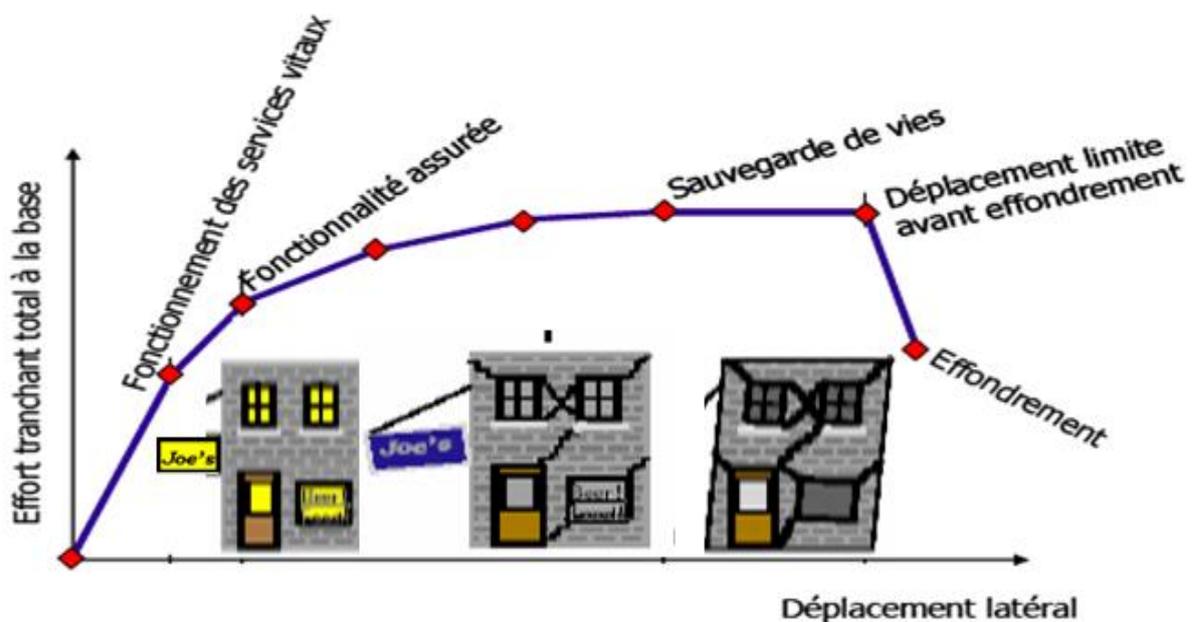


Figure 3.1 : Niveau de performance structurale. Courbe globale de capacité "Pushover"

3.6 Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des Spectres de réponse en accélération ou en déplacement. Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / masse \rightarrow accélération.
- Déplacement / Facteur de participation modale \rightarrow déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme.

Selon les indications de l'EC 8, le déplacement élastique d'une structure équivalente est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A), (Figure 3.2). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B. Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité.

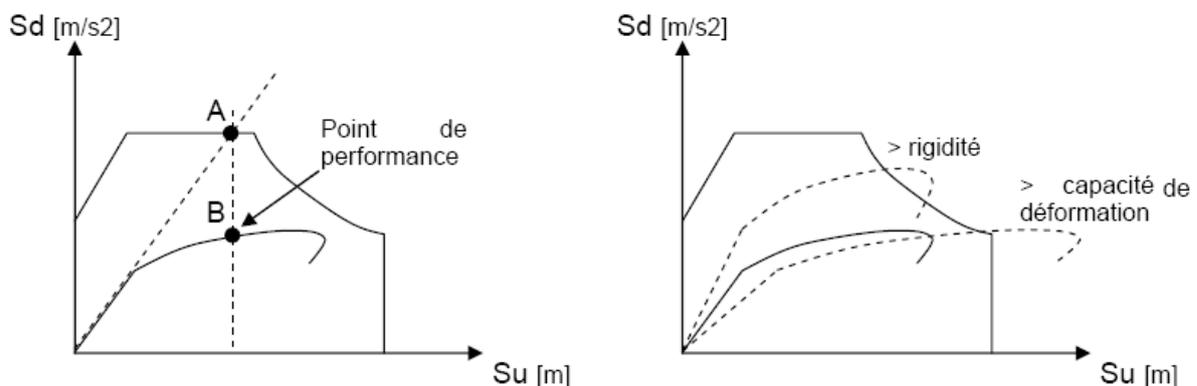


Figure 3.2 : Point de performance selon EC 8 et principe d'évaluation de la courbe de capacité

Les normes américaines FEMA-273 [19] prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point D et point C).

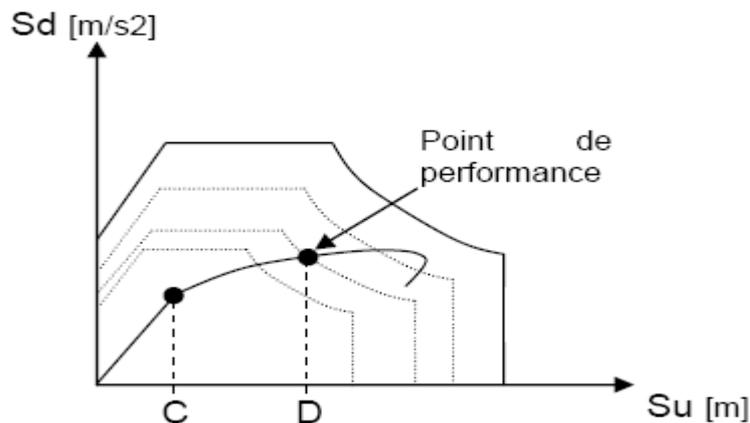


Figure 3.3 : Point de performance – principe de réduction du spectre

3.7 Rotules Plastiques

Les Propriétés des rotules en plastique définies par défaut ont été utilisées pour exécuter l'analyse de Pushover. Pour définir les propriétés de rotule par l'utilisateur, la procédure utilisée par Saidi, Sozen [46] Park et Paulay [41] a été utilisée pour déterminer les relations moment-rotation des éléments des relations moment-courbure. Dans cette procédure, on assume que le moment varie linéairement le long des poutres et des poteaux avec un point d'inflexion se dirigeant au milieu des éléments. Sur la base de cette hypothèse, la relation entre la courbure et la rotation d'écoulement est obtenue comme suit;

$$\theta_y = L \cdot \frac{\varphi_y}{6} \quad 3.1$$

Où

L: longueur de l'élément

φ_y : courbure au l'écoulement

θ_y : Rotation à l'écoulement

La capacité rotule de rotation en plastique des éléments est estimée en utilisant l'équation suivante proposée par l'ATC-40 [3] et la valeur de rotation au moment ultime est obtenu en ajoutant de rotation plastique à la rotation du l'écoulement.

$$\theta_p = (\varphi_{ult} - \varphi_y) \cdot l_p \quad 3.2$$

Où

l_p : longueur de rotule plastique

φ_{ult} : courbure ultime

θ_p : rotation plastique

ATC-40 [3] suggère que longueur de la rotule en plastique est égale à la moitié de la profondeur de coupe dans le sens de chargement est une valeur acceptable, qui donne généralement des résultats conservatrice.

En SAP2000, le comportement non linéaire des poutres et des poteaux est représenté par l'attribution concentrée des rotules en plastique aux extrémités des éléments là où on assume que le rendement par flexion se produit. Les caractéristiques de flexion des poutres sont définies par des relations moment-rotation assignées comme rotules de moment aux extrémités des poutres. Une surface d'interaction en tridimensionnelle avec cinq diagrammes de force axiale-flexion équidistants d'interaction de moment et une relation moment-rotation sont définies pour représenter les caractéristiques de flexion des rotules en plastiques aux extrémités du poteau.

3.7.1 Rotules plastiques pour les sections en Acier

Les Propriétés de rotule de profilés en acier définie par défaut sont basées sur critères l'ATC-40 [3] et la FEMA-273 [19]. FEMA-273 [19] propose les équations suivantes pour calculer le moment d'écoulement et la rotation d'écoulement pour les poutres et les poteaux en acier;

$$M_y = F_y \cdot Z \quad 3.3$$

$$\theta_y = \frac{F_y \cdot Z \cdot L}{6 \cdot E \cdot I} \quad 3.4$$

Où

F_y : Limite élasticité de l'acier

Z : Module plastique de section

L : longueur d'élément

E : module d'élasticité

I : Moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion

La pente entre les points B et C est pris comme durcissement de 3% et les points C, D et E sont basés sur FEMA-273 [19] pour intégrer les rotules en acier par défaut (*Figure.3.4*). Il convient de mentionner que l'équation 3.4 proposée par FEMA-273 [19] est exactement égale à l'équation 3.1 puisque $\phi_y = M_y / EI$. En outre, le programme fait appel à des équations d'interaction de résistance ultime pour définir les diagrammes d'interaction de la force axiale-moment de flexion des poteaux en acier.

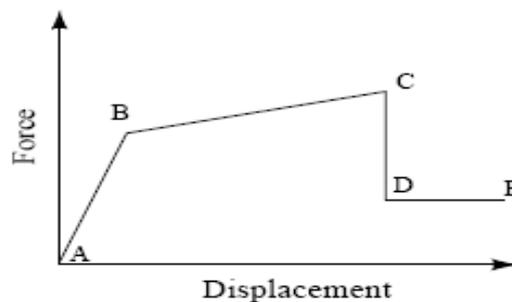


Figure 3.4: généralisé les Caractéristiques de la force-Déplacement d'un élément non-dégradant de la structure de SAP2000

Le moment d'écoulement, rotation d'écoulement, et les diagrammes d'interaction force axiale- moment de flexion autour de deux axes majeurs peuvent être calculées numériquement en utilisant les propriétés des matériaux et la section en acier pour définir le moment par l'utilisateur et PMM rotules et les équations utilisées pour ces calculs sont exactement les mêmes avec celles que FEMA-273 [19] propose pour rotules par défaut. Toutefois, les capacités de rotation et l'écroûissage des rotules en plastique devraient être déterminés des rapports de moment-courbure. Les relations moment-courbure des sections en acier dépendent à la fois de niveau de charge axiale et élancement que la détermination de relations moment-courbure de chaque section d'acier devient une tâche complexe. En d'autres termes, par défaut et le moment d'acier définis par l'utilisateur et les rotules de PMM ont les mêmes caractéristiques, sauf les capacités plastiques de rotation et les ratios écroûissage.

3.7.2 Rotules plastiques pour les sections en Béton

Les caractéristiques des rotules définies par défaut pour des sections en béton sont basées sur les critères l'ATC-40 [3] et FEMA 273 [19] qui tiennent compte des paramètres fondamentaux du contrôle du comportement. Sur la base de ces paramètres, dans cette étude, le moment des rotules définie par défaut attribué à tous les poutres ont même les capacités que la rotation plastique et les rotules de PMM définie par défaut attribué à toutes les poteaux ont la même capacité de rotation plastique, de l'importe quel les dimensions de la section. La pente entre les points B et C est pris comme durcissement de 10% au total pour l'acier et la rotation d'écoulement est pris égal à zéro pour le moment définie par défaut du béton et les rotules de PMM.

La comparaison des relations de moment-rotation des rotules définies par défaut et par l'utilisateur montre que les rotules définies par défaut et par l'utilisateur et de PMM pourrait avoir des caractéristiques totalement différentes. Les rotules définis par l'utilisateur ont des capacités plastiques de rotation plus élevées que les rotules définies par défaut et les rotules définies par de PMM, et les rotules définis par l'utilisateur ont une valeur de rotation d'écoulement à la limite élastique si la rotation d'écoulement n'est pas utilisé dans l'analyse. Les capacités de Moment pour des rotules définies par l'utilisateur sont plus élevées que ceux moment des rotules définies par défaut, mais les rotules définies par l'utilisateur sont élasto-plastique ont 10% de durcissement total des rotules par défaut pour l'acier. En outre, la valeur par défaut et les diagrammes d'interaction définis par l'utilisateur sont presque les mêmes pour le niveau de traction et de compression pour des charges axiales faible, mais l'écart est considérable pour des niveaux de compression pour les charges axiales élevés [49].

3.8 Description des structures étudiées

Dans cette étude nous avons utilisé le chargement latéral triangulaire déterminé à partir du règlement parasismique Algérien R.P.A 99 version 2003. Ce type de chargement est appliqué sur des portiques en béton armé et en acier, trois portiques de 2, 5, et 7 niveaux en béton armé et trois portiques de 2, 5 et 7 niveaux en acier ont été conçus à partir du même règlement, et ont été calculés et dimensionnés dans la zone de moyenne sismicité *Ila*, site S2. Des modèles bidimensionnels des structures ont été simulés en utilisant SAP2000 [14]. Des diaphragmes rigides pour les planchers ont été assignés à chaque niveau de l'étage et la masse des structures a été regroupée au centre de masse de chaque étage. Les charges de gravité

composée des charges permanentes et 20% des charges d'exploitation ont été prises en compte dans les analyses élastiques et Pushover. L'analyse des vibrations libres a été effectuée pour déterminer les périodes et les modes élastiques des structures. Les modes sont normalisés pour avoir l'amplitude modale d'unité au niveau de terrasse. Les propriétés dynamiques des structures sont résumées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1: Propriétés dynamiques des portiques conçus à partir du règlement parasismique Algérien R.P.A 99 version 2003

Structure En Béton Armé	Période (T, sec)			Facteur de Participation modale (Γ_n)			La somme des masses modèles (%)		
	T1	T2	T3	Γ_1	Γ_2	Γ_3	m1	m2	m3
2 niveaux	0.411	0.13	-	1.18	0.37	-	91.5	100	-
5 niveaux	0.842	0.259	0.138	1.29	0.51	0.24	82.8	93.4	97.5
7 niveaux	1.090	0.328	0.17	1.31	0.53	0.27	80.9	91.2	95.4
Structure En Acier	Période (T, sec)			Facteur de Participation modale (Γ_n)			Facteur de Masse Modale (α_n)		
	T1	T2	T3	Γ_1	Γ_2	Γ_3	m1	m2	m3
2 niveaux	0.55	0.16	-	1.21	0.39	-	90.7	100	-
5 niveaux	0.93	0.28	0.145	1.29	0.57	0.33	83.1	92.4	96.6
7 niveaux	1.16	0.33	0.165	1.33	0.58	0.36	81.5	90.9	95.8

3.9 Détermination la charge latérale à partir Le code R.P.A.99 v03

Le règlement parasismique Algérien R.P.A 99 v03 [11] est recherché pour chaque mode de vibration, et pour le maximum des effets engendrés dans la structure.

L'action sismique est traduite par le **spectre de réponse** représenté par une courbe retraçant la vibration d'accélération spectrale relatif S_a/g d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre non amortie T :

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad 3.5$$

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone, Tab.4.1 (R.P.A.99/version 2003).

