

UNIVERSITE DE BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

Thème

**OPTIMISATION DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES
MÉTALLIQUES EN TERMES DE DUCTILITE ET DE RIGIDITE.**

Par

BENKACI RIMA ET MOUFFOK AICHA NOURHANE

Devant le jury composé de

Dr. W. YAHIAOUI	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Dr. I. BELAHOUENE	U. Saad Dahleb-Blida	Examinatrice
Dr. K. RAHMANI	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur
Dr. I. DERBAL	U. Saad Dahleb-Blida	Co-Promoteur

RÉSUMÉ

Le calcul capacitaire est un concept clé pour la conception des structures parasismiques. Il est crucial de cerner et de maîtriser le comportement d'une structure en termes de capacité, de résistance, de déformation et de développement de mécanismes de ruine ciblés. Ce mémoire s'intéresse à la création d'un équilibre entre la rigidité et la ductilité d'une structure. Pour l'aboutissement de cette objectif, nous procédons par des analyses non linéaires à la détermination du coefficient de comportement pour des structures en ossature auto-stable et contreventée par des palées triangulées en X de différents niveaux de ductilité étudiées, dirigé par le pourcentage de déplacement inter-étage, afin de proposer une borne inférieure pour ce dernier.

Mots clé : calcul capacitaire, ductilité, rigidité, analyse non-linéaire, comportement de structure coefficient de comportement et le déplacement inter étage.

ABSTRACT

Performance-based design is a key concept for the design of earthquake-resistant structures. It is crucial to understand and control the behavior of a structure in terms of Energy dissipation capacity, resistance, deformation, and development of targeted failure mechanisms. This thesis focuses on the creation of a balance between the stiffness and ductility of a structure. To achieve this aim, we proceeded to a nonlinear analysis to define the behavior (spectrum modification) factor for moment resistant frame structure and braced frames structure with X-braces panels, of different ductility levels, guided by the ratio of story drift to propose a lower bound (level) for this parameter.

Key words: Performance based design, structural behavior, stiffness ductility, nonlinear analysis, behavior factor and story drift.

ملخص

التصميم لحساب قدرة بنايات على امتصاص طاقة الزلازل الخارجية هو مفهوم أساسي في تصميم الهياكل المقاومة للزلازل. من الضروري تحديد والتحكم في سلوك هيكل البناية من حيث القدرة على امتصاص الطاقة والمقاومة والتشوه وتطوير آليات الإنكسار المستهدفة. تبحث هذه الأطروحة في إيجاد توازن بين صلابة وليونة الهيكل. ولتحقيق ذلك، نستخدم تحليلات غير خطية لتحديد معامل سلوك الهياكل ذات الأطر مقاومة للعزوم وكذا المسندة بقواعد مثلثة الشكل بمستويات ليونة مختلفة، تحكمها النسبة المئوية للإزاحة بين الطوابق، وذلك لاقتراح حد أدنى لهذه الأخيرة.

الكلمات المفتاحية: حساب القدرة، والليونة، والصلابة، والتحليل غير الخطي، ومعامل السلوك الإنشائي، والإزاحة بين الطوابق

SOMMAIRE

CHAPITRE I Etude bibliographique.....	21
I.1 Introduction.....	22
I.2 La ductilité.....	22
I.2.1 Ductilité et déformabilité.....	22
I.2.2 Ductilité et fragilité.....	23
I.2.3 Types de ductilité.....	24
I.2.4 Limite de ductilité.....	26
I.2.5 Classification de terme de ductilité.....	29
I.3 Coefficient de comportement.....	33
I.3.1 Définition du coefficient de comportement.....	33
I.3.2 Le coefficient de comportement selon les règlements parasismiques.....	34
I.3.3 Méthodologie de calcul du coefficient de comportement.....	37
I.4 La rigidité.....	39
I.5 Le déplacement inter-étage.....	39
I.6 Calcul capacitaire.....	41
I.7 Conclusion.....	42
CHAPITRE II Méthode d'analyse non linéaire.....	43
II.1 Introduction.....	44
II.2 Analyse linéaire.....	44

II.3	Analyse non linéaire	45
II.3.1	Sources de non-linéarité.....	45
II.3.2	Motivations de l'analyse non-linéaire.....	47
II.4	Analyse dynamique et statique	48
II.5	Analyse statique non-linéaire en pousser progressive	48
II.5.1	Hypothèses de l'analyse push-over.....	49
II.5.2	Distribution des charges latérales	49
II.5.3	Avantages et inconvénients.....	51
II.5.4	Courbe de capacité.....	52
II.5.5	Courbe idéalisé	52
II.5.6	Niveaux d'endommagements	53
II.5.7	Niveaux de performance	54
II.5.8	Principe de la modélisation numérique d'analyse push-over	56
II.6	Analyse dynamique temporelle non-linéaire (Time History)	56
II.6.1	Choix des accélérogrammes	57
II.6.2	Avantages et inconvénients.....	59
II.6.3	Analyse temporelle par intégration direct.....	60
II.6.4	Méthode FNA	60
II.6.5	Quelle méthode choisir	61
III.6.6	Principe de la modélisation numérique d'analyse time history	61

III.7	Choix de la méthode d'analyse non-linéaire pour notre étude	62
III.8	Conclusion :	62
CHAPITRE III Méthodologie et description des structures étudiées.....		63
III.1	Introduction.....	64
III.2	Description des structures.....	64
III.2.1	Propriétés mécaniques des matériaux	64
III.2.2	Caractéristiques géométriques des structures	66
III.2.3	Charges et surcharges	67
III.2.4	Dimensionnement des structures	67
III.3	Analyse linéaire élastique	71
III.3.1	Paramètres sismiques.....	71
III.3.2	Spectre de réponse	72
III.3.3	Exemple d'application	73
III.4	Analyse dynamique temporelle non-linéaire (Time History)	86
III.4.1	Choix des accélérogrammes	86
III.4.2	Résultats de l'analyse Time History	90
III.5	Analyse statique non-linéaire (Push-Over).....	94
IV.5.1	Rotules plastiques	94
III.6	Conclusion	97
CHAPITRE IV Résultats et discussions		98

IV.1 Introduction	99
IV.2 Analyse linéaire élastique	99
IV.3 Analyse statique non linéaire (push over).....	101
IV.3.1 Courbes de capacité et caractéristiques dynamiques	101
IV.3.2 Facteur de ductilité.....	118
IV.3.3 Facteur de sur résistance	120
IV.3.4 Coefficient de comportement.....	121
IV.4 Conclusion	123
Conclusion générale.....	124
Références bibliographiques.....	127
ANNEXE A	133
ANNEXE B	135
ANNEXE C	146

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Déformabilité –Ductilité [3].	23
Figure I.2: Comportement « fragile et ductile » [3].	23
Figure I.3 : Organigramme représentant la relation entre les niveaux de ductilité [8].	29
Figure I.4 : Classification des sections transversales en fonction du moment résistant et de la capacité de rotation [11].	31
Figure I.5 : classes de ductilité des éléments [4].	32
Figure I.6 : comportements des structures selon FEMA440 [13].	33
Figure I.7 : types de structures et coefficient de comportement selon L'EC8 [16].	36
Figure I.8 : Idéalisations de la réponse structurelle [18].	37
Figure II.1 : l'effet de la non-linéarité géométrique sur les forces interne d'une poutre[27].	46
Figure II.2 : Modélisation du comportement de l'acier [29].	47
Figure II.3 : organigramme des méthodes d'analyses non-linéaire.	48
Figure II.4 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de liberté.[34].	49
Figure II.5 : Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité [36].	52
Figure II.6 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [34].	53
Figure II.7 : courbe push-over normalisée (réglementé)[37].	54
Figure II.8 : exemple d'accélérogramme d'Imperial Valley (El Centro Array, 1940).	57
Figure III.1 : caractéristiques mécaniques des nuances d'acier utilisé.	65
Figure III.2 : caractéristique mécanique du béton C25/30.	66

Figure III.3 : Vue en plan des structures des variantes « I » et « II ».....	67
Figure III.4 : Sections des éléments de la variante « I » selon la catégorie.	68
Figure III.5 : Détail des poteaux PRS croisé en HEB.....	69
Figure III.6 : Sections des éléments de la variante « II » selon la catégorie dans les deux sens.	70
Figure III.7 : <i>Spectre de réponse réglementaire RPA99/2003 pour R=6.</i>	72
Figure III.8: Spectre de réponse réglementaire RPA99/2003 pour R=4.	72
Figure III.9 : Vue en 3D du model initiale.	80
Figure III.10 : La déformée pour les modes du modèle initial.	80
Figure III.11 : Vue en 3d du model finale.	81
Figure III.12 : La déformée pour les modes du modèle finale.....	82
Figure III.13 : Déplacement au sommet en fonction du temps dans les Sens-x-x et y-y respectivement.	90
Figure III.14 : Effort tranchant à la base en fonction du temps dans les Sens-x-x et y-y respectivement.	90
Figure III.15 : Courbe hystérétique (moment-rotation) des poutres.	91
Figure III.16 : Formation des rotules plastique en fonction du temps.	91
Figure III.17 : Courbe idéalisé suivant l'axe x-x.	93
Figure III.18 : Courbe idéalisé suivant l'axe y-y.....	93
Figure III.19 : Formation des rotules plastique à chaque niveau de performance.	96
Figure IV.1 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C1".	102

Figure IV.2 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C1".	102
Figure IV.3 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C2".	103
Figure IV.4 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C2".	103
Figure IV.5 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C3".	104
Figure IV.6 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C3".	104
Figure IV.7 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C1".	106
Figure IV.8 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C1".	106
Figure IV.9 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C2".	107
Figure IV.10 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C2".	107
.....	107
Figure IV.11 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C3".	108
.....	108
Figure IV.12 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C3".	108
.....	108
Figure IV.13 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C1".	110
.....	110
Figure IV.14 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C1".	110
.....	110
Figure IV.15 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C2".	111
.....	111
Figure IV.16 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C2".	111
.....	111

Figure IV.17 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C1".	112
Figure IV.18 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C1".	112
Figure IV.19 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C1".	114
Figure IV.20 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C1".	114
Figure IV.21 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C2".	115
Figure IV.22 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C2".	115
Figure IV.23 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C3".	116
Figure IV.24 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C3".	116
Figure IV.25 : Histogramme représentant le facteur de ductilité R_u de la variante « I ».	118
Figure IV.26 : Histogramme représentant le facteur de ductilité R_u de la variante « II ».	119
Figure IV.27 : Résultats du coefficient de comportement des structures de la variante « I » avec les nuances S275 et S355.	121
Figure IV.28 : Résultats du coefficient de comportement des structures de la variante « I » avec les nuances S275 et S355.	122

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Différents types de ductilité [4].....	25
Tableau I.2 : Ductilité disponible – ductilité requise [3].....	26
Tableau I.3 : Paramètres influencent la ductilité disponible [3].....	26
Tableau I.4 : Paramètres influencent la ductilité requise [3].....	27
Tableau I.5 : Les valeurs du coefficient de comportement R retenue pour les structure en acier [15].....	34
Tableau I.6 : Facteur de comportement K pour les ossatures en acier selon le RPS [17]	37
Tableau II.1 : les avantages et les inconvénients d’analyse	51
Tableau II.2 : les avantages et les inconvénients de la méthode	59
Tableau II.3 : la différence entre les deux méthodes.....	61
Tableau III.1 : Catégories des structures selon le déplacement inter-étages.....	64
Tableau III.2 : caractéristiques mécaniques des nuances d’acier utilisé.....	65
<i>Tableau III.3 caractéristiques mécaniques du béton C25/30</i>	<i>66</i>
Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques des structures.....	67
Tableau III.5 : Charges et surcharges.....	67
Tableau III.6 : Sections des éléments de la variante I selon la catégorie.....	68
Tableau III.7 : Sections des éléments de la variante II selon la catégorie.....	69
Tableau III.8 : Choix de la période de calcul	77
Tableau III.9 : Valeurs des pénalités suivant les deux sens	78

Tableau III.10 : Pourcentage de participation massique pour le modèle finale	82
Tableau III.11 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la méthode statique équivalente..	83
Tableau III.12 : Déplacements résultant suivant X	84
Tableau III.13 : Déplacement résultant suivant y	84
Tableau III.14 : Vérification de l'effet P. Δ	85
Tableau III.15 : Critères de choix des signaux.....	86
Tableau III.16 : Signaux sectionnés pour l'analyse Time History	87
Tableau III.17 : Caractéristiques des signaux choisis	89
Tableau III.18 : Effort tranchant à la base et déplacements au sommet pour les 10 signaux utilité	92
Tableau III.19 : Propagations des rotules plastiques selon le Sens-x-x	95
Tableau III.20 : Propagations des rotules plastiques selon le Sens-y-y	95
Tableau IV.1 : Caractéristiques dynamiques des structures étudiées	100
Tableau IV.2 : Poids et efforts tranchants des structures des variantes « I et II » selon le Sens- x	100
Tableau IV.3 : Poids et efforts tranchants des structures des variantes « I et II » selon le Sens- y-y	100
Tableau IV.4 : Résultats des déplacements inter-étages pour les 3 catégories de variante « I »	101
Tableau IV.5 : Résultats des déplacements inter-étages pour les 3 catégories de variante « II »	101

Tableau IV.6 : Effort tranchant, ductilité et rigidité des structures de la variante « I » avec la nuance 275	105
Tableau IV.7 : Effort tranchant, ductilité et rigidité des structures de la variante « I » avec la nuance S355	109
Tableau IV.8 : Effort tranchant, ductilité et rigidité des structures de la variante « II » avec la nuance S275	113
Tableau IV.9 : Effort tranchant, ductilité et rigidité des structures de la variante « II » avec la nuance S355	117
Tableau IV.10 : Récapitulatif du calcul du facteur de ductilité de la variante « I »	118
Tableau IV.11 : Récapitulatif du calcul du facteur de ductilité de la variante « II »	119
Tableau IV.12 : Facteur de sur-résistance de la variante « I »	120
Tableau IV.13 : Facteur de sur-résistance de la variante « I »	120

LISTE DES SYMBOLES

G : Poids propre (kN).

Q : Surcharge d'exploitation (kN).

A : coefficient d'accélération de la zone et de groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

T : La période fondamentale effective en (s).

T₁, T₂: périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (s).

η : Le facteur de correction d'amortissement.

C_T: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

ξ : L'amortissement critique.

Q : Facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W : La somme des poids W_i calculé à chaque niveau (kN).

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation (kN).

F_y : Limite d'élasticité.

F_u : Limite ultime de traction.

F_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression a 28 jours (MPa).

E: module de Young.

h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (m).

h_k : la hauteur d'étage (m).

V_k : L'effort tranchant d'étage au niveau " k"(kN)

D_k : déplacement d'étage.

$\Delta^h k$: Déplacement inter-étage.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k» (kN).

Φ : Mode fondamental.

d_{ry} : Déplacement inter-étage.

H_{sx} : la hauteur.

V_y : l'effort tranchant de déformation (yeild).

d_y : Le déplacement élastique (sans endommagement) (m).

V_f : l'effort tranchant de rupture (failire).

d_{max} : Le déplacement ultime (maximum) (ruine totale) (cm).

K_e : La rigidité latérale (élastique).

K_{inel} : La rigidité inélastique.

PGA_{max} : Peak Ground Acceleration (Accélération Maximale Au Sol).

R_{jb} : la distance horizontale entre le point d'observation et la projection en surface de la zone de rupture.

μ : La ductilité.

R_ε : Le facteur d'amortissement.

R_s : Le facteur de résistance.

R_R : Le facteur de redondance.

R_μ : Le facteur de ductilité.

F : le vecteur de chargement.

K : la matrice de raideur.

d : le vecteur de déplacement.

K : Coefficient considérant les effets des modes supérieurs.

PRS : profilé reconstitué soudé en HEB croisé.

SRSS: Square Root of the Sum of Squares. (Racine Carrée de la Somme des Carrés)

ND : Niveau de ductilité.

REMERCIEMENT

Nous remercions en premier lieu Dieu miséricordieux pour nous avoir donné le courage, la volonté et la patience pour accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements et reconnaissance à nos directeurs de mémoire Mr K. RAHMANI et Mr I. DERBAL pour leurs conseils et orientations durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'accepter l'examen de ce mémoire.

Nous adressons notre profonde gratitude à Mr M. BENSALAH, Mr F. BELHOUCHE et Mr N. YOUNES pour leurs aides précieuses, leurs soutiens, leurs conseils avisés et critiques constructives.

Enfin nous sommes reconnaissantes envers les enseignants du département de génie civil, en particulier Mr A. ZAHAF, Mme M. BERDIAF, Mme I. BELHEOUANE, Mr W. YAHIAOUI ainsi que toutes celles qui ont participé à la réussite de ce travail.

DEDICAS

Je dédie ce travail a toutes les personnes chère à mon cœur, en particulier :

Mes parents qui m'en comblent d'amour et d'affection tout au long de ma vie. Ils n'ont cessé de me soutenir, de m'encourager durant mes études et d'avoir foi et confiance en moi. Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance envers eux.

À mon grand frère, à ma belle-sœur, à mon adorable neveu et à ma famille pour leur soutien et bien vaillances.

A mon binôme pour sa patience et son dévouement durant l'élaboration de ce mémoire.

A tous mes camarades d'études et sincères amis pour leur aides, soutien morale et surtout pour leur joies et gaités, créant des moments qui mériteront graver dans mes pensées.

C'est avec une profonde gratitude que je dédie ce mémoire de fin d'études à toutes ces personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à ma réussite.

BENKACI Rima

DEDICASSE

Je dédie ce mémoire à ma mère, qui a toujours été mon roc et ma boussole, m'orientant avec amour et sagesse à chaque étape de ma vie, sa présence aimante et ces conseils éclairés ont été ma force et ma lumière dans les moments les plus difficiles.

Ma chère tante, pour sa présence réconfortante et ses paroles encourageantes qui ont illuminé mon chemin. Mes chères sœurs Malek et Narimane, complices de mes joies et de mes peines, merci pour votre soutien indéfectible qui a fait de chaque étape une victoire.

À la mémoire de mon père et ma grand-mère, dont l'amour et les enseignements continuent de résonner en moi, je dédie ce travail pour honorer leurs héritages et leurs bienveillances.

À Malia, une amie précieuse qui a toujours été là pour moi, ta présence et ton amitié sont des trésors que je chéris profondément.

À Ryma, mon binôme merci pour ta collaboration et ton soutien essentiels pendant ce projet, merci d'être un partenaire si dévoué et compétent.

À Fella, Meriem, des amis adorable, merci d'être là avec votre soutien et gentillesse.

À Rayane, je te suis infiniment reconnaissante pour chaque encouragement, chaque sourire partagé.

MOUFFOK Aicha Nourhane

IN TRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

De nos jours la construction en charpente métallique est très répandue en raison des avantages majeurs qu'elle confère, tels que la facilité de mise en œuvre, la rapidité d'exécution et de leur comportement favorable lors des séismes.

L'historique des séismes survenus lors de ces dernières années prouvant que les structures métalliques affiche une ductilité et une résistance optimale plus importantes vis-à-vis des signaux de plus forte magnitude que ceux attendue. De ce fait, les forces d'inertie réelle induite par les séismes sont supérieures à celle estimée par les règlements parasismiques. Ce dilemme peut être dû à l'importante capacité de déformations inélastique avant l'atteinte de la ruine, notamment la ductilité.

Dans notre recherche nous étudions deux types de systèmes structurels, ossature en portique auto-stable et contreventées par palées triangulées en X avec des structures de quatre étages présentant trois niveaux de ductilité distincts, justifié par le pourcentage de déplacement inter-étage afin de proposer une limite inférieure pour ce paramètre.

Pour atteindre cet objectif notre mémoire est divisé en quatre chapitres :

- Le premier chapitre est axé sur les propriétés dynamiques des structures, notamment la ductilité et la rigidité et les paramètres qui les traduisent dans différents règlements parasismiques, le coefficient de comportement et le déplacement inter-étage respectivement.
- Le deuxième chapitre expose les diverses méthodes d'analyse non linéaire statique et dynamique, leurs hypothèses, avantages et inconvénients, les étapes de modélisation ainsi que le choix de la méthode adéquate pour notre recherche.
- Le troisième chapitre traite en premier lieu, les structures étudiées, leurs caractéristiques géométriques, le chargement appliqué et les sections désignées. En deuxième lieu, on présente un exemple de calcul d'analyse linéaire élastique (statique équivalente/modale spectrale), les résultats de l'analyse dynamique temporelle (Time History) et un exemple de résultats détaillés de l'analyse statique non linéaire (Push-Over).
- Le quatrième chapitre est consacré aux résultats de l'analyse Push-Over, leurs interprétations, l'estimation du coefficient de comportement pour chaque une des structures étudiées ainsi que la proposition d'une borne inférieure du déplacement inter-étage.

CHAPITRE I Etude bibliographique

I.1 Introduction

La dynamique des structures est une discipline fondamentale qui étudie le comportement des structures de sollicitations sismiques. Les caractéristiques dynamiques des structures sont essentielles pour comprendre et prévoir leur comportement sous des sollicitations diverses car elle constitue un moyen de formulation du modèle mathématique en comportement réel. Dans ce chapitre nous décrivons ces propriétés dynamiques notamment la ductilité et la rigidité ainsi que les facteurs qui les traduisant et contrôle dans divers règlements parasismiques.

I.2 La ductilité

Aux environs de 1960, La ductilité été restreinte uniquement pour définir le comportement d'un matériau, grâce aux recherches de Baker et de Housner ce terme c'est étendu pour caractériser le comportement des structures, est liée aux concepts de rigidité et de résistance. [1]

La ductilité est un aspect essentiel des structures résistantes au tremblement de terre par formation de mécanisme de ruine. Or Quesque la ductilité ? C'est l'aptitude d'un matériau, d'un élément ou d'une structure à se déformer après la phase élastique avec une diminution significative de sa rigidité. Ce terme est employé pour estimer le montant de l'énergie dissipée via des déformations plastiques [2].

I.2.1 Ductilité et déformabilité

La déformabilité est la capacité d'un élément ou d'une structure à se déformer avant la rupture (effondrement). En revanche, la ductilité est la capacité d'un élément ou d'une structure à subir des déformations plastiques. (Un système structurel à grande déformabilité est moins ductile)[3].

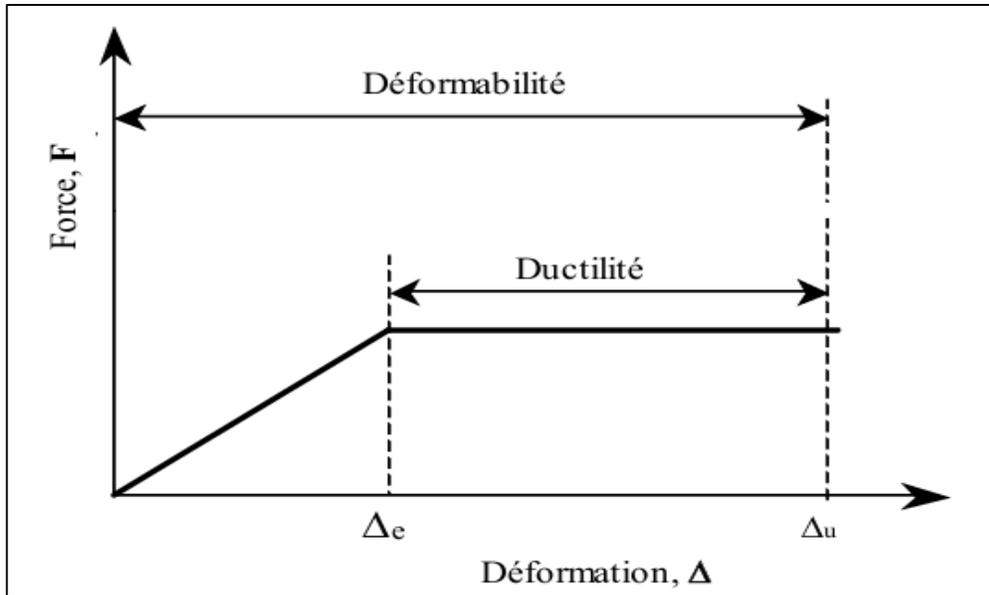


Figure I.1: Déformabilité –Ductilité [3].

I.2.2 Ductilité et fragilité

La fragilité désigne la capacité d'un élément ou d'une structure à se rompre sans se déformer plastiquement, elle est mesurée par la résilience. Lorsque le palier non linéaire est court, le comportement est fragile, en revanche lorsque le palier élastique est long le comportement est considéré ductile [3].

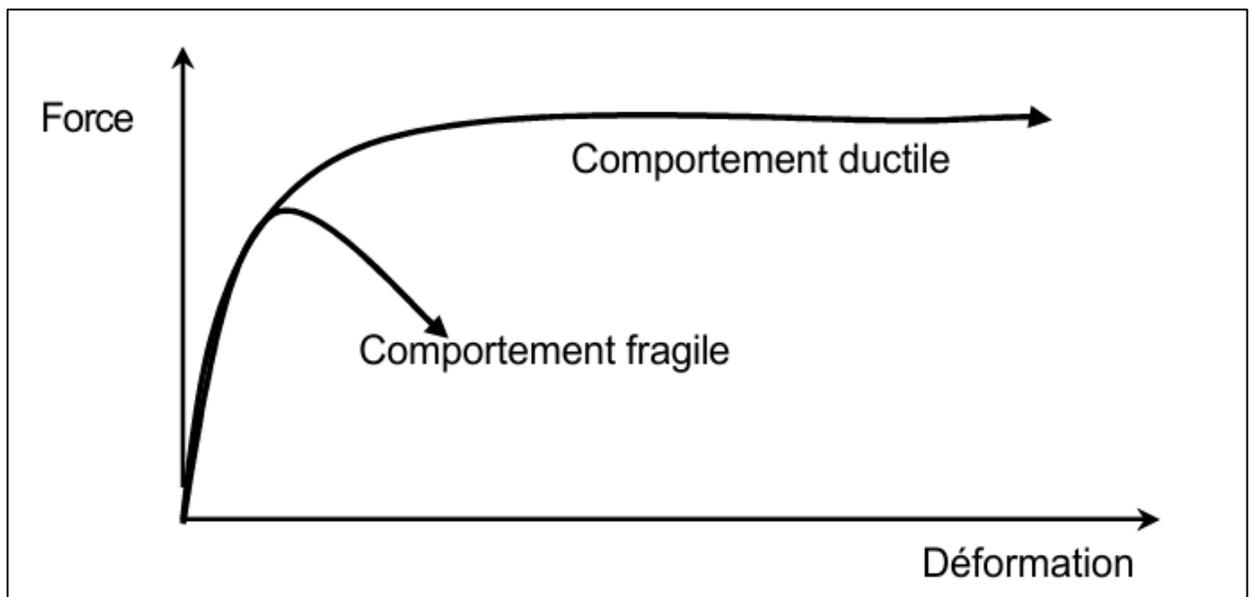


Figure I.2: Comportement « fragile et ductile » [3].

I.2.3 Types de ductilité

Dans la littérature, on rencontre cinq types de ductilité, qui sont résumés dans le Tableau 1.1.

I.2.3.1 Ductilité de déformation

Renvoie à la déformation élasto-plastique pour différents types de chargement, son facteur μ_ε est exprimé par le rapport de la déformation de rupture ε_u et la déformation à la fin de la phase élastique ε_y [4].

I.2.3.2 Ductilité en courbure

La ductilité en courbure ou locale renvoie à la déformation plastique de la section transversale, en considérant l'interaction entre les parties qui composent la section elle-même. Son facteur (μ_φ) est exprimé par le rapport de la courbure ultime (φ_u) (déformation inélastique maximal durant le temps total d'excitation) et la courbure à la fin de la phase élastique (φ_y) (déformation axiale lors de la rupture initiale) [4] [5].

I.2.3.3 Ductilité en rotation

C'est la ductilité d'un élément. Cette dernière considère les propriétés des matériaux, types de sections, charges gravitationnelles et la dégradation de rigidité. Elle est déterminée selon les sollicitations des éléments, par la ductilité axiale en courbure et en rotation. Le facteur de la ductilité en rotation (μ_θ) est exprimé par le rapport entre la rotation ultime (θ_u) et la rotation à la fin de la phase élastique (θ_y) [4].

I.2.3.4 Ductilité globale

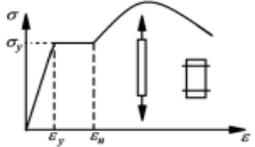
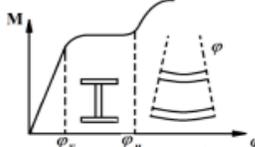
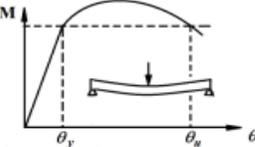
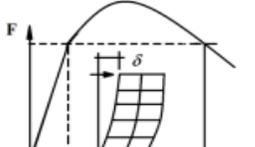
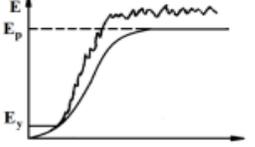
La ductilité globale ou ductilité de structure est employée pour l'évaluation des performances globale d'une structure entière. La ductilité énergétique ou la ductilité de déplacement sont utilisées pour la quantification de celle-ci. Le facteur de ductilité globale (μ_δ) est formulée par

le rapport du déplacement ultime au sommet de la structure (δ_u) et le déplacement supérieur à la fin de la phase élastique (δ_y) [4] [5].

I.2.3.5 Ductilité énergétique

La ductilité énergétique ou hystérétique se réfère à la capacité d'une structure à absorber et dissiper l'énergie sismique. Le facteur de la ductilité énergétique (μ_E) est traduit par le rapport entre l'énergie maximale absorbée en élasticité (E_e) et l'énergie maximale absorbée en élasto-plasticité (E_p) [4]

Tableau I.1 : Différents types de ductilité [4]

N °	Type de ductilité	Configuration du type	Facteur de ductilité
1	Ductilité de déformation (déformation, ε)		$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$
2	Ductilité en courbure où locale (courbure, φ)		$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$
3	Ductilité de l'élément (rotation, θ)		$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$
4	Ductilité de structure (globale, déplacement), δ		$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y}$
5	Ductilité énergétique (hystérétique), E		$\mu_E = \frac{E_p}{E_y}$

I.2.4 Limite de ductilité

Une valeur cruciale dans la conception sismique est la limite de ductilité, [6] définissent deux limites de ductilité énoncées dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : Ductilité disponible – ductilité requise [3]

Ductilité disponible	Ductilité requise
<ul style="list-style-type: none">• Matériaux• Sections• Eléments• Nœuds	<ul style="list-style-type: none">• Séisme majeur• Fondation• Types de structure• Types de mécanisme

I.2.4.1 La ductilité disponible

La ductilité disponible est une ductilité qu'une structure nécessite durant une réponse à un séisme sévère [2]. Cette dernière résulte du comportement des structures en tenant compte de sa conformité, des propriétés du matériau, du type des sections transversales, des charges gravitaires, de la dégradation de la rigidité et de la résistance due aux déformations plastiques, etc [4]. Elle est déterminée selon les sollicitations des éléments, par la ductilité axiale, en courbure et en rotation.

Tableau I.3 : Paramètres influencent la ductilité disponible [3]

La ductilité disponible (local)		
Assemblages en charpente métallique		
Panneaux d'assemblages	Poteaux	Nœuds
<ul style="list-style-type: none">• Types de panneaux• Mécanisme de cisaillement	<ul style="list-style-type: none">• Types de poteaux• Mécanisme plastique	<ul style="list-style-type: none">• Types de connections• Charges cycliques• Mécanisme de plastification locale

I.2.4.2 La ductilité requise

La ductilité requise est un changement significatif du comportement structural, peuvent être exprimé par la déformation maximale imposée [7]. Cette dernière résulte des actions sismiques, dans laquelle tous les facteurs influant sur ces actions sont pris en compte : magnitude, influence du type de sol et de son mouvement, période naturelle de la structure face à la période du mouvement de la terre, nombre de cycle, etc.[4] La ductilité énergétique ou la ductilité de déplacement sont utilisées pour la quantifier. L'analyse statiques non linéaire (push over) et l'analyse dynamique non linéaire sont les méthodes usuelle employés pour l'évaluation de ce type de ductilité [3].

Tableau I.4 : Paramètres influencent la ductilité requise [3]

Ductilité requise (globale)	
Séisme majeur	Réponse de la structure
Source : <ul style="list-style-type: none">• Types de séisme, d'intensité sismique• Profondeur du centre	Fondation : <ul style="list-style-type: none">• Types de fondation• Isolation a la base
Distance de la source : <ul style="list-style-type: none">• Distance de la source	Système structurelle : <ul style="list-style-type: none">• Types de structure• Mécanisme d'endommagement
Le site : <ul style="list-style-type: none">• Types de sol• Amplification du sol• Duré de propagation de l'onde	Eléments non structuraux : <ul style="list-style-type: none">• Interaction• Limite d'endommagement• Limite de rupture

I.2.4.3 Relation entre les différents types de ductilité

Il existe une corrélation entre les types de ductilité. Le cumule de ductilité d'une structure et de ces éléments produisant l'énergie de ductilité. La ductilité des éléments (ductilité en rotation) dépend de la ductilité des section transversales (ductilité en courbure) et de la ductilité des matériaux [8] [4].

La ductilité globale mesure les déformations de la structure entière tandis que la ductilité locale vise la de déformation de chaque élément de la structure.

Un comportement ductile global est assuré si la demande en ductilité se répartit sur un grand nombre d'éléments, car la ductilité des éléments permet d'assurer une bonne distribution des moments dans la structure en assurant la liaison de la structure.