R : valeurs du coefficient de comportement global de la structure, Tab. 4.3

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, Tab.4.7

η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7 \quad 3.6$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement

$$Q : \text{facteur de qualité} : Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad 3.7$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non", Tab.4.4

3.9.1 Combinaison des réponses modales

D'après l'article 4.3.4 du règlement Algérien, le nombre des modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation doit être comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus est égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure sont retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad 3.8$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

D'après l'article 4.3.5 du règlement la combinaison des réponses modales se fait comme suit :

- a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j}) \quad 3.9$$

- b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad 3.10$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad 3.11$$

Et d'après l'article 4.3.6 du règlement « ...La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée... Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$... ».

$$V = \frac{ADQ}{R} \cdot W \quad 3.12$$

Où W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad 3.13$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 « R.P.A.99/ version 2003)
- D : facteur d'amplification dynamique, en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,05 \\ 2,5\eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3,0s \end{cases} \quad 3.14$$

3.9.2 Vérification de l'effet P- Δ et les déplacements : (R.P.A. 99 v03)

Une vérification de l'effet P- Δ ou des effets de second ordre est imposée par le règlement R.P.A99.V2003 article 5.9, Ces effets peuvent être négligés dans les cas des bâtiments où la condition qui suit est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta \leq 0.1 \quad \text{Avec} \quad \theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \quad 3.15$$

- P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » ;
- V_K : effort tranchant au niveau « k » ;
- h_k : hauteur du niveau « k » ;
- Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad 3.16$$

D'après le R.P.A.99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ avec

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

3.10 Détermination du déplacement cible pour l'analyse statique non linéaire Pushover (en poussée progressive selon Eurocode8)

3.10.1 Généralité

Le déplacement cible est déterminé à partir du spectre de réponse élastique (voir 3.2.2.2). La courbe de capacité, qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud de contrôle, est déterminée conformément à 4.3.3.4.2.3

La relation suivante entre les forces latérales normalisées F_i et les déplacements normalisés ϕ_i , est posée :

$$F_i = m_i \cdot \phi_i \quad 3.17$$

Où :

m_i : est la masse de l'étage i .

Les déplacements sont normalisés de telle sorte que $\phi_n = 1$, n étant le nœud de contrôle (généralement, n désigne le niveau du toit). En conséquence, $F_n = m_n$

Le spectre de réponse élastique $S_e(T)$ pour les composantes horizontales de l'action sismique est défini par l'expression suivante (voir (Figure.3.5))

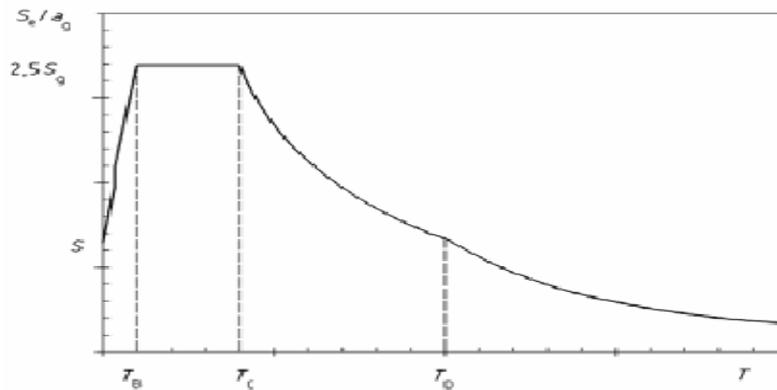


Figure 3.5 : Forme du spectre de réponse élastique

$$0 \leq T \leq T_B : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad 3.18$$

$$T_B \leq T \leq T_C : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad 3.19$$

$$T_C \leq T \leq T_D : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad 3.20$$

$$T_D \leq T \leq 4S : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad 3.21$$

Où :

$S_e(T)$ Spectre de réponse élastique

q : est le coefficient de comportement, (voir 5.2.2 EC8).

T : Période de vibration

a_g : Accélération de calcul pour un sol de classe A ($a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$)

γ_1 : coefficient d'importance

a_{gR} : accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A, défini en l'EN1998

T_B : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_c : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante.

T_D : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

S : paramètre du sol.

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

η : Coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence $\eta=1$ pour 5% d'amortissement visqueux.

Les valeurs de : a_g , S , T_c et T_D étant celles définies en 3.8.2

3.10.2 Transformation en un système équivalent à un seul degré de liberté

La masse d'un système équivalent à un seul degré de liberté, m^* est déterminée comme suit :

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i = \sum F_i \quad 3.22$$

et le coefficient de transformation est donné par :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} = \frac{\sum F_i}{\sum \left(\frac{F_i^2}{m_i} \right)} \quad 3.23$$

La force F^* et le déplacement d^* d'un système équivalent à un seul degré de liberté sont calculés comme suit :

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad 3.24$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad 3.25$$

Où :

F_b Et d_n sont respectivement l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud de contrôle du système à plusieurs degrés de liberté.

3.10.3 Détermination d'une relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfait

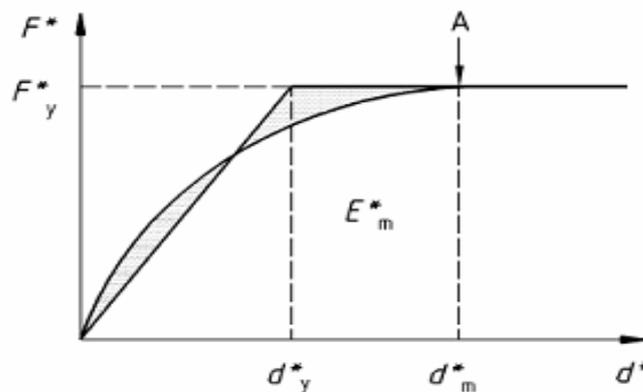
L'effort plastique F_y^* . Qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égale à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique. La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force/déformation réelle et idéalisée soient égales (voir (Figure 3.6))

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté d_y^* , est donné par :

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad 3.26$$

Où :

E_m^* : est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.



Légende : A-Mécanisme plastique

Figure 3.6: Détermination de la relation idéalisée force / déplacement élasto-plastique parfaite

3.10.4 Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé

La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté est déterminée par :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \quad 3.27$$

3.10.5 Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

Le déplacement cible de la structure avec une période T^* et un comportement élastique illimité, est donné par :

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad 3.28$$

Où :

$S_e(T^*)$: est le spectre de réponse en accélération à la période T^* .

Pour la détermination du déplacement cible d_t^* des structures dans le domaine des périodes courtes et des structures dans les domaines des périodes moyennes et longues, il convient d'utiliser différentes expressions, comme indiqué ci-dessous. La période limite entre les domaines des périodes courtes et des périodes moyennes est T_C

a) $T^* < T_C$ (domaine des périodes courtes)

Si $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, la réponse est élastique et donc :

$$d_t^* = d_{et}^* \quad 3.29$$

Si $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, la réponse est non linéaire, et

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^* \quad 3.30$$

Où :

q_u : est le rapport entre l'accélération $S_e(T^*)$ dans la structure ayant un comportement élastique illimité et l'accélération $\frac{F_y^*}{m^*}$ dans la structure avec une résistance limitée.

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad 3.31$$

a) Domaine des périodes courtes

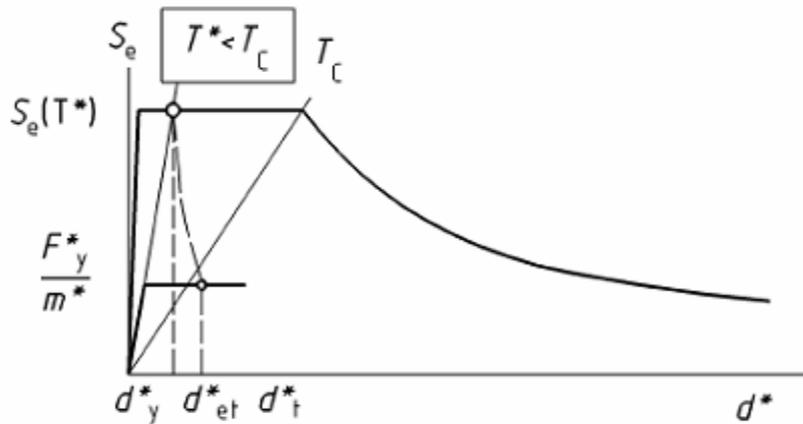


Figure 3.7: Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

b) $T^* \geq T_C$ (domaine des périodes moyennes et longues)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad 3.32$$

Il n'est pas nécessaire que d_t^* dépasse $3d_{et}^*$.

La relation entre les différentes grandeurs peut être visualisée dans les Figures (3.7 et 3.8). Les figures ont présentées dans des axes accélération/déplacement. La période T^* est représentée par la droite radiale partant de l'origine du système de coordonnées jusqu'au point du spectre de réponse élastique défini par les coordonnées $d^* = S_e(T^*)(T^*/2\pi)^2$ et $S_e(T^*)$.

3.10.6 Procédure itérative (facultative)

Si le déplacement cible d_t^* déterminé dans la 4^e étape est très différent du déplacement d_m (Figure.3.6) utilisé pour la détermination de la relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite dans la 2^e étape. Une procédure itérative peut être appliquée. Dans laquelle les étapes 2 et 4 sont répétées en utilisant dans la 2^e étape d_t^* (et valeur F_y^* correspondante) à la place de d_m^* .

b) Domaine des périodes moyennes et longues

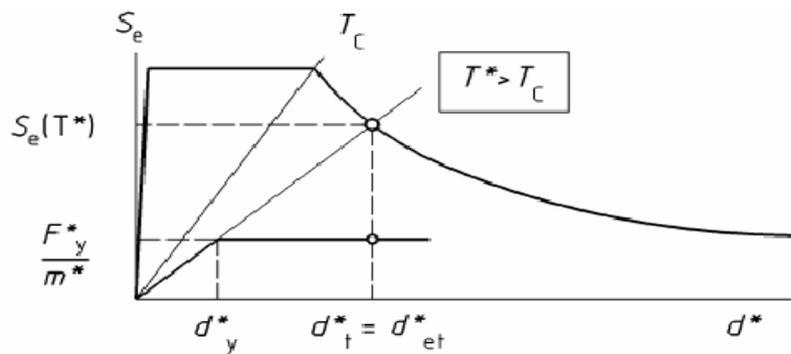


Figure 3.8 Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

3.10.7 Détermination du déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté

Le déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté est donné par :

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad 3.33$$

Le déplacement cible correspondant au nœud de contrôle.

3.11 L'analyse dynamique non-linéaire des systèmes équivalents à un seul degré de liberté

La demande globale de déplacement maximum de la structure à plusieurs degrés de liberté est directement obtenue par une analyse time history du système à un seul degré de liberté équivalent correspondant aux caractéristiques hystérétiques correctement modélisés. Cette procédure peut être utilisée que lorsque la réponse contre un mouvement du sol est souhaitée.

Les propriétés de base du système à un seul degré de liberté équivalent peuvent être obtenues en utilisant l'approche proposée par l'ATC-40 [3]. Dans cette approche, la forme déviée de la structure à plusieurs degrés de liberté est représenté par le premier mode élastique de la structure. La structure à plusieurs degrés de liberté est représenté par un système à un seul

degré de liberté équivalent ayant une masse effective M^* et une rigidité effective K^* , où la période effective est égale à $2\pi\sqrt{\frac{M^*}{K^*}}$ (Figure 3.9).

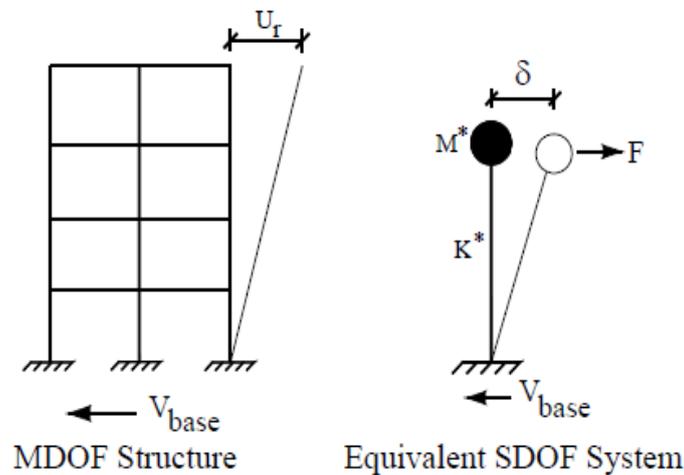


Figure 3.9: Structure à PDDL Représentée par un système SDDL équivalent (approche proposée par l'ATC-40 [3])

La relation Force-déplacement du système un seul degré de liberté équivalent est déterminé par la courbe de capacité (Pushover) de la structure à plusieurs degrés de liberté. La procédure comprend les étapes suivantes :

1. Développer une courbe de capacité (cisaillement à la base en fonction du déplacement de la terrasse) de la structure globale par l'analyse Pushover ;
2. Construire une représentation bilinéaire de la courbe de capacité. L'approche utilisée dans la méthode du coefficient de déplacement [20] a été utilisée pour construire la représentation bilinéaire de courbe de capacité. Dans cette approche, une ligne représentant la rigidité moyenne K_s de post-élastique. Puis, une ligne sécante représentant la rigidité efficace élastique K_e , est dessinée de telle façon qu'elle coupe la courbe de capacité à 60% du cisaillement à la base de performance. Le cisaillement à la base V_y , est défini à l'intersection des lignes de K_e et K_s . Le processus est itératif car la valeur de performance de cisaillement à la base n'est pas connue au début. Une courbe illustrative de capacité et sa représentation bilinéaire sont présentées dans la (Figure 3.10). Notez qu'il peut y avoir des cas où la rigidité initiale (K_i) est égale à la rigidité efficace (K_e).