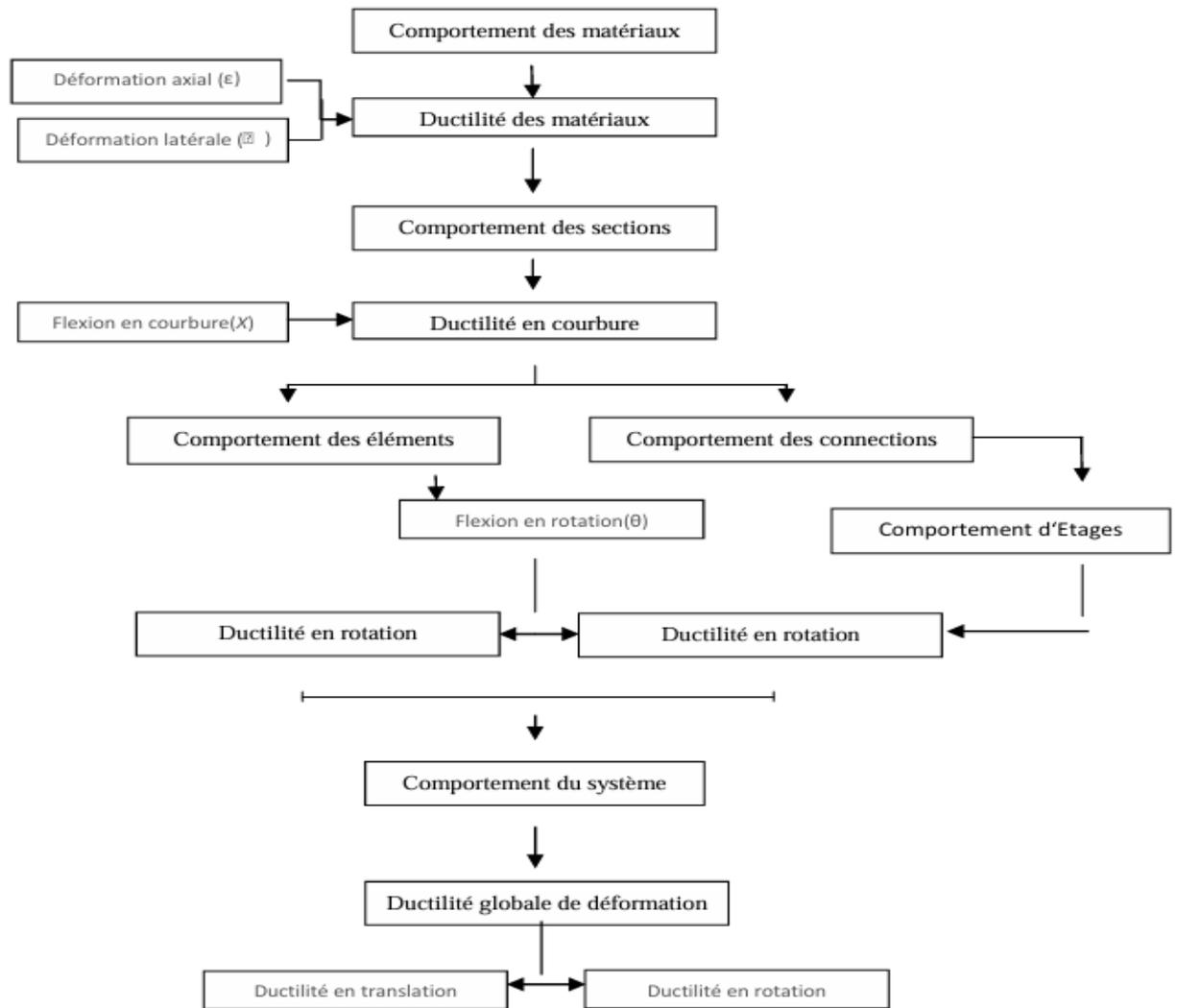


Figure I.3 : Organigramme représentant la relation entre les niveaux de ductilité [8].

I.2.5 Classification de terme de ductilité

Il y a cinquante ans de cela, la procédure de l'analyse sismique des structures dans le monde était à leur naissance. Étant donné que les forces sismiques employées dans la conception étaient nettement inférieures que celles induites à la structure réagissent élastiquement lors d'un séisme sévère, cette dernière devait posséder une ductilité adéquate pour survivre au séisme. Dans ce cas, la ductilité est décrite par la capacité de chargement de force simultanément avec le déplacement la phase post-élastique [9].

Dans le cas des structures métalliques, le comportement plastique dépend de la distribution du moment plastique. L'atteinte de la charge de rupture prédite est liée à la position des rotules plastique, ou les sections atteignent le moment plastique complet et que d'autres rotules peuvent se développer ailleurs. Par conséquent, un comportement adéquat d'une rotule plastique exige la ductilité, en plus de sa résistance requise. L'exigence de base pour l'analyse plastique des structures statiquement indéterminées est que de grandes rotations (théoriquement infinies) sont possibles sans changements significatifs dans le moment de résistance. Néanmoins ces grandes rotations plastiques théoriques peuvent ne pas être réalisées étant donné que certains effets secondaires se produisent. Cependant ces rotations plastiques peuvent être limitées par : des instabilités de flexion-torsion, des boucles locales ou par des ruptures fragiles des membres, ce qui conduit à l'emploi des classes de comportement de section transversale afin de compenser cette réduction de la rotation plastique, mais cette classification est limitée et présente de nombreux défauts c'est pourquoi nous devons avoir recours à la classification par classe de ductilité [4].

I.2.5.1 Classification des sections transversales

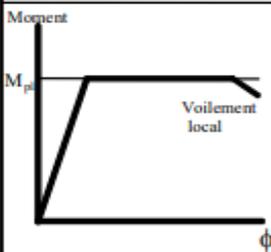
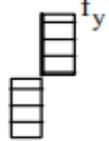
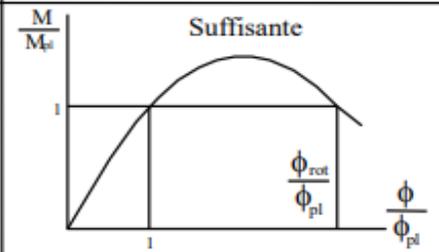
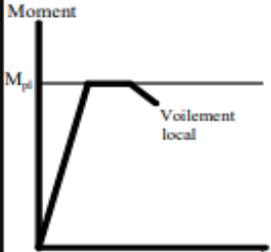
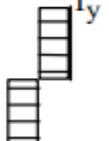
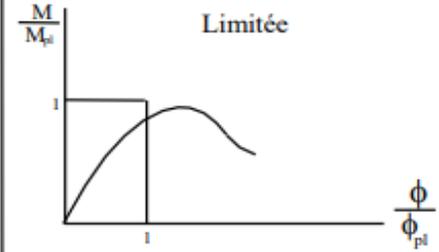
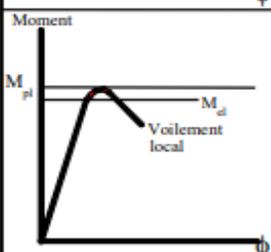
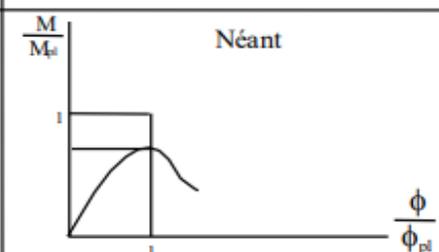
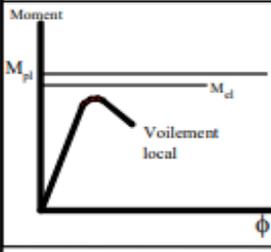
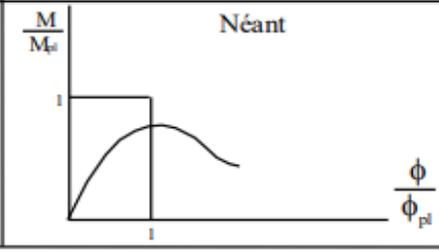
Les sections transversales sont classifiées en tenant compte de la limite élastique de l'acier, du rapport largeur/épaisseur (l'élancement), du type de sollicitation (flexion ou compression) et de la distribution des contraintes (uniforme ou linéaire). L'Euro-code 3 [10] Classe ces dernières comme suit :

Classe 1 : section transversale pouvant former des rotules plastiques avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique [10].

Classe 2 : section transversale pouvant développer leur moment de rotation plastique, mais avec une capacité de rotation limitée [10].

Classe 3 : section transversale dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique [10].

Classe 4 : section transversale dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local [10].

Modèle de comportement	Mom.de résistance	Capacité de rotation	Classe
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section brute</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M_{ke}}$</p> <p>Suffisante</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi_{rot}}{\phi_{pl}}$</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	1
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section brute</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M_{ke}}$</p> <p>Limitée</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	2
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>M_{el}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment élastique sur section brute</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M_{ke}}$</p> <p>Néant</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	3
 <p>Moment</p> <p>M_{pl}</p> <p>M_{el}</p> <p>Voilement local</p> <p>ϕ</p>	<p>Moment plastique sur section efficace</p>  <p>f_y</p>	<p>$\frac{M}{M_{ke}}$</p> <p>Néant</p>  <p>1</p> <p>$\frac{\phi}{\phi_{pl}}$</p>	4

M_{el} moment de résistance élastique de la section transversale
 M_{pl} moment de résistance plastique de la section transversale
 M moment appliqué
 ϕ rotation (courbure) de la section
 ϕ_{pl} rotation (courbure) de la section exigée pour générer une distribution plastique totale des contraintes dans la section transversale

Figure I.4 : Classification des sections transversales en fonction du moment résistant et de la capacité de rotation [11].

I.2.5.2 Classe de ductilité

- La ductilité des structures est divisée en trois classes selon l'Euro-code 2 [12]

Classe de ductilité DCL (ductilité limitée) : Structures conçues et dimensionnées conformément aux règles de l'Euro-code 2 [12], complétées par des règles qui permettent d'augmenter la ductilité disponible [12].

Classe de ductilité DCM (ductilité moyenne) : Structures conçues, dimensionnées et détaillées en sorte de lui permettre d'accéder effectivement dans la plage inélastique sous actions alternées sans subir de rupture fragile [12].

Classe de ductilité DCH (ductilité élevée) : Structures conçues, dimensionnées et détaillées pour garantir une réponse à l'excitation sismique et un développement de mécanisme stable et designer, associés à une importante dissipation d'énergie hystérétique [12].

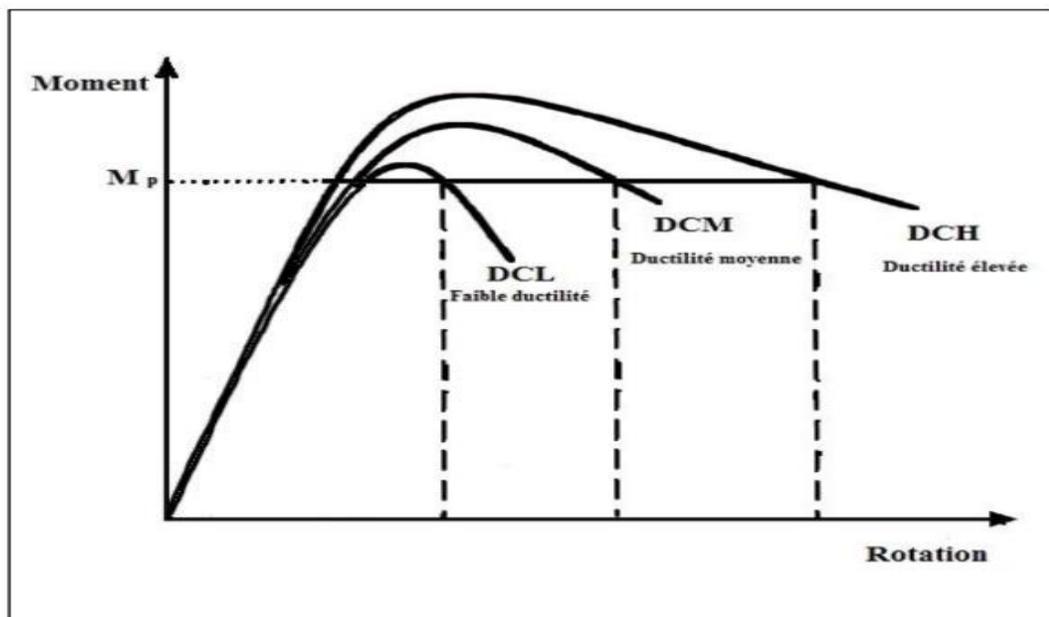


Figure I.5 : classes de ductilité des éléments [4].

- D'après le règlement FEMA440 [13], les niveaux de ductilité sont les suivants :

Comportement ductile : $\mu_{\Delta} > 6,5$

Le comportement ductile se caractérise par deux phases distinctes :

Une phase élastique entre les points A et B et une phase plastique entre les points B et C,

Le comportement ductile se caractérise donc par une importante déformation plastique avant la rupture [13].

Comportement semi-ductile $4 < \mu_{\Delta} < 6,5$

Le comportement semi-ductile se situe entre les régimes ductile et fragile. Il se caractérise par une déformation plastique notable avant la rupture, mais moins importantes que pour les matériaux ductiles [13].

Comportement fragile $1 < \mu_{\Delta} < 4$

Le comportement fragile se caractérise par une phase élastique, suivie d'une perte rapide et complète de la résistance mécanique jusqu'à la rupture [13].

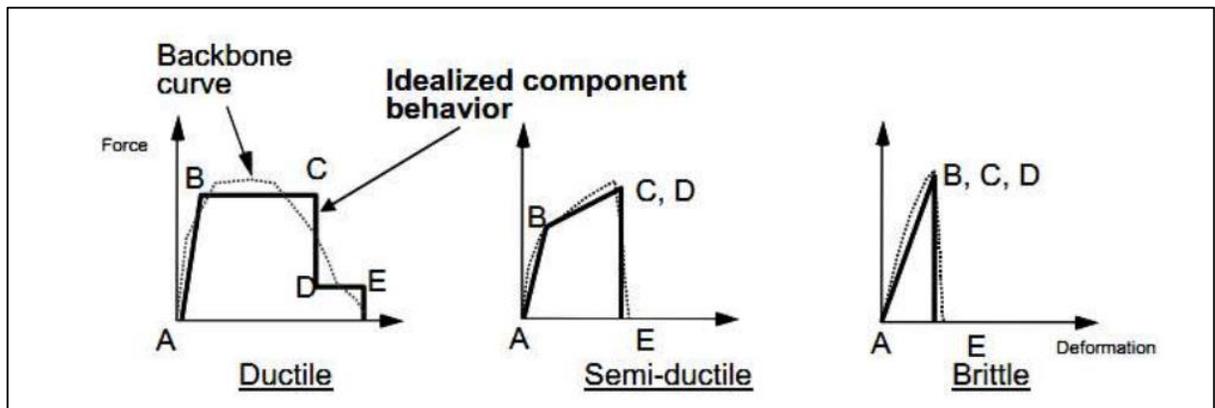


Figure I.6 : comportements des structures selon FEMA440 [13].

I.3 Coefficient de comportement

La ductilité permet aux structures de se déformer et de dissiper l'énergie sismique, tandis que le coefficient de comportement permet de prendre en compte cette capacité de déformation dans les calculs de conception. L'utilisation judicieuse de ces concepts contribue à la conception de structures plus sûres, plus économiques et plus résistantes aux tremblements de terre.

I.3.1 Définition du coefficient de comportement

Ce coefficient assure la transition d'un calcul linéaire à un calcul équivalent réel non linéaire. Celui-ci est exprimé par le rapport entre la constante d'apparition du mécanisme de ruine et la

limite élastique globale atteinte. Il est fondé sur l'allure de la courbe de comportement d'un bâtiment sous l'effet des forces sismiques. Ce coefficient varie selon plusieurs facteurs : la nature du sol, l'élançement et la géométrie des structures, la ductilité, amortissement, la masse totale, la séquence des rotules plastique et la période propre [14][3].

I.3.2 Le coefficient de comportement selon les règlements parasismiques

Les règlements parasismiques tiennent compte de la ductilité des structures lors de l'analyse via l'introduction d'un facteur de réduction (coefficient de comportement). Dans ce qui suit nous exposons ce facteur selon le RPA, Euro-code 8 et le RPS.

- RPA99/2003 :

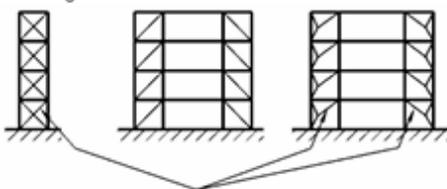
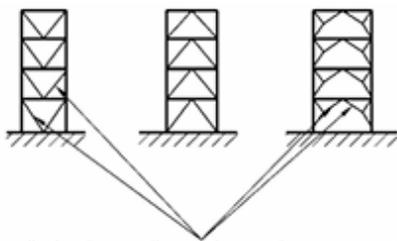
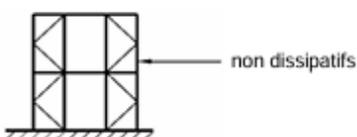
Le règlement parasismique algérien associe la ductilité globale au coefficient de comportement de la structure, ce dernier varie selon le type de système structurel adopté. Il procède à la classification des systèmes structuraux via leur capacité de dissipation d'énergie vis à vis de l'action sismique et attribue une valeur au coefficient de comportement selon le matériau constructif, le types de construction, les possibilités de redistribution des efforts dans la structure et des capacités de déformations dans le domaine post-élastique [15].

Tableau I.5 : Les valeurs du coefficient de comportement R retenue pour les structure en acier [15]

CAT	Description du système de contreventement	Valeur de R
7	Portiques auto-stables ductile	6
8	Portiques auto-stables ordinaire	4
9a	Ossatures contreventées par des palées triangulées en X	4
9b	Ossatures contreventées par des palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

- Euro-code 8

Le coefficient de comportement est caractérisé par le facteur de ductilité. Ce code fait le lien entre la ductilité globale et la ductilité en courbure de chaque élément. Il tient en compte la capacité de dissipation d'énergie des structures et divise la ductilité des structures en trois classes énumérées précédemment. Dans ce dernier la valeur du coefficient de comportement dépend du système structural, du matériau et de la méthode dimensionnement.

<p>a) Structures «à cadres» (ou portiques)</p> <p>$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cong 1,10$ $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cong 1,20$</p>  <p>Zones dissipatives</p> <p>Zones dissipatives = Zones fléchies</p>	$q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} *)$
<p>b) Contreventements à diagonales centrées</p>  <p>Zones dissipatives = uniquement les diagonales tendues</p>	$q = 4$
<p>Contreventements en V</p>  <p>Zones dissipatives = diagonales tendues et comprimées</p>	$q = 2$
<p>Contreventements en K</p>  <p>non dissipatifs</p>	$q = 1$ (non dissipatif)
<p>*) $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ doit être limité à 1,6.</p>	

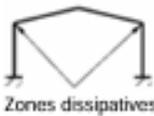
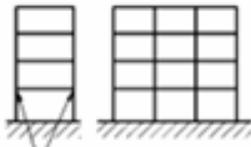
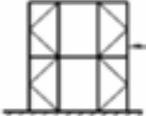
<p>a) Structures «à cadres» (ou portiques)</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \geq 1,10$  <p>Zones dissipatives</p> </div> <div style="text-align: center;"> $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \geq 1,20$  <p>Zones dissipatives = Zones fléchies</p> </div> </div>	$q = 5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}^2$
<p>b) Contreventements à diagonales centrées</p>  <p>Zones dissipatives = uniquement les diagonales tendues</p>	$q = 4$
<p>Contreventements en V</p>  <p>Zones dissipatives = diagonales tendues et comprimées</p>	$q = 2$
<p>Contreventements en K</p>  <p>non dissipatifs</p>	$q = 1$ (non dissipatif)
<p>^{*)} $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ doit être limité à 1,6.</p>	

Figure I.7 : types de structures et coefficient de comportement selon L'EC8 [16].

- RPS 2000.Version 2011

Le règlement de construction parasismique marocain, caractérise la capacité de dissipation d'énergie vibratoire d'une structure par comportement inélastique via le coefficient de ductilité ou le facteur de réduction K, il dépend du niveau de ductilité (classe de ductilité) choisi et types de contreventement [17].

Tableau I.6 : Facteur de comportement K pour les ossatures en acier selon le RPS [17]

Ossature en acier			
Système de contreventement	ND 1	ND 2	ND 3
Portique a nœuds rigide	3	4.5	6
Ossature contreventée	2	3	4

I.3.3 Méthodologie de calcul du coefficient de comportement

Le coefficient de comportement ou le facteur modificateur de réponse (R), utilisé pour réduire le spectre de réponse élastique linéaire a un spectre inélastique. En d'autres termes ce facteur est le ratio de la résistance requise pour maintenir l'élasticité de la structure.

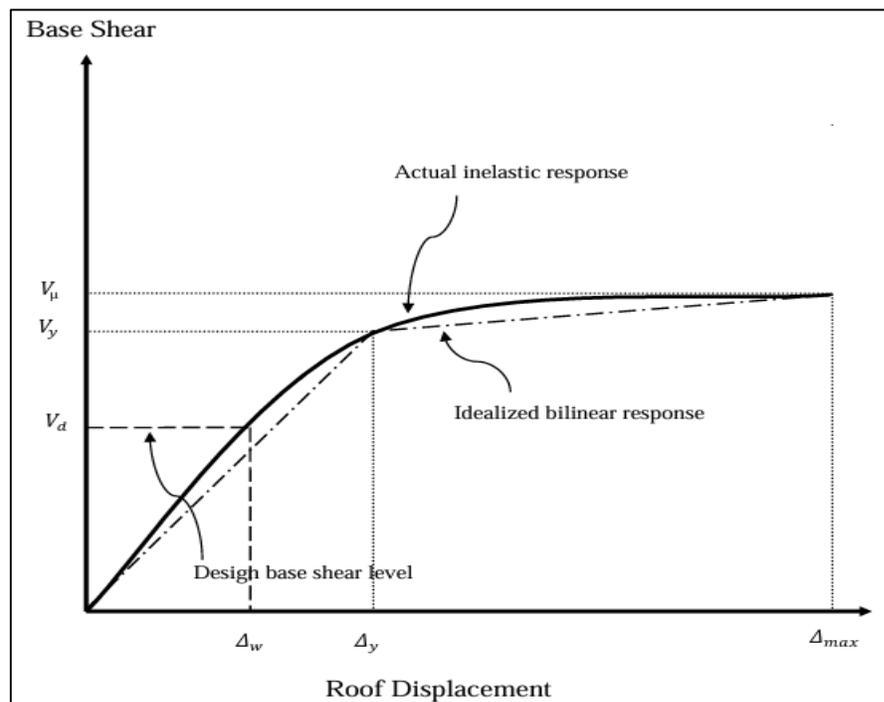


Figure I.8 : Idéalisation de la réponse structurelle [18].

La figure I.6 représente la relation effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet, pouvant être développé par une analyse statique non linéaire. La figure ci-dessus illustre le comportement non-linéaire réel idéalisé par une relation élasto-plastique. [19]

Le coefficient de comportement est déterminé comme indiqué ci-dessous :

$$R = R_{\mu} R_s$$

Où :

R_{μ} : Facteur de ductilité.

R_s : Facteur de sur-résistance.

I.3.3.1 Facteur de ductilité

Le facteur de ductilité « R_{μ} » dépend des propriétés structurelles, tels que l'amortissement, la ductilité, la période fondamentale ainsi que des caractéristiques des enregistrements du mouvement sol. Ce facteur est exprimé en termes de déplacement maximale (Δ_{max}) et le déplacement correspondant au premier point inélastique de la courbe idéaliser (Δ_y) [19].

Exprimer par l'équation suivante :

$$\begin{cases} R_{\mu} = \mu & T > 0.5 \text{ sec} \\ R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} & 0.1 < T < 0.5 \text{ sec} \\ R_{\mu} = 1 & T < 0.3 \text{ sec} \end{cases}$$

Où : T la période fondamentale de la structure et μ la ductilité.

$$\text{Avec : } \mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

I.3.3.2 Facteur de sur résistance

Le facteur de sur-résistance « R_S » est traduit par le rapport entre l'effort tranchant a la base de la structure au stade de la première plastification (V_y) sur L'effort tranchant plastique la base de la structure aux stade ultime (V_f) [20]. L'équation de ce facteur est donnée ci-après :

$$R_S = \frac{V_y}{V_f}$$

I.4 La rigidité

La rigidité d'une structure est généralement définie comme étant sa capacité à résister aux déformations induites par le chargement appliquée [21]. Plus une structure est flexible, moins elle est rigide. L'accroissement de la rigidité d'un élément structurel réduit déformation sous chargement, ce phénomène peut être engendré par la rigidification des sections en augmentant leurs sections, ce qui peut s'avérer onéreux.

L'équation d'équilibre statique de la rigidité est exposée ci-après,

$$[k] \{U\} = \{P\}$$

Ou U et P sont le déplacement et le vecteur de chargement respectivement. K est la matrice de rigidité qui inclue l'effet des conditions aux limites indépendamment de la charge pour les problèmes linéaires. La résolution de cette équation mène au déplacement et au déplacement maximale du point critique [21].

I.5 Le déplacement inter-étage

D'après le titre précédant, le déplacement est un facteur crucial influent la rigidité. L'outil introduit dans règlements parasismique pour contrôler la rigidité d'une structure est le déplacement inter-étage.

Cette rubrique expose les limitations du déplacement inter-étages imposée par les règlements parasismiques.

RPA

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 à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement peut être toléré [15].

Euro-code 8

L'Euro-code 8 [16] exige les limites suivantes :

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure : $d_{ry} \leq 0,005h$.
- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles : $d_{ry} \leq 0,0075h$.
- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux : $d_{ry} \leq 0,010h$.

ASCE 7.02

D'après le ASCE 7.02 [22] La valeur maximale du déplacement inter-étages dû à la force latérale de conception, y compris le déplacement dû à la déformation verticale ne doit pas dépasser les limites suivantes :

- Le déplacement inter-étage maximal d'une structure calculer par l'analyse du spectre de réponse ne doit pas dépasser $0.015hs_x$.

- Le déplacement inter-étage maximal d'une structure calculer par l'analyse dynamique non linéaire temporelle (time history) ne doit pas dépasser $0.020hsx$.

IBC

Selon le IBC [23] le déplacement inter-étage varie selon la zone sismique, le système structurel et la hauteur.

- Le déplacement inter-étage d'une structure calculer par la méthode spectrale ne doit pas dépasser $0.015 hs x$.
- Le déplacement inter-étage d'une structure calculée par accélérogramme ne doit pas dépasser $0.020hs x$.

Les règlements parasismiques en vigueur régissent uniquement une limite supérieure du déplacement inter-étages sans établir de borne inférieure pour ce dernier. Ce qui implique que ces normes ne précisent pas de critères de sécurité pour ce paramètre (déplacement inter-étages), laissant une marge de doutes et d'incertitude pour les concepteurs. Cette lacune peut mener vers des structures excessivement rigides, en d'autres termes fragiles.

I.6 Calcul capacitaire

À l'environ des années 1970, il était courant en conception sismique des structures d'employer l'analyse structurelle élastique linéaire afin de calculer les moments de flexion, les forces axiales et les forces de cisaillement engendrées par les charges gravitaires et les forces sismiques et de concevoir des structures pour en moins être assez forte pour résister à ces actions. En outre, lorsque la structure est bâtie telle que conçue est soumise à un séisme de haute magnitude, le comportement post-élastique n'était qu'une question de hasard. Les déformations élastiques par flexion pouvait survenir dans n'importe quelle région des moments de flexion maximale, et des ruptures par cisaillement auraient pu se produire, en fonction de la zone ces forces ont été

atteintes pour la première fois. De ce fait, le comportement dans la phase post-élastique était imprévisible [24].

Aujourd'hui, la conception capacitaire est considérée comme instrument capital en vue du contrôle de la réponse inélastique dans le contexte de la construction basée sur la force et la ductilité. Il est employé dans le but de canaliser la demande globale de déplacement et l'apport énergétique total. En utilisant les critères du calcul capacitaire, une hiérarchie de composantes est établie pour déterminer l'ordre dans lequel il rentre dans la plage (le domaine) plastique lors de la réponse sismique. Les composantes désignées ductile sont dimensionnées de sorte à résister aux forces au moins égales à la demande de forces correspondantes d'une analyse élastique sous action sismique, en revanche les composantes dites non-ductile (fragile) sont proportionnés de manière qu'ils restent élastiques avant et après que les composantes ductiles atteignent la plage (le domaine) inélastique. La conception capacitaire déduit les exigences des composantes définies non ductile du rapport de capacité force/moment des composantes définie ductile et non pas de l'analyse sismique de la structure. Son effet sur le processus de conception était tellement colossal, que les praticiens de certaines régions du monde la considèrent synonyme à la conception sismique ductile. A l'encontre du processus de conception détaillée qui change radicalement de la conception capacitaire imposant une séquence stricte et inconfortable d'opérations. La conception est entamée par le dimensionnement des composantes considérées ductile et se poursuit par le stockage de leur capacité en termes de force/moment pour une considération et utilisation ultérieure [25].

I.7 Conclusion

Ce chapitre nous a permis mieux visualiser l'effet des propriétés dynamiques sur le comportement des structures. On conclut que les règlements parasismiques expriment la ductilité par le coefficient de comportement et contrôlent la rigidité via le déplacement inter-étages. Nous constatons également qu'aucune borne inférieure du déplacement inter-étages ne figure dans ces normes.

CHAPITRE II Méthode d'analyse non linéaire

II.1 Introduction

L'évaluation précise du comportement sismique des structures revêt une importance capitale pour garantir leur sécurité et leur durabilité face aux tremblements de terre. En effet, ces événements naturels peuvent générer des forces sismiques considérables qui mettent à l'épreuve la capacité des structures à les supporter. Pour ce faire, il est indispensable de choisir une méthode d'analyse adéquate qui permette de prédire le comportement réel des structures sous sollicitations sismiques. Ce chapitre décrit les deux méthodes d'analyse statique non linéaire push-over et dynamique non linéaire time history [26].

II.2 Analyse linéaire

L'analyse linéaire est la méthode la plus répandue et courante d'utilisation pour prédire le comportement structurel sous de petites déformations. Ce type d'analyse suppose que la relation entre le chargement appliqué et la réponse structurelle subsiste linéaire durant le processus de chargement.

Pour ce type d'analyse, nous admettons que la raideur est quasi-constante impliquant que la structure conserve sa raideur initiale indépendamment du type de chargement (brutale ou successif), du degré des contraintes ou de l'étendue des déformations.[27] L'hypothèse traduisant ce phénomène est la suivante :

$$[F] = [K] \times [d], \text{ avec :}$$

F : Le vecteur de chargement

K : La matrice de raideur

d : le vecteur de déplacement

Bien que l'analyse linéaire reste une approximation raisonnable, accessible et fiable pour de nombreux ingénieurs, cependant elle possède certaines limitations. Les structures sujettes à de larges déformations ou un comportement non linéaire des matériaux, nécessitant l'emploi d'approches plus sophistiquées afin de prendre en compte les phénomènes de plastification, les mécanismes de ruine et la redistribution des forces.

II.3 Analyse non linéaire

La raideur est un agent crucial qui définit la linéarité ou la non-linéarité d'une structure, variant sous l'effet de divers facteurs. Ce dernier change lorsque qu'un matériau franchit sa limite de rupture ou qu'une structure atteste d'importantes déformations, dans ce cas l'hypothèse de raideur constante n'est pas valable car le problème devient non linéaire. La matrice de raideur doit évoluer graduellement avec la résolution itérative de l'équation non linéaire, nécessitant du temps pour l'obtention de résultats fiables et précis [27].

Dans ce cas l'analyse non linéaire est l'outil qui permet la compréhension et la prédiction du comportement structurelle dans des conditions de chargement complexe.

II.3.1 Sources de non-linéarité

L'analyse non-linéaire fournit des résultats précis que l'analyse linéaire à cause de la prise en considération des sources de non-linéarité géométrique et matérielle.

II.3.1.1 Non-linéarité géométrique

L'effet de la non-linéarité géométrique ou cinétique fait référence à la réponse mécanique d'un objet influencé par sa déformation. Cette source de non-linéarité inclut de larges déformations. Ces larges déformations, incluant le mouvement d'un corps rigide, peuvent changer la géométrie de la structure et sa rigidité, ce qui ne peut pas être décrit par une théorie linéaire. De plus, la direction des charges reste constante, les larges déformations influant les composantes des forces internes des éléments structuraux [28], comme illustrer dans la Figure II.1.

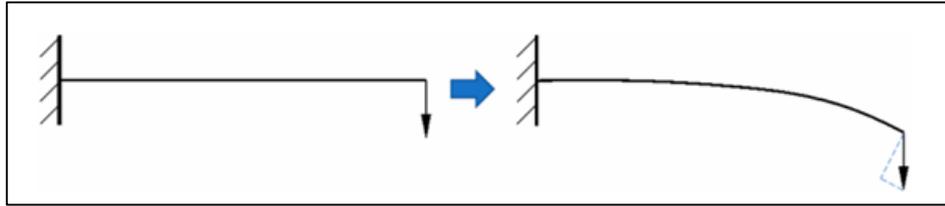


Figure II.1 : l'effet de la non-linéarité géométrique sur les forces interne d'une poutre[28].

Des imperfections négligeables peuvent amplifier la déformation des éléments sous charge de compression par le biais de l'introduction de moment de second ordre, ce qui implique la rupture sous chargement plus bas que prévu. [28] Ces phénomènes d'instabilité découlent de la catégorie de non-linéarité géométrique (cinétique) [29].