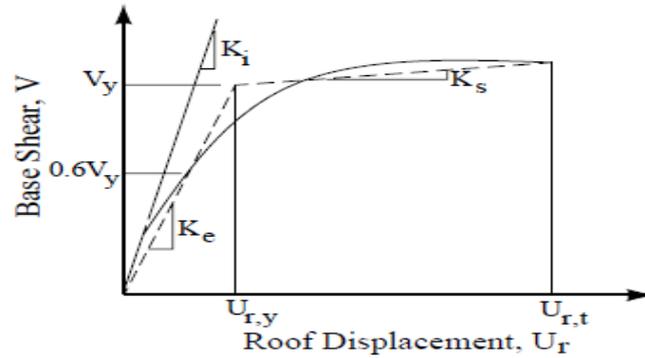


Figure 3.10: Représentation bilinéaire de courbe de capacité (Pushover)

3. Convertir la courbe de capacité bilinéaire en spectre de réponse accélération-déplacement de format (ADRS) en utilisant les équations ci-dessous (Figure 3.11):

$$Sa = \frac{V/W}{\alpha 1} \quad 3.34$$

$$Sd = \frac{Ur}{\Gamma 1. \phi_{1,r}} \quad 3.35$$

Où

W: poids total de la construction (kN)

V: cisaillement à la base (kN)

Ur: déplacement en terrasse (m)

$\alpha 1$: coefficient de masse modale pour le mode fondamental

$\Gamma 1$: facteur de participation modale pour le mode fondamental

$\phi_{1,r}$: amplitude de premier mode au niveau de la terrasse

Sa: accélération spectrale (m/s²)

Sd: déplacement spectral (m)

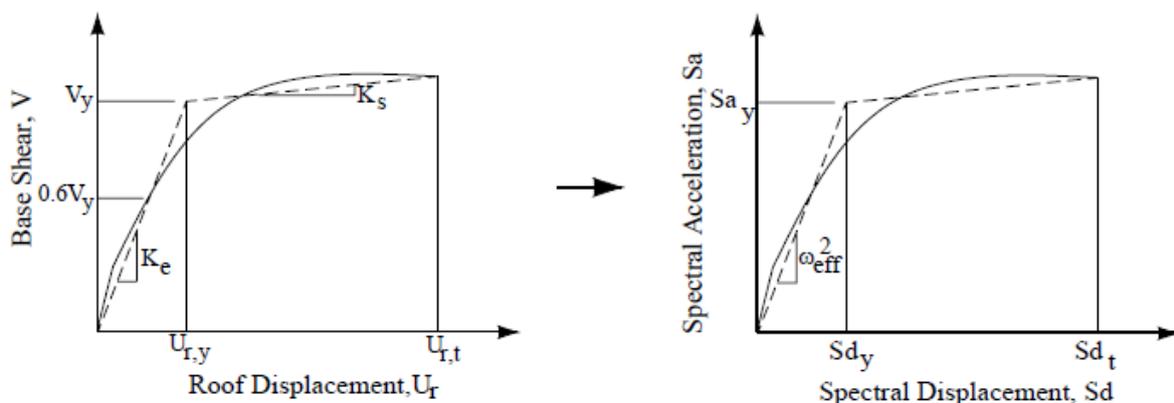


Figure 3.11: Conversion de la courbe de capacité (Pushover) au spectre de capacité

4. Déterminer le ω_{eff}^2 du système un seul degré de liberté équivalent à partir de la pente initiale (partie élastique) du spectre de capacité bilinéaire.

5. Obtenir la relation force-déplacement du système à un seul degré de liberté équivalent en utilisant les équations ci-dessous:

$$M^* = \alpha_1.M$$

$$K^* = \omega_{eff}^2 . M^* \quad 3.36$$

$$F_y = V_y = S_{ay} . W^* \quad 3.37$$

où

M: masse du bâtiment (t)

M *: masse effective des SDDL (t)

K *: rigidité effective du SDDL (kN / m)

ω_{eff} : fréquence effective de SDDL (s^{-1})

W *: poids effectif du bâtiment (= M * g)

S_{ay} : d'accélération spectrale (m/s^2)

F_y : force élastique maximale (kN).

V_y : cisaillement à la base (kN)

6. Représenter la relation force-déplacement de système à un seul degré de liberté comme le montre la (Figure 3.12), où α est le rapport entre la rigidité moyenne (K_s) et la rigidité effective élastique (K_e) de la courbe de capacité ;

7. Effectuer une analyse dynamique non linéaire en utilisant n'importe quel logiciel (par exemple USEE [54], NONLIN [40], etc) en utilisant la relation force-déplacement du système à un seul degré de liberté équivalente pour obtenir la demande de déplacement élastique du système à un seul degré de liberté équivalent ;

8. Convertir la demande de déplacement déterminé à l'étape 7 en déplacement global (de la terrasse) en multipliant la demande de déplacement spectrale du système à un seul degré de liberté équivalente par un facteur de participation de première mode au niveau de la terrasse.

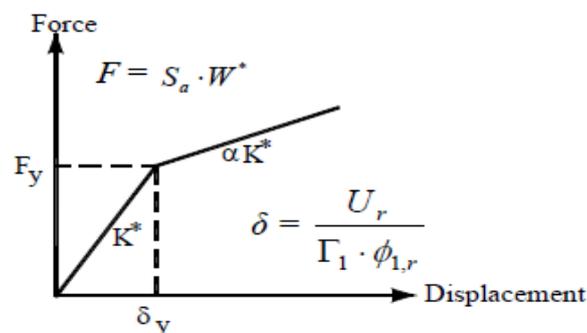


Figure 3.12: Relation force-déplacement de système un SDDL équivalent (approche proposée par l'ATC-40 [3])

CHAPITRE 4

Simulation Numérique

4.1 INTRODUCTION

Une évaluation fiable du comportement d'une structure ou d'un portique multi travée et multi étagé face à un séisme, en terme de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au delà du domaine élastique.

La méthode d'analyse Pushover, représente une nouvelle approche d'estimation de dommages, incluant notamment les effets du comportement post-élastique.

L'analyse « Pushover » est une analyse statique non-linéaire de la structure permettant de présenter de façon simplifiée le comportement de la structure (elle tient compte du phénomène de redistribution des moments fléchissant) et ce, sous l'effet de différents types de charges statiques ou dues au tremblement de terre.

L'analyse Pushover se compose de quelques étapes présentées ci-dessous :

- Définition des rotules plastiques dans le modèle de calcul de la structure ;
- Affectation des propriétés non-linéaires aux rotules (diagrammes force-déplacement ou moment-rotation) ;
- Analyse « statique » ou modale de la structure ;
- Définition des forces transversales et verticales ;
- Définition du nœud de contrôle et de la direction et valeur du déplacement admissible ;
- Définition des paramètres de l'analyse non-linéaire.

4.2 Etude les portiques en Béton Armé

4.2.1 Portique à deux niveaux

Il s'agit d'un portique R+1 en béton armé, les dimensions des poutres, poteaux et les charges sont représentés dans le (Tableau Annexe.1) et les caractéristiques du béton et les armatures sont représentées dans la (*Figure Annexe.1*).

4.2.1.1 Influence de la zone sismique

Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas sont définies au (Tableau A.4)

Tableau 4.1: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone *Ia*, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.411s	T2= 0.13s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	36,7	-4,8	37	0,0048
1	13,1	11,0	17,1	0,0024

Tableau 4.2: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2^{ème} cas (zone *Ib*, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.411s	T2= 0.13 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	46,9	-5,1	47,2	0,0065
1	18,7	13,5	23,1	0,0033

Tableau 4.3: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3^{ème} cas (zone *III*, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.411s	T2= 0.13 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	59,6	-5,9	59,9	0,0081
1	23,9	16,2	28,9	0,004

Tableau 4.4: Les résultats des forces d'un portique à deux niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	2 ^{ème} cas zone IIb, S2	3 ^{ème} cas zone III, S2
2	37	47	59,9
1	17	23	28,9
Effort tranchant à la base V=	V1=54	V2=70	V3=89
Rapport r	r1=V2/V1=1.3		r2=V3/V1=1.65

4.2.1.2 Influence de site

Tableau 4.5: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.411s	T2= 0.13s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	36,7	-4,8	37	0,0048
1	13,1	11,0	17,1	0,0024

Tableau 4.6: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4^{ème} cas (zone IIa, S3)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.411s	T2= 0.13 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	37,1	-4,8	37,4	0,0049
1	13,6	11,0	17,5	0,0025

Tableau 4.7: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5^{ème} cas (zone IIa, S4)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.411s	T2= 0.13 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	37,1	-4,8	37,4	0,0049
1	13,6	11,0	17,5	0,0025

Tableau 4.8: Les résultats des forces d'un portique à deux niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	2 ^{ème} cas zone IIa, S3	3 ^{ème} cas zone IIa, S4
2	37	37,4	37,4
1	17	17,5	17,5
Effort tranchant à la base V=	V1=54	V4=54.9	V5=54.9
Rapport r	r3=V4/V1=1.017		r4=V5/V1=1.017

D'après les formules de l'Eurocode8, le déplacement cible est égal à : $d_{et}^* = 0.17m$; et le mécanisme est apparu à la valeur : 0,14 m de déplacement, correspondant à l'effort tranchant à la base $V_{Pushover}=103KN$ (Figure 4.1).

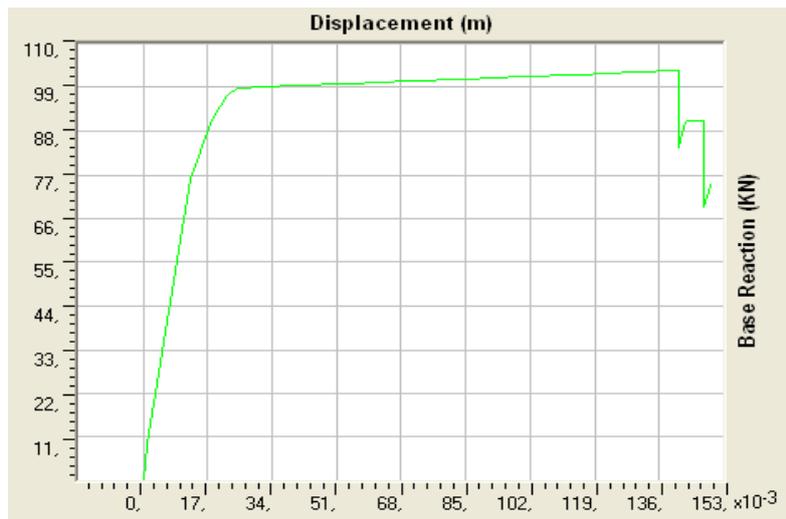


Figure 4.1 : Courbe de capacité Pushover

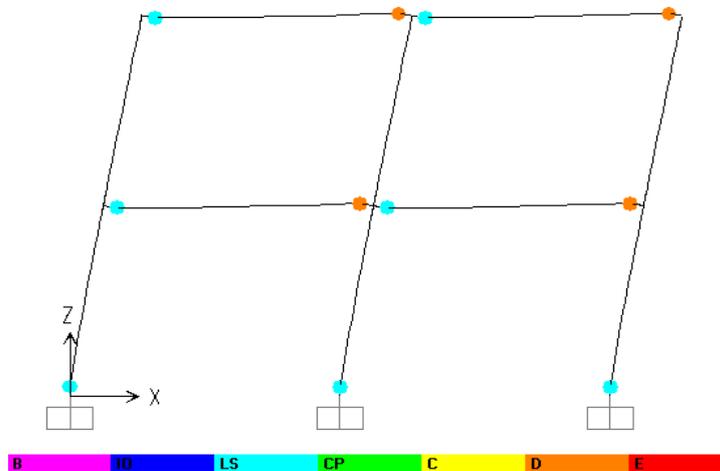


Figure 4.2 : Distribution des rotules plastiques 21ème pas

4.2.1.3 Résultats et interprétation

D'après les résultats obtenus à partir des figures (4.1 et 4.2), on a distingué que le portique à deux niveaux, a fourni une réponse élastique jusqu'à l'atteinte d'un déplacement de 1.6 cm correspondant à un effort tranchant limite élastique de 90KN. Par ailleurs, durant le déplacement de 1.6 cm jusqu'à 14 cm, on a observé un accroissement de l'effort tranchant à la base du portique, indiquant son raidissement. Ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure. Les rotules plastiques sont apparues au niveau des extrémités des poutres, à cause de la faible rigidité des poutres et la forte rigidité des poteaux.

La variation de la zone sismique (accélération A) et le site (type de sol S), a fourni une augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 30% entre la zone sismique *Ila* et la zone sismique *Iib*. Et un accroissement de 65% entre la zone sismique *Ila* et la zone sismique *III*. Au niveau des sites, on a enregistré la variation des efforts sismiques à la base du portique de 1% entre le site S2 et le site S3. Ainsi que la variation de 1% entre le site S2 et le site S4, issus des résultats des rapports r1, r2, r3 et r4, qui sont indiqués dans les tableaux (4.4 et 4.8).

A l'aide de la méthode d'analyse Pushover, la force sismique à la base du portique augmente à 90% par rapport à la force sismique calculée dans le premier cas (zone *Ila*, site S2), où se déroule le dimensionnement du portique étudié. A cet égard, il est fort probable que ce portique à faible hauteur résistera aux différentes zones sismiques et différents sites dans les cas traités (1^{er} cas, 2^{eme} cas, 3^{eme} cas, 4^{eme} et 5^{eme} cas). L'écart important obtenu par la méthode de Pushover dans les portiques à faible hauteur dimensionnés dans la zone *Ila* et site S2 n'engendre pas un risque majeur en cas d'un changement à une zone sismique dotée d'une accélération supérieure vis-à-vis à celle de la zone sismique *Ila*. Le même constat est observé dans le cas d'un changement du site (type de sol).

4.2.2 Portique à cinq niveaux

Il s'agit d'un portique R+4 en béton armé, les dimensions des poutres, poteaux et les charges sont présentes dans le (Tableau Annexe.2) et les caractéristiques du béton et les armatures sont représentées dans la (*Figure Annexe.2*).

4.2.2.1 Influence de la zone sismique

Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas sont définies au (Tableau A.4)

Tableau 4.9: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone *Ila*, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.84 s	T2= 0.26 s	T3= 0.137 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	43,7	-5,1	5,40	44,3	0,0133
4	31,0	1,6	-1,69	31,1	0,0114
3	19,8	10,0	-5,5	22,9	0,0087
2	10,4	12,4	6,7	17,5	0,0052
1	4,1	6,0	7,1	10,2	0,0019

Tableau 4.10: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2^{ème} cas (zone *Iib*, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.84 s	T2= 0.26 s	T3= 0.137 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	60,5	-7,5	6,70	61,3	0,0185
4	39,8	2,0	-1,4	39,9	0,0163
3	29,0	13,6	-7,15	32,8	0,0128
2	11,4	18,7	10,3	24,2	0,0082
1	5,9	8,6	8,1	13,2	0,0032

Tableau 4.11: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3^{ème} cas (zone III, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.84 s	T2= 0.26 s	T3= 0.137 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	76,1	-7,1	8,70	76,9	0,0232
4	52,3	2,3	-1,1	52,4	0,0205
3	34,5	14,9	-8,2	38,5	0,0161
2	14,1	24,8	11,7	30,8	0,0103
1	6,6	9,3	9,4	14,8	0,004

Tableau 4.12: Les résultats des forces d'un portique à cinq Niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	2 ^{ème} cas zone IIb, S2	3 ^{ème} cas zone III, S2
5	44,3	61,3	76,9
4	31,1	39,9	52,4
3	22,9	32,8	38,5
2	17,5	24,2	30,8
1	10,2	13,2	14,8
Effort tranchant à la base V=	V1=125.9	V2=171.4	V3=213.5
Rapport r	r1=V2/V1=1.35		r2=V3/V1=1.69

4.2.2.2 Influence de site

Tableau 4.13: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.84 s	T2= 0.26 s	T3= 0.137 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	43,7	-5,1	5,40	44,3	0,0133
4	31,0	1,6	-1,69	31,1	0,0114
3	19,8	10,0	-5,5	22,9	0,0087
2	10,4	12,4	6,7	17,5	0,0052
1	4,1	6,0	7,1	10,2	0,0019

Tableau 4.14: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4^{ème} cas (zone IIa, S3)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.84 s	T2= 0.26 s	T3= 0.137 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	46,8	-5,1	5,40	47,4	0,0161
4	35,6	1,6	-1,69	35,7	0,0142
3	25,5	10,0	-5,5	27,9	0,0112
2	13,6	12,4	6,7	19,6	0,0071
1	6,1	6,0	7,1	11,1	0,0027

Tableau 4.15: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5^{ème} cas (zone IIa, S4)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.84 s	T2= 0.26 s	T3= 0.137 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	56,2	-5,1	5,40	56,7	0,0201
4	44,4	1,6	-1,69	44,5	0,0178
3	32,5	10,0	-5,5	34,4	0,014
2	18,6	12,4	6,7	23,3	0,0089
1	8,0	6,0	7,1	12,3	0,0034

Tableau 4.16: Les résultats des forces d'un portique à cinq Niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	4 ^{ème} cas zone IIa, S3	5 ^{ème} cas zone IIa, S4
5	44,3	47,4	56,7
4	31,1	35,7	44,5
3	22,9	27,9	34,4
2	17,5	19,6	23,3
1	10,2	11,1	12,3
Effort tranchant à la base V=	V1=125.9	V4=141	V5=162
Rapport r	r3=V4/V1=1.12		r4=V5/V1=1.28

D'après les formules de l'Eurocode8, le déplacement cible est égal à : $d_{et}^* = 0.29m$; et le mécanisme est apparu à la valeur : 0,34 m de déplacement, correspondant à l'effort tranchant à la base $V_{Pushover}=182KN$ (Figure 4.3).