II.3.1.2 Non-linéarité matérielle

La non-linéarité matérielle est liée aux caractéristiques inélastiques des matériaux. Le comportement inélastique est guidé par la relation force-déplacement, montrant que lorsque la résistance élastique de la structure aboutie, la réponse dévie de la tangente de rigidité principale à cause des charges additionnelles. Le comportement non-linéaire pourra donc s'accroître à un point culminant, avant de décroître à une valeur de résistance résiduelle [30].

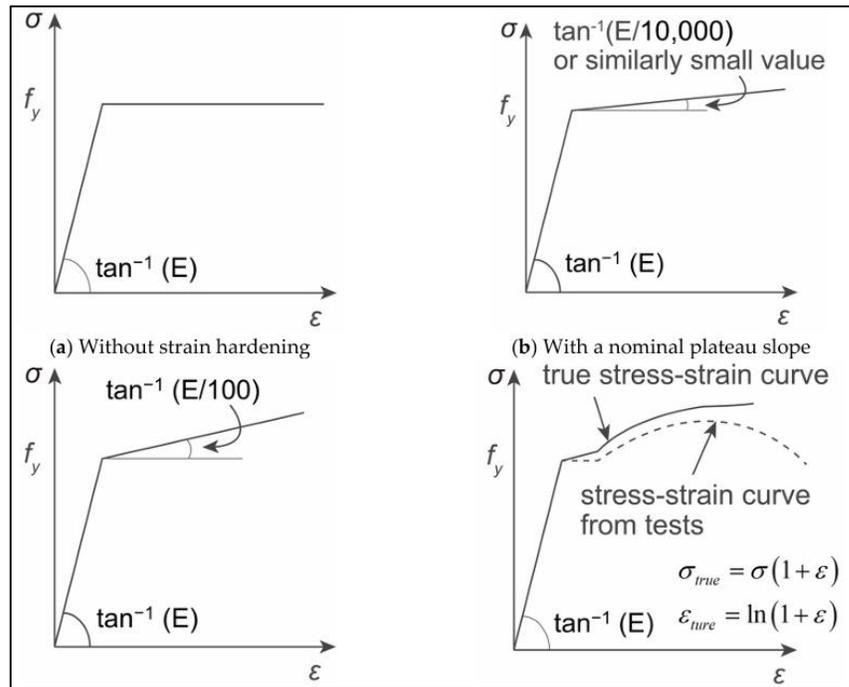


Figure II.2 : Modélisation du comportement de l'acier [30].

II.3.2 Motivations de l'analyse non-linéaire

L'analyse non-linéaire peut être employée sous différents motifs, on cite les suivant :

- ❖ L'évaluation des structures existante et la détection des défaillances structurelles dans le but de réhabilitation (renoncement).
- ❖ L'élaboration de règlement ou de code de base et garantie la fiabilité les informations et donnees proposer.
- ❖ Réalisation de calcul capacitaire et estimation des performances structurelles.
- ❖ Dans le cadre de la recherche, afin de comprendre le comportement structurel, l'investigation sur de nouveaux concepts de configurations structurelles, révolutionné les concepts de fabrication et la diminution d'utilisation de matériaux ou d'élément fragile (non ductile).

II.4 Analyse dynamique et statique

Un grand nombre d'ingénieurs ont recours à l'analyse non linéaire des structures dans le mode statique, au contre gré de la présence indéniable des effets dynamiques. Divers raison justifie cette pratique. Premièrement, de nombreux problèmes de paramètres de caractérisation tels que l'excitation et le comportement itératif sont présentement difficiles à cerner et qualitativement incertain. Deuxièmement, passer outre les effets d'inertie mène vers des résultats conservateurs. Troisièmement, l'analyse dynamique est plus complexe à effectuer et plus onéreuse qu'une analyse statique. Toutefois, l'analyse dynamique non linéaire est plus facilement implanté dans un problème d'objectifs générale qu'une analyse statique non linéaire. La seule solution pratique dans ce cas est l'analyse temporelle par intégration direct, en l'occurrence plusieurs techniques existantes doivent être maîtrisées par le concepteur [31].

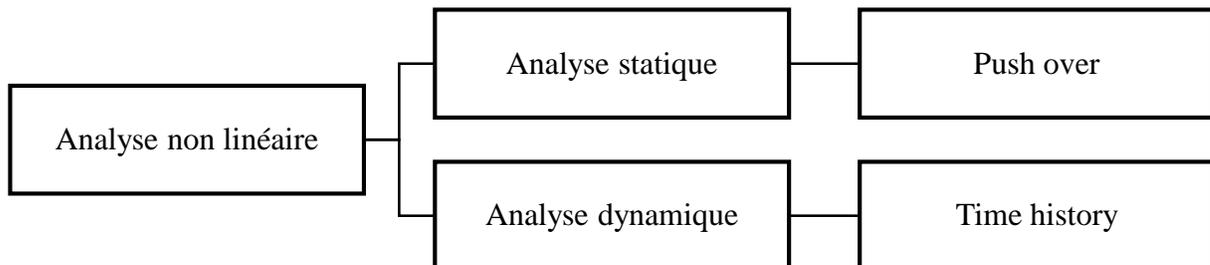


Figure II.3 : organigramme des méthodes d'analyses non-linéaire.

II.5 Analyse statique non-linéaire en pousser progressive

L'analyse statique non linéaire par pousser progressive dite en anglais « push-over » est une méthode employée pour l'estimation de la réponse ultime d'un système inélastique à plusieurs degrés de liberté (MDF) pour des forces sismiques effectives. Considérant l'analyse statique non-linéaire d'une structure exposé a des forces latérales distribués le long de sa hauteur, ou la structure est poussée progressivement jusqu'à atteindre le déplacement cible prédéterminé [32].

Le déplacement cible est pris égale à 4% de la hauteur de la structure ($H/25$) [33].

II.5.1 Hypothèses de l'analyse push-over

L'analyse statique non linéaire Push-Over repose sur l'hypothèse fondamentale de l'approximation de la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté (MDOF) à celle d'un système à un seul degré de liberté équivalent (SDOF) [34].

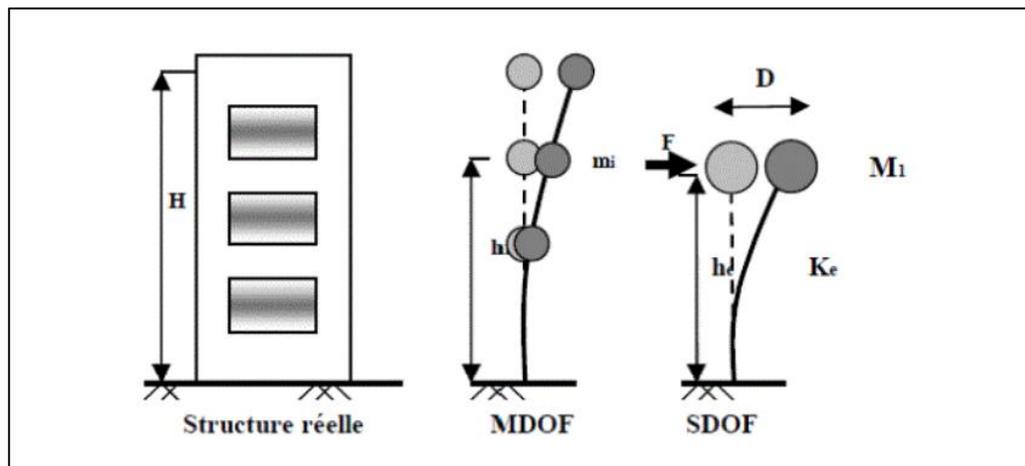


Figure II.4 : Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de liberté.[35].

II.5.2 Distribution des charges latérales

Il existe plusieurs méthodes de répartition des charges latérales recommandées pour l'analyse statique non-linéaire push-over, On cite les suivantes :

II.5.2.1 Distribution ELF

Le système de distribution de charge latérale (ELF) dit en anglais « equivalent Lateral forces » est préconisé pour les structures où le pourcentage de participation massique est supérieur à 75% pour le mode fondamental dans la direction considérée [36]. Ce système est exprimé par l'équation suivante :

$$F_i = \frac{m_i h_i^k}{\sum m_i h_i^k}, \text{ Où :}$$

h_i : la hauteur d'étage.

m_i : La masse du niveau.

k_i : coefficient considèrent les effets des modes supérieures. (Pour $T_1 \leq 0.5$ s, $K = 1$ et pour $T_1 \leq 2.5$, $K = 2$)

II.5.2.2 Distribution sous forme du mode fondamentale

Le mode fondamental est le plus probable d'apparaître, ce type de distribution relative à la forme du premier mode avec un pourcentage de participation massique qui excède les 75%.[36].

L'équation traduisant ce type de distribution est la suivante :

$$F_i = \frac{m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i}, \text{ Où } \Phi: \text{ mode fondamental.}$$

II.5.2.3 Distribution SRSS

La distribution SRSS « square root of the sum of squares » est adapté pour les structures irrégulières et possédant de longue période ($T > 1$ s). Cette méthode considère la combinaison de réponses modales générées par l'analyse modale spectrale avec un taux de participation massique supérieur à 90%. [36].

II.5.2.4 Distribution uniforme

Cette approche est fondée sur la distribution des forces latérales uniformément et proportionnellement à la masse des niveaux[36].

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i}$$

II.5.2.5 Distribution MPA

La distribution des charges latérales modales MPA élaboré par Chopra et Goel, est adéquate pour les structures symétriques à plusieurs niveaux afin d'évaluer la réponse ultime plastique [36].

II.5.3 Avantages et inconvénients

La méthode statique non linéaire push-over renferment divers avantages et inconvénients.

Tableau II.1 : les avantages et les inconvénients d'analyse

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite moins de temps que l'analyse dynamique. • Détection des zones à risque (dangereuses / critiques). • Estimation des déplacements maximaux et ceux entre les niveaux d'étages. • Prédiction du comportement non linéaire des structures. • Estimer la résistance ultime des structures. • Identification des discontinuées de force en plan et élévation. • Ne marche pas en cas d'instabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> • Attribue des résultats moins précis que l'analyse dynamique. • Ne prend pas en considération le type de sol et la zone sismique. • Non adéquate pour les structures élancées (limitation de la hauteur). • Le non prise en comptes directe des boucles hystérétiques. • Méthode statique non représentative des phénomènes dynamiques.

II.5.4 Courbe de capacité

L'analyse non linéaire permet d'établir une courbe de capacité pour la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction de son déplacement au sommet. La courbe de capacité typique se compose généralement de deux phases distinctes : une phase initiale élastique-linéaire suivie d'une phase non linéaire marquée par la formation de rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'à atteindre la ruine. La rupture est clairement identifiable par une chute brutale de l'effort à la base à la suite d'un léger déplacement résiduel de la structure.

II.5.5 Courbe idéalisée

En utilisant une équivalence basée sur l'égalité des énergies dissipées, la courbe de capacité est idéalisée par une courbe bilinéaire. Cela nous permet de déterminer les paramètres caractérisant l'état élastique limite qui représente l'entrée dans le domaine post-élastique, et l'état ultime de résistance qui représente la perte totale de capacité de résistante de la structure[37].

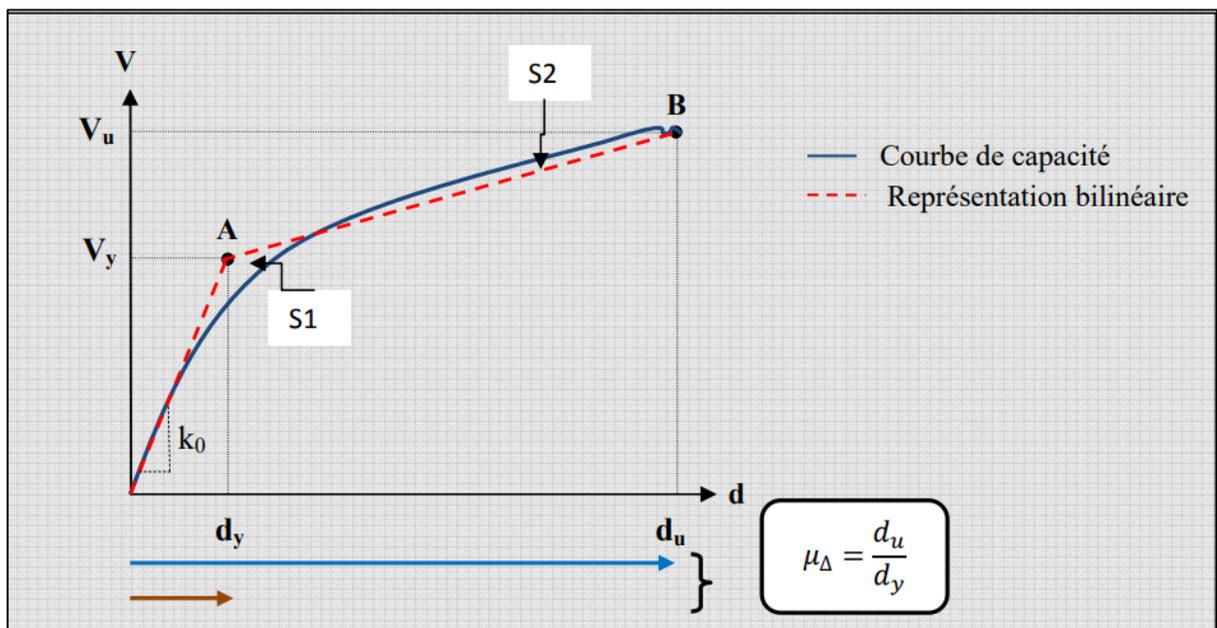


Figure II.5 : Idéalisations bilinéaire de la courbe de capacité [37].

V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime.

V_y : Effort tranchant à l'état limite élastique.

d_y : déplacement élastique.

d_u : déplacement ultime.

μ_Δ : ductilité globale de la structure.

K : raideur initiale ($k_0 = \frac{V_y}{d_y}$).

II.5.6 Niveaux d'endommagements

La courbe de capacité permet d'approcher le comportement de la structure, de localiser les dommages et d'estimer sa résistance.

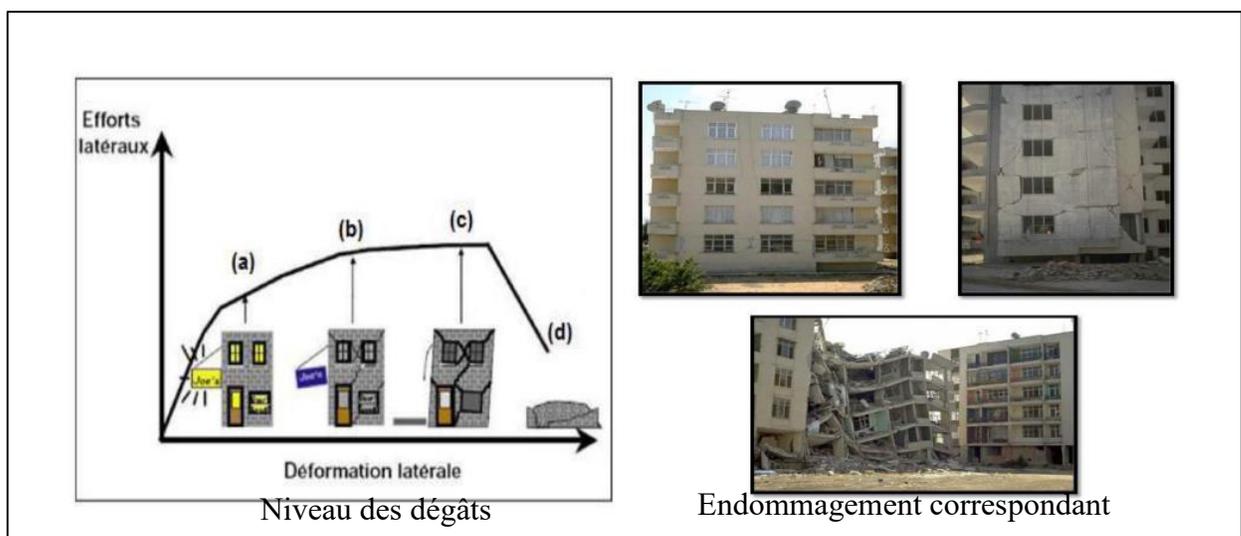


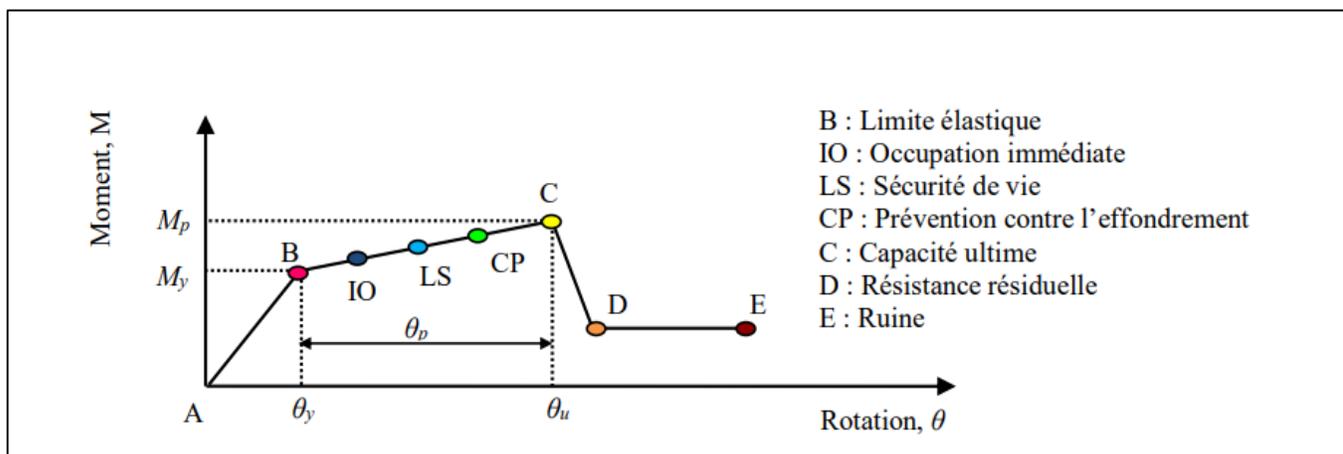
Figure II.6 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [35].

Selon la figure, la courbe de capacité Push-over est divisée en quatre segments, chaque segment représentant une étape distincte d'endommagement de la structure :

1. Comportement élastique (a) : Le premier segment montre le comportement élastique de la structure sans endommagement.
2. Endommagement mineur (b) : Le deuxième segment indique que des déformations plastiques peuvent se développer, mais la structure conserve encore une certaine résistance.
3. Endommagement avancé (c) : Le troisième segment montre que la structure est fortement endommagée et qu'elle n'a plus de capacité de résistance.
4. Effondrement (d) : Le quatrième segment représente l'effondrement complet de la structure, où elle n'a plus de résistance et ne peut plus absorber les charges.

II.5.7 Niveaux de performance

La courbe de la figure montre les différents niveaux de performance accompagnés d'une structure.



Selon la norme FEMA 356 [39], les différents points de performance d'une structure sont définis comme suit :

-Point A : Début du chargement.

-Domaine A-B : Domaine élastique de la structure, où les déformations sont réversibles.

-Point B : Limite élastique, au-delà de laquelle les déformations irréversibles commencent à se développer.

-Domaine B-IO : Dommages quasiment imperceptibles et facilement réparables.

-IO (Immediate Occupancy) : Peu de dégâts, la structure peut être réutilisée immédiatement après le séisme.

-Domaine IO-LS : Dégâts nécessitant des réparations.

-LS (Life Safety) : Dégâts importants nécessitant des réparations avant réutilisation.

-Domaine LS-CP : Sécurité des occupants limitée mais résistance à l'effondrement assurée.

-CP (Collapse Prevention) : Résistance à l'effondrement permettant l'évacuation, mais réparations nécessaires avant réutilisation.

-Au-delà de C : Ruine totale de la structure.

II.5.8 Principe de la modélisation numérique d'analyse push-over

1. Modélisation de la géométrie de la structure (principalement les nœuds et les éléments), de la même manière que pour l'analyse linéaire.
2. Définition des propriétés des composants structuraux (la non-linéarité des matériaux et des éléments) par l'attribution des rotules plastique.
3. Définition la charge de gravitaire et des charges latérales pour les deux directions.
4. Lancement de l'analyse de la structure.
5. Capture des résultats pour chaque direction (courbe de capacité).

II.6 Analyse dynamique temporelle non-linéaire (Time History)

L'analyse dynamique temporelle ou chronologique non linéaire est la forme d'analyse la plus réaliste, complète et précise disponible. Elle est référencée par l'analyse temporelle non linéaire (Time History) ou bien l'analyse NDP (analyse dynamique non-linéaire). Le chargement sismique est pris en considération comme un mouvement naturelle ou synthétique du sol sur un modèle structurel qui intègre des éléments inélastiques appliquant la relation force-déformation et une approximation de premier ordre de la non-linéarité géométrique. La propagation du signale tout au long de la structure génère l'historique d'une réponse complète durant le temps. Néanmoins divers niveaux de complexités sont possibles due aux choix de modélisation, différents enregistrements du mouvement du sol produisant des réponses considérablement variables [40].

L'équation d'équilibre dynamique de l'analyse temporelle non linéaire est donnée comme suite :

$$K u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) = r(t), [41] \text{ Où :}$$

K : est la matrice de rigidité.

C : est la matrice d'amortissement.

M : est la matrice de masse.

u , \dot{u} et \ddot{u} : sont les déplacements, vitesses et accélérations de la structure.

r : est le chargement appliqué.

II.6.1 Choix des accélérogrammes

Un accélérogramme est un mouvement de sols reconstitués par sismographe en représentation analogique, caractérise par l'accélération, la vitesse ou le déplacement en fonction du temps [35].

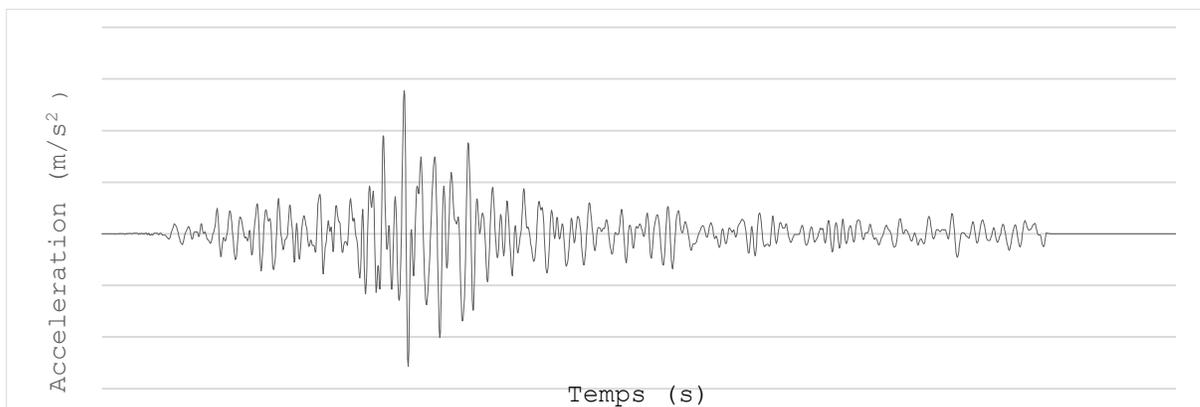


Figure II.8 : exemple d'accélérogramme d'Imperial Valley (El Centro Array, 1940).

La sélection du chargement sismique n'est pas une tâche facile à cause de la nature des excitations sismiques inconnues. L'unique approche possible pour le traitement du chargement sismique est de supposer que la structure est soumise à un nombre de signaux probable d'apparaître dans la région ou cette dernier est implanté [40].

Les enregistrements sismiques doivent être sectionnés selon leur magnitude, l'excentrement de l'épicentre, les types de sols et la période ou la fréquence. Le nombres de signale préconiser est de 7 à 10 signaux[42].

II.6.2 Avantages et inconvénients

L'analyse dynamique temporelle non linéaire présente de nombreux avantages et inconvénients [43].

Tableau II.2 : les avantages et les inconvénients de la méthode

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Meilleure représentation des structures. • Compréhension optimale de la réponse structurelle à l'égard des signaux sélectionnée. • Une combinaison plus précise des composantes x, y et z du séisme. • Nécessaire pour l'étude des structures isolées à la base (amortisseur) • Prends en considération l'effet non-linéaire du sol et l'interaction sol-structure. • Tiens en compte la zone sismique et le type de sol. • Plus pertinentes pour les structures élancées et irrégulière. • Le comportement hystérétique inélastique est inclus. • Capture les effets de changement de raideur et de résistance. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite le jugement et l'expérience d'ingénieur qualifié et expérimentés. • Le processus d'analyse prend beaucoup de temps. • Peut converger à un résultat erroné. • Exige une grande capacité de stockage. • La courbe de capacité doit être tracée manuellement après avoir lancé l'analyse sous plusieurs signaux. • La complexité de modélisation de la dégradation de résistance par cycle. • La difficulté de sélection des accélérogrammes et le manque d'informations. • Déconseillé pour les bâtiments à faible hauteur. • Nécessite un nombre conséquent de signaux pour des résultats fiable et précis.

II.6.3 Analyse temporelle par intégration direct

L'analyse temporelle par intégration directe dite en anglais « Direct Integration Time History Analysis » est une méthode d'analyse dynamique non linéaire, pour laquelle l'équation d'équilibre du mouvement est totalement intégrée quand la structure est exposée à un chargement dynamique. Cette analyse inclue l'intégration des propriétés et le comportement structurel avec des séries de pas de temps relativement courts relatif à la durée de chargement. L'équation du mouvement de cette dernière est la suivante :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = F(t)$$

II.6.4 Méthode FNA

La méthode dite en anglais « Fast Non-Linear Analysis (FNA) » est une méthode d'analyse modale employée pour l'évaluation statique ou dynamique des systèmes structuraux linéaire ou non-linéaire. Due à l'efficacité de sa formulation, la FNA est approprié pour l'analyse temporelle. Durant l'application de l'analyse dynamique non linéaire FNA, le model analytique doit premièrement être linéaire élastique, doit comprendre un nombre prédéfinie limité d'élément non-linéaire et caractérisé le comportement non-linéaire par des Link. Outre la relation matérielle non-linéaire force-déformation, l'Objet « Link » permet de simuler les appareilles d'amortissement, les isolateurs et d'autres technologies de dissipation d'énergie.

L'efficacité de la formulation de cette méthode est principalement due à la séparation entre le vecteur d'objet non-linéaire $R_{NL}(t)$ de la matrice de raideur élastique et l'équation de mouvement amortie, comme exprimer dans la formule :

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) + R_{NL}(t) = R(t)$$

II.6.5 Quelle méthode choisir**Tableau II.3** : la différence entre les deux méthodes

Intégration directe	FNA
<ul style="list-style-type: none"> • Prend en considération les rotules plastiques. • Prendre en compte les courbes hystérétiques. • Emploi la masse et la rigidité proportionnel à l'amortissement à des fréquences faibles et élevées. 	<ul style="list-style-type: none"> • Analyse plus rapide. • Préconisé pour les structures possèdent des amortisseurs et isolateurs. • Plus précise et efficace. • Limite l'amortissement proportionnel à une fréquence extrême de 0,99995. • Prendre en considération les links.

III.6.6 Principe de la modélisation numérique d'analyse time history

1. Modélisation de la géométrie de la structure (principalement les nœuds et les éléments), de la même manière que pour l'analyse linéaire.
2. Définition des propriétés des composants structuraux (la non-linéarité des matériaux et des éléments) par l'attribution des rotules plastiques.
3. Définition la charge de gravitaire.
4. Sélectionnez un ou plusieurs (généralement plusieurs) enregistrements sismiques (accélérogrammes).
5. Lancement de l'analyse de la structure après l'exécution d'une analyse dynamique non linéaire pour chaque accélérogramme dans les deux directions.
6. Récolté les résultats pour chaque accélérogramme (déplacements au sommet et efforts tranchants à la base).
7. Création d'un nuage de points à partir des résultats obtenir pour avoir tracé la courbe (déplacement-effort tranchant).
8. Idéalisation de la courbe.

III.7 Choix de la méthode d'analyse non-linéaire pour notre étude

Au début de notre travail, nous avons pour objectif d'étudier les différents aspects et paramètres, peuvent influencer le comportement des structures métalliques. Pour atteindre ce but, nous avons choisi l'analyse dynamique temporelle non linéaire qui nécessite l'introduction d'accélérogrammes représentatifs des mouvements sismiques attendus sur le site en raison de leur impact significatif sur les résultats d'analyse, bien qu'il soit clair que l'analyse dynamique temporelle non linéaire est la méthode la plus élaborée pour les avantages qu'elle présente, tel que le nombre important de paramètres influant le comportement des structures pris en charge, néanmoins cette dernière nécessite un temps considérable d'analyse, des moyens matériels de haute performance, mais aussi des utilisateurs expérimentés et qualifiés.

D'où notre choix s'est penché vers la méthode d'analyse statique non linéaire push-over pour le temps optimale d'analyse, les résultats plus accessibles quel confère (courbe de capacité) et la simplicité d'interprétation de ses résultats.

III.8 Conclusion :

L'étude du comportement structurelle nécessite une approche approfondie qui implique l'utilisation de méthodes d'analyse non linéaires pour prendre en compte les phénomènes de non-linéarité qui peuvent survenir dans les structures sous des sollicitations sismiques. Dans ce chapitre nous avons mis en évidence les différents types d'analyses non linéaires, à savoir l'analyse statique non linéaire (Push-over) et l'analyse dynamique non linéaire (time history), ainsi que leurs hypothèses, avantages et inconvénients.

CHAPITRE III Méthodologie et description des structures étudiées

III.1 Introduction

Dans ce chapitre nous présentons en premier lieu les différentes structures étudiées, leur dimensionnement, leur caractéristique géométrique ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux employés. En deuxième lieu nous exposons un exemple de calcul via les différents types d'analyses mené.

III.2 Description des structures

Les structures envisagées dans le cadre de cette étude sont des structures métalliques en portique auto-stable « I » (Figure III.6) et avec des palées triangulées en X disposé dans la travée intermédiaire afin de respecter la symétrie « II » (III.8), avec deux nuances d'acier distincte (S275 et S355). Ces derniers ont été dimensionnés conformément aux dispositions de constructions métalliques requises par le CCM 97 et aux spécifications sismiques imposé par le RPA 99 version 2003.

En vue d'atteindre divers niveaux de ductilité, pour chacun des structures étudiées nous avons fixé trois catégories via des intervalles de déplacements inter-étages différentes, exposer comme suit :

Tableau III.1 : Catégories des structures selon le déplacement inter-étages

Catégories	Intervalles de déplacement inter-étages
C1	$0.9\%h < \Delta^h K < 1\%h$
C2	$0.4\%h < \Delta^h K < 0.5\%h$
C3	$0.15\%h < \Delta^h K < 0.3\%h$

III.2.1 Propriétés mécaniques des matériaux

III.2.1.1 Acier

Les nuances d'aciers employés pour les éléments structuraux sont les nuances S355 et S275. Leurs caractéristiques mécaniques sont exposées dans tableau III.2 et illustrer dans figure III.1 la via une courbe de traction-compression de l'acier générer par le logicielle SAP 2000

Tableau III.2 : caractéristiques mécaniques des nuances d’acier utilisé

Caractéristiques mécaniques	S275	S355
Limite d'élasticité f_y (kN/m ²)	275000	355000
Limite ultime de traction f_u (kN/m ²)	430000	510000
Coefficient de poisson ν	0.3	0.3
Module d'élasticité longitudinale E(kN/m ²)	210000000	210000000
Module d'élasticité transversale G (kN/m ²)	81000000	81000000
Poids volumique de l'acier ρ (kN/m ²)	76.9738	76.973

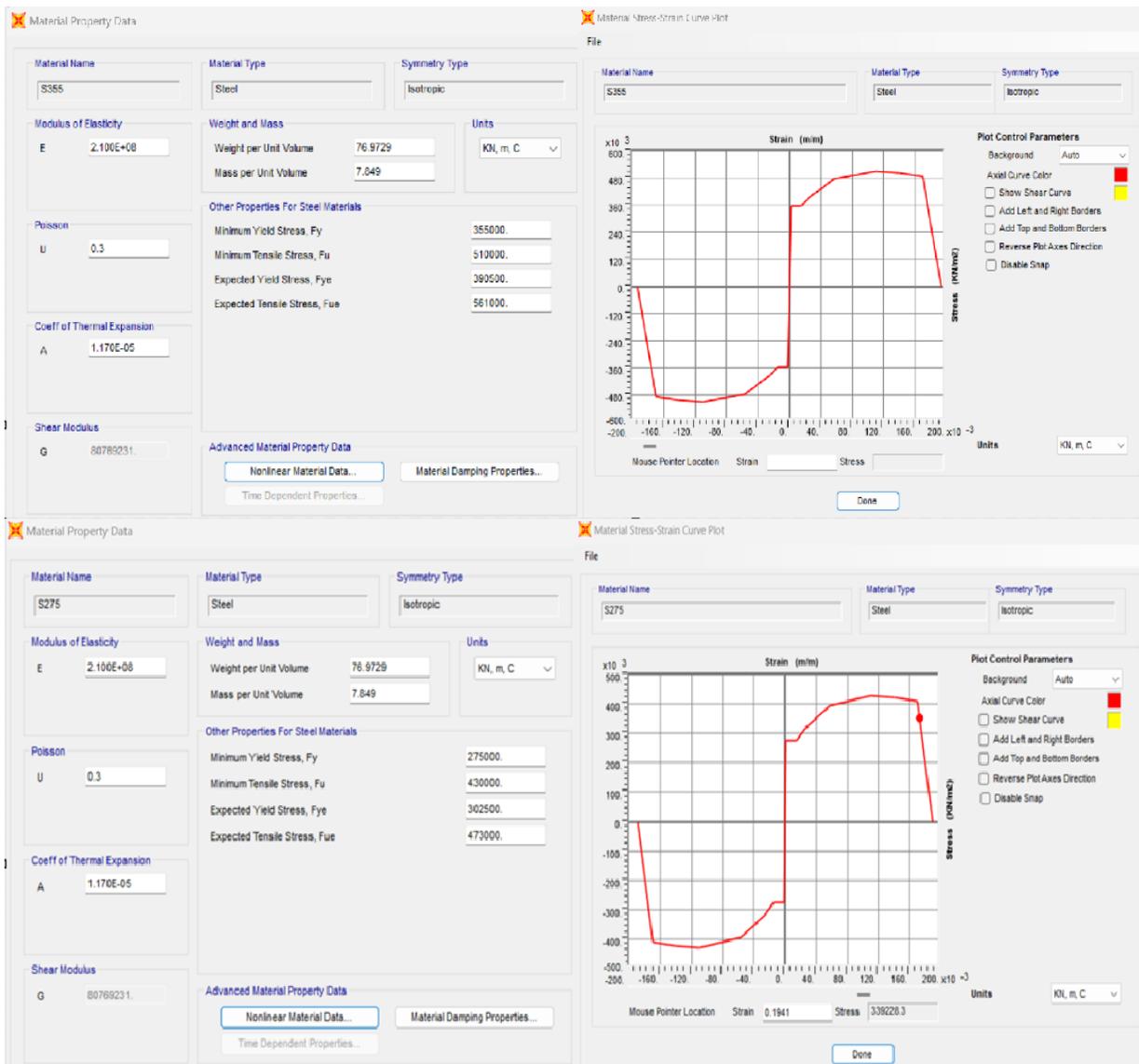


Figure III.1 : caractéristiques mécaniques des nuances d’acier utilisé.

III.2.1.2 Béton

On utilise un béton C25/30 pour la dalle de compression des plancher collaborant. Ces caractéristiques mécaniques sont exposées dans le tableau III.3 et illustrer dans figure III.2 la via une courbe de traction-compression de l'acier tirer du le logicielle SAP 2000.

Tableau III.3 caractéristiques mécaniques du béton C25/30

Caractéristiques mécaniques	C25/30
Resistance a la compression (kN/m^2)	25000
Coefficient de poisson ν	0.2
Module de Young $E(\text{kN/m}^2)$	31000000
Poids volumique ρ (kN/m^2)	25

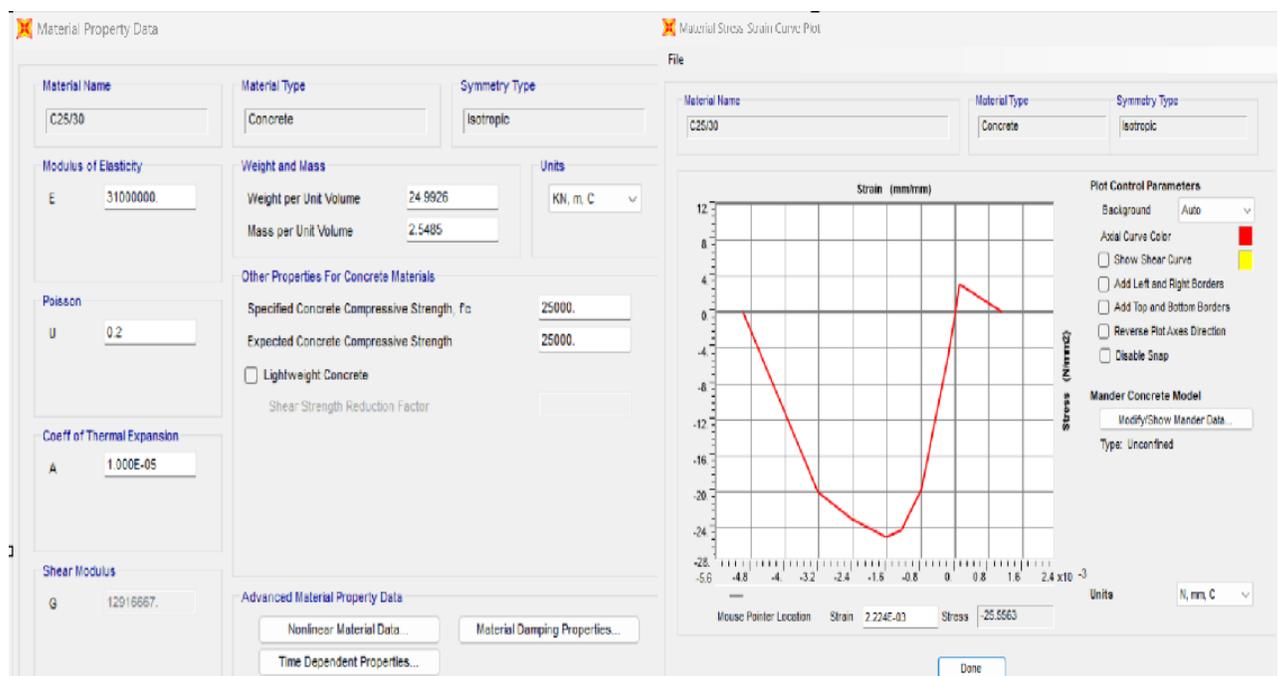


Figure III.2 : caractéristique mécanique du béton C25/30.

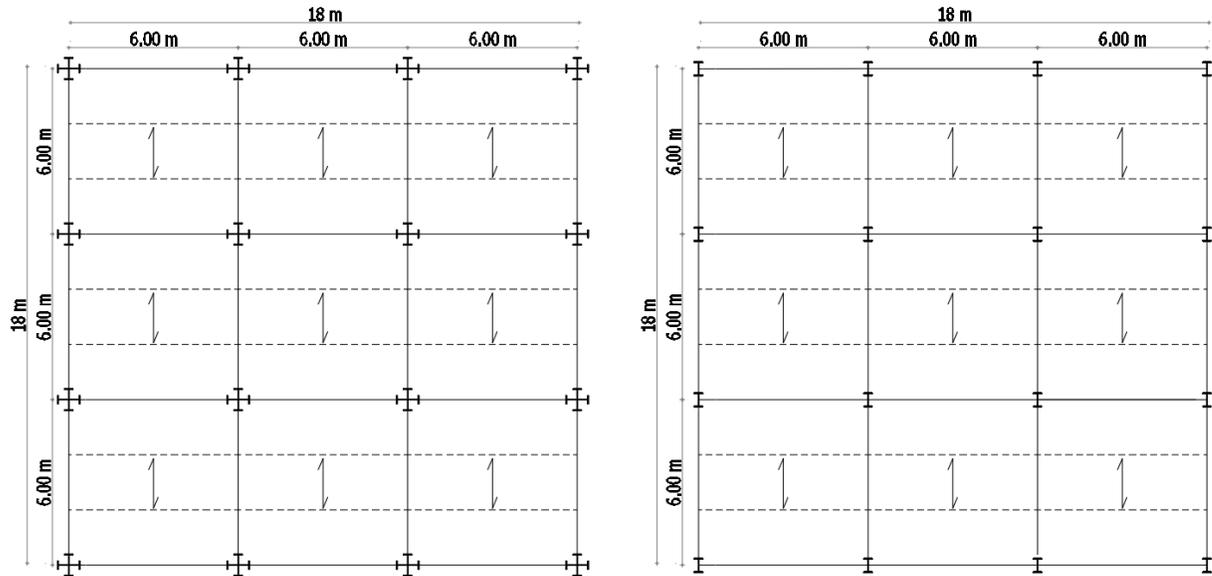
III.2.2 Caractéristiques géométriques des structures

Les structures étudiées sont constituées de 4 étages, 3 travées dans les deux directions

Orthogonales. Ils présentent une régularité en plan et en élévation représenté dans la figure III.3 et exposé dans le tableau III.4.

Tableau III.4 : Caractéristiques géométriques des structures

Structures	Longueur (m)		Largeur (m)		Hauteur (m)	
	Travée	Totale	Travée	Totale	Étages	Totale
Variante I	6	18	6	18	4	20
Variante II	6	18	6	18	4	20

**Figure III.3 :** Vue en plan des structures des variantes « I » et « II ».

III.2.3 Charges et surcharges

Les structures considérées sont à usages d'habitons avec terrasse inaccessible. Les charges et surcharges gravitaires sont les suivantes :

Tableau III.5 : Charges et surcharges

Charge permanente (kN/m ²)		Charge d'exploitation (kN/m ²)	
Terrasse	Étage courant	Terrasse	Étage courant
6,33	5.03	1	1.5

III.2.4 Dimensionnement des structures

III.2.4.1 Variante « I »

Les structures de la variante I en portiques auto-stables sont composé de poutres en HEA et de poteaux en profiles reconstituées soudées en HEB croisés (PRS) (figure III.5) afin d'assurer la

symétrie. Les sections adoptées pour les trois catégories de cette variante sont présentées dans le tableau III.6 et la figure III.4.

Tableau III.6 : Sections des éléments de la variante I selon la catégorie

	C1	C2	C3
Les poutres principales	HEA400	HEA600	HEA900
Les poutres secondaires	HEA400	HEA600	HEA900
Les solives	IPE220	IPE330	IPE400
Les poteaux	PRS800	PRS1000	PRS1000

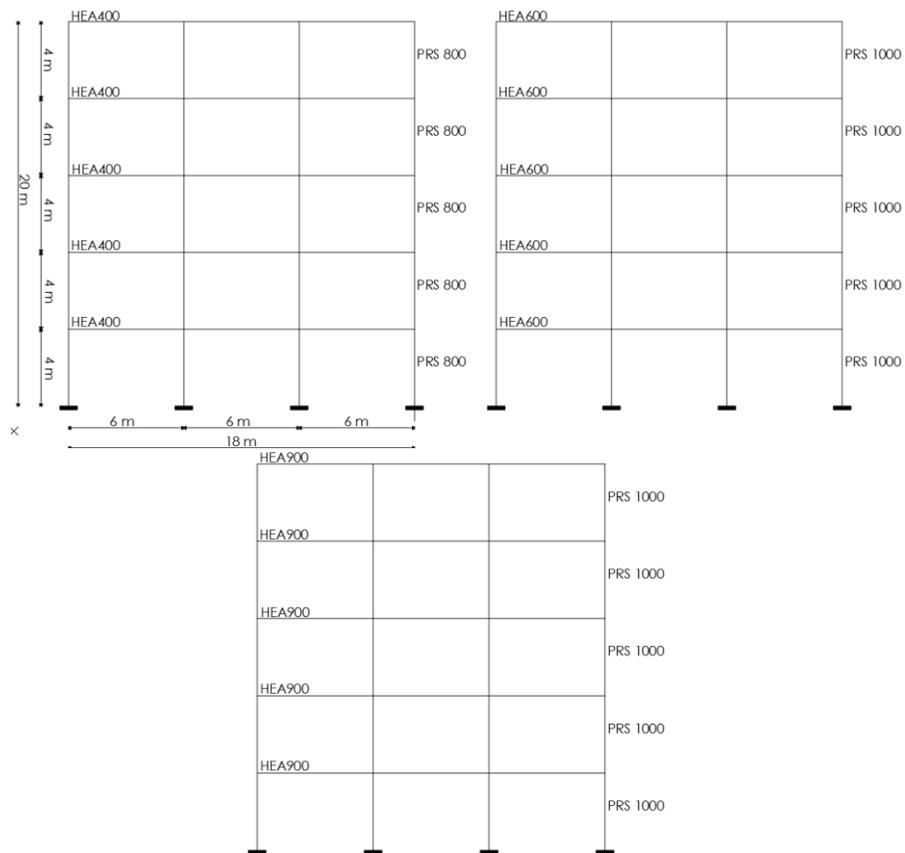


Figure III.4 : Sections des éléments de la variante « I » selon la catégorie.

Le détail des poteaux croisés est illustré ci-dessus :

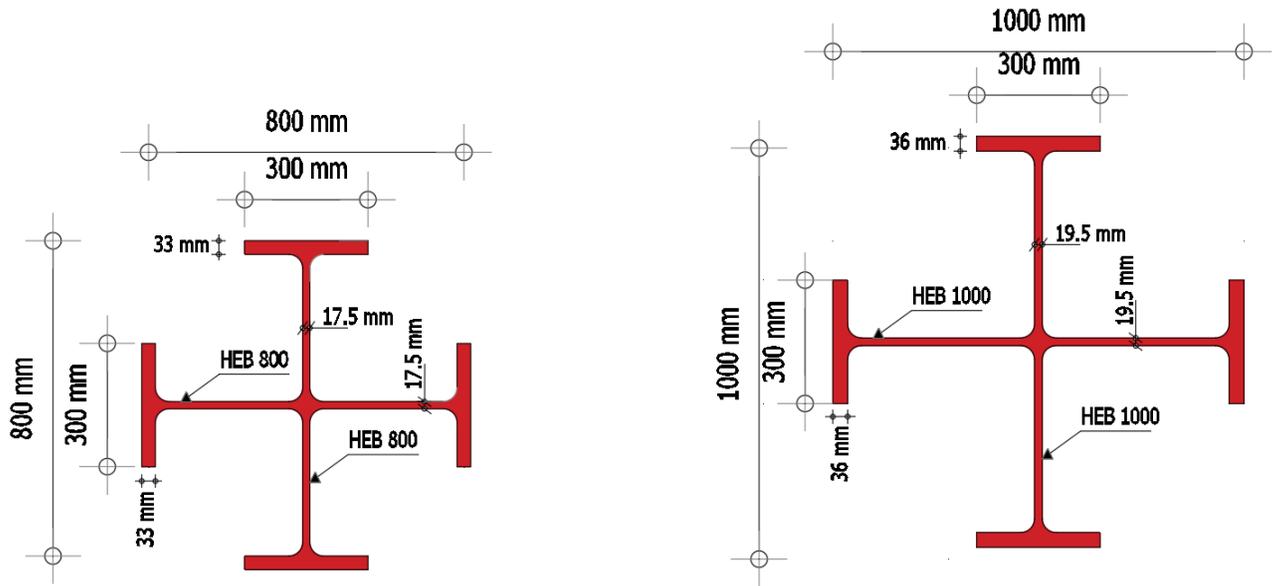


Figure III.5 : Détail des poteaux PRS croisé en HEB.

III.2.4.2 Variante « II »

Les structures de la variante « II » sont des portiques contreventés par palées triangulées en X, composé de poutres en HEA et de poteaux en HEM afin d'atteindre les trois catégories visées. Les sections adoptées pour les trois catégories de cette variante sont présentées dans le tableau III.7 et la figure III.6.

Tableau III.7 : Sections des éléments de la variante II selon la catégorie

		C1	C2	C3
Les poutres principales		HEA220	HEA450	HEA800
Les poutres secondaires		HEA220	HEA450	HEA800
Les solives		IPE220	IPE300	IPE500
Les poteaux		HEM500	HEM700	HEM1000
Les paliers de stabilité	Sens-X	UPN120	UPN240	UPN400
	Sens-Y	UPN100	UPN200	UPN400

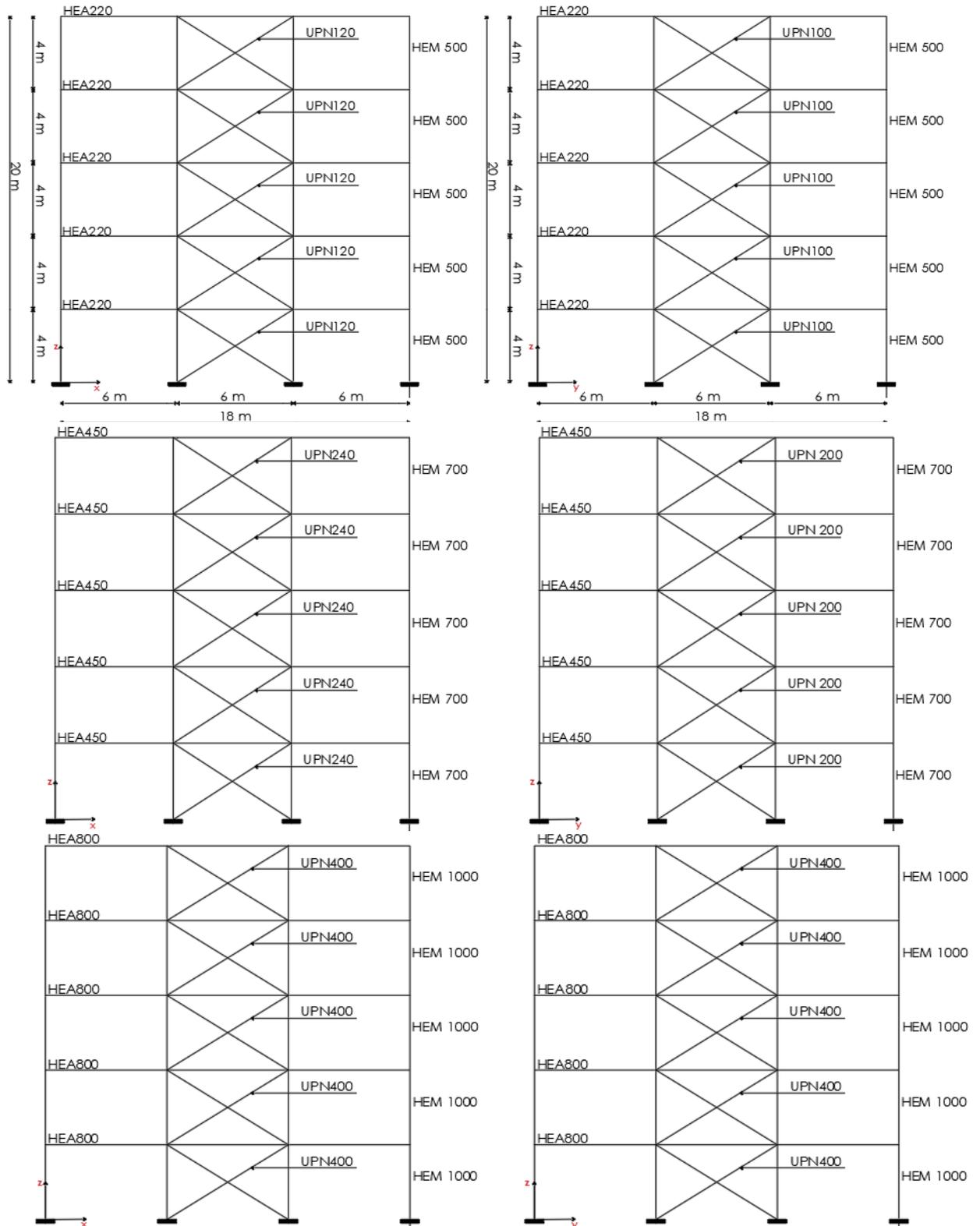


Figure III.6 : Sections des éléments de la variante « II » selon la catégorie dans les deux sens.

III.3 Analyse linéaire élastique

Les méthodes d'analyse sismique des structures couramment employé par les concepteurs algériens sont les méthodes statiques équivalente et modale spectrale car elles sont régies par le RPA 99/2003 et son simple d'application.

La méthode statique équivalente permet d'estimer les efforts sismiques d'une structure. Elle est revanche limitée aux configurations symétriques en plan et élévation, ne prends donc pas en considération les effets structurelles et dynamiques complexes d'une structure.

La méthode modale spectrale confère la possibilité de calculer les efforts sismiques et d'appréhender le comportement dynamique d'une structure quel que soit ces caractéristiques (simple ou complexe, régulière ou irrégulière) en prenant en comptes les modes propres de celle-ci.

C'est pour ces raisons que le RPA 99/2003 à fixer des conditions d'application de ces deux méthodes.

III.3.1 Paramètres sismiques

Les paramètres sismiques tenus en comptes des structures I et II pour estimer leur effort tranchant à la base et générer leurs spectres de réponses sont les suivants :

- ❖ Coefficient d'accélération de la zone A pris égale à 0.25 (zone III, groupe d'usage 2).
- ❖ Facteur de qualité Q pris égale à 1.
- ❖ Coefficient d'amortissement pris égale 4 % (remplissage léger).
- ❖ Les structures sont considérées implanté dans un site meuble S3 ($T_1 = 0.15$ (s), $T_2 = 0.5$ (s)).

- ❖ Le coefficient de comportement : pour la variante « I » $R=6$ (portique auto stable ductile), pour la variante « II » $R=4$ (ossature contreventée par palées triangulaires en X).

III.3.2 Spectre de réponse

Les spectres de réponses considérées pour l'analyse modale spectrale sont les suivant :

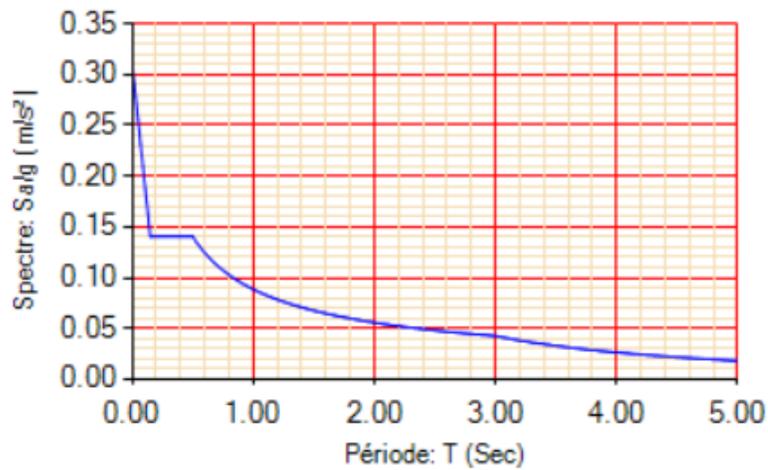


Figure III.7 : Spectre de réponse réglementaire RPA99/2003 pour $R=6$.

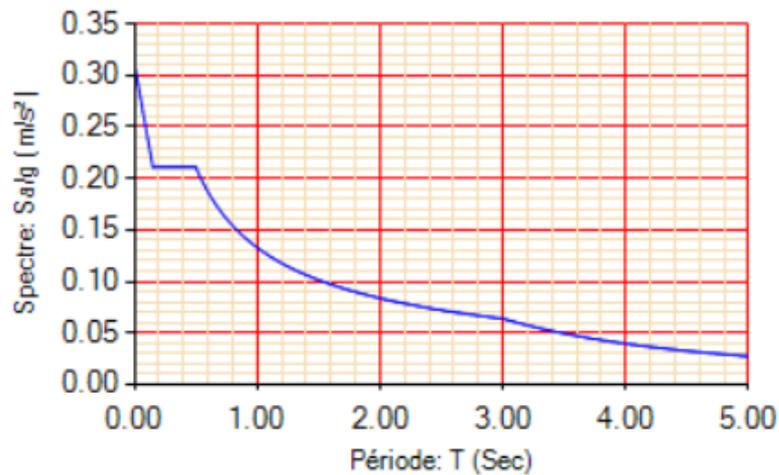


Figure III.8: Spectre de réponse réglementaire RPA99/2003 pour $R=4$.

III.3.3 Exemple d'application

Dans ce qui suit nous exposons un exemple d'application des deux méthodes énoncées précédemment sur la structure C1 de la variante « II ».

III.3.3.1 Analyse statique équivalente

Partie I: Condition d'applicabilité.

Selon le RPA99 version 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente la structure doit répondre aux conditions suivantes :

- Régularité en plan

La structure présente une symétrie dans les deux directions orthogonales.

$$\begin{cases} |X_{cm} - X_{cr}| < 0.15 Lx \\ |Y_{cm} - Y_{cr}| < 0.15 Ly \end{cases} \quad \text{Conditions vérifiées (symétrie)}$$

La structure est régulière en plan.

- Régularité en élévation

$$\frac{B_i}{B_{i-1}} > 0.8 \quad \text{Conditions vérifiées (pas de décrochement dans les deux sens)}$$

La structure est régulière en élévation.

- Hauteur de la structure

La hauteur de la structure est de $20\text{m} < 30\text{m}$, donc la condition de hauteur est vérifiée.

- Zone sismique

La bâtisse est implantée à la willaya de Blida classé en zone III.

Dans ce cas d'étude les conditions d'applicabilités de la méthode statique équivalente sont toutes vérifiées, donc cette méthode est applicable.

Partie II : Evaluation de la force sismique.

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

- Coefficient d'accélération de la zone

Le coefficient d'accélération A , selon le tableau (4.1 du RPA.99/03) dépend de la zone sismique et du groupe d'usage de la structure. Notre bâtiment est classé en groupe 2 et implanté en zone III donc $A = 0.25$.

- Facteur d'amplification dynamique

Le facteur d'amplification dynamique D , varie selon la période fondamentale de la structure, de la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement.

Il est défini par les formules suivantes :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ Sec} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 \text{ Sec} \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.1 du RPA.99/03)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \rightarrow \eta = 1.08$$

ε : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau, pour un portique en acier avec un remplissage léger $\varepsilon = 4\%$. (Tableau 4.2 du RPA.99/03)

T_2 : La période caractéristique est associée à la catégorie site, Pour un site meuble S3 $T_2 = 0.15$ s (Tableau 4.7 du RPA.99/03)

- La période fondamentale

La période fondamentale peut être estimée selon les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} & (\text{formule 4.6 du RPA. 99 /03}) \\ T_2 = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}} & (\text{formule 4.7 du RPA. 99 /03}) \end{cases} \quad \text{Où : } T = \min (T_1, T_2)$$

Avec :

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 de RPA.99/03. Pour un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie :

$$C_T = 0.05.$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

$$h_n = 20 \text{ m.}$$

D : est la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calculé considérer.

$$T_1 = 0.05 \times (20)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.473 \text{ sec}$$

Sens-x : $D_x = 20 \text{ m}$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 20}{\sqrt{18}} \rightarrow T_x = 0.424 \text{ sec}$$

Sens-y : $D_y = 20 \text{ m}$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 20}{\sqrt{18}} \rightarrow T_y = 0.424 \text{ sec}$$

$$T = \min(T_1 ; T_2) = T_2 \rightarrow \begin{cases} T_{2x} = 0.424 \text{ sec} \\ T_{2y} = 0.424 \text{ sec} \end{cases}$$

Tableau III.8 : Choix de la période de calcul

Si	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

D'où :

- Sens-x-x :

$$T_{empirique} = 0.424 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.424 = 0.552 \text{ sec} < T_{analytique} = 0.872 \text{ sec} \rightarrow T = 1.3T_{empirique}$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.529$$

- Sens-y-y :

$$T_{empirique} = 0.424 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.424 = 0.552 \text{ sec} < T_{analytique} = 0.841 \text{ sec} \rightarrow T = 1.3T_{empirique}$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.529$$

- Le coefficient de comportement

La valeur du coefficient de comportement R est donnée par le (tableau 4.3 de RPA.99/03) en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4), dans notre cas on utilise un system d'ossature contreventée par palées triangulées en X, car la structure est constituée de 4 niveaux avec une hauteur inférieure à 33 m, donc R=4.

- Le facteur de qualité

Le facteur de qualité Q est en fonction de :

-La redondance et la géométrie des éléments de la structure.

-La régularité en plan et en élévation.

-La qualité du contrôle de construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (formule 4.4 du RPA99/03).

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 du RPA99/03.

Tableau III.9 : Valeurs des pénalités suivant les deux sens

Condition	Suivant x	Suivant y
1. Condition minimale sur les files de contreventements	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle des qualités des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

$$Q_x = 0 + 1 \rightarrow Q_x = 1$$

$$Q_y = 0 + 1 \rightarrow Q_y = 1$$

- Poids totale de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

$W=10399.691$ KN (d'après logiciel SAP2000).

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, pour les bâtiments à usage d'habitation $\beta=0.2$ (tableau 4.5 RPA.99/03).

Donc :

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R} \quad \rightarrow \quad V_x = 1315.255 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.Dy.Qy}{R} \quad \rightarrow \quad V_y = 1315.263 \text{ KN}$$

III.3.3.2 Analyse modale spectrale

Pour notre cas d'étude la méthode statique équivalente est applicable mais nous avons tout de même recours à l'analyse modale spectrale afin de prendre en comptes les caractéristiques dynamiques propres de la structure et étudier son comportement global.

Model initiale

Afin d'avoir une idée sur le comportement de la structure en RDC+6 sans contreventement nous vérifions la structure auto-stable, comme l'indique la figure ci-dessous :

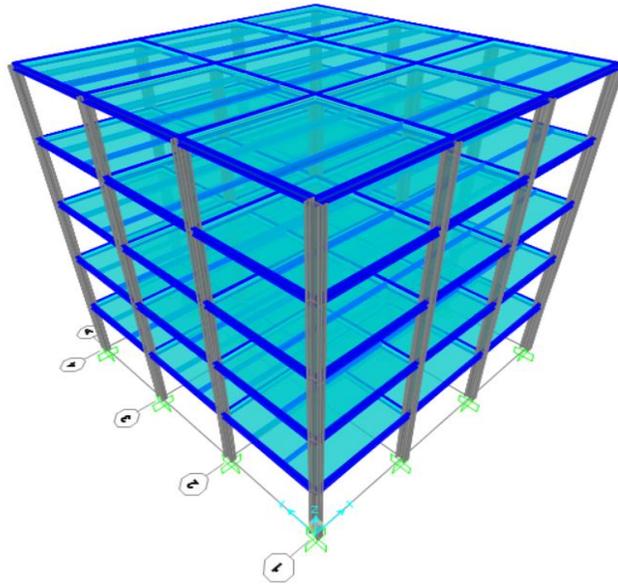
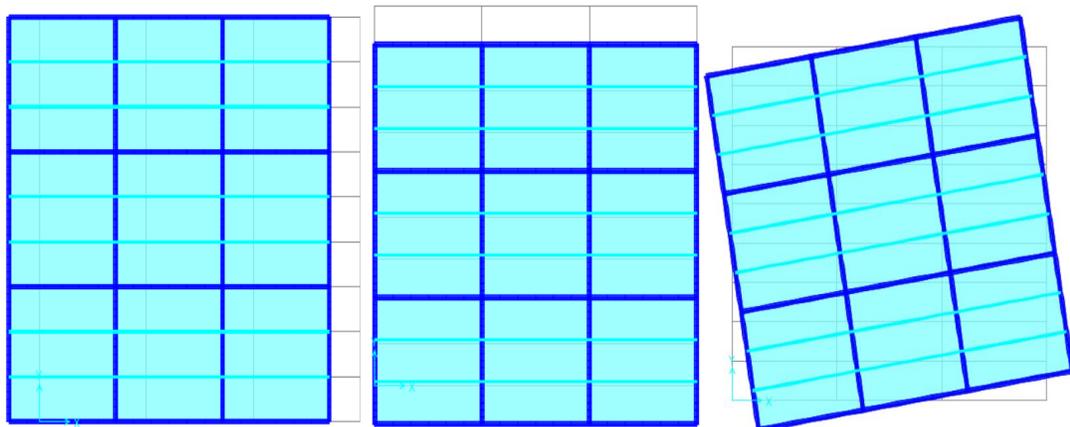


Figure III.9 : Vue en 3D du model initiale.



Mode 1

Mode 2

Mode 3

Figure III.10 : La déformée pour les modes du modèle initial.

Constatations :

- La période fondamentale est de : $T = 2.271$ s.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 5eme mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèle à l'axe x-x.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à l'axe y-y.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

Model finale

Pour ce modèle nous avons introduit des contreventements en X dans les deux sens, tel qu'illustre dans la figure ci-dessous :

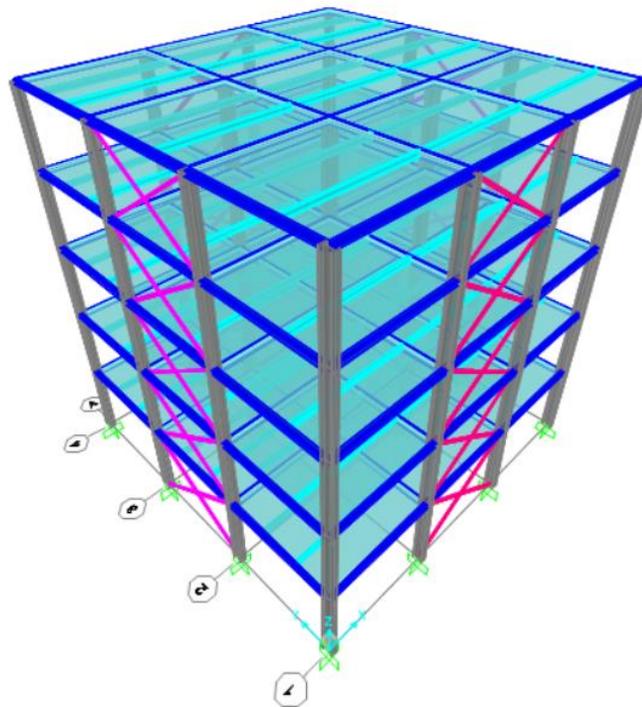


Figure III.11 : Vue en 3d du model finale.