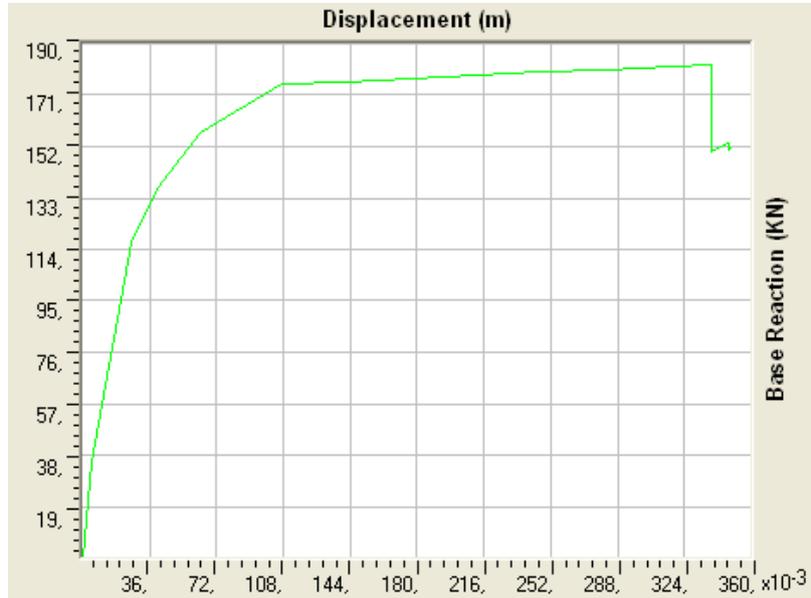


Figure 4.3 : Courbe de capacité Pushover

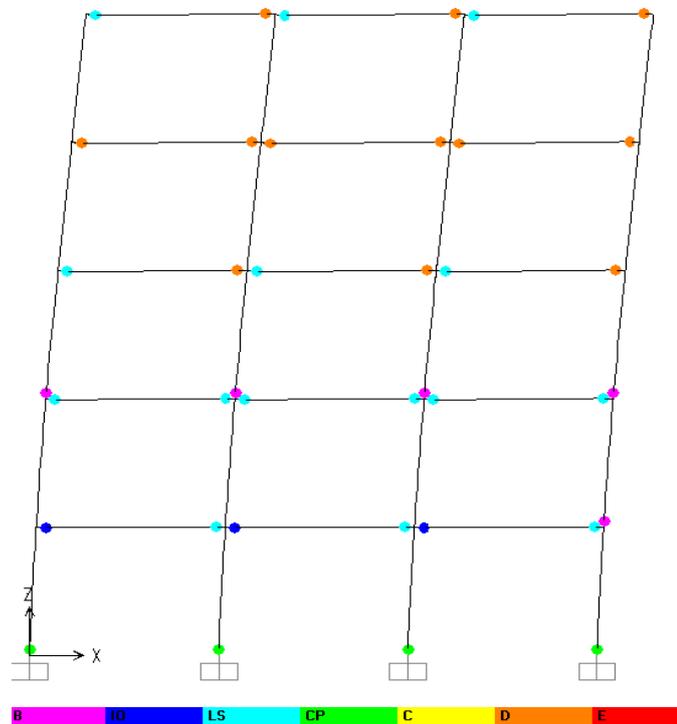


Figure 4.4 : Distribution des rotules plastiques 16ème pas

4.2.2.3 Résultats et interprétation

D'après les résultats obtenus à partir des figures (4.3 et 4.4), on a distingué que le portique à cinq niveaux, a fourni une réponse élastique jusqu'à l'atteinte d'un déplacement de 3.4 cm correspondant à un effort tranchant limite élastique de 160KN. Par ailleurs, durant le déplacement de 3.4 cm jusqu'à 33,8 cm, on a observé un accroissement de l'effort tranchant à la base du portique, indiquant son raidissement. Ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure.

Les rotules plastiques sont apparues au niveau des extrémités des poutres, à cause de la faible rigidité des poutres et la forte rigidité des poteaux.

La variation de la zone sismique (accélération A) et le site (type de sol S), a fourni une augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 35% entre la zone sismique *Ia* et la zone sismique *Ib*. Et un accroissement de 69% entre la zone sismique *Ia* et la zone sismique *III*. Au niveau des sites, on a enregistré l'augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 12% entre le site S2 et le site S3. Ainsi que la variation de 28% entre le site S2 et le site S4, issus des résultats des rapports r1, r2, r3 et r4, qui sont indiqués dans les tableaux (4.12 et 4.16).

A l'aide de la méthode d'analyse Pushover, la force sismique à la base du portique augmente à 44% par rapport à la force sismique calculée dans le premier cas (zone *Ia*, site S2), où se déroule le dimensionnement du portique étudié. A cet égard, il est fort probable que ce portique à moyenne hauteur résistera aux différentes zones sismiques et différents sites dans les cas traités (1^{er} cas, 2^{ème} cas, 4^{ème} cas et 5^{ème}) sauf le 3^{ème} cas (zone *III*, S2), mais on trouve la formation des rotules plastique dans (2^{ème} et 5^{ème} cas) puisque ses forces sont trouvées dans la partie plastique d'après la courbe de capacité Pushover d'après la figure (4.3). L'écart important obtenu par la méthode de Pushover dans les portiques à moyenne hauteur dimensionnés dans la zone *Ia* et site S2 n'engendre pas un risque majeur en cas d'un changement à une zone de sismique *Ib* dotée d'une accélération supérieure vis-à-vis à celle de la zone *Ia*. Le même constat est observé dans le cas d'un changement du site (type de sol). Par contre, les portiques à moyenne hauteur ne résistent pas en cas d'un changement à une zone de forte sismicité *III*.

4.2.3 Portique à sept niveaux

Il s'agit d'un portique R+6 en béton armé, les dimensions des poutres, poteaux et les charges sont présentes dans le (Tableau Annexe.3) et les caractéristiques du béton et les armatures sont représentées dans la (Figure Annexe.3).

4.2.3.1 Influence de la zone sismique

Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas sont définies au (Tableau A.4)

Tableau 4.17: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.09 s	T2= 0.32 s	T3= 0.17 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	42,3	-7,8	-3,23	43,1	0,0188
6	29,4	-3,2	5,69	30,1	0,0174
5	19,1	3,0	15,3	24,7	0,0150
4	14,4	11,0	8,8	20,1	0,0120
3	10,4	16,5	-0,9	19,5	0,0085
2	7,2	13,0	-7,1	16,5	0,0049
1	4,8	4,0	-3,1	7,0	0,0016

Tableau 4.18: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2^{ème} cas (zone IIb, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.09 s	T2= 0.32 s	T3= 0.17 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	60,5	-7,4	-2,23	61,0	0,026
6	41,0	-1,2	8,4	41,9	0,024
5	24,2	5,2	19,2	31,3	0,021
4	20,9	15,0	9,8	27,5	0,017
3	12,2	20,1	-1,3	23,5	0,013
2	9,8	13,7	-9,7	19,4	0,007
1	5,8	4,5	-2,7	7,8	0,003

Tableau 4.19: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3^{ème} cas (zone III, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.09 s	T2= 0.32 s	T3= 0.17 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	73,2	-9,6	-2,50	73,9	0,0322
6	48,7	-1,7	9,7	49,7	0,0298
5	35,8	7,2	24,4	43,9	0,0262
4	24,4	17,1	11,3	31,9	0,0214
3	17,2	25,3	-0,2	30,6	0,0155
2	11,4	15,7	-12,6	23,1	0,0092
1	7,1	6,8	-4,6	10,9	0,0032

Tableau 4.20: Les résultats des forces d'un portique à sept Niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
	zone IIa, S2	zone IIb, S2	zone III, S2
7	45,1	61,0	73,9
6	30,1	41,9	49,7
5	25,4	31,3	43,9
4	20,1	27,5	31,9
3	19,5	23,5	30,6
2	16,5	19,4	23,1
1	7,0	7,8	10,9
Effort tranchant à la base V=	V1=161	V2=208	V3=262
Rapport r	r1=V4/V1=1.29		r2=V5/V1=1.62

4.2.3.2 Influence de site

Tableau 4.21: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.09 s	T2= 0.32 s	T3= 0.17 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	42,3	-7,8	-3,23	43,1	0,0188
6	29,4	-3,2	5,69	30,1	0,0174
5	19,1	3,0	15,3	24,7	0,0150
4	14,4	11,0	8,8	20,1	0,0120
3	10,4	16,5	-0,9	19,5	0,0085
2	7,2	13,0	-7,1	16,5	0,0049
1	4,8	4,0	-3,1	7,0	0,0016

Tableau 4.22: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4^{ème} cas (zone IIa, S3)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.09 s	T2= 0.32 s	T3= 0.17 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	48,7	-7,8	-3,23	49,4	0,0224
6	35,9	-3,2	5,69	36,5	0,0207
5	24,7	3,0	15,3	29,2	0,0182
4	14,5	11,0	8,8	20,2	0,0148
3	11,4	16,5	-0,9	20,1	0,0108
2	7,9	13,0	-7,1	16,8	0,0063
1	5,3	4,0	-3,1	7,3	0,0022

Tableau 4.23: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5^{ème} cas (zone IIa, S4)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.09 s	T2= 0.32 s	T3= 0.17 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	73,2	-9,6	-2,50	73,9	0,0282
6	48,7	-1,7	9,7	49,7	0,0261
5	35,8	7,2	24,4	43,9	0,023
4	24,4	17,1	11,3	31,9	0,0187
3	17,2	25,3	-0,2	30,6	0,0136
2	11,4	15,7	-12,6	23,1	0,008
1	7,1	6,8	-4,6	10,9	0,0028

Tableau 4.24: Les résultats des forces d'un portique à sept Niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	4 ^{ème} cas zone IIa, S3	5 ^{ème} cas zone IIa, S4
7	43,1	49,4	55,3
6	30,1	36,5	44,0
5	24,7	29,2	39,0
4	20,1	20,2	29,1
3	19,5	20,1	20,4
2	16,5	16,8	16,9
1	7,0	7,3	7,5
Effort tranchant à la base V=	V1=161	V4=179	V5=212
Rapport r	r3=V4/V1=1.11		r4=V5/V1=1.31

D'après les formules de l'Eurocode8, le déplacement cible est égal à : $d_{et}^* = 0.37m$; et le mécanisme est apparu à la valeur : $0,48 m$ de déplacement, correspondant à l'effort tranchant à la base $V_{Pushover} = 233KN$ (Figure 4.5).

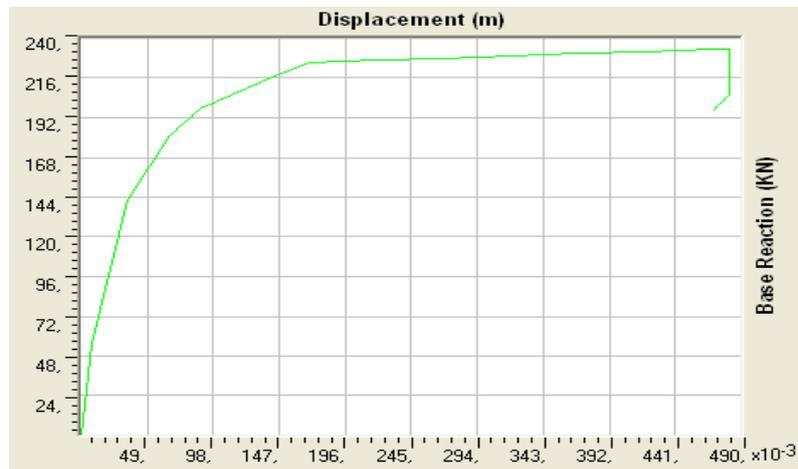


Figure 4.5 : Courbe de capacité Pushover

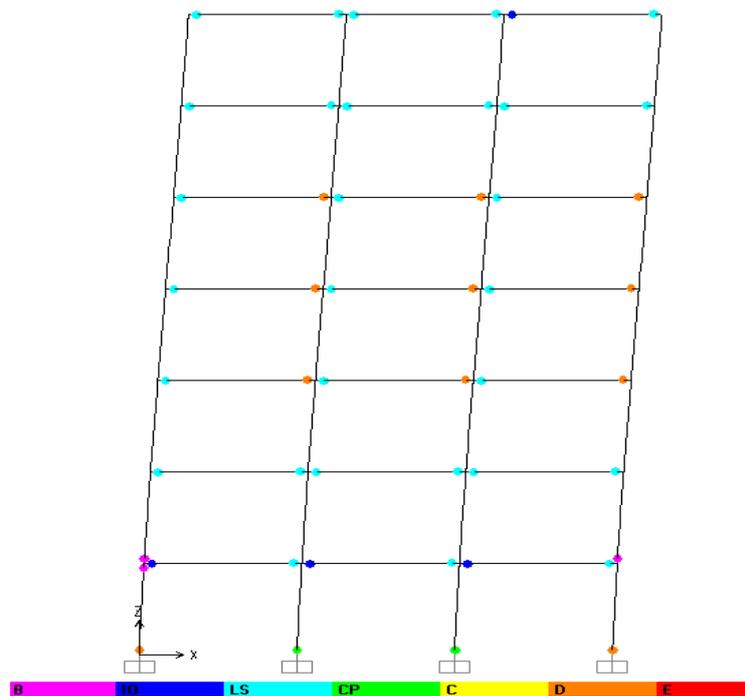


Figure 4.6 : Distribution des rotules plastiques 15ème pas

4.2.3.3 Résultats et interprétation

D'après les résultats obtenus à partir des figures (4.5 et 4.6), on a distingué que le portique à cinq niveaux, a fourni une réponse élastique jusqu'à l'atteinte d'un déplacement de 4.48 cm correspondant à un effort tranchant limite élastique de 199KN. Par ailleurs, durant le déplacement de 4.48 cm jusqu'à 48,4 cm, on a observé un accroissement de l'effort tranchant à la base du portique, indiquant son raidissement. Ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure.