- Période de vibration et taux de participation des masses modale

Tableau III.10 : Pourcentage de participation massique pour le modèle finale

Mode	Période (s)	U _x (%)	U _y (%)	U _z (%)	∑U _x (%)	∑U _y (%)
1	0.872	0.835	0.000	0.00	0.834	0
2	0.841	0.000	0.782	0.00	0.834	0.781
3	0.561	0.000	0.000	0.00	0.834	0.781
4	0.284	0.114	0.000	0.00	0.948	0.781
5	0.248	0.000	0.130	0.00	0.948	0.911

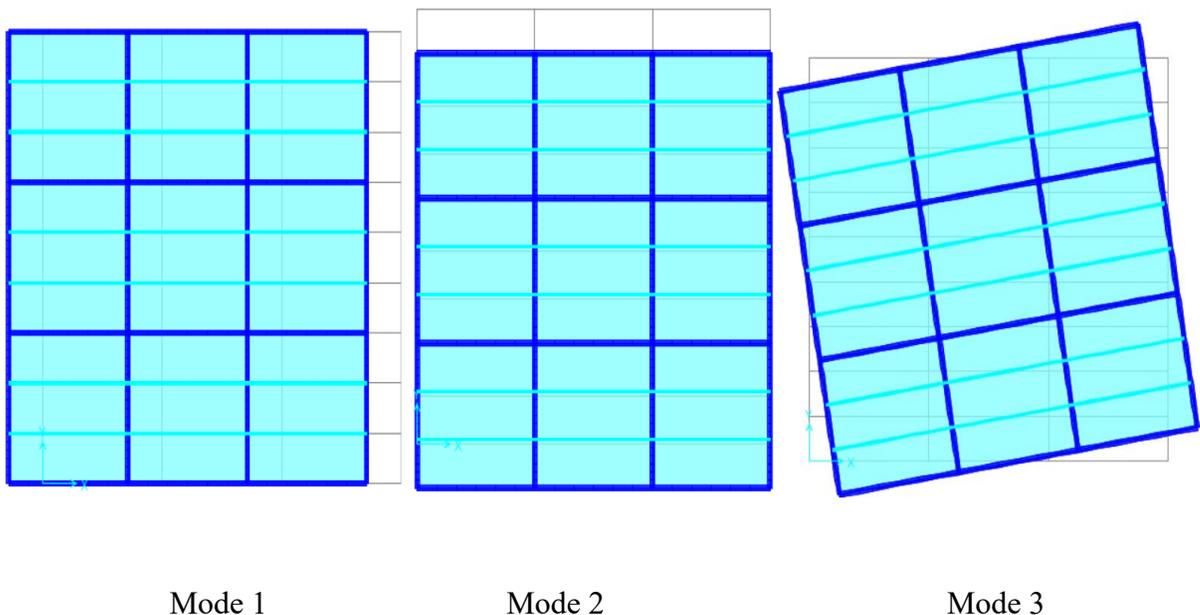


Figure III.12 : La déformée pour les modes du modèle finale.

Constations :

- La période fondamentale est de : $T = 0.872$ s.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 5eme mode.
- Le premier mode est un mode de translation parallèle à l'axe x-x.
- Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à l'axe y-y.
- Le troisième mode est un mode de rotation.

On a :

- Sens-x-x :

$$T_{analytique} = 0.872 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.552 \text{ s}$$

Donc la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,552 \text{ s}$.

- Sens-y-y :

$$T_{analytique} = 0.841 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.552 \text{ s}$$

Donc la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,552 \text{ s}$.

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

- Vérification de l'effort tranchant à la base

Tableau III.11 : Récapitulatif des facteurs impliqués dans la méthode statique équivalente

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V _s (kN)
x-x	0.25	2.529	1	4	10399.691	1644.021
y-y	0.25	2.529	1	4	10399.691	1644.021

D'après SAP2000 on obtient les valeurs suivantes :

- Sens-x-x :

$$V_{x,dyn} = 1315.255 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{x,stq} = 1315.213 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{x,stq} < V_{x,dyn} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Sens-y-y :

$$V_{y,dyn} = 1315.263 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{y,stq} = 1315.213 \text{ KN}$$

$0,8 V_{y,stq} < V_{y,dyn} \rightarrow$ condition vérifiée.

- Vérification des déplacements inter-étages

Tableau III.12 : Déplacements résultant suivant X

Niveaux	δ_{eK}^x (m)	δ_K^x (m)	δ_{K-1}^x (m)	Δ_K^x (cm)	0.01h (cm)	r (%)	Observation
RDC	0	0	0	0	400	0	CV
E1	0,008	0,032	0	3,2	400	80	CV
E2	0,017	0,068	0,032	3,6	400	90	CV
E3	0,026	0,104	0,068	3,6	400	90	CV
E4	0,033	0,132	0,104	2,8	400	70	CV
E5	0,038	0,152	0,132	2	400	50	CV

Tableau III.13 : Déplacement résultant suivant y

Niveaux	δ_{eK}^y (m)	δ_K^y (m)	δ_{K-1}^y (m)	Δ_K^y (cm)	0.01h (cm)	r (%)	Observation
RDC	0	0	0	0	400	0	CV
E1	0,005	0,02	0	2	400	50	CV
E2	0,014	0,056	0,02	3,6	400	90	CV
E3	0,024	0,096	0,056	4	400	100	CV
E4	0,032	0,128	0,096	3,2	400	80	CV
E5	0,039	0,156	0,128	2,8	400	70	CV

- Vérification de l'effet du deuxième ordre

Les effets du deuxième ordre (*effet P – Δ*) peuvent être négligés dans le cas de satisfaction de

la condition suivante : $\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associés au-dessus du niveau <<K>>.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau <<K>> par rapport au niveau K-1

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau K, calculé par le logiciel ETABS ;

h_k : Hauteur de l'étage K.

Tableau III.14 : Vérification de l'effet P- Δ

Niveaux	P_k [KN]	Δ_k		V_k		h_k [cm]	Θ (%)		Obs ≤ 10%
		Sens-x [cm]	Sens-y [cm]	Sens-x [kN]	Sens-y [kN]		Sens-x	Sens-y	
RDC	10399,691	0	0	1315,165	1315,198	400	0	0,000	CV
E1	10223,469	3,2	2	1219,178	1242,267	400	0,0131	0,041	CV
E2	8221,291	3,6	3,6	1040,275	1073,984	400	0,0173	0,069	CV
E3	6219,113	3,6	4	803,984	843,437	400	0,0224	0,074	CV
E4	4216,935	2,8	3,2	482,578	525,661	400	0,0070	0,064	CV
E5	4216,935	2	2,8	0	0	400	0	0,000	CV

Etant donné que tous les coefficients sont inférieurs à 10% alors l'effet P- Δ peut-être négliger suivant les deux directions.

III.4 Analyse dynamique temporelle non-linéaire (Time History)

Nous avons mené une analyse temporelle dynamique non-linéaire sur la structure de la variante « I » de catégorie 1.

III.4.1 Choix des accélérogrammes

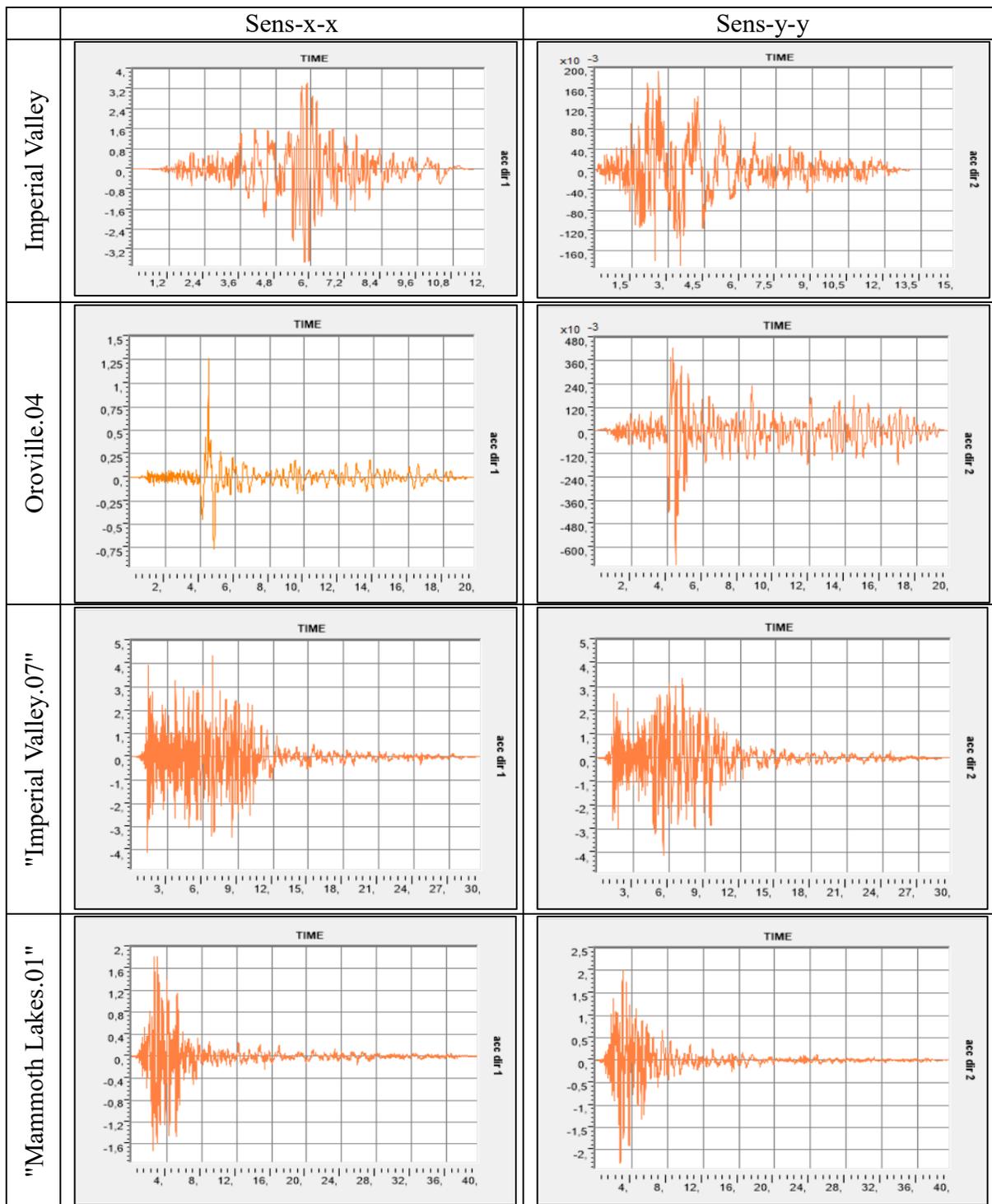
Les accélérogrammes utilisé pour cette étude on était sélectionné suivant les critères énoncé dans le chapitre II.

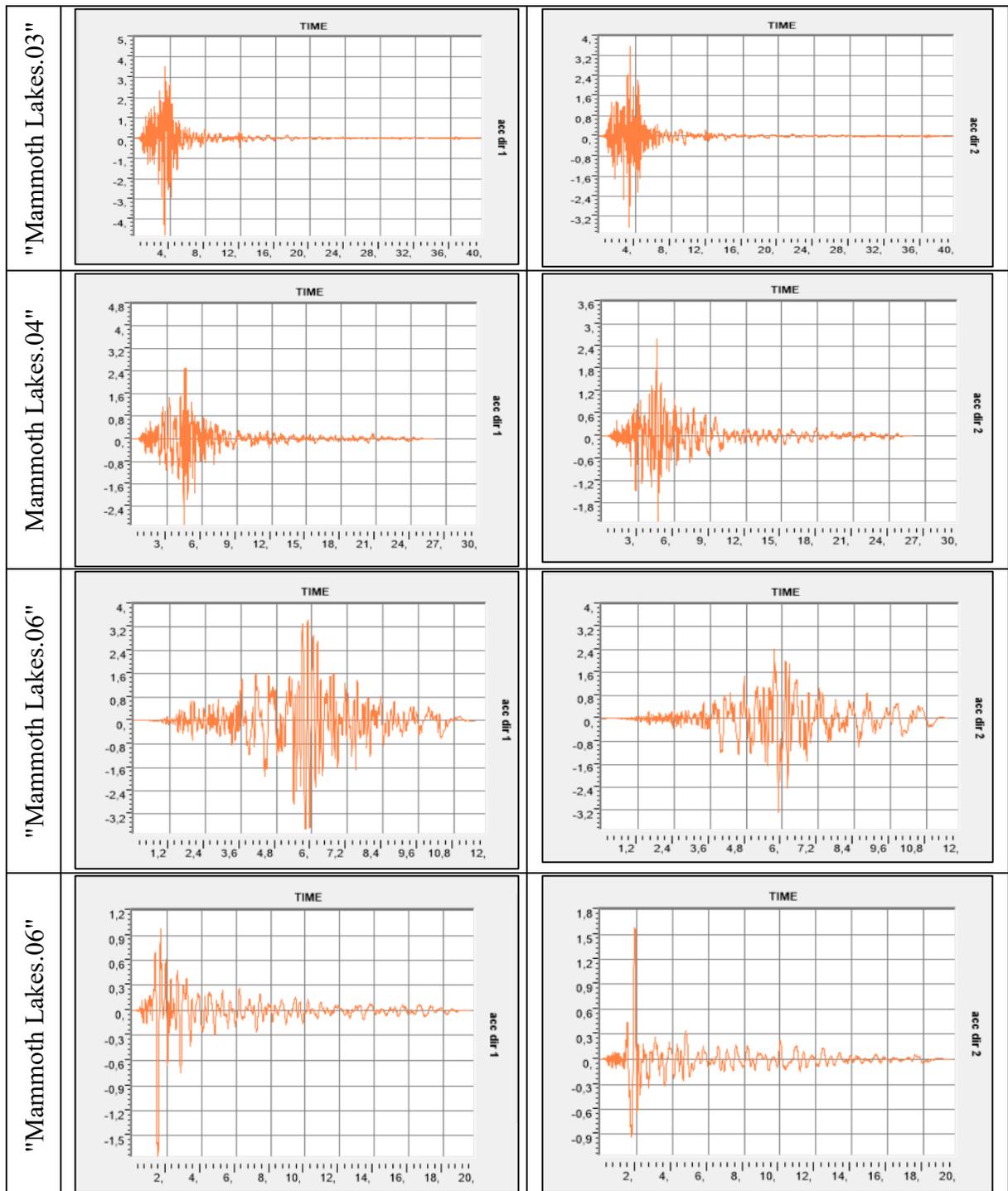
Tableau III.15 : Critères de choix des signaux

Magnitude	$4 < M < 9$
Type de sol	Site meuble ($200 \text{ m/s} < V_{s30} < 400 \text{ m/s}$)
Excentrement de l'épicentre	Séisme proche ($0 \text{ Km} < R_{jb} < 15 \text{ Km}$)

Les signaux utilisés pour ce cas d'étude sont illustrés dans le tableau III.16.

Tableau III.16 : Signaux sectionnés pour l'analyse Time History





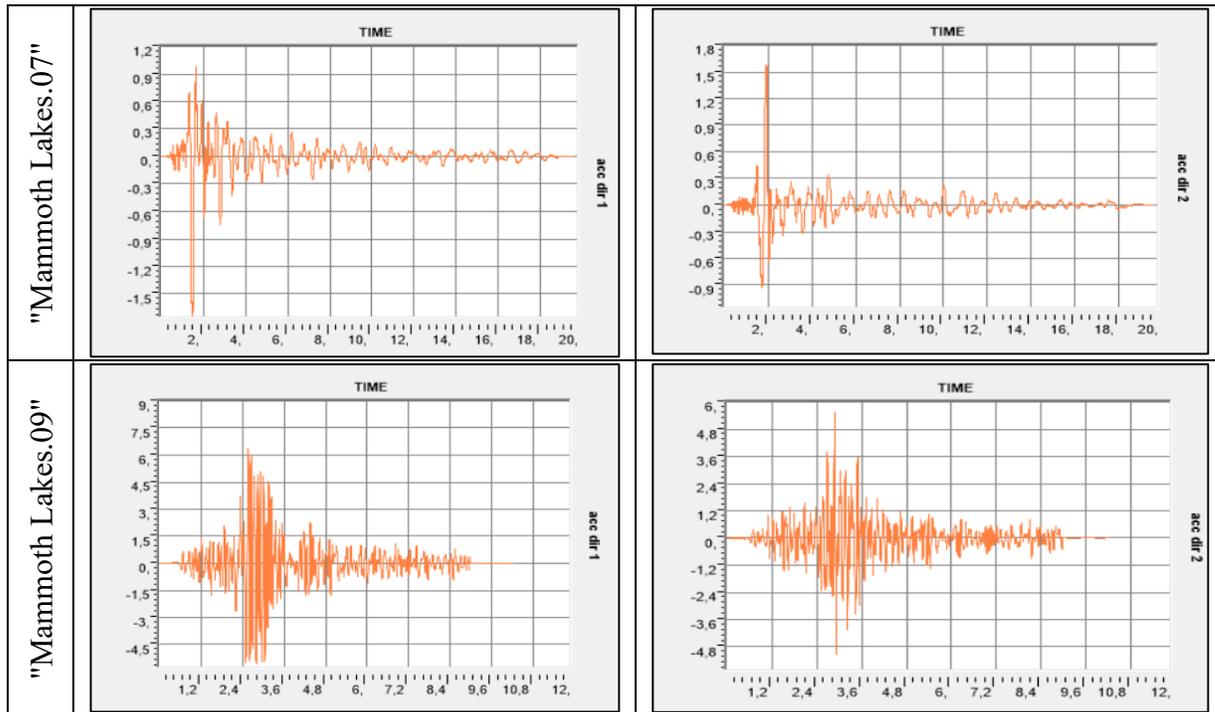


Tableau III.17 : Caractéristiques des signaux choisis

Signal	Earthquakes Name	Year	Station Name	Magnitude	Vs30 (m/sec)	PGA
S1	"Imperial Valley.02"	1940	"El Centro Array #9"	6.95	213.44	0.178
S2	"Oroville.04"	1975	"Oroville Airport"	4.37	391.76	0.022
S3	"Imperial Valley.07"	1979	"Bonds Corner"	5.01	223.03	0.046
S4	"Mammoth Lakes.01"	1980	"Convict Creek"	6.06	382.12	0.386
S5	"Mammoth Lakes.03"	1980	"Convict Creek"	5.91	382.12	0.163
S6	"Mammoth Lakes.04"	1980	"Convict Creek"	5.7	382.12	0.333
S7	"Mammoth Lakes.06"	1980	"Fish & Game (FIS)"	5.94	373.18	0.190
S8	"Mammoth Lakes.06"	1980	"Convict Creek"	5.94	382.12	0.175
S9	"Mammoth Lakes.07"	1980	"Green Church"	4.73	353.2	0.050
S10	"Mammoth Lakes.09"	1980	"Fish & Game (FIS)"	4.85	373.18	0.032

III.4.2 Résultats de l'analyse Time History

La figure III.15 représente le déplacement au sommet de la structure en fonction du temps dans les deux directions.

La figure III.16 représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du temps dans les deux directions.

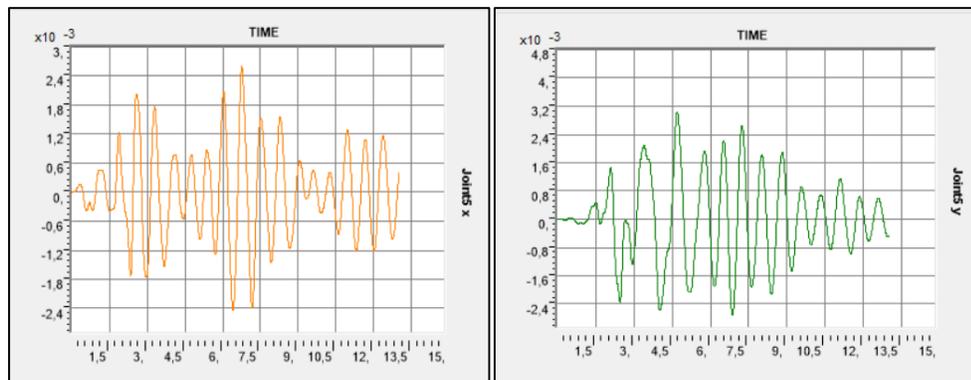


Figure III.13 : Déplacement au sommet en fonction du temps dans les Sens-x-x et y-y respectivement.

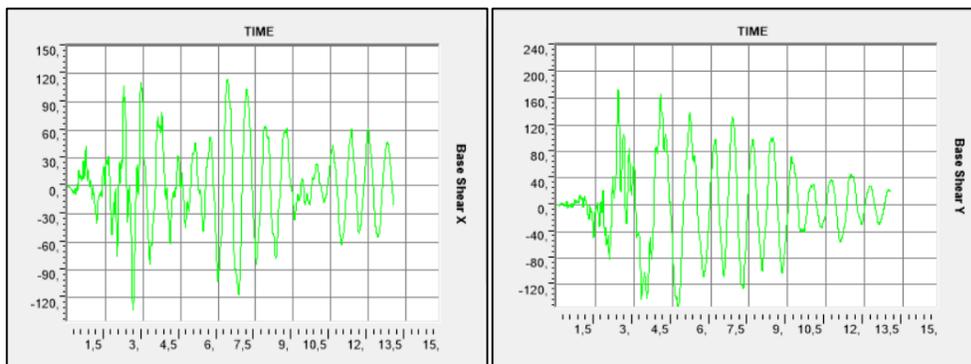


Figure III.14 : Effort tranchant à la base en fonction du temps dans les Sens-x-x et y-y respectivement.

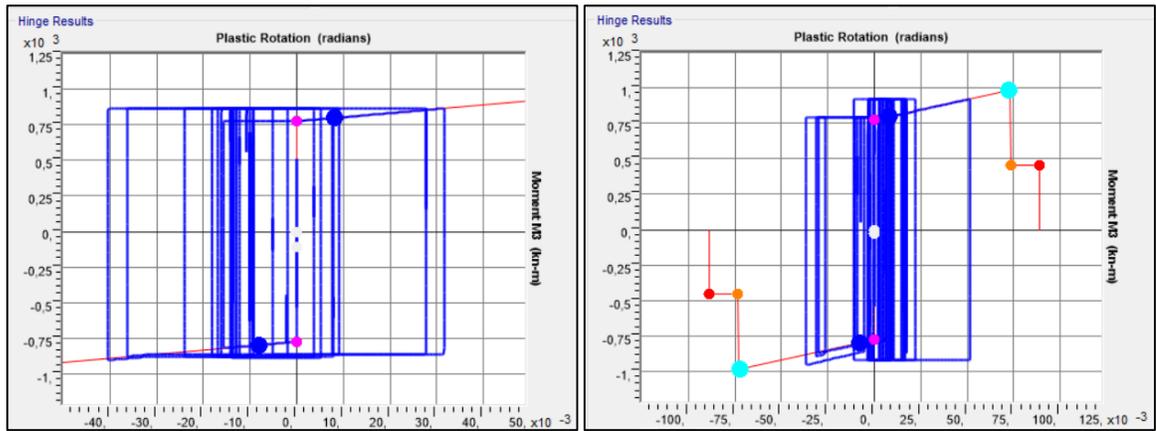


Figure III.15 : Courbe hystérique (moment-rotation) des poutres.

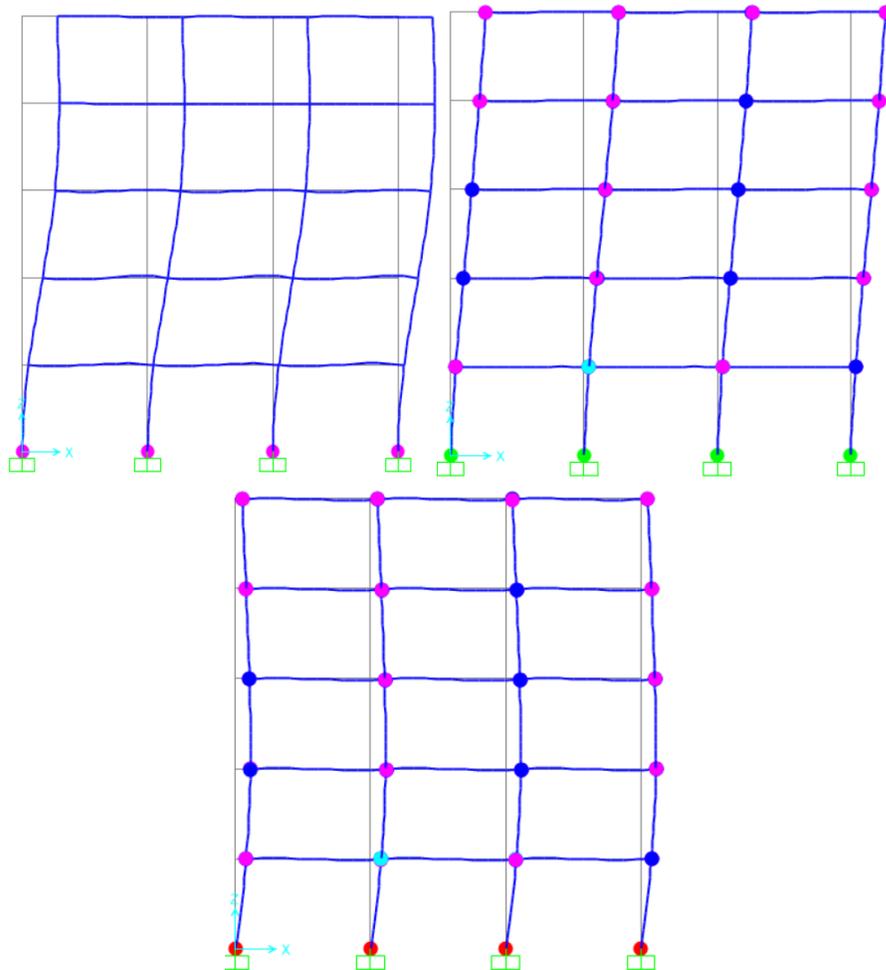


Figure III.16 : Formation des rotules plastique en fonction du temps.

La figure III.16 permet de visualiser l'évolution de la structure en fonction du temps, montrant comment les rotules plastiques se développent et se positionnent dans la structure. Ce phénomène est possible grâce à la ductilité que possède la structure, permettant des déformations plastique importantes au niveau des sections critiques, ainsi qu'une capacité de rotation suffisante des zones plastifiées. Néanmoins ce processus n'est possible que si les instabilités sont absentes ou maîtrisé car dans le cas inverse la capacité de déformation plastique sera épuisé et la structure arrivera à la ruine prématurément.

Pour les signaux utilisés nous avons obtenu les résultats représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.18 : Effort tranchant à la base et déplacements au sommet pour les 10 signaux utilité

Signaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
d_x (m)	0.085	0.003	0.305	0.052	0.03	0.34	0.03	0.032	0.029	0.002
V_x (kN/m)	4110	132.6	1650	3190	1704	2350	1549	2079	1440	173.9
d_y (m)	0.083	0.003	0.013	0.099	0.052	0.02	0.056	0.068	0.024	0.001
V_y (kN/m)	4922	173.1	545.2	4807	2416	1489	2816	3384	1502	93.21

Les résultats extraits de l'analyse temporelle dynamique non-linéaire pour les signaux cités précédemment, nous constatons que la structure reste dans le domaine élastique linéaire. Dans le but d'atteindre la rupture totale de la structure (efforts tranchant et déplacement ultime) nous amplifions les paramètres de la réponse (force, déplacement, etc.) de 10, 20, 40 et 60 fois respectivement.

L'analyse Time History ne permet pas de génère la courbe de capacité de façons direct. Il est possible de créer un nuage de points en utilisant les résultats obtenus à partir des 50 signaux introduit lors de l'analyse, de tracer par la suite une courbe tendance via l'outil Excel et de l'idéaliser en une courbe bilinéaire.

Les résultats de cette procédure sont illustrés dans les figures III.17 et III.18.

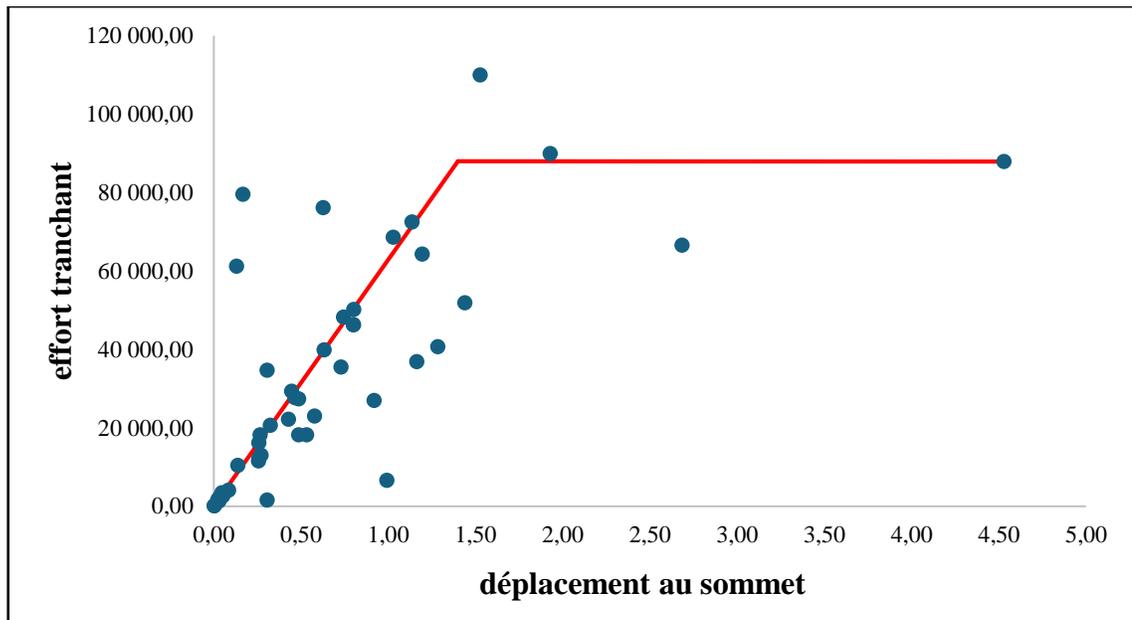


Figure III.17 : Courbe idéalisé effort tranchant-déplacement au sommet suivant l'axe x-x.

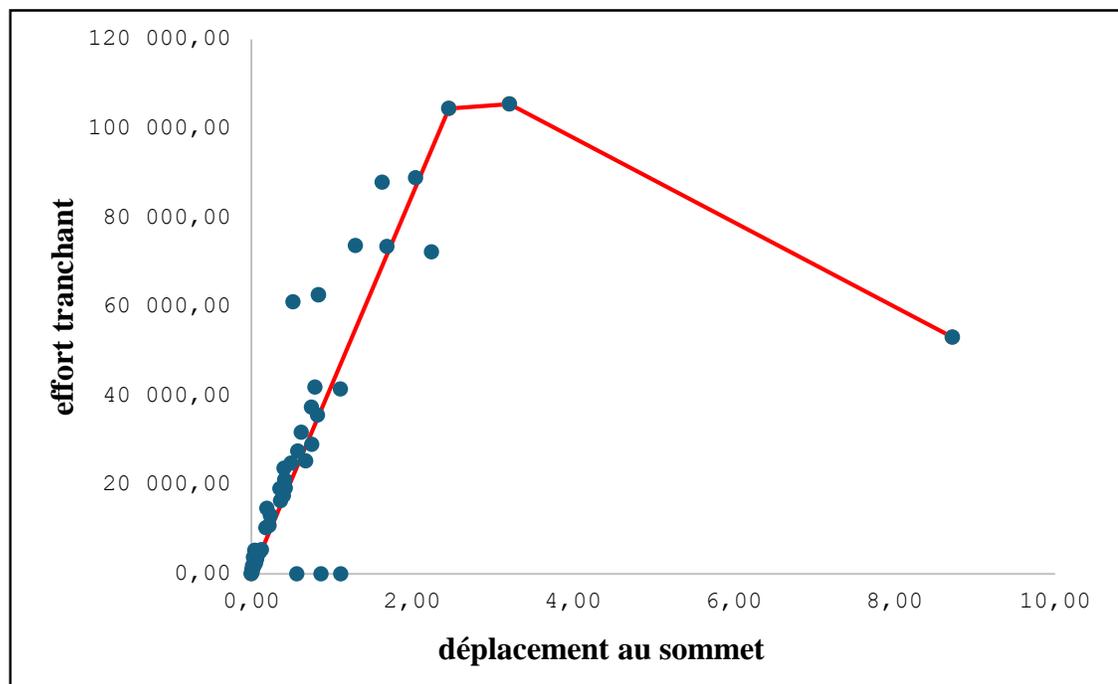


Figure III.18 : Courbe idéalisé effort tranchant-déplacement au sommet suivant l'axe y-y.

Via les figure III.17 et III.18, il est observé que la plupart des points sont concentrés dans la phase élastique linéaire tandis qu'il y a une insuffisance de point dans la phase plastique. Cela est attribuable à la faible magnitude des signaux appliqués. Ce qui empêche la structure de parvenir à une ruine totale.

Cela signifie que la structure n'a pas atteint une déformation suffisamment importante pour entraîner une rupture plastique significative. En d'autres termes la structure n'a pas pu atteindre un état de ruine totale car les forces appliquées n'étaient pas suffisamment fortes pour induire des déformations plastiques importantes.

Une tentative d'amplification des signaux par l'augmentation de l'échelle pas à pas pour générer presque 50 points dans le graphe, a fini par aboutir à l'obtention de la ruine mais pour des efforts à la base trop importants avec des déformations allant jusqu'à 4.5 m de déflexion ce qui nous a mené à avoir recours à la méthode de la poussée progressive.

III.5 Analyse statique non-linéaire (Push-Over)

Dans cette rubrique nous présentons les résultats détaillés d'une structure de catégorie 1 de la variante « II ».

IV.5.1 Rotules plastiques

Les tableaux III.19 et III.20 exposants l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure pour chaque étapes (step) et les niveaux de performances correspondant.