Les rotules plastiques sont apparues au niveau des extrémités des poutres, à cause de la faible rigidité des poutres et la forte rigidité des poteaux.

La variation de la zone sismique (accélération A) et le site (type de sol S), a fourni une augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 29% entre la zone sismique *Ila* et la zone sismique *Iib*. Et un accroissement de 62% entre la zone sismique *Ila* et la zone sismique *III*. Au niveau des sites, on a enregistré l'augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 11% entre le site S2 et le site S3. Ainsi que la prolifération de 31% entre le site S2 et le site S4, issus des résultats des rapports r1, r2, r3 et r4, qui sont indiqués dans les tableaux (4.20 et 4.24).

A l'aide de la méthode d'analyse Pushover, la force sismique à la base du portique augmente à 44% par rapport à la force sismique calculée dans le premier cas (zone *Ila*, site S2), où se déroule le dimensionnement du portique étudié. A cet égard, il est fort probable que ce portique à moyenne hauteur résistera aux différentes zones sismiques et différents sites dans les cas traités (1^{er} cas, 2^{ème} cas, 4^{ème} cas et 5^{ème}) sauf le 3^{ème} cas (zone *III*, S2), mais on trouve la formation des rotules plastique dans (2^{ème} et 5^{ème} cas) puisque ses forces sont trouvées dans la partie plastique d'après la courbe de capacité Pushover d'après la figure(4.5). L'écart important obtenu par la méthode de Pushover dans les portiques à moyenne hauteur dimensionnés dans la zone *Ila* et site S2 n'engendre pas un risque majeur en cas d'un changement à une zone de sismique *Iib* dotée d'une accélération supérieure vis-à-vis à celle de la zone *Ila*. Le même constat est observé dans le cas d'un changement du site (type de sol). Par contre, les portiques à moyenne hauteur ne résistent pas en cas d'un changement à une zone de forte sismicité *III*.

4.3 Etude les portiques en Acier

4.3.1 Portique à deux niveaux

Il s'agit d'un portique R+1 en Acier, les dimensions des poutres, poteaux et les charges sont représentés dans le (Tableau Annexe.3). Et les caractéristiques de l'acier sont représentées dans la (Figure Annexe.5).

4.3.1.1 Influence de la zone sismique

Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas sont définies au (Tableau A.8)

Tableau 4.25: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.55 s	T2= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	39,8	-2,6	39,9	0,010
1	14,7	11,4	19	0,005

Tableau 4.26: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2^{ème} cas (zone IIb, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.55 s	T2= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	53,5	-4,6	54	0,0137
1	20,7	16,4	26	0,0064

Tableau 4.27: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3^{ème} cas (zone III, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.55 s	T2= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	65,6	-5,2	65,8	0,017
1	25,9	19,6	32,5	0,008

Tableau 4.28: Les résultats des forces d'un portique à deux niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	2 ^{ème} cas zone IIb, S2	3 ^{ème} cas zone III, S2
2	39,9	54	65,8
1	19	26	32,5
Effort tranchant à la base V=	V1=58,5	V2=80	V3=98.3
Rapport r	r1=V2/V1=1.37		r2=V3/V1=1.68

4.3.1.2 Influence de site

Tableau 4.29: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.55 s	T2= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	39,8	-2,6	39,9	0,010
1	14,7	11,4	19	0,005

Tableau 4.30: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4^{ème} cas (zone IIa, S3)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.55 s	T2= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	45,3	-2,9	45,4	0,012
1	17,7	12,0	21,4	0,006

Tableau 4.31: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5^{ème} cas (zone IIa, S4)

Niveau	Mode 1	Mode 2	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.55 s	T2= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)		
2	48,6	-3,9	48,8	0,0129
1	18,6	13,0	22,7	0,006

Tableau 4.32: Les résultats des forces d'un portique à deux niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	2 ^{ème} cas zone IIa, S3	3 ^{ème} cas zone IIa, S4
2	39,9	45,4	48,8
1	19	21,4	22,7
Effort tranchant à la base V=	V1=58.8	V4=66.8	V5=71,5
Rapport r	r3=V4/V1=1.14		r4=V5/V1=1.22

D'après les formules de l'Eurocode8, le déplacement cible est égal à : $d_{et}^* = 0.21m$; et le mécanisme est apparu à la valeur : 0,165 m de déplacement, correspondant à l'effort tranchant à la base $V_{Pushover} = 440$ KN (Figure 4.7).

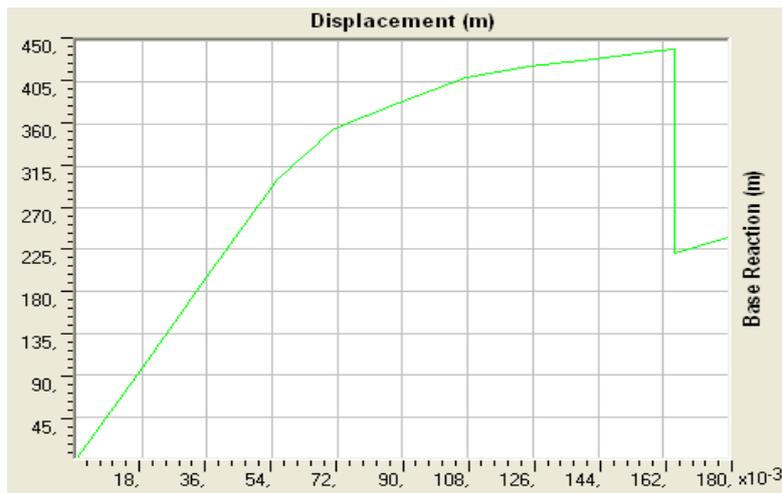


Figure 4.7 : Courbe de capacité Pushover

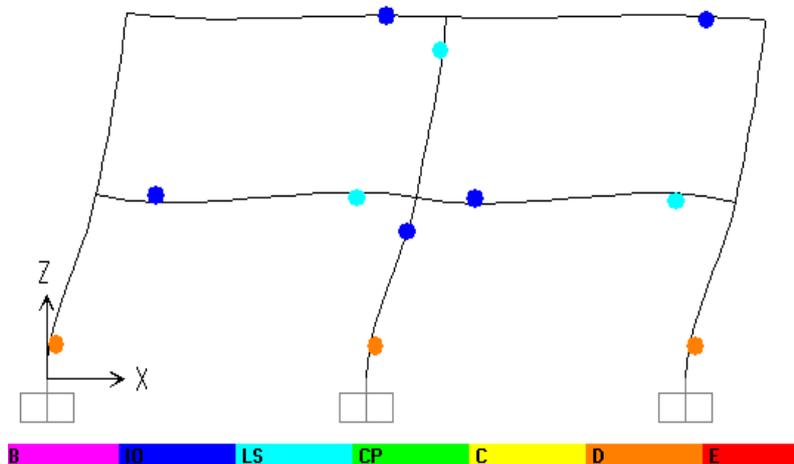


Figure 4.8 : Distribution des rotules plastiques 13ème pas

4.3.1.3 Résultats et interprétation

D'après les résultats obtenus à partir des figures (4.7 et 4.8), on a distingué que le portique à deux niveaux, a fourni une réponse élastique jusqu'à l'atteinte d'un déplacement de 6,2 cm correspondant à un effort tranchant limite élastique de 340KN. Par ailleurs, durant le déplacement de 6,2cm jusqu'à 16,5 cm, on a observé un accroissement de l'effort tranchant à la base du portique, indiquant son raidissement. Ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure.

La variation de la zone sismique (coefficient d'accélération A) et le site (type de sol S), a fourni une augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 37% entre la zone sismique *Ila* et la zone sismique *Iib*. Et un accroissement de 68% entre la zone sismique *Ila* et la zone sismique *III*. Au niveau des sites, on a enregistré l'augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 14% entre le site $S2$ et le site $S3$. Ainsi que la variation de 22% entre le site $S2$ et le site $S4$, issus des résultats des rapports $r1$, $r2$, $r3$ et $r4$, qui sont indiqués dans les tableaux (4.28 et 4.32).

A l'aide de la méthode d'analyse Pushover, la force sismique à la base du portique demeure supérieure par rapport à des forces sismiques calculées dans les cas traités (1^{er} cas, 2^{ème} cas, 3^{ème} cas, 4^{ème} et 5^{ème} cas). L'écart important obtenu par la méthode de Pushover dans les portiques à faible hauteur dimensionnés dans la zone *Ila* et site $S2$ n'engendre pas un risque majeur en cas d'un changement à une zone sismique dotée d'une accélération supérieure vis-à-vis à celle de la zone *Ila*. Le même constat est observé dans le cas d'un changement du site (type de sol)

4.3.2 Portique à cinq niveaux

Il s'agit d'un portique R+4 en Acier, les dimensions des poutres, poteaux et les charges sont présentes dans le (Tableau Annexe.5). Et les caractéristiques de l'acier sont représentées dans la (Figure Annexe.6).

4.3.2.1 Influence de la zone sismique

Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas sont définies au (Tableau A.8)

Tableau 4.33: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.93 s	T2= 0.28 s	T3= 0.14 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	74,4	-5,6	7,50	75,0	0,0224
4	50,1	3,9	-1,2	50,3	0,0196
3	34,3	15,0	-5,9	37,9	0,0152
2	20,8	18,4	7,9	28,9	0,0095
1	4,6	12,7	10,1	16,9	0,0036

Tableau 4.34: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2^{ème} cas (zone IIb, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.93 s	T2= 0.28 s	T3= 0.14 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	98,6	-6,2	8,40	99,2	0,0301
4	66,2	4,3	-1,4	66,4	0,0263
3	45,5	20,2	-6,2	50,2	0,0204
2	24,2	23,1	9,9	34,9	0,0128
1	11,7	19,5	14,9	27,2	0,0048

Tableau 4.35: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3^{ème} cas (zone III, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.93 s	T2= 0.28 s	T3= 0.14 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	123	-6,9	10,70	123,7	0,0375
4	86	4,7	-1,3	86,1	0,0328
3	59	22,3	-7,8	63,6	0,0254
2	26	35,6	13	46,0	0,0159
1	12	20,5	16,5	28,8	0,006

Tableau 4.36: Les résultats des forces d'un portique à cinq Niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	2 ^{ème} cas zone IIb, S2	3 ^{ème} cas zone III, S2
5	75,0	99,2	123,7
4	50,3	66,4	86,1
3	37,9	50,2	63,6
2	28,9	34,9	46,0
1	16,9	27,2	28,8
Effort tranchant à la base V=	V1=208,8	V2=277,7	V3=348,1
Rapport r	r1=V2/V1=1.33		r2=V3/V1=1.66

4.3.2.2 Influence de site :

Tableau 4.37: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.93 s	T2= 0.28 s	T3= 0.14 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	74,4	-5,6	7,50	75,0	0,0224
4	50,1	3,9	-1,2	50,3	0,0196
3	34,3	15,0	-5,9	37,9	0,0152
2	20,8	18,4	7,9	28,9	0,0095
1	4,6	12,7	10,1	16,9	0,0036

Tableau 4.38: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4^{ème} cas (zone IIa, S3)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.93 s	T2= 0.28 s	T3= 0.14 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	81	-5,6	7,50	81,5	0,0261
4	60	3,9	-1,2	60,1	0,0229
3	44	15,0	-5,9	46,9	0,0177
2	25	18,4	7,9	32,0	0,0111
1	5	12,7	10,1	16,9	0,0041

Tableau 4.39: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5^{ème} cas (zone IIa, S4)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 0.93 s	T2= 0.28 s	T3= 0.14 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
5	95,0	-5,6	7,50	95,5	0,0326
4	74,0	3,9	-1,2	74,1	0,0286
3	56,0	15,0	-5,9	58,3	0,0221
2	36,0	18,4	7,9	41,2	0,0138
1	6,8	12,7	10,1	17,3	0,0052

Tableau 4.40: Les résultats des forces d'un portique à cinq Niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	4 ^{ème} cas zone IIa, S3	5 ^{ème} cas zone IIa, S4
5	75,0	81,5	95,5
4	50,3	60,1	74,1
3	37,9	46,9	58,3
2	28,9	32,0	41,2
1	16,9	16,9	17,3
Effort tranchant à la base V=	V1=208,8	V4=237,4	V5=286,6
Rapport r	r3=V4/V1=1.13		r4=V5/V1=1.37

D'après les formules de l'Eurocode8, le déplacement cible est égal à : $d_{et}^* = 0.31m$; et le mécanisme est apparu à la valeur : 0,32 m de déplacement, correspondant à l'effort tranchant à la base $V_{Pushover}=1323$ KN (*Figure 4.9*).

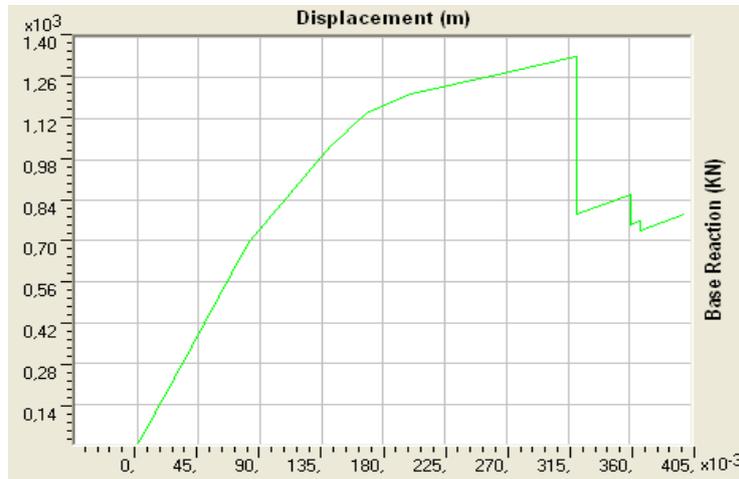


Figure 4.9 : Courbe de capacité Pushover

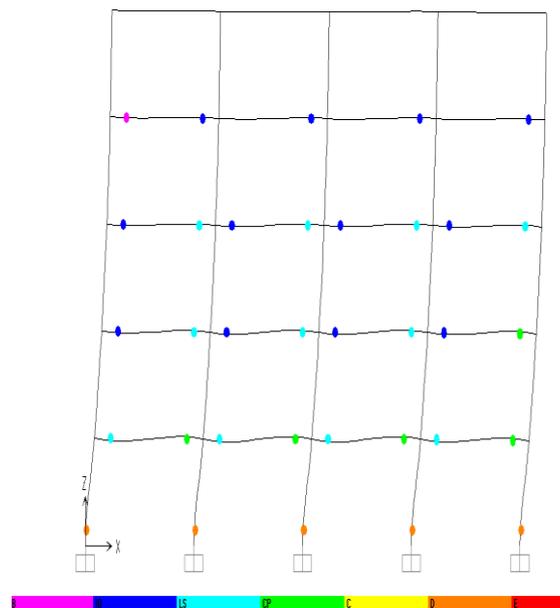


Figure 4.10 : Distribution des rotules plastiques 12ème pas

4.3.2.3 Résultats et interprétation

D'après les résultats obtenus à partir les figures (4.9 et 4.10), on a distingué que le portique à cinq niveaux, a fourni une réponse élastique jusqu'à l'atteinte d'un déplacement de 10,0 cm correspondant à un effort tranchant limite élastique de 855KN. Par ailleurs, durant le déplacement de 10,0cm jusqu'à 32,0 cm, on a observé un accroissement de l'effort tranchant à

la base du portique, indiquant son raidissement. Ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure.

Les rotules plastiques sont apparues au niveau des extrémités des poutres, à cause de la faible rigidité des poutres et la forte rigidité des poteaux.

La variation de la zone sismique (accélération A) et le site (type de sol S), a fourni une augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 33% entre la zone sismique *Ila* et la zone sismique *Ilb*. Et un accroissement de 66% entre la zone sismique *Ila* et la zone sismique *III*. Au niveau des sites, on a enregistré l'augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 13% entre le site S2 et le site S3. Ainsi que la prolifération de 39% entre le site S2 et le site S4, issus des résultats des rapports r1, r2, r3 et r4, qui sont indiqués dans les tableaux (4.36 et 4.40).

A l'aide de la méthode d'analyse Pushover, la force sismique à la base du portique, demeure supérieure par rapport à des forces sismiques calculées dans les cas traités (1^{er} cas, 2^{ème} cas, 3^{ème} cas, 4^{ème} et 5^{ème} cas). L'écart important obtenu par la méthode de Pushover dans les portiques à moyenne hauteur dimensionnés dans la zone *Ila* et site S2 n'engendre pas un risque majeur en cas d'un changement à une zone de sismicité dotée d'une accélération supérieure vis-à-vis à celle de la zone *Ila*. Le même constat est observé dans le cas d'un changement du site (type de sol)

4.3.3 Portique à sept niveaux

Il s'agit d'un portique R+6 en Acier, les dimensions des poutres, poteaux et les charges sont présentes dans le (Tableau Annexe.7). Et les caractéristiques de l'acier sont représentées dans la (Figure Annexe.6).

4.3.3.1 Influence de la zone sismique

Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas sont définies au (Tableau. A.8)

Tableau 4.41: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.16 s	T2= 0.33 s	T3= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	80,0	-6,3	7,60	80,6	0,0308
6	51,0	-3,5	-2,2	51,2	0,0280
5	37,0	3,0	-8,5	38,1	0,0241
4	27,0	17,6	-3,1	32,4	0,0193
3	9,4	24,7	9,8	28,2	0,0137
2	6,2	19,1	15,4	25,3	0,0078
1	4,8	13,2	9,7	17,1	0,0026

Tableau 4.42: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 2^{ème} cas (zone IIb, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.16 s	T2= 0.33 s	T3= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	100,0	-6,9	8,70	100,6	0,041
6	68,0	-3,7	-3,2	68,2	0,037
5	57,0	4,8	-9,6	58,0	0,032
4	39,0	20,9	-2,5	44,3	0,026
3	10,5	28,2	13,8	33,1	0,018
2	6,8	24,3	18,5	31,3	0,010
1	5,0	17,2	13,2	22,3	0,004

Tableau 4.43: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 3^{ème} cas (zone III, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.16 s	T2= 0.33 s	T3= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	129,0	-7,6	11,60	129,7	0,052
6	81,0	-4,3	-2,2	81,1	0,047
5	63,0	5,1	-10,4	64,1	0,041
4	44,0	21,4	-3,5	49,1	0,032
3	25,0	30,5	11,8	41,2	0,023
2	10,2	28,2	25,5	39,4	0,013
1	6,0	22,9	14,7	27,9	0,004

Tableau 4.44: Les résultats des forces d'un portique à sept Niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas	3 ^{ème} cas
	zone IIa, S2	zone IIb, S2	zone III, S2
7	80,6	100,6	129,7
6	51,2	68,2	81,1
5	38,1	58,0	64,1
4	32,4	44,3	49,1
3	28,2	33,1	41,2
2	25,3	31,3	39,4
1	17,1	22,3	27,9
Effort tranchant à la base V=	V1=273	V2=357	V3=432
Rapport r	r1=V4/V1=1.31		r2=V5/V1=1.58

4.3.3.2 Influence de site

Tableau 4.45: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 1^{er} cas (zone IIa, S2)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.16 s	T2= 0.33 s	T3= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	80,0	-6,3	7,60	80,6	0,0308
6	51,0	-3,5	-2,2	51,2	0,0280
5	37,0	3,0	-8,5	38,1	0,0241
4	27,0	17,6	-3,1	32,4	0,0193
3	9,4	24,7	9,8	28,2	0,0137
2	6,2	19,1	15,4	25,3	0,0078
1	4,8	13,2	9,7	17,1	0,0026

Tableau 4.46: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 4^{ème} cas (zone IIa, S3)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.16 s	T2= 0.33 s	T3= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	83,0	-6,3	7,60	83,6	0,036
6	59,0	-3,5	-2,2	59,1	0,033
5	48,0	3,0	-8,5	48,8	0,028
4	34,0	17,6	-3,1	38,4	0,022
3	11,0	24,7	9,8	28,8	0,016
2	6,7	19,1	15,4	25,4	0,009
1	5,0	13,2	9,7	17,1	0,003

Tableau 4.47: Les résultats des forces et les déplacements absolus de 5^{ème} cas (zone IIa, S4)

Niveau	Mode 1	Mode 2	Mode 3	F (KN)	Déplacement absolu (m)
	T1= 1.16 s	T2= 0.33 s	T3= 0.16 s		
	F1 (KN)	F2 (KN)	F3 (KN)		
7	95,0	-6,3	7,60	95,5	0,0448
6	73,0	-3,5	-2,2	73,1	0,0407
5	59,0	3,0	-8,5	59,7	0,0351
4	46,0	17,6	-3,1	49,3	0,028
3	25,0	24,7	9,8	36,5	0,0198
2	8,0	19,1	15,4	25,8	0,0112
1	6,0	13,2	9,7	17,4	0,0037

Tableau 4.48: Les résultats des forces d'un portique à sept Niveaux

Niveau	Forces sismiques (KN)		
	1 ^{er} cas zone IIa, S2	4 ^{ème} cas zone IIa, S3	5 ^{ème} cas zone IIa, S4
7	80,6	83,6	95,5
6	51,2	59,1	73,1
5	38,1	48,8	59,7
4	32,4	38,4	49,3
3	28,2	28,8	36,5
2	25,3	25,4	25,8
1	17,1	17,0	17,4
Effort tranchant à la base V=	V1=273	V4=301	V5=357
Rapport r	r3=V4/V1=1.10		r4=V5/V1=1.31

D'après les formules de l'Eurocode8, le déplacement cible est égal à : $d_{et}^* = 0.36m$; et le mécanisme est apparu à la valeur : 0,36 m de déplacement, correspondant à l'effort tranchant à la base $V_{Pushover}=1463$ KN (Figure 4.11).

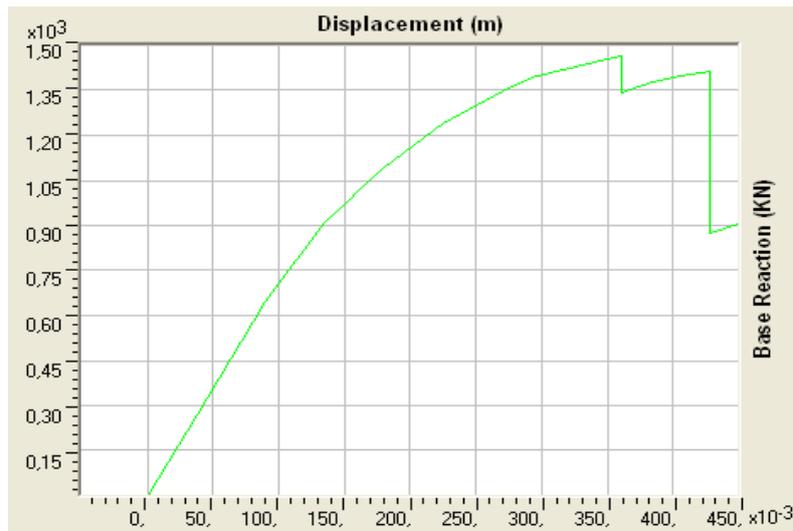


Figure 4.11 : Courbe de capacité Pushover

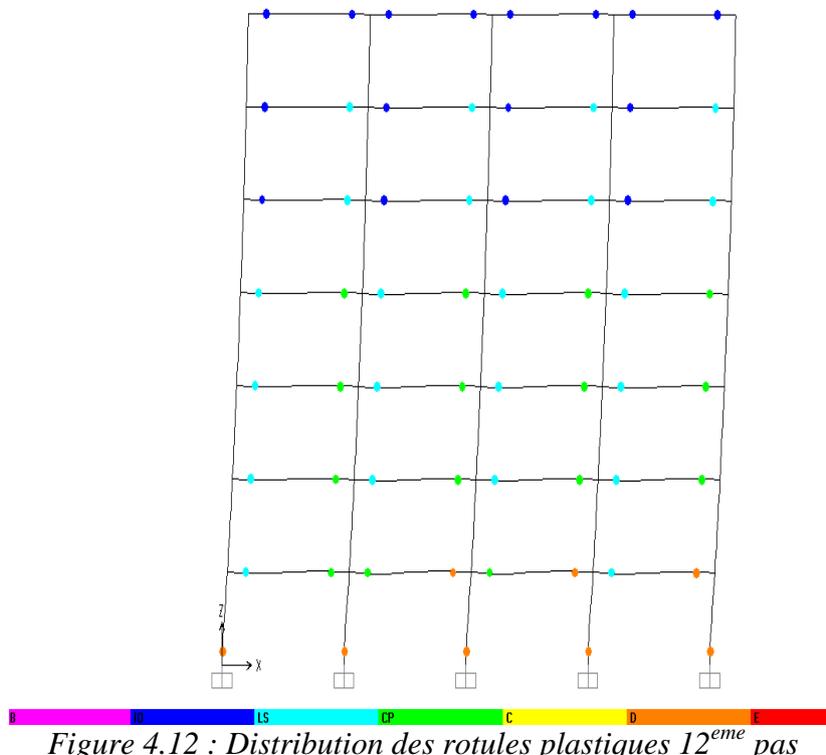


Figure 4.12 : Distribution des rotules plastiques 12^{eme} pas

4.3.3.3 Résultats et interprétation

D'après les résultats obtenus à partir les figures (4.11 et 4.12), on a distingué que le portique à cinq niveaux, a fourni une réponse élastique jusqu'à l'atteinte d'un déplacement de 12.3 cm correspondant à un effort tranchant limite élastique de 884 KN. Par ailleurs, durant le déplacement de 12.3 cm jusqu'à 36,0 cm, on a observé un accroissement de l'effort tranchant à la base du portique, indiquant son raidissement. Ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure.

Les rotules plastiques sont apparues au niveau des extrémités des poutres, à cause de la faible rigidité des poutres et la forte rigidité des poteaux.

La variation de la zone (accélération A) et le site (type de sol S), a fourni une augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 31% entre la zone sismique IIa et la zone sismique IIb . Et un accroissement de 58% entre la zone sismique IIa et la zone sismique III . Au niveau des sites, on a enregistré l'augmentation des efforts sismiques à la base du portique de 10% entre le site $S2$ et le site $S3$. Ainsi que l'évolution de 31% entre le site $S2$ et le site $S4$, issus des résultats des rapports $r1$, $r2$, $r3$ et $r4$, qui sont indiqués dans les tableaux (4.44 et 4.48).

A l'aide de la méthode d'analyse Pushover, la force sismique à la base du portique, demeure supérieure par rapport à des forces sismiques calculées dans les cas traités (1^{er} cas, 2^{ème} cas, 3^{ème} cas, 4^{ème} et 5^{ème} cas). L'écart important obtenu par la méthode de Pushover dans les portiques à moyenne hauteur dimensionnés dans la zone IIa et site $S2$ n'engendre pas un risque majeur en cas d'un changement à une zone de sismicité dotée d'une accélération supérieure vis-à-vis à celle de la zone IIa . Le même constat est observé dans le cas d'un changement du site (type de sol).

CHAPITRE 5

Conclusion et Recommandations

5.1 CONCLUSION

L'exécution de calcul statique non linéaire par la méthode Pushover a été réalisée à partir de charges latérales appropriées à l'aide d'un logiciel (SAP2000) pour évaluer les paramètres de réponse : la demande de déplacement et la force maximale supportée par la structure.

Dans ce travail les étapes d'analyses ont été effectuées sur des portiques en béton armé et en acier de 2, 5 et 7 niveaux couvrant un large éventail de périodes fondamentales. Les analyses Pushover ont été élaborées sur les portiques choisis en utilisant le modèle de chargement latéral triangulaire déterminé par le règlement parasismique Algérien R.P.A.99 version 2003 avec la variation des spectres des réponses pour différentes zones sismiques (zone de moyenne sismicité *Ila* et *Ilb*, et zone de forte sismicité *III*), et pour différents sites (S2, S3 et S4).

Concernant la variation de la zone de sismique et le site (type de sol) sur la répartition sur la hauteur du portique des forces sismiques d'après le même règlement, on a constaté les principaux résultats suivants :

- Pour les portiques à faible et moyenne hauteur en béton armé et en acier, nous avons trouvé que les efforts sismiques obtenus dans la zone sismique *Ilb* sont supérieurs généralement de 33% que les efforts sismiques obtenus dans la zone sismique *Ila*. Les efforts sismiques obtenus dans la zone de sismicité *III* sont supérieurs généralement de 67% que les efforts sismiques obtenus dans la zone sismique *Ila* ;
- Pour les portiques à moyenne hauteur en béton armé et à faible et moyenne en acier, nous avons remarqué que les efforts sismiques obtenus dans le site S3 sont supérieurs généralement de 13% que les efforts sismiques obtenus dans le site S2. Les efforts sismiques obtenus dans le site S4 sont supérieurs généralement de 30% que les efforts sismiques obtenus dans le site S2 ;

- Pour les portiques à faible hauteur en béton armé, nous avons distingué que les efforts sismiques obtenus dans les sites S3 et S4 sont presque similaires avec les efforts sismiques obtenus dans le site S2.