Tableau III.19 : Propagations des rotules plastiques selon le Sens-x-x

Step	Déplacement (m)	Force a la base (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	E	Totale
0	0	0	400	0	0	0	0	400
2	0,196	8486,33	334	66	0	0	0	400
3	0,270	9706,625	286	98	16	0	0	400
11	0,508	10027,907	264	0	120	16	0	400
16	0,667	10229,339	264	0	120	0	0	400
20	0,811	10380,138	264	0	120	0	16	400

Tableau III.20 : Propagations des rotules plastiques selon le Sens-y-y

Step	Déplacement (m)	Force a la base (kN)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	E	Totale
0	0	0	400	0	0	0	0	400
2	0,204	8540,891	334	66	0	0	0	400
3	0,274	9666,168	286	86	24	0	0	400
13	0,535	10056,646	264	0	120	16	0	400
17	0,643	10160,473	264	0	120	0	16	400
22	0,837	10408,829	264	0	120	0	0	400

On constate une propagation similaire des rotules plastique dans les deux directions en raison de la régularité et de la symétrie de la structure, permettant une distribution uniforme des forces et sollicitations.

La figure III.19 illustre le développement des rotules plastiques et leur positionnement dans la structure aux niveaux de performances B, LS, CP, C et E pour la méthode statique non linéaire push-over. On observe une apparition séquentielle des rotules plastique jusqu'à atteindre la ruine de la structure.

Ce phénomène met en évidence le comportement non-linéaire de la structure. Les rotules plastiques apparaissant simultanément avec l'accroissement du chargement jusqu'à aboutir à la ruine totale de la structure, impliquant une réduction significative de sa rigidité et de sa

résistance. La propagation des rotules plastiques manifeste la capacité de la structure a absorbé les efforts et les redistribuer en employant sa réserve de ductilité avant la ruine ultime.

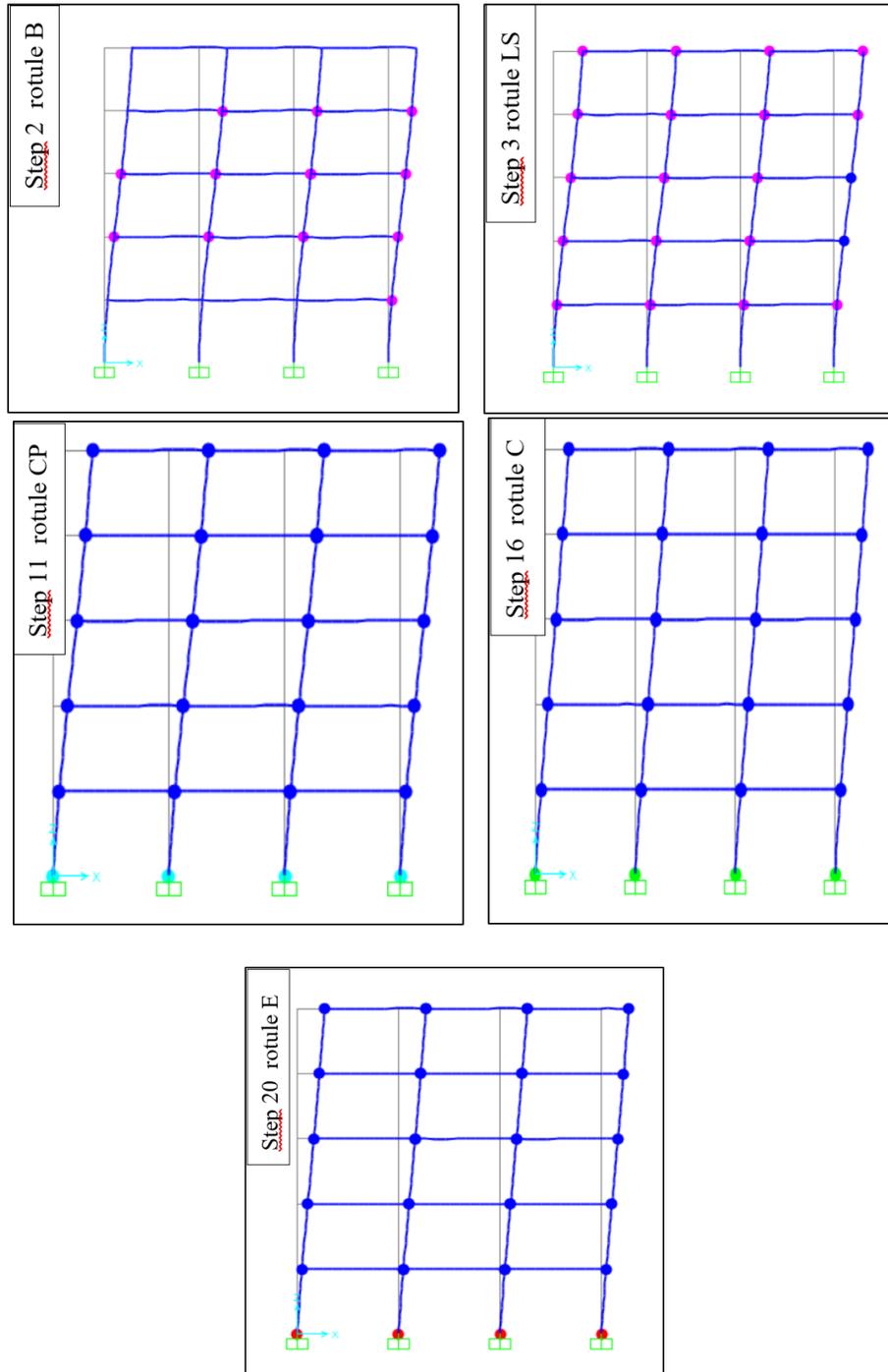


Figure III.19 : Formation des rotules plastique à chaque niveau de performance.

III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les structures étudiées, la méthode de leur dimensionnement ainsi qu'un exemple de calcul et de résultats des méthodes d'analyse linéaire (statique équivalente et modale spectrale) et non-linéaire (push-over et time history).

Nous avons conclu que l'analyse dynamique temporelle non-linéaire (Time History) nécessite l'introduction d'un nombre important de signaux afin de pouvoir arriver à un résultat fiable et précis, de plus de la durée excessive d'analyse.

Pour notre cas d'étude nous avons choisie d'adopter l'analyse statique non-linéaire (Push-Over) afin d'arriver à des résultats précis en moins de temps.

CHAPITRE IV Résultats et discussions

IV.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats obtenus par les différents types d'analyse mené sur des structures métalliques en portiques auto-stable et avec triangulations en X. En outre, cette section vise à estimer le coefficient de comportement pour évaluer et proposer une borne inférieure du déplacement inter-étages.

IV.2 Analyse linéaire élastique

Cette rubrique présente les résultats de l'analyse numérique via la méthode modale spectrale de l'ensemble des structures étudiés. Les périodes propres et le pourcentage de participation modale sont présentés dans le tableau IV.1. Le poids et l'effort tranchant a la base de chaque structure sont données dans les tableaux IV.2 et IV.1. Les déplacements inter-étages sont exposés dans le tableau IV.3 Et IV.7.

L'analyse des caractéristiques dynamique des structures nous a permis d'effectuer les commentaires suivants :

- Les périodes pour les deux variantes sont sensiblement similaires. En revanche les périodes des structures en portique auto-stable sont les plus faible, ce qui leur procure une plus grande rigidité. Ce fait est dû aux surdimensionnements des poteaux de structures auto-stable pour compenser l'absence contreventements.
- On remarque que la configuration des triangulations en X est optimale, car pourcentage de participation massique est élevé.

- Modes propres et participations massiques

Tableau IV.1 : Caractéristiques dynamiques des structures étudiées

	Structures	Variantes « I »			Variantes « II »		
	Catégories	C1	C2	C3	C1	C2	C3
Période propre (s)	$T_{\text{Mode 1}}$	0.757	0.500	0.376	0.872	0.590	0.464
	$T_{\text{Mode 2}}$	0.206	0.144	0.116	0.284	0.193	0.149
	$T_{\text{Mode 3}}$	0.094	0.070	0.063	0.219	0.150	0.106
Modes propres de vibrations	$\alpha_{\text{Mode 1}}$	0.772	0.790	0.820	0.835	0.835	0.821
	$\alpha_{\text{Mode 2}}$	0.135	0.124	0.112	0.114	0.124	0.137
	$\alpha_{\text{Mode 3}}$	0.058	0.053	0.044	0.003	0.002	0.01
	$\Sigma \alpha$ (%)	96.5%	96.7 %	97.6%	95.2%	96.1%	96.8%

- Poids et efforts tranchants

Tableau IV.2 : Poids et efforts tranchants des structures des variantes « I et II » selon le Sens-x-x

	Catégorie	W (kN)	$V_{x, \text{stq}}$ (kN)	$V_{x, \text{dyn}}$ (kN)	0.8 $V_{x, \text{stq}}$ (kN)	Condition
Structure I	C1	10399.69	1227,16	998,15	981,72	Vérifier
	C2	11259.57	1404,03	1423,26	1123,22	Vérifier
	C3	12387.37	1473,51	1550,59	1178,80	Vérifier
Structure II	C1	11644.05	1644,02	1315,26	1315,21	Vérifier
	C2	12459.88	1779,95	1820,48	1423,96	Vérifier
	C3	13077.40	2090,61	2199,51	1672,49	Vérifier

Tableau IV.3 : Poids et efforts tranchants des structures des variantes « I et II » selon le Sens-y-y

	Catégorie	W (kN)	$V_{x, \text{stq}}$ (kN)	$V_{x, \text{dyn}}$ (kN)	0.8 $V_{x, \text{stq}}$ (kN)	Condition
Structure I	C1	10399.69	1227,16	999,07	981,72	Vérifier
	C2	11259.57	1404,03	1422,89	1123,22	Vérifier
	C3	12387.37	1473,51	1549,82	1178,80	Vérifier
Structure II	C1	11644.05	1644,02	1315,26	1315,22	Vérifier
	C2	12459.88	1900,27	1939,74	1520,22	Vérifier
	C3	13077.40	2090,60	2126,1	1672,49	Vérifier

- Déplacements inter-étages

Tableau IV.4 : Résultats des déplacements inter-étages pour les 3 catégories de variante « I »

Catégorie	C1				C2				C3			
	Sens-x		Sens-y		Sens-x		Sens-y		Sens-x		Sens-y	
Niveaux	Δ^x_K (cm)	r (%)	Δ^y_K (cm)	r (%)	Δ^x_K (cm)	r (%)	Δ^y_K (cm)	r (%)	Δ^x_K (cm)	r (%)	Δ^y_K (cm)	r (%)
RDC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E1	1.8	45	1.8	45	1.2	30	1.2	30	0.6	15	0.6	15
E2	3	75	3	75	1.8	45	1.8	45	1.2	30	1.2	30
E3	3.6	90	3.6	90	1.8	45	1.8	45	1.2	30	1.2	30
E4	3	75	3	75	1.8	45	1.8	45	0.6	15	0.6	15
E5	1.8	45	1.8	45	1.2	30	1.2	30	0.6	15	0.6	15

Tableau IV.5 : Résultats des déplacements inter-étages pour les 3 catégories de variante « II »

Catégorie	C1				C2				C3			
	Sens-x		Sens-y		Sens-x		Sens-y		Sens-x		Sens-y	
Niveaux	Δ^x_K (cm)	r (%)	Δ^y_K (cm)	r (%)	Δ^x_K (cm)	r (%)	Δ^y_K (cm)	r (%)	Δ^x_K (cm)	r (%)	Δ^y_K (cm)	r (%)
RDC	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
E1	3.2	80	2	50	2	50	1.2	30	1.2	30	0.4	10
E2	3.6	90	3.6	90	2	50	2	50	1.6	40	0.8	20
E3	3.6	90	4	100	2	50	1.6	40	1.2	30	0.8	20
E4	2.8	70	3.2	80	2	50	1.6	40	1.2	30	0.4	10
E5	2	50	2.8	70	1.2	30	1.2	30	1.2	30	0.8	20

IV.3 Analyse statique non linéaire (push over)

Cette partie expose les résultats de l'analyse statique non-linéaire par la méthode de poussée progressive.

IV.3.1 Courbes de capacité et caractéristiques dynamiques

IV.3.1.1 Variante « I »

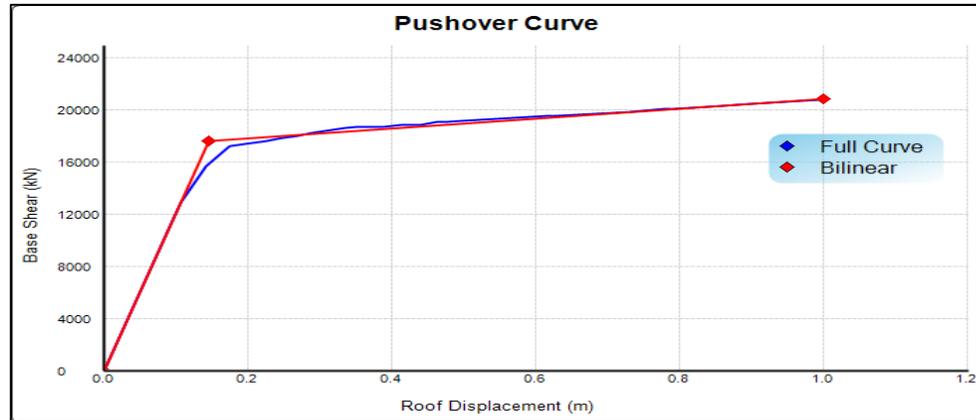


Figure IV.1 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C1".

La courbe de capacité présente une variation similaire à celle de la courbe de capacité normalisée, le palier plastique étant étendu ce qui explique la valeur de la ductilité pour cette variante (la structure présente une rigidité élastique considérable).

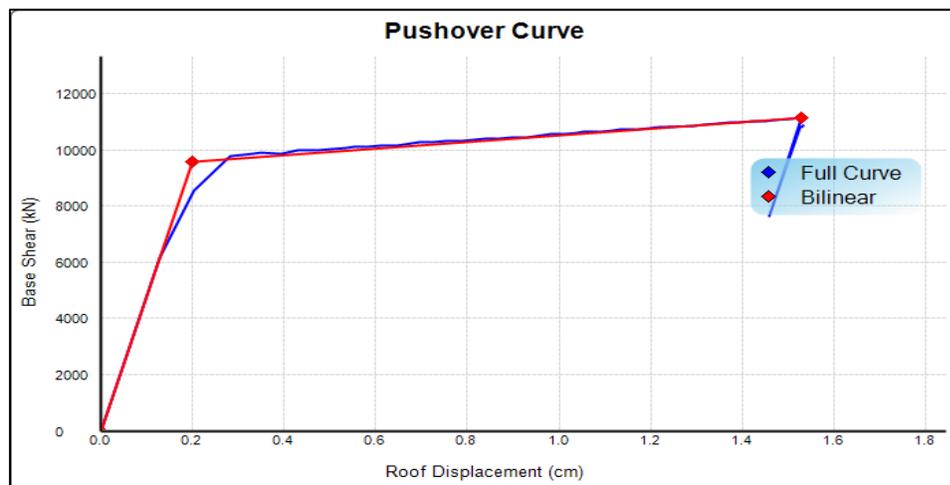


Figure IV.2 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C1".

La courbe de capacité présente une variation similaire à celle de la courbe de capacité normalisée, le palier plastique étant étendu, ce qui explique la valeur de la ductilité dépassent de 40% celle enregistré dans le Sens-x-x. (la structure présente une rigidité élastique significative).

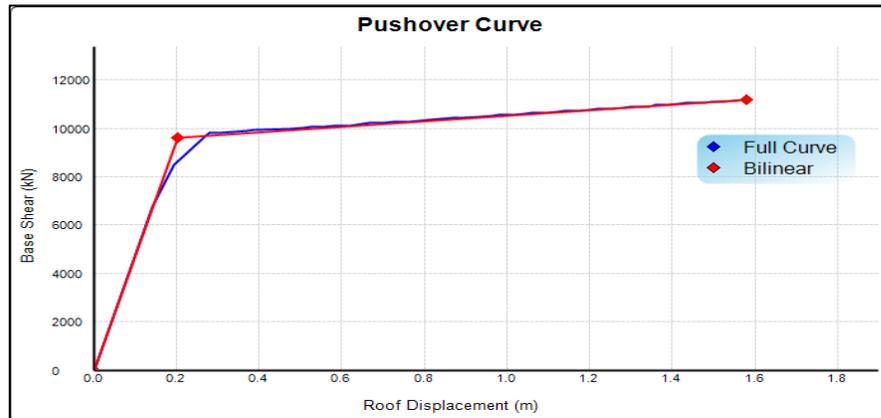


Figure IV.3 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C2".

La courbe de capacité est nettement semblable à celle de la courbe de capacité normalisée, présentant une large plage plastique, ce qui témoigne d'une forte ductilité dépassant celle enregistré dans le Sens-y-y de 60% pour cette variante (la structure présente une rigidité élastique plus au moins notable).

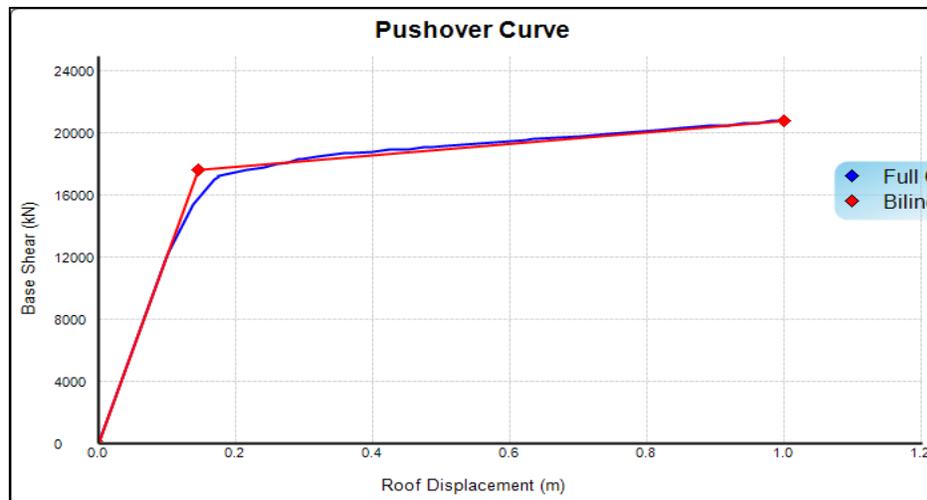


Figure IV.4 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C2".

La courbe de capacité montre une allure similaire à celle de la courbe de capacité normalisée, exposant une vaste phase plastique, ce qui témoigne d'une forte ductilité (la structure possède une rigidité élastique plus au moins élevée).

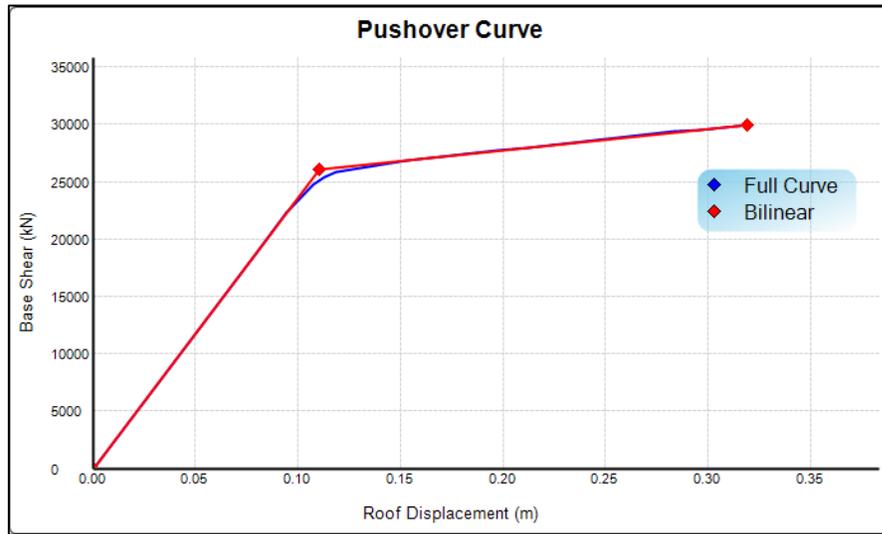


Figure IV.5 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C3".

La courbe de capacité manifeste une tendance similaire à celle de la courbe de capacité réglementée, le palier plastique étant plus au moins étroit ce qui atteste une faible ductilité pour cette catégorie (la structure présente une rigidité élastique très élevée en comparaison avec celles noté pour les modèles C1 et C2).

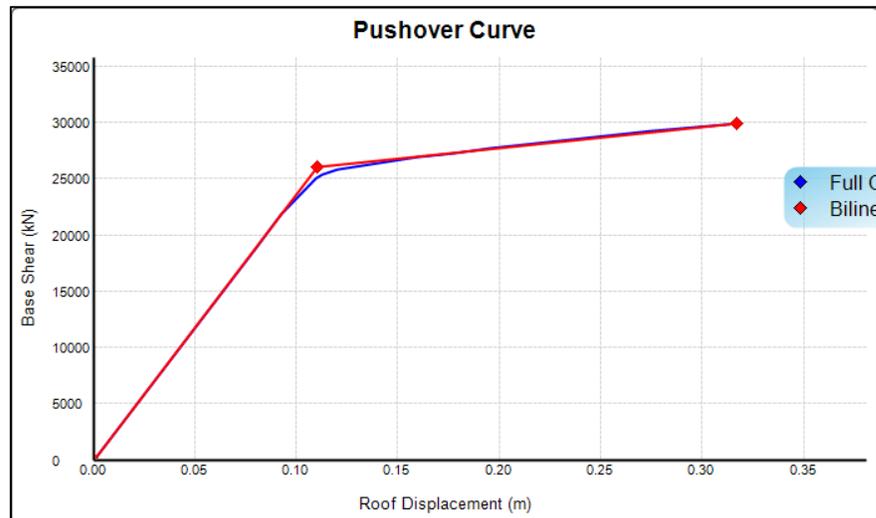


Figure IV.6 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C3".

La courbe de capacité présente une variation similaire à celle de la courbe de capacité normalisée, la phase plastique étant restreinte ce qui se traduit par une ductilité réduite, (la

rigidité élastique de cette catégorie est amplement élevée vis-à-vis à celles relevé dans les modèles C1 et C2).

Tableau IV.6 : Effort tranchant, ductilité et rigidité des structures de la variante « I » avec la nuance 275

Sens	Catégorie	V_y (kN)	V_f (kN)	u	K_e (kN/m)	$K_{inél}$ (kN/m)
x-x	C1	9633,53	11166,01	7.81	47559,30	1111,76
	C2	17625,56	20885,52	6.81	120101,90	3740,96
	C3	26029,60	29885,42	2.89	235490,20	18476,54
y-y	C1	9580,28	11122,60	7.58	47536,24	1163,66
	C2	17626,84	20819,57	6.81	120068,74	3730,74
	C3	26056,90	29856,26	2.87	235498,10	18386,47

Sur la base des résultats présentés dans le tableau IV.9, il est possible de tirer les observations suivantes :

- On constate une variation plus au moins semblable de 13% à 15% entre l'effort tranchant de rupture et l'effort tranchant élastique pour les trois catégories de structure dans les deux directions.
- La rigidité et la ductilité est sensiblement similaire dans les deux directions.
- Les résultats indiquant une baisse significative de ductilité dans les structures "C2 et C3" par rapport à la structure "C1". Effectivement, les ductilités des structures "C2 et C3" sont inférieure de 15% et 63% par rapport à la structure "C1", respectivement.
- Les modèles "C1 et C2" possèdent une rigidité inélastique inférieure à celles du modèles "C3" ce qui explique la baisse de ductilité de ce dernier.

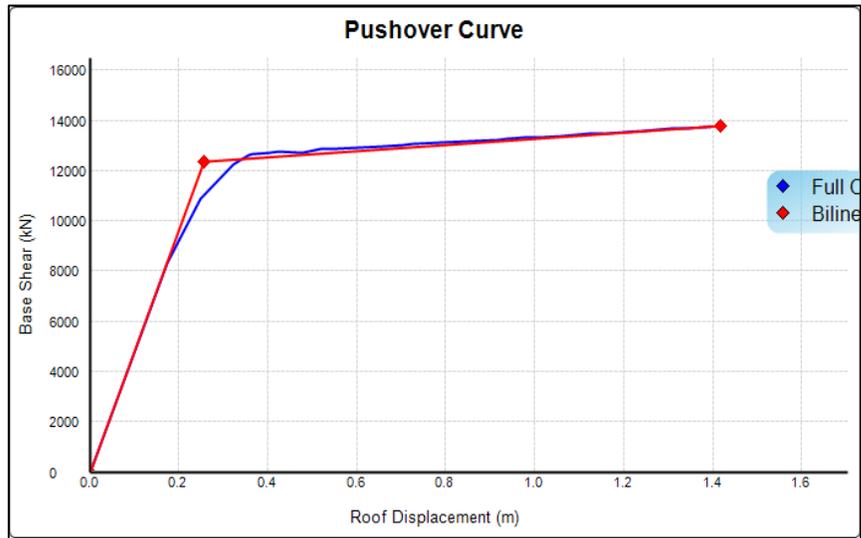


Figure IV.7 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C1".

La courbe de capacité présente une variation similaire à celle de la courbe de capacité standardisée, le plier ductile est considérable mais reste moins important que celui enregistré pour la nuance S275 (la rigidité élastique est remarquable pour cette structure).

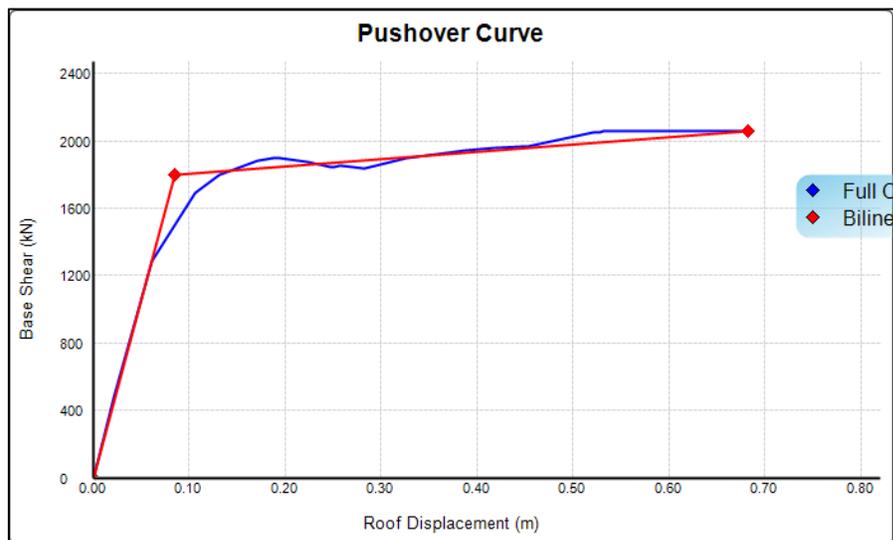


Figure IV.8 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C1".

La courbe de capacité présente une variation similaire à celle de la courbe de capacité standardisée, le plier ductile est considérable et similaire au Sens-x-x, néanmoins moindre que celui relevé pour la nuance S275 (la structure présente une rigidité élastique très élevée).

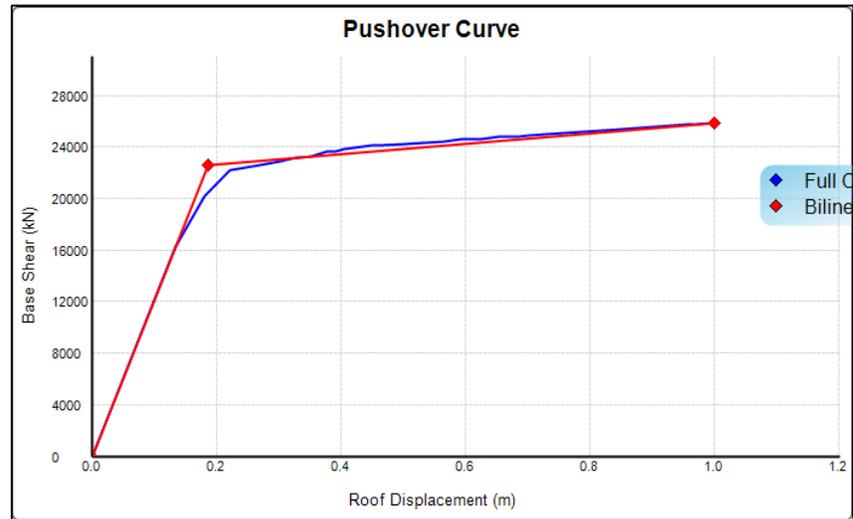


Figure IV.9 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C2".

La courbe de capacité présente une variation similaire à celle de la courbe de capacité normalisée, la plage élastique est plus étendue à celle noté dans le Sens-y-y, en revanche moins élevée que celle marquée pour la nuance S275, ce qui affirme la ductilité résultante de ce modèle (la rigidité élastique constaté est plus élevée).

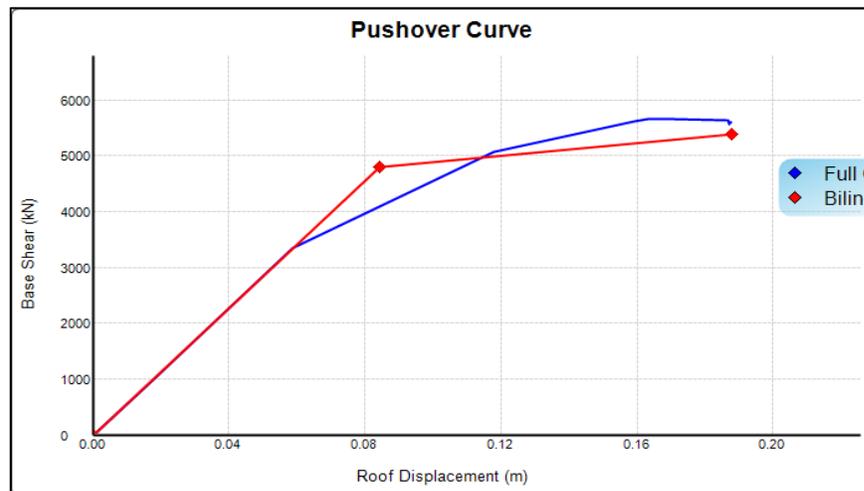


Figure IV.10 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C2".

L'allure de la courbe de capacité obtenue et la courbe de capacité réglementée sont analogues. Le domaine plastique est plus étroit que celui atteint pour la nuance S275, ce qui est interpréter par la dégression de la ductilité (la structure présente une rigidité élastique plus élevée).

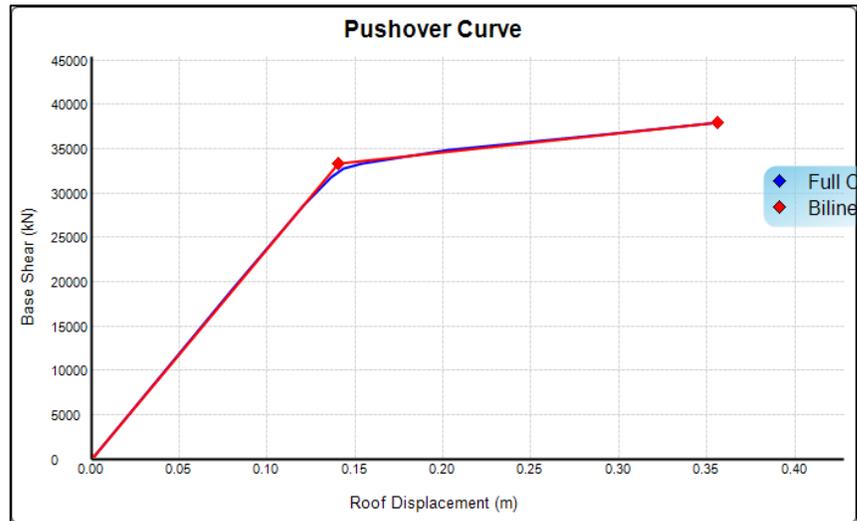


Figure IV.11 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C3".

L'allure des courbes de capacités obtenue et normalise sont similaire, présentant un domaine plastique restreint (la structure C3 présente une rigidité élastique très élevée contrairement à celle enregistré pour les modèles C1 et C2).

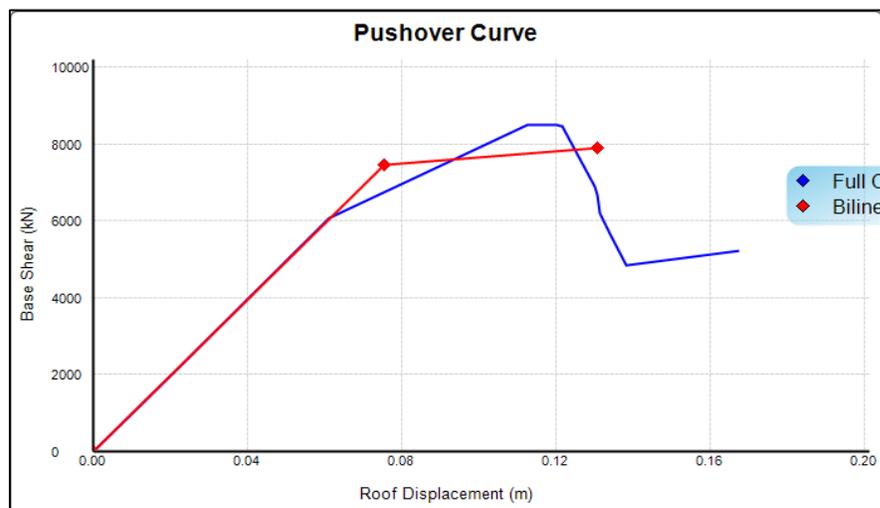


Figure IV.12 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C3".

L'allure des courbes de capacités obtenue et normalise sont similaire, le palier ductile est plus au moins étroit (la structure présente une rigidité élastique très élevée en comparant avec ceux enregistré pour les modèles C1 et C2).

Tableau IV.7 : Effort tranchant, ductilité et rigidité des structures de la variante « I » avec la nuance S355

Sens	Catégorie	V_y (kN)	V_f (kN)	u	K_e (kN/m)	K_{incl} (kN/m)
x-x	C1	1799,44	2059,66	5.6	20979,52	435,95
	C2	4795,69	5384,56	5.31	56875,85	5687,59
	C3	7449,34	7896,42	2.14	98796,27	8087,32
y-y	C1	2246,85	3683,20	5.5	21101,62	2110,16
	C2	10395,84	12190,07	5.34	58234,24	4566,67
	C3	25439,58	25576,75	2.54	249081,60	7677,2

En s'appuyant sur les données du tableau IV.7, les commentaires suivants peuvent être émis :

- ❖ L'effort tranchant de rupture augmente par rapport à l'effort tranchant élastique avec un taux variant approximativement entre 10% et 12%.
- ❖ On constate un comportement quasi-isotrope en termes de rigidité et ductilité.
- ❖ Les modèles "C1 et C2" étant moins rigides inélastiquement que le modèle "C3", ce dernier présente une ductilité moindre.
- ❖ On observe une diminution des ductilités des structures "C2 et C3", respectivement de 5% et 62% en comparaison avec la structure "C1".
- ❖ La ductilité obtenue avec la nuance S275 est plus importante que celle obtenue avec la nuance S355 (La chute de ductilité entre les deux nuances est de 28%).
- ❖ On aperçoit une ductilité plus élevée pour les structures de nuance S275 par rapport à celles de nuance S355, avec une diminution de ductilité de 28% entre ces deux nuances.

IV.3.1.2 Variante « II »

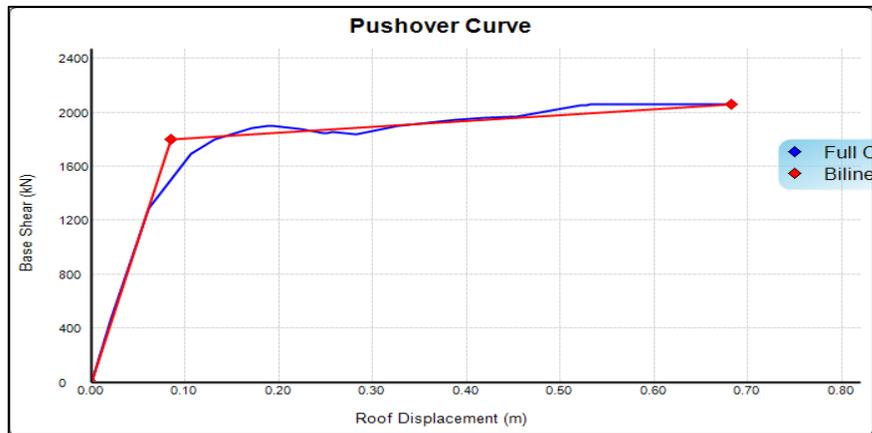


Figure IV.13 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C1".

La courbe de capacité manifeste une tendance similaire à celle de la courbe de capacité réglementée, la contribution des contreventements par leurs rigidité axial est visible, la ductilité est relativement limitée pour ce cas contreventée (la structure présente une rigidité élastique plus au moins élevée).

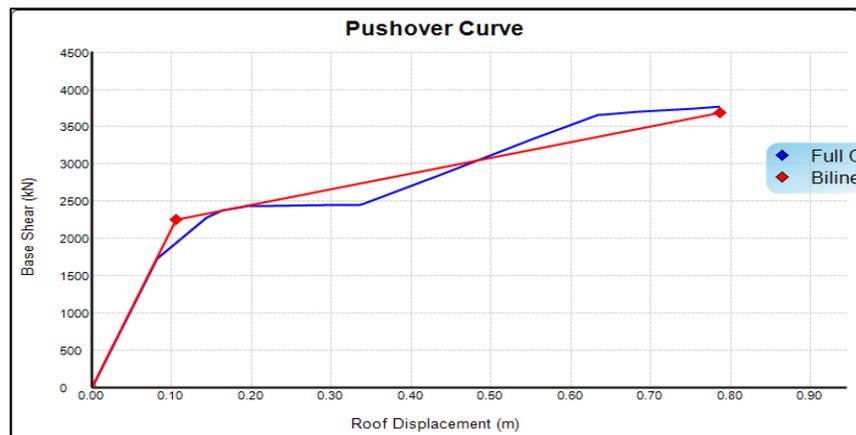


Figure IV.14 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C1".

La courbe de capacité manifeste une tendance similaire à celle de la courbe de capacité réglementée, la contribution des contreventements par leurs rigidité axial est notable, la ductilité étant approximativement limité pour ce cas avec un dépassement considérable par rapport au Sens-x-x, et ce, à cause de la rigidité plastique élevé dans cette direction.

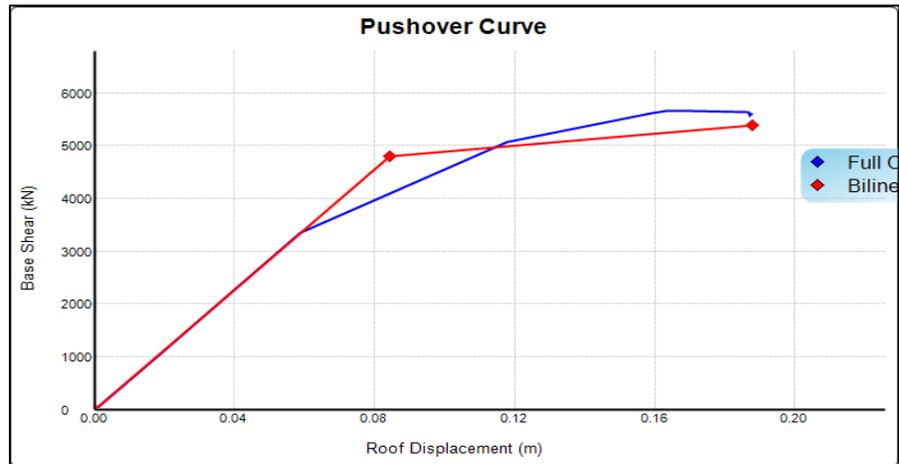


Figure IV.15 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S275 de la structure "C2".

La courbe de capacité affiche une variation plus au moins identique à celle de la courbe de capacité normalisée, la contribution des palées triangulées par leurs rigidité est constatable, la ductilité est relativement modérée (la structure présente une rigidité élastique plus au moins conséquente).

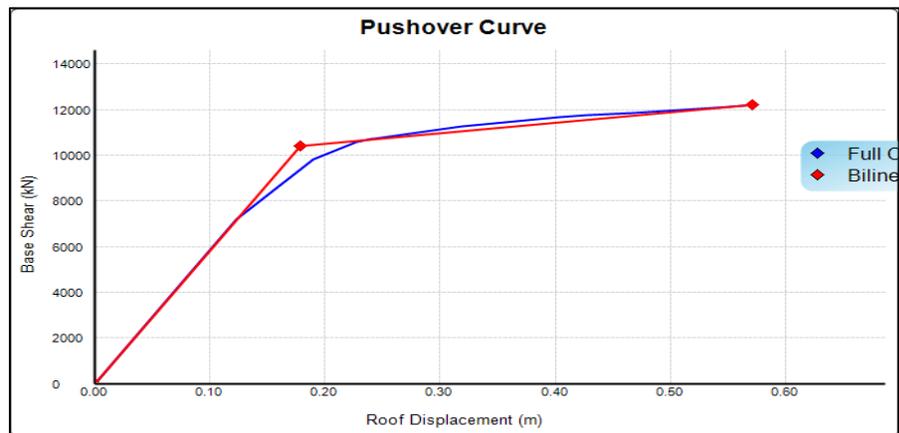


Figure IV.16 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S275 de la structure "C2".

La courbe de capacité affiche une variation plus au moins identique à celle de la courbe de capacité normalisée, la contribution des triangulations par leurs rigidité est détectable, la ductilité est relativement restreinte avec un dépassement considérable par rapport au Sens-x, et ce, à cause de la rigidité plastique inférieur dans ce sens, ce qui a favorisé la ductilité dans ce dernier (la structure présente une rigidité élastique plus au moins élevée).

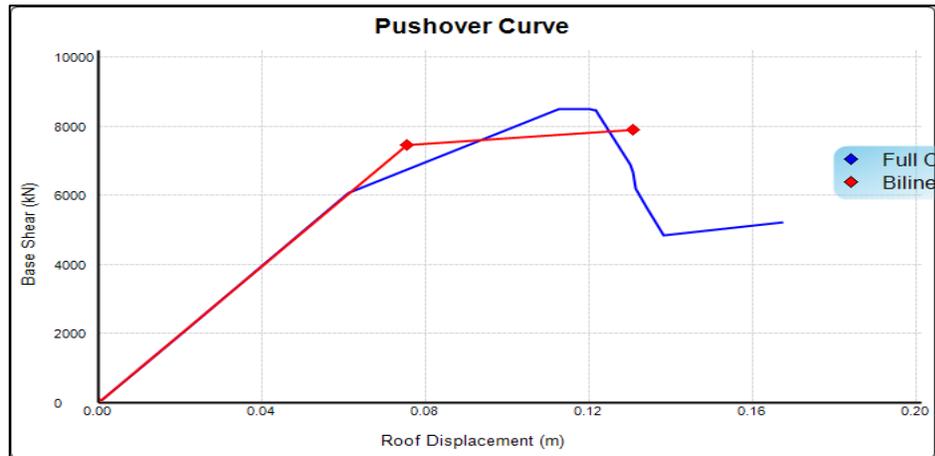


Figure IV.17 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C1".

La courbe de capacité manifeste une tendance similaire à celle de la courbe de capacité réglementée, la contribution des contreventements par leur rigidité est nettement remarquable, la ductilité étant relativement modéré et la différence entre les deux nuances est négligeable.

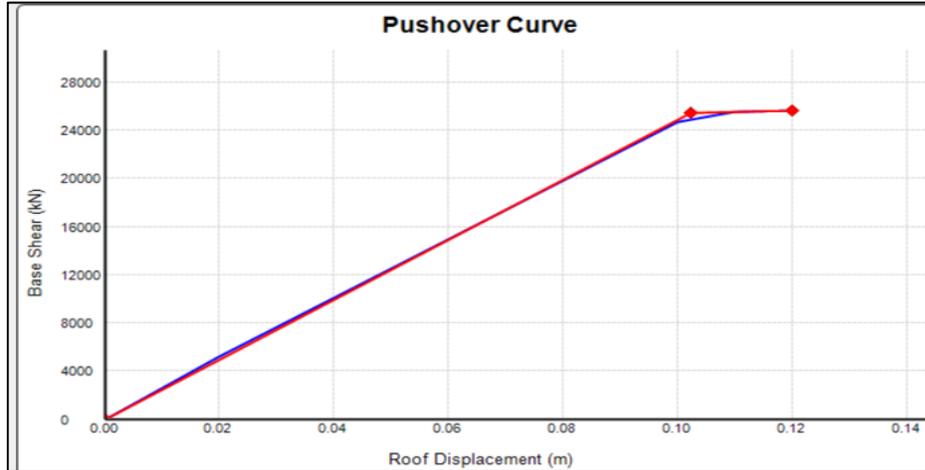


Figure IV.18 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C1".

La courbe de capacité expose une variation approximativement comparable à celle de la courbe de capacité normalisée, la contribution des contreventements par leurs rigidité est visible, la ductilité étant relativement limité, inférieur à celle déduite pour le Sens-x-x. L'écart de ductilité entre les deux nuances est négligeable.

Tableau IV.8 : Effort tranchant, ductilité et rigidité des structures de la variante « II » avec la nuance S275

Sens	Catégorie	V_y (kN)	V_f (kN)	u	K_e (kN/m)	K_{incl} (kN/m)
x-x	C1	1799,44	2059,66	7.96	20979,52	435,95
	C2	4795,69	5384,56	2.23	56875,85	5687,59
	C3	7449,34	7896,2	1.73	98796,27	8087,32
y-y	C1	2246,85	3683,20	7.39	21101,62	2110,16
	C2	10395,84	12190,07	3.2	58234,24	4566,67
	C3	25439,58	25576,75	1.17	249081,60	7677,28

L'étude des éléments présentée par le tableau IV.8 nous amène à formuler les réflexions suivantes :

- ❖ Le tableau affiche un écart monotone de 12% à 39% entre l'effort tranchant de rupture et l'effort tranchant élastique, pour toutes les catégories de structure dans les deux directions.
- ❖ On relève une similitude des propriétés de rigidité et de ductilité dans les deux sens.
- ❖ La ductilité des modèles "C2 et C3" a subi une diminution de 76% et 84%, respectivement par rapport au modèle "C1".
- ❖ Les modèles "C1 et C2" possèdent une rigidité inélastique inférieure à celles du modèles "C3" ce qui explique la baisse de ductilité de ce dernier.

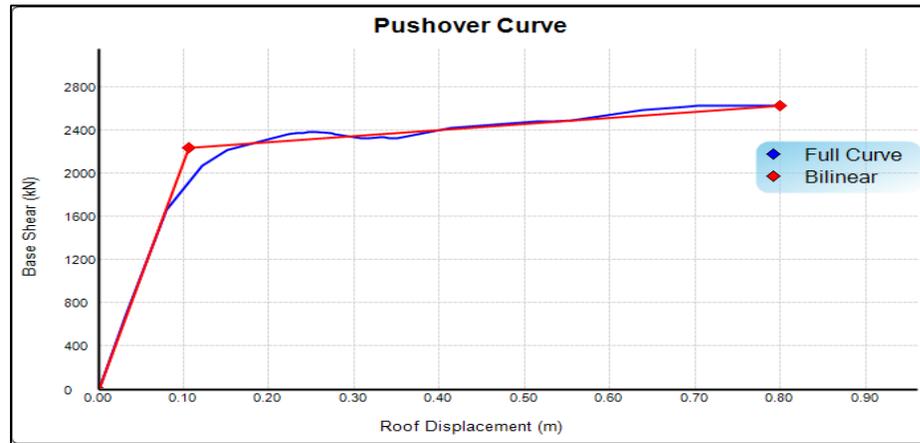


Figure IV.19 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C1".

La courbe de capacité manifeste une tendance similaire à celle de la courbe de capacité réglementée, la contribution des contreventements par leurs rigidité axial est visible, la ductilité est relativement limitée pour ce cas contreventée (la structure présente une rigidité élastique plus au moins élevée).

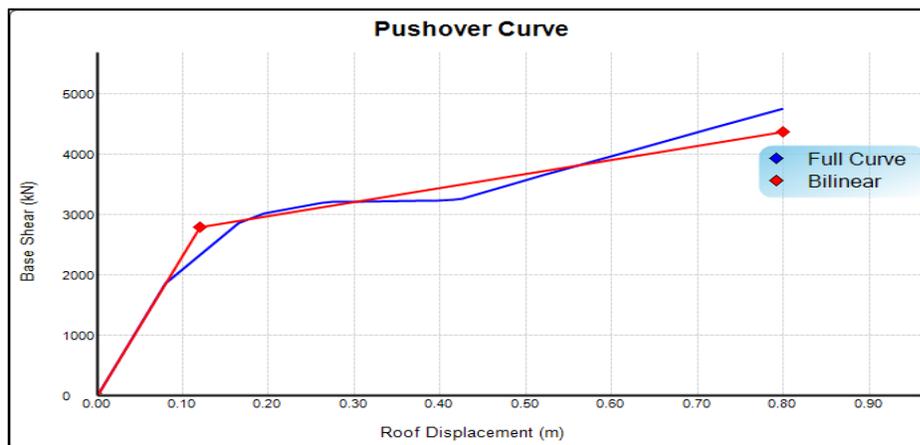


Figure IV.20 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C1".

La courbe de capacité manifeste une tendance similaire à celle de la courbe de capacité réglementée, la contribution des contreventements par leurs rigidité axial est notable, la ductilité étant approximativement limité pour ce cas avec un dépassement considérable par rapport au Sens-x-x, et ce, à cause de la rigidité plastique élevé dans cette direction.

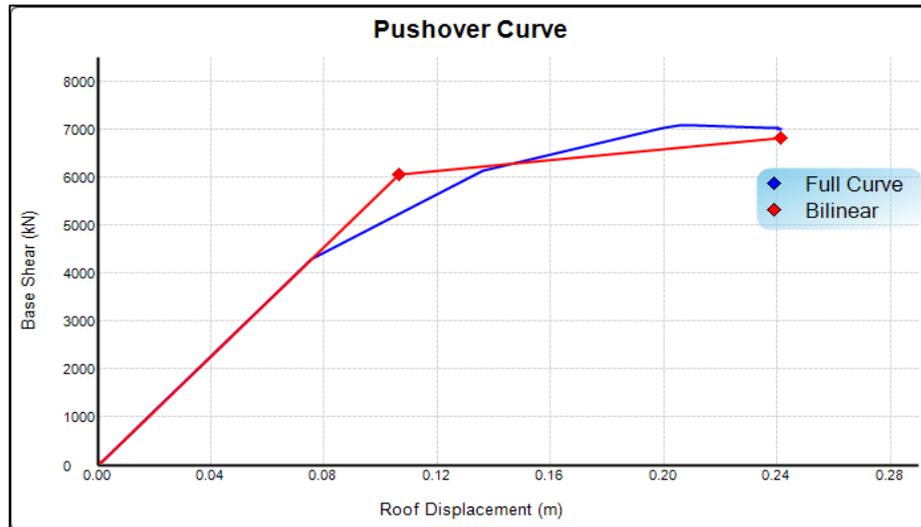


Figure IV.21 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C2".

La courbe de capacité affiche une variation plus au moins identique à celle de la courbe de capacité normalisée, la contribution des palées triangulées par leurs rigidité axial est constatable, la ductilité est relativement modérée et affiche une marge non significative en comparaison avec la nuance S275.

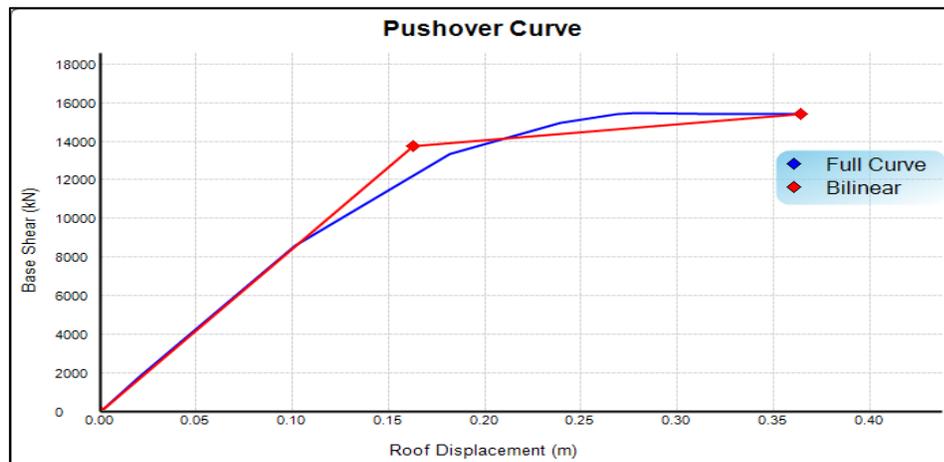


Figure IV.22 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C2".

La courbe de capacité affiche une variation plus au moins identique à celle de la courbe de capacité normalisée, la contribution des palées triangulées par leurs rigidité axial est détectable, la ductilité est relativement restreinte avec similarité entre les deux sens (la structure présente une rigidité élastique plus au moins élevée).

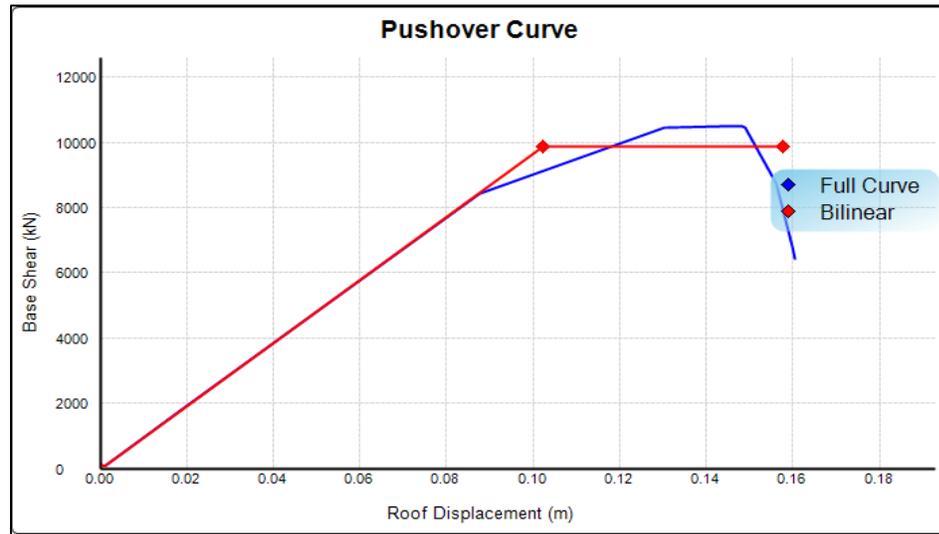


Figure IV.23 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-x-x avec S355 de la structure "C3".

La courbe de capacité manifeste une tendance similaire à celle de la courbe de capacité réglementée, la contribution des contreventements par leur rigidité axiale est nettement remarquable, la ductilité étant relativement modéré et la différence entre les deux nuances est négligeable.

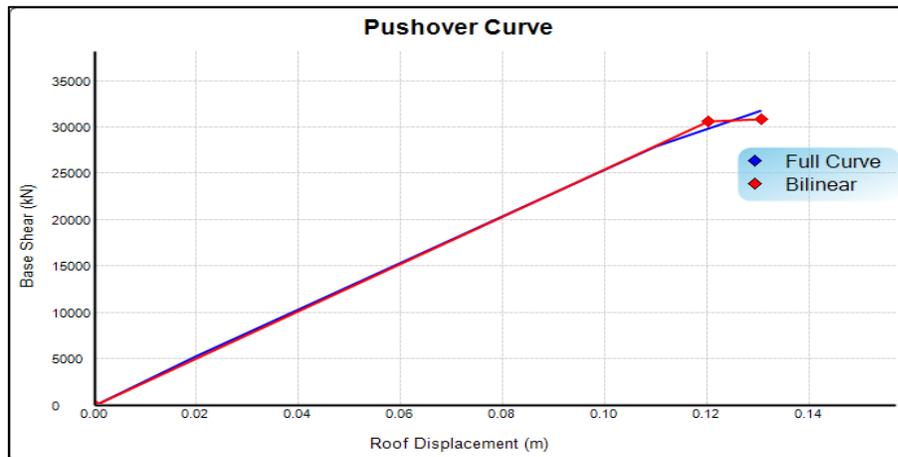


Figure IV.24 : Courbes de capacité et Idéalisée du Sens-y-y avec S355 de la structure "C3".

La courbe de capacité expose une variation approximativement comparable à celle de la courbe de capacité normalisée, la contribution des contreventements par leurs rigidité axial est visible, la ductilité étant relativement limité, inférieur à celle déduite pour le Sens-x-x. La divergence de ductilité entre les deux nuances est insignifiante.

Tableau IV.9 : Effort tranchant, ductilité et rigidité des structures de la variante « II » avec la nuance S355

Sens	Catégorie	V_y (kN)	V_f (kN)	u	K_e (kN/m)	K_{incl} (kN/m)
x-x	C1	2232,04	2631,57	7.53	21011,33	575,89
	C2	6050,67	6817,49	2.27	56809,64	5680,96
	C3	9863,70	9863,70	1.44	96299,45	0
y-y	C1	2789,86	4358,03	6.62	23089,10	2308,91
	C2	13717,99	15421,48	2.24	84402,50	8440,25
	C3	30548,28	30814,22	1.09	253894	25389,43

D'après le tableau IV.9, nous relèvent les commentaires suivants :

- ❖ L'effort tranchant élastique croit de 15% à 36% en comparaison avec l'effort tranchant de rupture.
- ❖ Les deux directions présentent des caractéristiques de rigidité et de ductilité comparable.
- ❖ La ductilité des modèles "C2 et C3" est réduite de 70% et 84%, respectivement du modèle "C1", ce qui indique une capacité de résistance aux déformations moins favorables pour les deux modèles "C2 et C3".
- ❖ Les modèles "C1 et C2" possèdent une rigidité inélastique supérieure à celle du modèle "C3" ce qui est notable par son palier inélastique très court, reflètent la baisse de ductilité et la fragilité de ce dernier.

IV.3.2 Facteur de ductilité

Le facteur de ductilité $R\mu$ a été déterminé suivant les formules énoncées précédemment dans le chapitre I.

IV.3.2.1 Variante « I »

Tableau IV.10 : Récapitulatif du calcul du facteur de ductilité de la variante « I »

Nuances		S275				S355			
Sens	Catégories	D_y	D_{max}	U	R_u	D_y	D_{max}	u	R_u
x-x	C1	0,202	1,580	7,81	7,81	0,260	1,455	5,60	5,60
	C2	0,145	1,055	6,81	6,81	0,188	1	5,31	5,31
	C3	0,111	0,319	2,89	2,19	0,140	0,301	2,14	1,81
y-y	C1	0,202	1,540	7,58	7,81	0,258	1,419	5,50	5,50
	C2	0,146	1,044	6,81	6,81	0,187	1	5,34	5,34
	C3	0,111	0,317	2,87	2,19	0,140	0,356	2,54	2,02

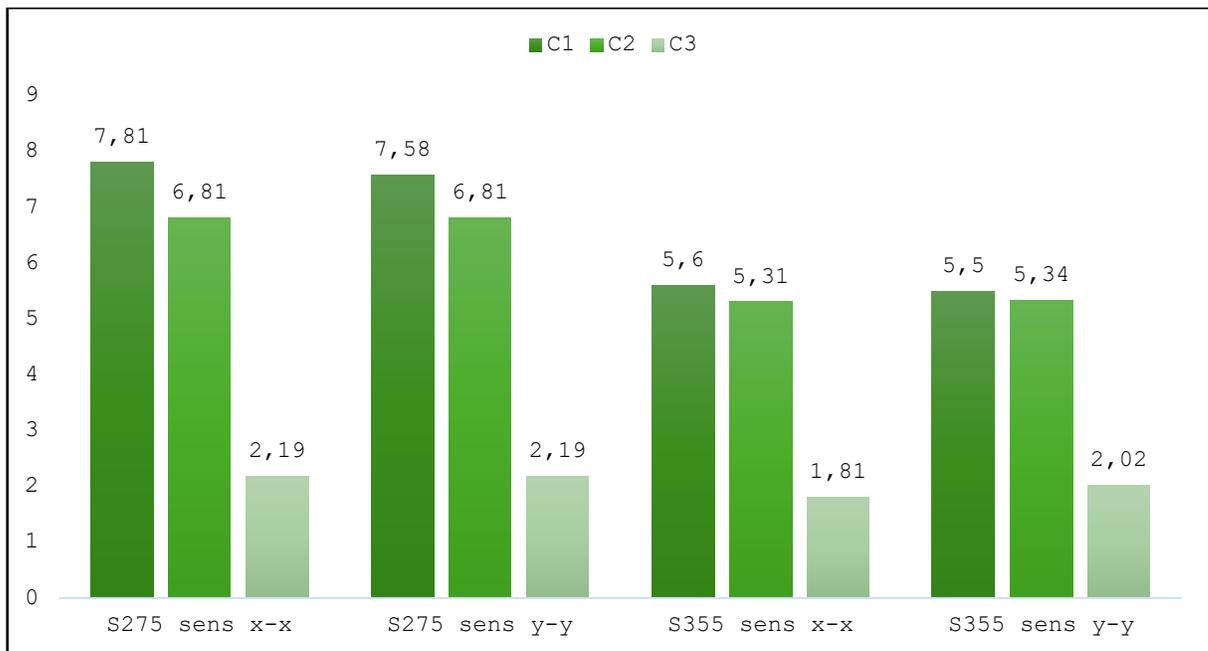


Figure IV.25 : Histogramme représentant le facteur de ductilité R_u de la variante « I ».

IV.3.2.2 Variante « II »

Tableau IV.11 : Récapitulatif du calcul du facteur de ductilité de la variante « II »

Nuances		S275				S355			
Sens	Catégories	D _y	D _{max}	u	R _u	D _y	D _{max}	u	R _u
x-x	C1	0,086	0,683	7,96	7,96	0,106	0,800	7,96	7,53
	C2	0,084	0,188	2,23	2,23	0,107	0,241	2,23	2,27
	C3	0,008	0,131	1,73	1,57	0,102	0,158	1,73	1,44
y-y	C1	0,107	0,787	7,39	7,39	0,121	0,800	6,62	6,62
	C2	0,178	0,571	3,20	3,20	0,163	0,364	2,24	2,24
	C3	0,102	0,120	1,17	1,16	0,120	0,131	1,09	1,09



Figure IV.26 : Histogramme représentant le facteur de ductilité R_u de la variante « II ».

IV.3.3 Facteur de sur résistance

Le facteur de sur-résistance R_s a été déterminé suivant les formules citées précédemment dans le chapitre I.

IV.3.3.1 Variante « I »**Tableau IV.12** : Facteur de sur-résistance de la variante « I »

	Nuances	S275			S355		
	Catégories	C1	C2	C3	C1	C2	C3
R_s	Sens-x-x	0.863	0.847	0.871	0.894	0.873	0.899
	Sens-y-y	0.861	0.847	0.873	0.898	0.873	0.880

IV.3.3.2 Variante « II »**Tableau IV.13** : Facteur de sur-résistance de la variante « I »

	Nuances	S275			S355		
	Catégories	C1	C2	C3	C1	C2	C3
R_s	Sens-x-x	0.874	0.891	0.943	0.848	0.888	1
	Sens-y-y	0.61	0.853	0.995	0.64	0.890	0.991

IV.3.4 Coefficient de comportement

IV.3.4.1 Variante « I »

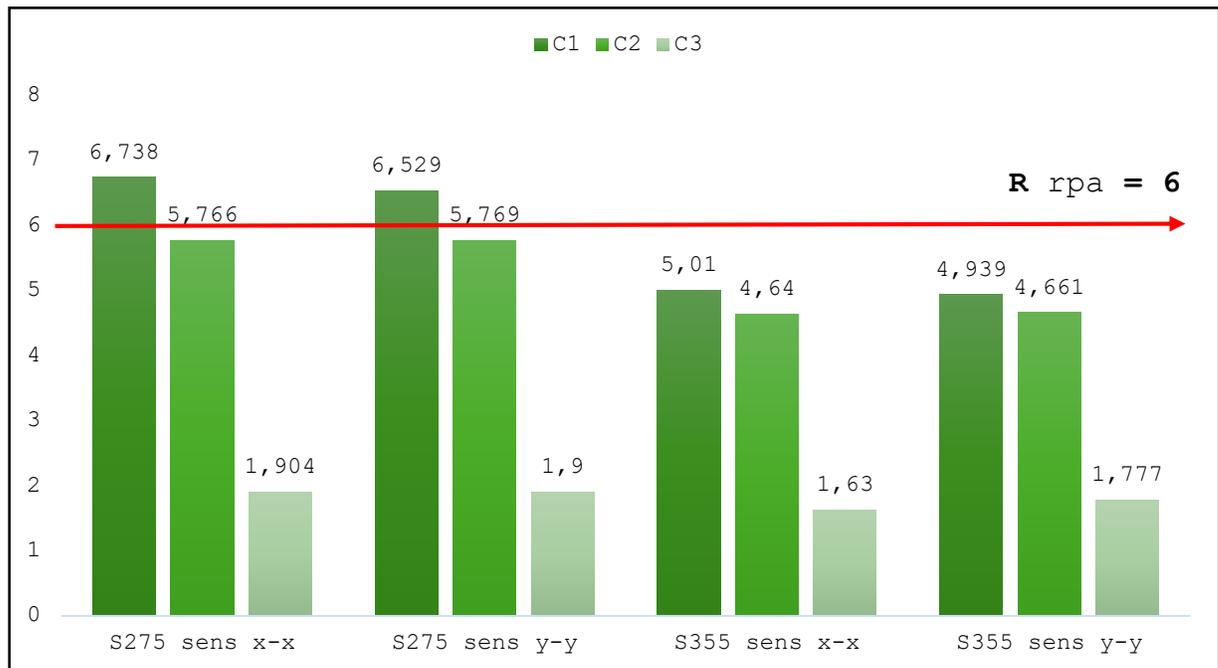


Figure IV.27 : Résultats du coefficient de comportement des structures de la variante « I » avec les nuances S275 et S355.

- ❖ La valeur du coefficient de comportement trouvée via l'analyse en poussée progressive est proche à celle adopté par le RPA99/2003 pour les structures C1 et C2 pour la nuance S275 dans les deux directions à l'encontre de la nuance S355 qui présente des valeurs inférieures. L'équilibre entre la résistance et la ductilité est régi par la nuance d'acier, plus la limite élastique augmente plus l'allongement à la rupture diminue, ce qui implique un raccourcissement du palier de ductilité.
- ❖ À partir de 50% du déplacement inter-étage, on observe une chute importante du coefficient de comportement pour les deux nuances (S275 et S355). Cette chute indique que les matériaux commencent à perdre leur capacité de résistance aux déformations, ce qui entraîne une diminution de la résistance mécanique.

- ❖ Pour ces structures en portique auto-stable ductile avec un R pris égale à 6 on propose de limiter le déplacement inter étage comme suit : $0.5\%h < \Delta^h K < 1\%h$ pour la nuance d'acier S275. Cet intervalle de déplacement inter-étage permet de garantir une sécurité suffisante pour ce système structural, en limitant les déformations et les efforts internes.