A travers les résultats de l'analyse non linéaire Pushover par SAP2000 [14] on a conclu que :

- Pour les portiques à faible hauteur (2 niveaux) en béton armé, l'analyse Pushover démontre qu'il existe un écart important qui n'engendre pas un risque majeur en cas d'un changement à une zone sismique dotée d'une accélération supérieure vis-à-vis à celle de la zone sismique *Ila*. Le même constat est établi en cas d'un changement de site ;
- Pour les portiques à moyenne hauteur (5 et 7 niveaux) en béton armé, l'analyse Pushover illustre qu'il existe un écart considérable qui ne provoque pas un risque majeur d'une part ; et l'apparition des rotules plastiques dans le portique en cas d'un changement à une zone sismique *Iib* dotée d'une accélération supérieure vis-à-vis à celle de la zone sismique *Ila* d'autre part. la même conclusion est observée en cas d'un changement de site. Par contre, les portiques ne peuvent pas résister en cas d'un changement à une zone de forte sismicité *III* ;
- Pour les portiques à 2, 5 et 7 niveaux en acier, l'analyse Pushover démontre qu'il existe également un écart important n'engendrant pas un risque majeur en cas d'un changement à une zone sismique dotée d'une accélération supérieure vis-à-vis à celle de la zone de sismique *Ila*. Le même constat est enregistré en cas de changement de site ;
- Des distinctions mesurables ont été observées dans la courbe de capacité de Pushover pour les portiques en béton armé qui ont une capacité inférieure par rapport à celles des portiques en acier.
- Pour chaque portique utilisée nous remarquons que la plus part des emplacements des rotules plastiques ont été enregistrées dans les poutres, car les portiques qui ont été choisis sont doté de poteaux à forte rigidité par rapport aux poutres. Ainsi, la rotule plastique va apparaître dans les poutres avant d'apparaître dans les poteaux.

Cette étude a mis en lumière que les portiques en acier et souvent ceux en béton armé ne présentent pas de risque majeur en cas de changement de site et de zone sismique. Par ailleurs, les portiques en béton armé (de moyenne hauteur) présentent parfois des risques majeurs en cas de changement de site et de zone sismique.

5.2 Recommandations

Il est recommandé pour le calcul et le dimensionnement des structures de réaliser une analyse Pushover pour évaluer la capacité portante d'une structure en générale, et apprécier en amont le positionnement des rotules plastiques, ou il est conseillé que les rotules plastiques apparaissent dans les poutres afin de faciliter la réparation en cas des dommages partiels de la structure au lieu des poteaux. Il est préconisé de protéger la structure dans le cas de changement de site ou la zone sismique à l'instar du séisme de Boumerdes où on a constaté des structures calculées pour une accélération faible par rapport à l'accélération actuelle.

Pour les structures existantes dimensionnées et calculées en vertu de l'ancien règlement, il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Pushover qui est relativement facile à élaborer en vue d'estimer la capacité portante des structures existantes ainsi que le positionnement des rotules plastiques dans le but de renforcer ces dernières. Et ce, dans le cas d'un changement de la zone sismique d'une accélération supérieure par rapport à celle de la zone sismique dotée d'une accélération inférieure ou se déroule le dimensionnement de la structure.

La méthode d'analyse Pushover est recommandée avant tout pour les constructions existantes, pour lesquelles une évaluation plus favorable de la sécurité parasismique peut éviter des mesures de renforcement coûteuses.

Il serait judicieux de faire suivre cette étude par une analyse tridimensionnelle de la capacité portante d'une structure selon la méthode Pushover.

ANNEXE A

Description Des Structures Etudiées

A.1 Les portiques en béton armé

A.1.1 Portique à deux niveaux

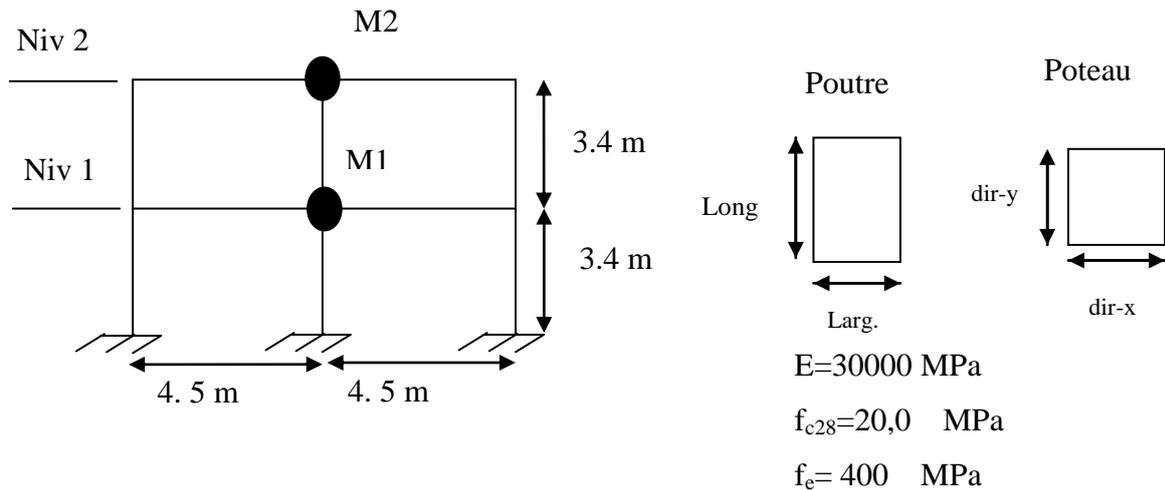


Figure A.1: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de béton armé

Tableau A.1: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à deux niveaux en béton armé.

Niveau	Poutres				Poids Propre G (KN/ml)	Sur-Charges Q (KN/ml)
	Les Dimensions (cm)		Les Armatures			
	Longueur	Largeur	Nappe Supérieure	Nappe Inférieure		
1	40	30	3T14	3T12	26.1	6.75
2	40	30	3T14	3T12	28.35	4.5
Niveau	Poteaux	Les Dimensions (cm)		Nombre de Barre		
		dir-x	dir-y			
1-2	Extérieur	35	35	8T14		
	Intérieur	35	35	8T14		

A.1.2 Portique à cinq niveaux

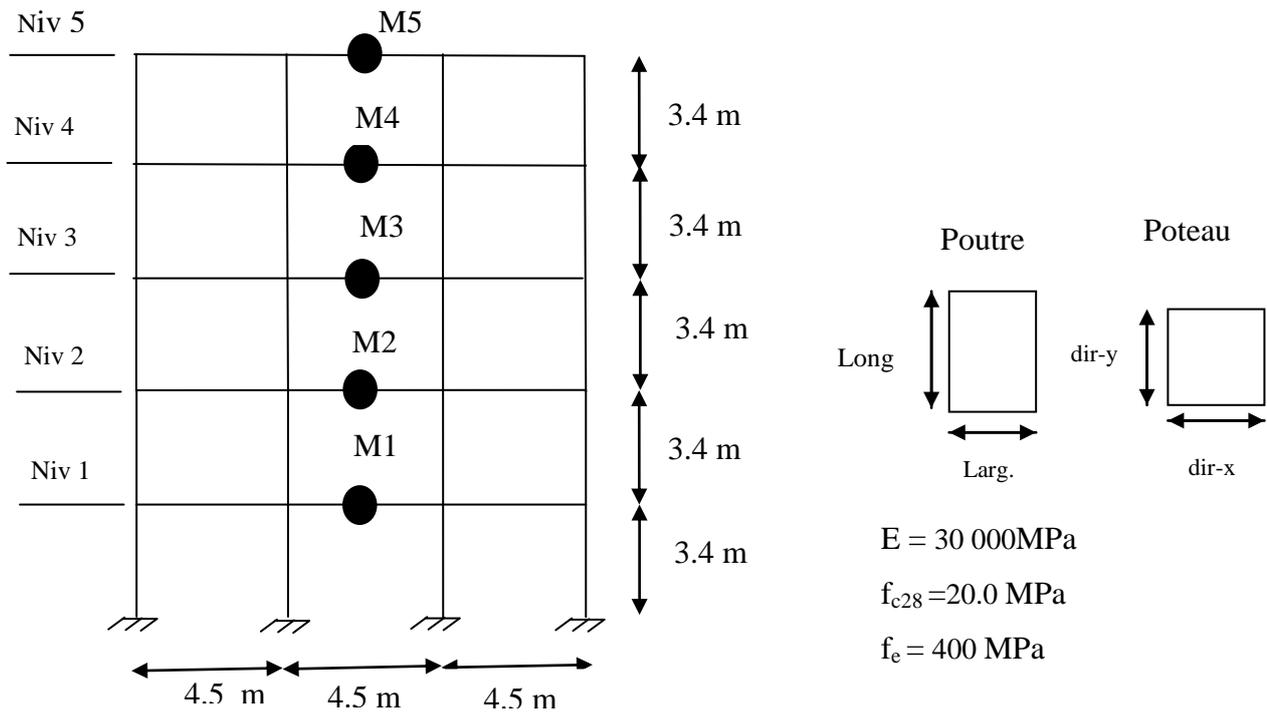


Figure A.2: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de béton armé

Tableau A.2: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à cinq niveaux en béton armé.

Niveau	Poutres				Poids Propre G (KN/ml)	Sur-Charges Q (KN/ml)
	Les Dimensions (cm)		Les Armatures			
	Longueur	Largeur.	Nappe. Supérieur	Nappe. Inférieur		
1-4	40	30	6T12	3T14	26.1	6.75
5	40	30	6T12	3T14	28.35	4.5
Niveau	Poteaux	Les Dimensions (cm)		Nombre de Barre		
		dir-x	dir-y			
1-5	Extérieur	45	45	12T14		
	Intérieur	45	45	12T14		

A.1.3 Portique à sept niveaux

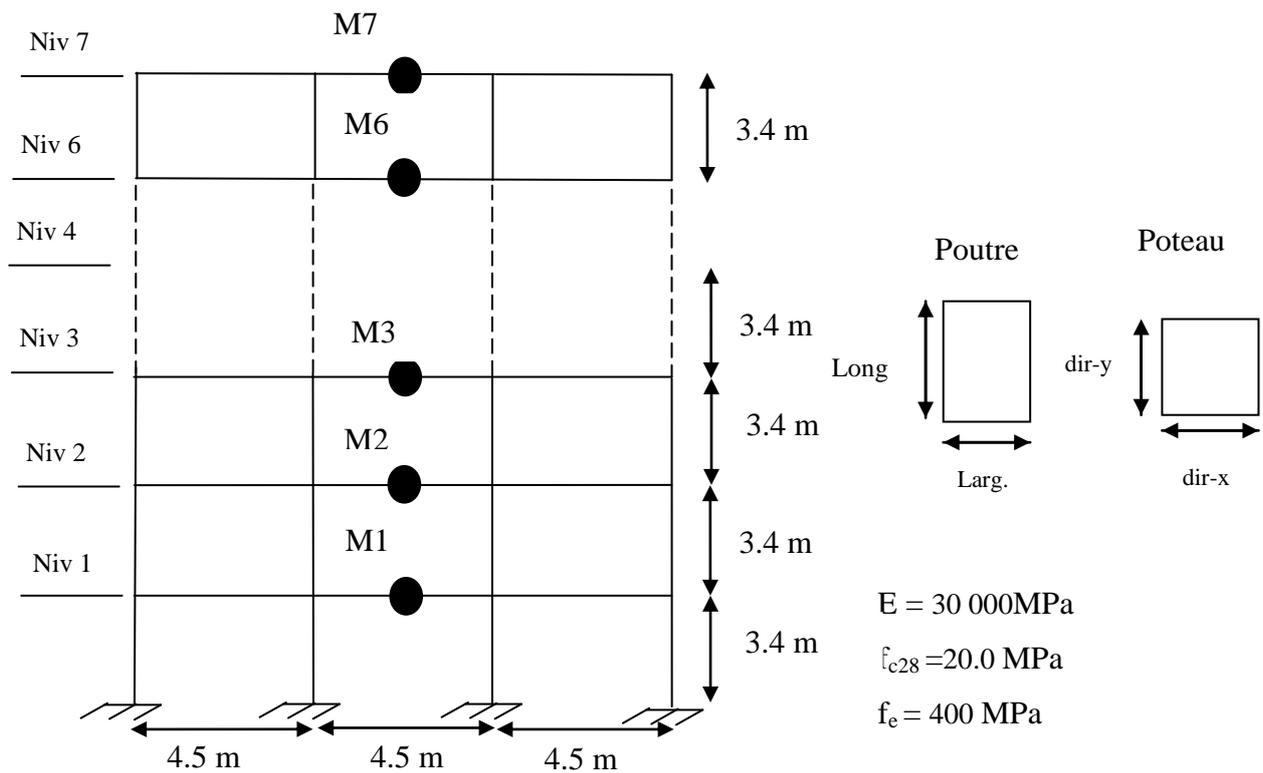


Figure A.3: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de béton armé.

Tableau A.3: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à sept niveaux en béton armé.

Niveau	Poutres				Poids Propre G (KN/ml)	Sur-Charges Q (KN/ml)
	Les Dimensions (cm)		Les Armatures			
	Longueur	Largeur	Nappe Supérieur	Nappe Inférieur		
1-6	40	30	3T12+3T14	3T14	26.1	6.75
7	40	30	3T12+3T14	3T14	28.35	4.5
Niveau	Poteaux	Les Dimensions (cm)		Nbr de Barre		
		dix-x	dir-y			
1-7	Extérieur	55	55	16T14		
	Intérieur	55	55	16T14		

A.1.4 Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas étudié selon le règlement parasismique Algérien R.P.A 99 version 2003

Tableau A.4: Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas traité

1^{er} cas : (zone IIa et site S2)						
g	A	ξ	Q	R	S2	
9.81	0.15	6%	1.1	5	T1	T2
					0.15	0.40
2^{ème} cas : (zone IIb et site S2)						
g	A	ξ	Q	R	S2	
9.81	0.20	6%	1.1	5	T1	T2
					0.15	0.40
3^{ème} cas : (zone III et site S2)						
g	A	ξ	Q	R	S2	
9.81	0.25	6%	1.1	5	T1	T2
					0.15	0.40
4^{ème} cas : (zone IIa et site S3)						
g	A	ξ	Q	R	S3	
9.81	0.15	6%	1.1	5	T1	T2
					0.15	0.50
5^{ème} cas : (zone IIa et site S4)						
g	A	ξ	Q	R	S4	
9.81	0.15	6%	1.1	5	T1	T2
					0.15	0.70

A.2 Les portiques en acier

A.2.1 Portique à deux niveaux

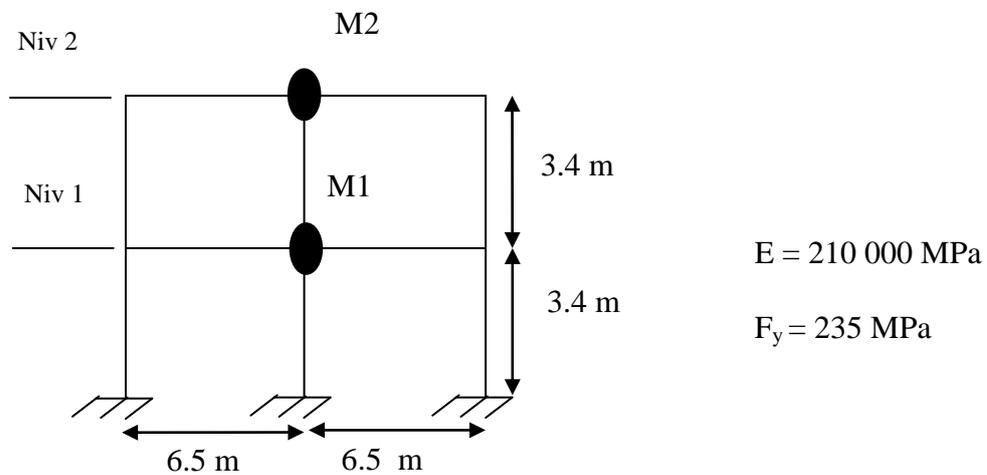


Figure A.4: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de l'acier

Tableau A.5: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à deux niveaux en acier.

Niveau	Poteaux	poutres	Poids Propre G (KN/ml)	Sur-Charges Q (KN/ml)
2	HE300A	IPE360	19.40	5
1	HE300A	IPE360	19.40	7.5

A.2.2 Portique à cinq niveaux

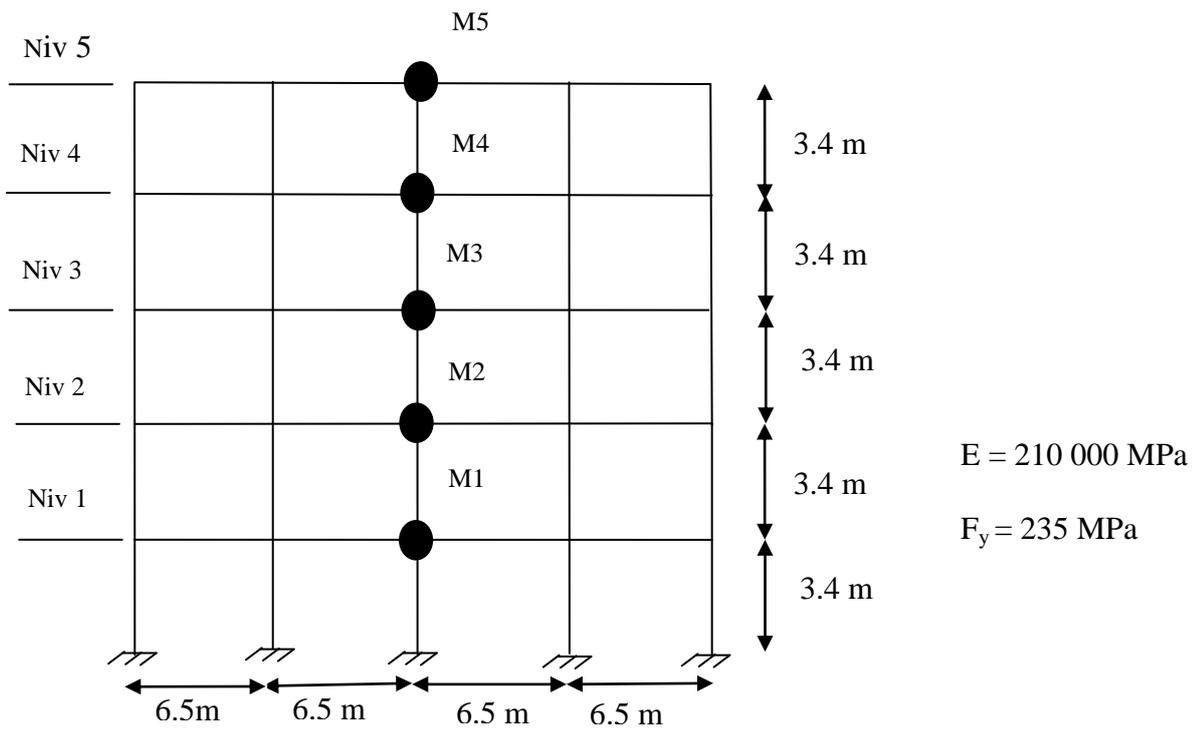


Figure A.5: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de l'acier

Tableau A.6: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à cinq niveaux en acier.

Niveau	Poteaux	poutres	Poids Propre G (KN/ml)	Sur-Charges Q (KN/ml)
1-4	HE400B	IPE400	19.40	7.5
5	HE400B	IPE400	19.40	5

A.2.3 Portique à sept niveaux

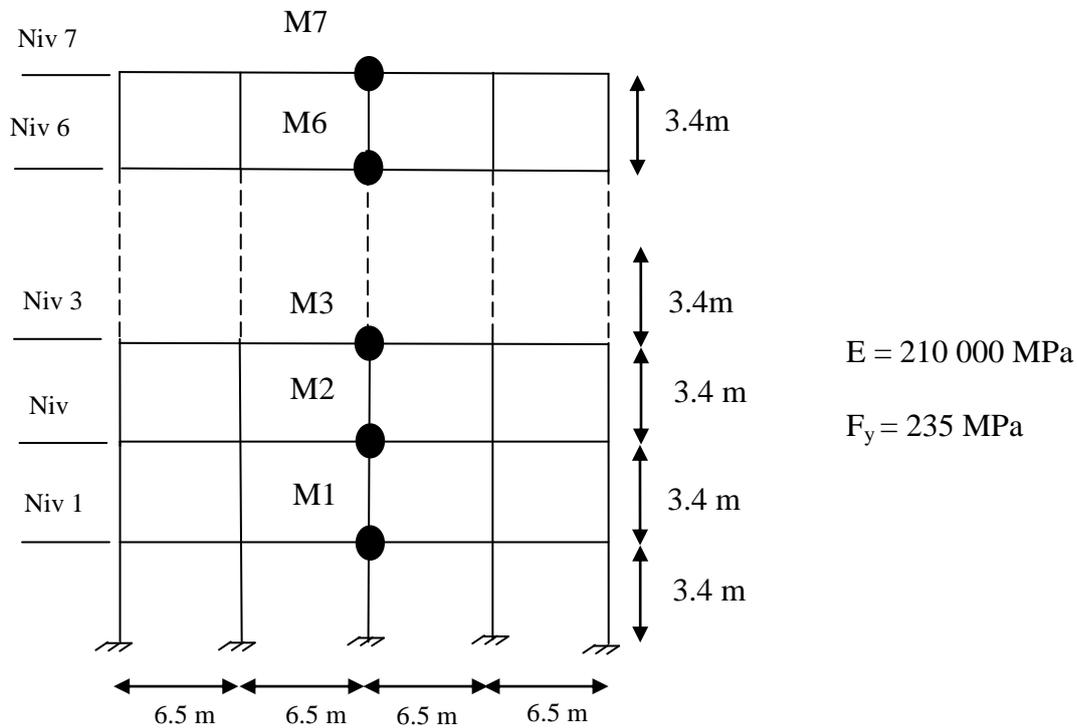


Figure A.6: Caractéristiques verticales de portique avec les caractéristiques de l'acier

Tableau A.7: Les dimensions (poteau/poutre) et les différentes charges pour portique à sept niveaux en acier.

Niveau	Poteaux	Poutres	Poids Propre G (KN/ml)	Sur-Charges Q (KN/ml)
1-6	HE600B	IPE400	19.40	7.5
7	HE600B	IPE400	19.40	5

A.2.4 Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas étudié selon le règlement parasismique Algérien R.P.A 99 version 2003

Tableau A.8: Les caractéristiques du spectre de réponse pour chaque cas traité

1^{er} cas : (zone IIa et site S2)						
g	A	ξ	Q	R	S2	
9.81	0.15	4%	1.1	4	T1	T2
					0.15	0.40
2^{ème} cas : (zone IIb et site S2)						
g	A	ξ	Q	R	S2	
9.81	0.20	4%	1.1	4	T1	T2
					0.15	0.40
3^{ème} cas : (zone III et site S2)						
g	A	ξ	Q	R	S2	
9.81	0.25	4%	1.1	4	T1	T2
					0.15	0.40
4^{ème} cas : (zone IIa et site S3)						
g	A	ξ	Q	R	S3	
9.81	0.15	4%	1.1	4	T1	T2
					0.15	0.50
5^{ème} cas : (zone IIa et site S4)						
g	A	ξ	Q	R	S4	
9.81	0.15	4%	1.1	4	T1	T2
					0.15	0.70

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. Allahabadi R., 1987, Drain 2DX – Seismic Response and Damage Assessment for 2D Structures, Ph.D. Thesis, University of California at Berkeley, California.
- [2]. ANSYS Inc., ANSYS Structural, 275 Technology Drive Canonsburg, PA.
- [3]. Applied Technology Council, ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1-2, Redwood City, California.
- [4]. Bentz E.C., 2000, Sectional Analysis of Reinforced Concrete, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- [5]. Bracci J.M., Kunnath S.K. and Reinhorn A.M., 1997, Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, 3-10.
- [6]. Chintanapakdee C. and Chopra A.K., 2003, Evaluation of Modal Pushover Analysis Using Generic Frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, 417-442.
- [7]. Chopra A.K. and Goel R.K., A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimating Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation, PERR Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [8]. Chopra A.K. and Goel R.K., Capacity – Demand Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDOF Systems, PEER Report 1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

- [9]. City of Los Angeles (COLA), 1995, Earthquake Hazard Reduction in Existing Reinforced Concrete Buildings and Concrete Frame Buildings with Masonry Infills, January 31, 1995.
- [10]. Clough R.W., Johsnton S.B, 1996, Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Japan, 227-231.
- [11]. Code ou Règlement Parasismique Algérien R.P.A.99 version 2003. Ministère de L'habitat Document Technique Règlementaire DTR B C 2 48, Centre National De Recherche Appliquée En Génie-Parasismique.
- [12]. Computers and Structures Inc. (CSI), 1992, SAP90: A Series of Computer Programs for the Finite Analysis of Structures, Berkeley, California.
- [13]. Computers and Structures Inc. (CSI), 1995, ETABS: Three Dimensional Analysis of Building Systems, Berkeley, California.
- [14]. Computers and Structures Inc. (CSI), 1998, SAP2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures V7.40N, Berkeley, California.
- [15]. Eberhard M.O. and Sözen M.A., 1993, Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake Resistant Walls, Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, New York, Vol. 119, No.2, 619-640.
- [16]. Eurocode 8. (2003). "Calcul des structures pour leur résistance aux séismes" - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- [17]. Fajfar P. and Fischinger M., 1987, Nonlinear Seismic Analysis of R/C Buildings: Implications of a Case Study, European Earthquake Engineering, 31-43.

- [18]. Fajfar P. and Gaspersic P., 1996, the N2 Method for the Seismic Damage Analysis of R/C Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, 31-46.
- [19]. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273.
- [20]. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, *Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings*, FEMA-356.
- [21]. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, *State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking*, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC
- [22]. Freeman S.A., 1998, *Development and Use of Capacity Spectrum Method*, Proceedings of the Sixth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, Washington.
- [23]. Gülkan P. and Sözen M.A., 1974, *Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Ground Motions*, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 71, 601-609.
- [24]. Gupta B., 1999, *Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-Based Seismic Evaluation of Buildings*, Ph.D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, FL.
- [25]. İnel M., Tjhin T. and Aschheim A.M., 2003, *The Significance of Lateral Load Pattern in Pushover Analysis*, İstanbul Fifth National Conference on Earthquake Engineering, Paper No: AE-009, İstanbul, Turkey.
- [26]. International Conference on Building Officials (ICBO), 1982, *Uniform Building Code*, Whittier, CA.

- [27]. Iwan W.D., 1980, Estimating Inelastic Response Spectra from Elastic Spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, 375-388.
- [28]. Jan T.S., Liu M.W. and Kao Y.C., 2004, An Upper-Bound Pushover Analysis Procedure for Estimating the Seismic Demands of High-Rise Buildings, *Engineering Structures*, Vol. 26, 117-128.
- [29]. Kappos A.J. and Manafpour A., 2000, Seismic Design of R/C Buildings with the Aid of Advanced Analytical Techniques, *Engineering Structures*, Vol. 23, 319-332.
- [30]. Kowalsky M.J., 1994, Displacement-Based Design Methodology for Seismic Design Applied to R/C Bridge Columns, Master's Thesis, University of California.
- [31]. Krawinkler H. and Seneviratna G.D.P.K., 1998, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, *Engineering Structures*, Vol.20, 452-464
- [32]. Lawson R.S., Reinhorn A.M. and Lobo R.F., 1994, Nonlinear Static Pushover Analysis - Why, When and How?, *Proceedings of the 5th US National Conference on Earthquake Engineering*, Chicago, Vol. 1, 283-292.
- [33]. Mahaney J.A., Paret T.F., Kehoe B.E. and Freeman S.A., 1993, The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response During the Loma Prieta Earthquake, *Proc., 1993 Nat. Earthquake Conf., Central U.S. Earthquake Consortium*, Memphis, Tenn., 2, 501-510.
- [34]. Miranda E. and Ruiz-García J., 2002, Evaluation of Approximate Methods to Estimate Maximum Inelastic Displacement Demands, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 539-560.
- [35]. Miranda E., 2000, Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Sites, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, 1150-1159.

- [36]. Moghadam A.S., A Pushover Procedure for Tall Buildings, 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 395.
- [37]. Munshi J.A. and Ghosh S.A., 1998, Analyses of Seismic Performance of a Code Designed Reinforced Concrete Building, Engineering Structures, Vol. 20, 608-616.
- [38]. Mwafy A.M. and Elnashai A.S., 2001, Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings, Engineering Structures, Vol. 23, 407-424.
- [39]. Nassar A.A. and Krawinkler H., 1991, Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems, Report No.95, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [40]. Newmark N.M. and Hall W.J., 1982, Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA.
- [41]. Park R. and Paulay T., 1975, Reinforced Concrete Structures, John Wiley and Sons, Inc., 769.
- [42]. Prakash V., Powell G.H. and Campbell S., 1993, Drain-2DX Base Program Description and User Guide, Structural Engineering Mechanics and Materials Report No.93/17, University of California, California.
- [43]. RISA Technologies (RISA), 1993, RISA-2D: Rapid Interactive Structural Analysis- 2 Dimensional, Lake Forest, California.
- [44]. Rosenblueth E. and Herrera I., 1964, On a Kind of Hysteretic Damping, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 90, 37-48.
- [45]. SAC, 1997, Draft Report on Ground Motions, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA.
- [46]. Saiidi M. and Sözen M.A., 1981, Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 107, 937-952.

- [47]. Sasaki F., Freeman S. and Paret T., 1998, Multi-Mode Pushover Procedure (MMP)-A Method to Identify the Effect of Higher Modes in a Pushover Analysis, Proc. 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, CD-ROM, EERI,Oakland.
- [48]. SeismoStruct- A computer program for Static and Dynamic Non-linear Analysis of Framed Structures [online].” Available from URL: <http://www.seismosoft.com>
- [49]. Sermin OĞUZ., 2005, Evaluation of Pushover analysis procedures for frame structures ,A thesis submitted to the graduate school of natural and applied sciences of Middle East technical university
- [50]. Shibata A. and Sözen M.A., 1976, Substitute Structure Method for Seismic Design in R/C, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 102, 1-17.
- [51]. Takeda T., Sözen M.A. and Nielson N.N., 1970, Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, 2557-2573.