IV.3.4.2 Variante « II »

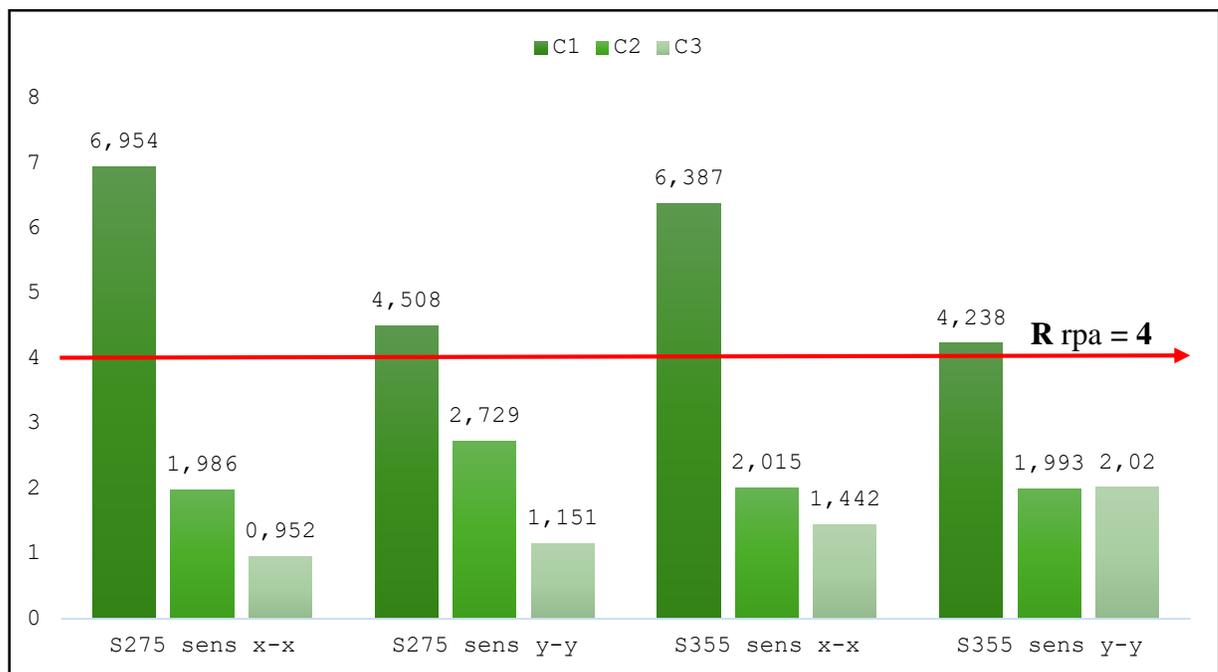


Figure IV.28 : Résultats du coefficient de comportement des structures de la variante « I » avec les nuances S275 et S355.

- ❖ L'influence de la nuance d'acier sur la rigidification de la structure est considérablement minorée dans cette variante par rapport à la variante « I », car l'effet des contreventements sur la rigidification de la structure est prépondérant par rapport à celui de la nuance d'acier.

- ❖ La valeur du coefficient de comportement trouvée via l'analyse en poussée progressive est nettement supérieure à celui adopté par le RPA99/2003 pour les structures C1 pour les deux nuances (S275 et S355) suivant les deux directions.
- ❖ À partir de 50% du déplacement inter-étage, les structures C2 et C3 montrent une chute très importante du coefficient de comportement pour les deux nuances d'acier S275 et S355, Ce qui indique une perte rapide (brutale) de résistance mécanique de l'acier (S275 et S355), peuvent fatalement affecter la sécurité et la durée de vie de ce dernier.
- ❖ Pour ces structures en portiques contreventés par palées triangulées en X avec un coefficient de comportement R égal à 4, on suggère de limiter le déplacement inter-étage comme suit : $0.5\%h < \Delta^h_K < 1\%h$ pour les deux nuances.

IV.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons estimé et évalué le coefficient de comportement des structures métalliques en portiques auto-stable ductile et avec palées triangulées en X. Via une série d'analyse statique non linéaire (push-over). Ces investigations nous ont menés aux résultats suivants :

La nuance d'acier impacte considérablement le coefficient de comportement des structures en portique auto-stable. Cependant son influence est négligeable pour les ossatures contreventées par palées triangulées en X, car l'effet des triangulations est dominant.

Plus la structure est rigide, moins elle est ductile. Ce phénomène se traduit par une baisse significative du coefficient de comportement.

Afin d'assurer une ductilité suffisante, on suggère de limiter le déplacement inter-étage entre 0,5% et 1% de la hauteur d'étage pour les structures métalliques en portiques auto-stable ductile et avec palées triangulées en X.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail présenté dans ce mémoire est consacré à l'évaluation de la limite inférieure du déplacement inter-étage vis à l'estimation du coefficient de comportement pour des structures de types ossatures en portique auto-stable et contreventée par des palées triangulées en X, avec trois niveaux de ductilité différents. En prenant en considération leur non-linéarités par des analyses non linéaire statique (push-over) et dynamique (time history).

Les principaux résultats obtenus lors de nos investigations sont les suivants :

- L'analyse dynamique temporelle non linéaire (Time History) nécessite l'accès à une base de données d'enregistrement du mouvement du sol fiable et détaillée afin de procéder à une sélection de signaux conforme aux caractéristiques du site choisi pour l'étude.
- L'analyse time history demande un temps important d'exécution et un grand nombre d'accélérogrammes pour la création d'un nuage de points précis.
- Pour l'obtention du coefficient de comportement il est plus judicieux d'employer une analyse statique non linéaire push-over en raison de sa rapidité d'exécution et de l'accessibilité de ses résultats (courbe de capacité).
- L'influence de la nuance d'acier est nettement considérable dans les structures en portique auto-stable et négligeable dans les structures contreventées en raison de la prédominance de l'influence des palées triangulées par rapport à l'influence de la nuance. Ce qui implique que la nuance d'acier est prise en compte de manière implicite via les critères de ductilité imposés par le RPA.
- En comparant avec le coefficient de comportement adopté par le règlement, celui obtenu pour les structures les plus ductiles de la première variante est comparable et supérieure pour la deuxième variante.
- D'après les coefficients de comportement calculés pour des structures de différents niveaux de ductilité étudiés, nous proposons de limiter le déplacement inter-étage comme suit : $0.5\%h < \Delta^h_K < 1\%h$.

PERSPECTIVES ET RECOMMANDATIONS

- Nous avons mené une analyse temporelle dynamique avec un nombre restreint et insuffisant de signaux, il serait intéressant d'utiliser un plus grand nombre d'enregistrements pour intégrer les effets de l'excentrement de l'épicentre du séisme, de la variation du type de sol et de la zone sismique.
- L'étude de l'influence des contreventements est à compléter par la variation des types de palées triangulées et leur configuration.
- Nous avons étudié l'influence des nuances d'acier S275 et S355 sur le coefficient de comportement, il serait préférable de poursuivre cette étude par la nuance S235.
- Il serait envisageable d'employer des logiciels plus adaptés aux analyses non-linéaires, tels que : SISMO-STRUCT ou PERFORME 3D.
- Enrichir le cours d'analyse non-linéaire par l'intégration d'exemples d'application des méthodes d'analyse non-linéaire.
- Pour une meilleure précision il serait préférable d'étudier des structures de catégorie C4 ou $0.7\%h < \Delta^h K < 0.8\%h$.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] R. Hachem, “Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé”, Article, 2004.

- [2] R. Park, “EVALUATION OF DUCTILITY OF STRUCTURES AND STRUCTURAL ASSEMBLAGES FROM LABORATORY TESTING,” *NZSEE – New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 22, no. 3, pp. 155–166, 1989.

- [3] J. Of, A. Education, O. Learning, and N. Hampshire, *See discussions, stats, and author profiles for this publication at: <http://www.researchgate.net/publication/233925391>*, vol. 10, no. JANUARY 1993. 2015.

- [4] V. G. and F. Mazzolani, *Ductility of seismic resistant steel structure*, ISBN 0-419. 2016.

- [5] M. D. Llanes-Tizoc *et al.*, “Local, story, and global ductility evaluation for complex 2D steel buildings: Pushover and dynamic analysis,” *Appl. Sci.*, vol. 9, no. 1, pp. 1–21, 2019, doi: 10.3390/app9010200.

- [6] A. Anastasiadis, V. Gioncu, and F. M. Mazzolani, “Toward a consistent methodology for ductility checking,” *Behav. Steel Struct. Seism. Areas*, no. September, pp. 443–453, 2021, doi: 10.1201/9781003211198-62.

- [7] R. A. Zeitschrift, R. Aipc, I. B. Band, P. Link, E. Dienst, and E. Eth, “Ductility of structural concrete,” 2014.

- [8] D. K. Amar, “1er Workshop sur le Comportement Non Linéaire des Structures en Béton Armé,” pp. 1–38, 2014.
- [9] R. Park, “Improving the resistance of structures to earthquakes,” *Bull. New Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, vol. 34, no. 1, pp. 1–39, 2001, doi: 10.5459/bnzsee.34.1.1-39.
- [10] “EC3 ‘Calcul des structures en acier.’” p3. 311, 1993.
- [11] I. J. Dehard, “Charpentes Metalliques Classification Des Sections Institut Hemes Gramme,” pp. 42–52, 2008.
- [12] AFNOR, “Eurocode 8 — Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes et document d ’ application nationale,” *Auslegung A Grad. J. Philos.*, vol. 33, no. 0, 2003.
- [13] FEMA, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” *Fed. Emerg. Manag. Agency*, no. June, p. 392, 2005.
- [14] S. Gieu, “Ductilité des structures en béton armée Sébastien Gieu To cite this version : HAL Id : dumas-00985264,” 2014.
- [15] RPA99, “Règles Parasismiques Algériennes, D.T.R. –B.C. 2.48,” *National Center of Earthquake Applied Research (CGS)*, no. 9961-923-13–8. 2003.
- [16] CEN, “Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d’application nationale. Partie 1-2,” 2000.
- [17] R.P.S, “Le reglement de construction parasismique,” *Ministère l’Habitat la Polit. la V. LE*, 2011.

- [18] H. Abdi, F. Hejazi, and M. S. Jaafar, "Response modification factor - Review paper," *IOP Conf. Ser. Earth Environ. Sci.*, vol. 357, no. 1, 2019, doi: 10.1088/1755-1315/357/1/012003.
- [19] M. Mahmoudi and M. Zaree, "Determination the response modification factors of buckling restrained braced frames," *Procedia Eng.*, vol. 54, no. 2005, pp. 222–231, 2013, doi: 10.1016/j.proeng.2013.03.020.
- [20] N. Belhamdi, A. Tahakourt, A. Bourouba, and R. Attal, "Evaluation du coefficient de comportement global « R » de structures en acier de type portique autostable," *Algérie équipement, Rev. Sci. Tech. l'école nationale supérieure des Trav. publics, Algérie*, no. N°51, pp. 32–40, 2012.
- [21] E. Wahyuni and T. J. Tianjian Ji, "Relationship between Static Stiffness and Modal Stiffness of Structures," *IPTEK J. Technol. Sci.*, vol. 21, no. 2, 2010, doi: 10.12962/j20882033.v21i2.36.
- [22] X. F. Zhao, Z. G. Zhao, X. F. Chen, and X. H. Liu, *Internal corrosion direct assessment of gas transmission pipelines*, vol. 27, no. 10. 2006.
- [23] M. Paz and W. Leigh, *International Building Code IBC-2000*. 2004. doi: 10.1007/978-1-4615-0481-8_25.
- [24] B. Park, "Some controversial aspects of the seismic design of reinforced concrete building structures," *Proc. fib Symp. 2003 Concr. Struct. Seism. Reg.*, vol. 36, no. 3, pp. 17–42, 2003.
- [25] M. N. Fardis, "Capacity design: Early history," *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 47, no. 14, pp. 2887–2896, 2018, doi: 10.1002/eqe.3110.

- [26] [Online]. Available: <https://www.structuralguide.com/nonlinear-analysis-of-structures/>)
- [27] V. U. E. D. Ensemble, "TABLE".
- [28] Z. J. Zhang, B. Sen Chen, R. Bai, and Y. P. Liu, "Non-Linear Behavior and Design of Steel Structures: Review and Outlook," *Buildings*, vol. 13, no. 8, 2023, doi: 10.3390/buildings13082111.
- [29] F. Boubakeur, "L ' impact de l ' analyse non linéaire sur les structures ", Article 2012.
- [30] K. K. Riyas Moideen and U. K. Dewangan, "Effect of Material Nonlinearity on Deflection of Beams and Frames," *Indian J. Sci. Technol.*, vol. 9, no. 28, 2016, doi: 10.17485/ijst/2016/v9i28/92375.
- [31] C. A. Felippa and K. C. Park, "Direct time integration methods in nonlinear structural dynamics," *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 17–18, no. PART 2, pp. 277–313, 1979, doi: 10.1016/0045-7825(79)90023-9.
- [32] A. Chopra and R. Goel, "A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation," *Civ. Environ. Eng.*, p. 55, 2001.
- [33] G. Civil and G. Civil, "Analyse Pushover D ' un bloc En b é ton arm é d ' une mosqu é e," 2017.
- [34] A. OURABAH, "Analyse Non Lineaire Statique Et Dynamique Des Structures Tridimensionnelles Auto – Stables" , Memoire, 2009.
- [35] U. Saad and D. D. E. Blida, "Spécialité : Structure CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D ' UN BATIMENT 1SS + RDC + 8 EN B . A APPLICATION

DES METHODES PUSHOVER ET DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMMES
PRISE EN COMPTE DE L ' EFFET”.

- [36] B. Cheikh, M. Hadid, M. Leblouba, and M. Youcef, “Analyse du comportement non – linéaire des bâtiments mixtes (voiles – portiques) en béton armé par les procédures statiques non - linéaires”, Mémoire 2011.
- [37] “SPÉCIALITÉ : GENIE CIVIL OPTION : STRUCTURES ET MATÉRIAUX
Réduction du risque sismique par l ’ amélioration de la ductilité des structures en portiques auto-stables Composition du jury : Présenté par : BELAID Hania
Remerciements”.
- [38] U. C. Auvergne and U. C. Auvergne, “Djamal YAHMI,” 2018.
- [39] F. Emergency and M. Agency, “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings,” no. November, 2000.
- [40] N. Lagaros and P. Manolis, “Encyclopedia of Earthquake Engineering,” *Encycl. Earthq. Eng.*, no. January, 2015, doi: 10.1007/978-3-642-35344-4.
- [41] V. Methods and S. A. Time-history, “3 . Literature Review : -,” pp. 1–9.
- [42] J. C. Reyes and E. Kalkan, “Evaluation of the required number of records for the ASCE/SEI 7 ground motion scaling procedure,” *US Geol. Surv. open-file Rep.*, vol. 1083, no. 2011, p. 34, 2011.
- [43] H. Khoeri, “Time History Analysis,” 28/03/2019, p. 2019, 2019, [Online]. Available: <https://hesa.co.id/time-history-analysis/>

ANNEXE A

ANNEXE A

L'évaluation des charges et surcharges :

- Plancher terrasse inaccessible

Les composantes de plancher	G (kN/m ²)
Protection par gravillon	0,5
Étanchéité multicouche	0,24
Isolation thermique	0,16
Forme de pente	2,2
Dalle en béton	2,88
Bac d'acier	0,10
Faux plafond	0,25
	G= 6,33 (kN/m ²)

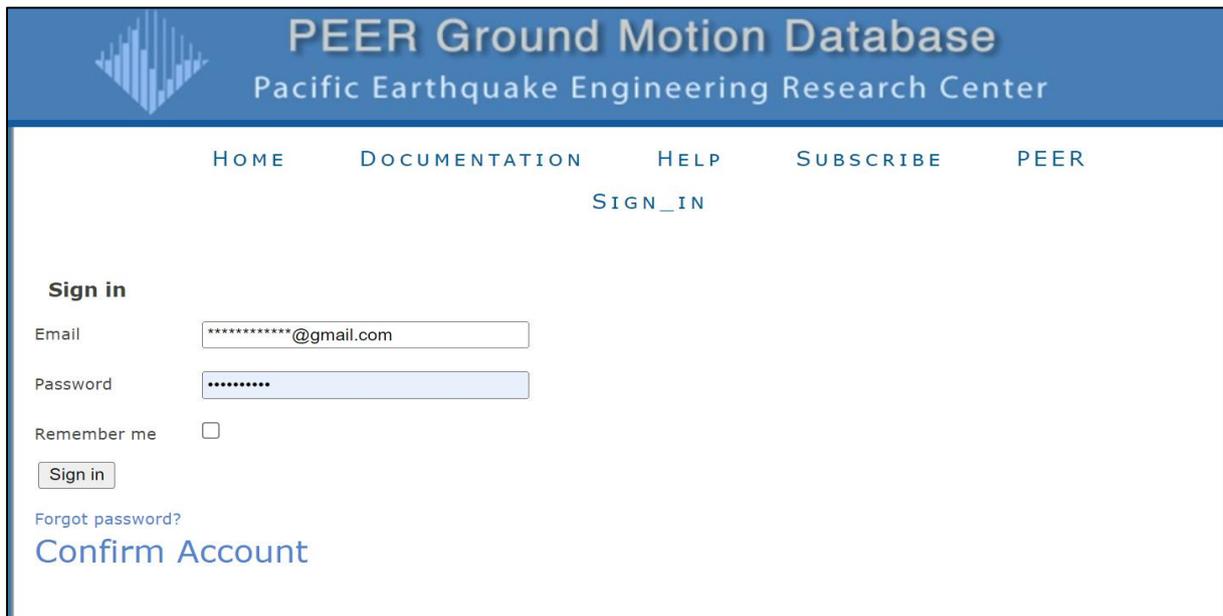
- Plancher étage courant

Les composantes de plancher	G (kN/m ²)
Revêtements de carrelage	0,4
Dalle en béton	2,88
Bac d'acier	0,10
Faux plafond	1
Cloison	0,25
Mortier de pose	0,4
	G= 5,03 (kN/m ²)

ANNEXE B

ANNEXE B

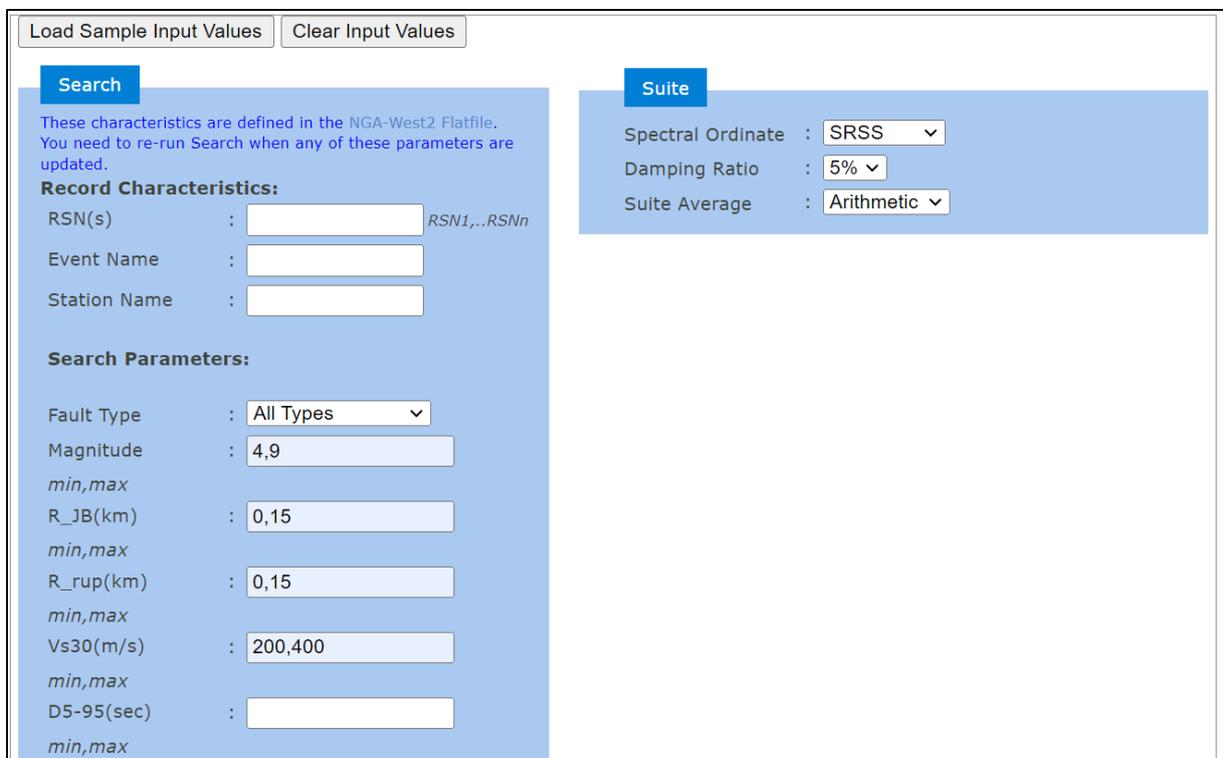
Procédure de sélection des accélérogrammes de la base de données PEER



The screenshot shows the PEER Ground Motion Database website. The header includes the logo and the text "PEER Ground Motion Database Pacific Earthquake Engineering Research Center". The navigation menu contains links for HOME, DOCUMENTATION, HELP, SUBSCRIBE, PEER, and SIGN_IN. The main content area is titled "Sign in" and contains a form with fields for Email (with a placeholder "*****@gmail.com"), Password (with a masked field "*****"), and a "Remember me" checkbox. There is a "Sign in" button, a link for "Forgot password?", and a link for "Confirm Account".

Figure 1 : Création d'un compte sur la base PEER.

Insertion des caractéristiques sismiques de site :



The screenshot shows the "Search" page for site characteristics. It features two main sections: "Record Characteristics" and "Search Parameters". The "Record Characteristics" section includes fields for RSN(s) (with a placeholder "RSN1,..RSNn"), Event Name, and Station Name. The "Search Parameters" section includes fields for Fault Type (set to "All Types"), Magnitude (set to "4,9"), R_JB(km) (set to "0,15"), R_rup(km) (set to "0,15"), Vs30(m/s) (set to "200,400"), and D5-95(sec). There are also "Load Sample Input Values" and "Clear Input Values" buttons at the top. A "Suite" section on the right includes dropdown menus for Spectral Ordinate (set to "SRSS"), Damping Ratio (set to "5%"), and Suite Average (set to "Arithmetic").

Figure 2 : caractéristiques sismiques de site.

ANNEXE B

L'obtention des enregistrements

	Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station	Mag	Mech
<input checked="" type="checkbox"/>	1	SRSS	6	-	1.0	-	17.7	24.2	1.6	Imperial Valley-02	1940	El Centro Array #9	6.95	strike
<input type="checkbox"/>	2	SRSS	21	-	1.0	-	8.4	20.0	0.0	Imperial Valley-05	1955	El Centro Array #9	5.4	strike
<input type="checkbox"/>	3	SRSS	30	-	1.0	-	2.4	7.5	0.9	Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #5	6.19	strike
<input type="checkbox"/>	4	SRSS	31	-	1.0	-	5.9	13.1	0.4	Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array #8	6.19	strike
<input type="checkbox"/>	5	SRSS	95	-	1.0	-	4.9	10.6	2.0	Managua, Nicaragua-01	1972	Managua, ESSO	6.24	strike
<input type="checkbox"/>	6	SRSS	96	-	1.0	-	2.8	8.1	0.4	Managua, Nicaragua-02	1972	Managua, ESSO	5.2	strike
<input type="checkbox"/>	7	SRSS	100	-	1.0	-	4.9	9.6	0.1	Hollister-03	1974	San Juan Bautista, 24 Polk St	5.14	strike

Figure 3 : Liste des Enregistrements choisis

Les étapes d'application de la méthode dynamique non linéaire temporelle (Time History)

- Définition de la non-linéarité des matériaux :

-Définition des matériaux : define → material → add new material... → steel/ concrete

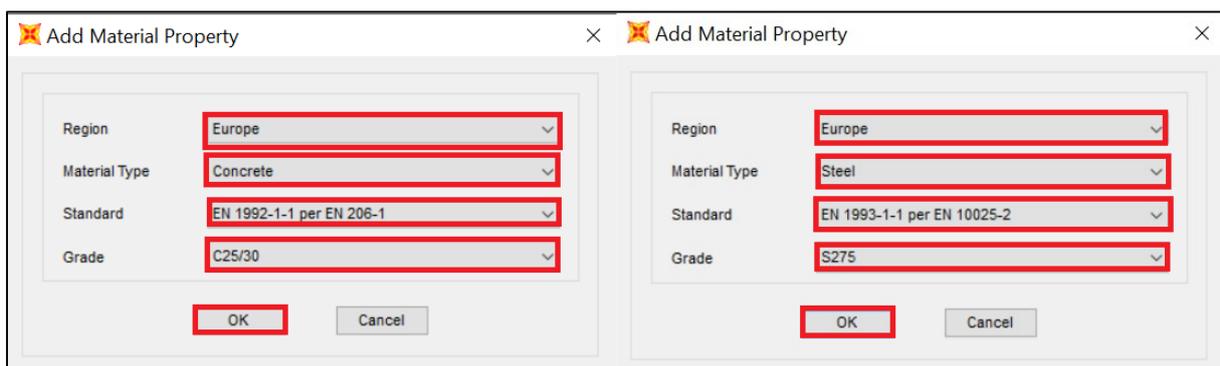


Figure 4 : Définition des matériaux.

ANNEXE B

-Définition de la non-linéarité des matériaux :

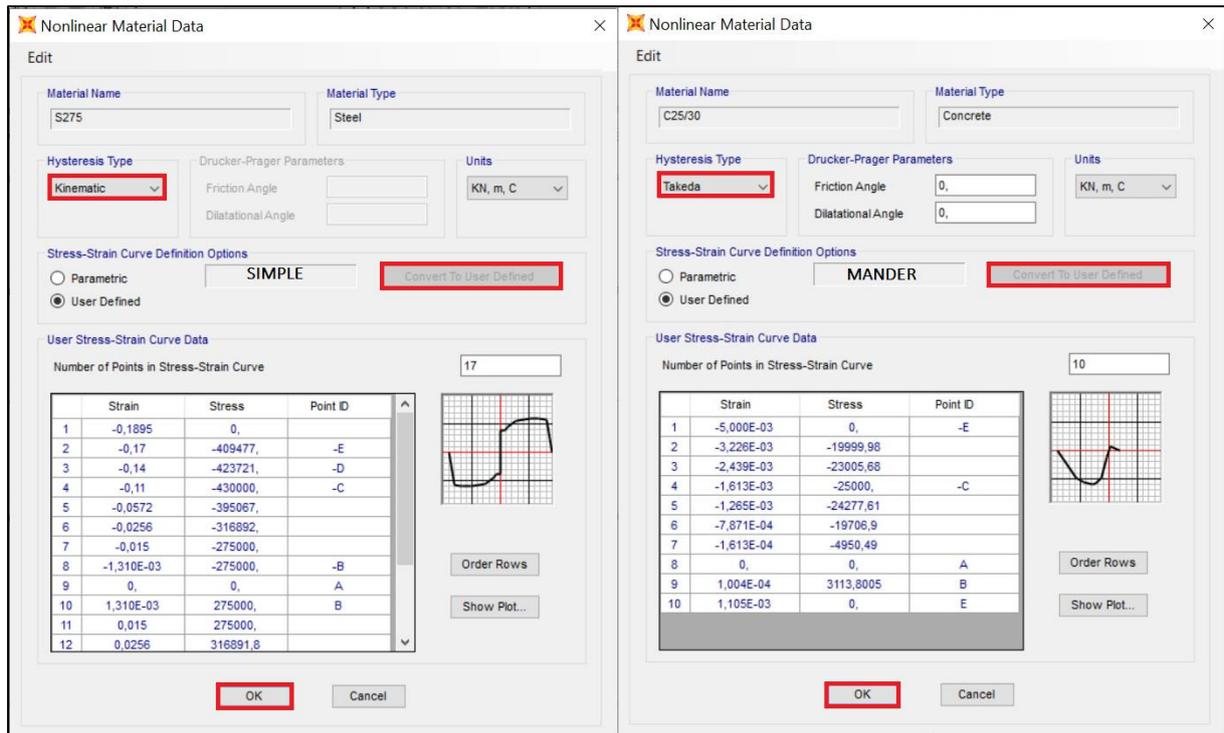


Figure 5 : La non-linéarité d'acier et de béton.

- Définition des rotules plastiques :

Pour les poteaux croisés en PRS de l'ossature en portique auto-stable, le paramétrage des rotules plastiques représenté dans la figure suivante :

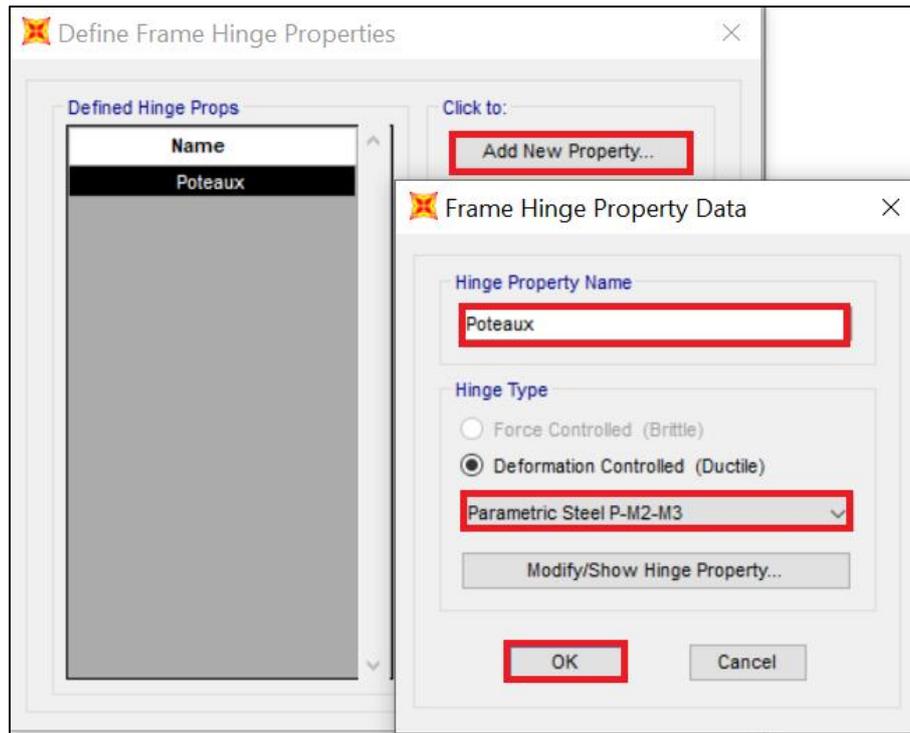


Figure 6 : Définition des rotules plastique pour les poteaux

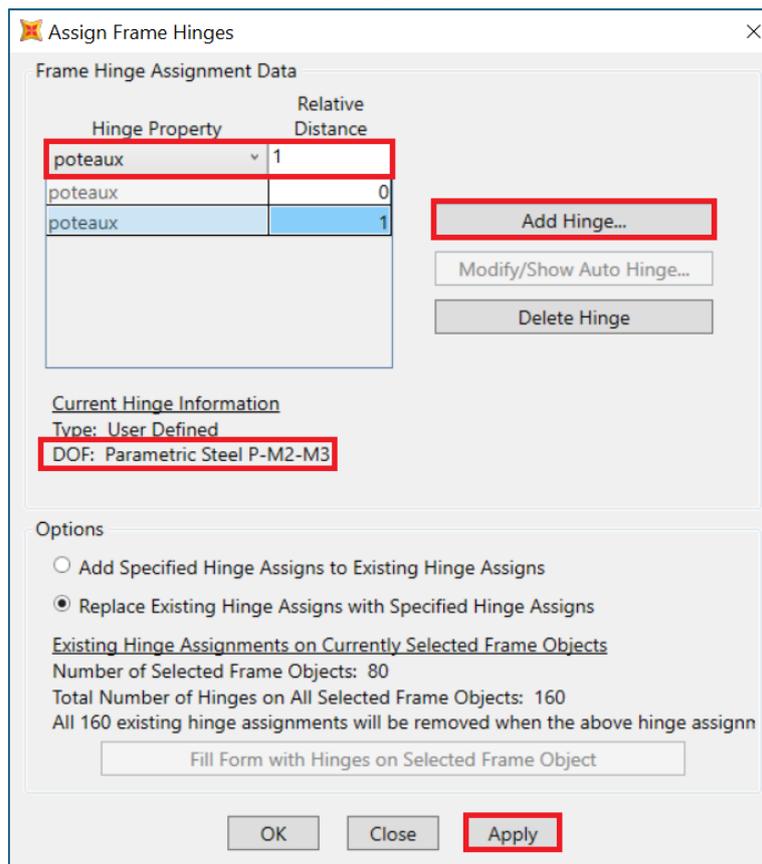


Figure 7 : Attribution des rotules plastiques pour les PRS.

Select →property →frame section →poutres →assign →frame →hinges

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 9-6 (Steel Beams - Flexure)

Degree of Freedom: M2, M3

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Drops Load After Point E, Is Extrapolated After Point E

OK, Cancel

Figure 8 : Paramétrages des rotules plastiques des poutres.

Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	1
Auto M3	0
Auto M3	1

Add Hinge...
Modify/Show Auto Hinge...
Delete Hinge

Current Hinge Information
Type: From Tables In ASCE 41-13
Table: Table 9-6 (Steel Beams - Flexure)
DOF: M3

Options

Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
 Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
Number of Selected Frame Objects: 120
Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 240
All 240 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignn

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK, Close, Apply

Figure 9 : Attribution des rotules plastiques pour les poutres.

ANNEXE B

Attribution la longeur relative des rotules plastique

Select →property → frame section → poteaux/poutres/CV (select all) → assign → frame → hinges overwrites → auto subdivide.

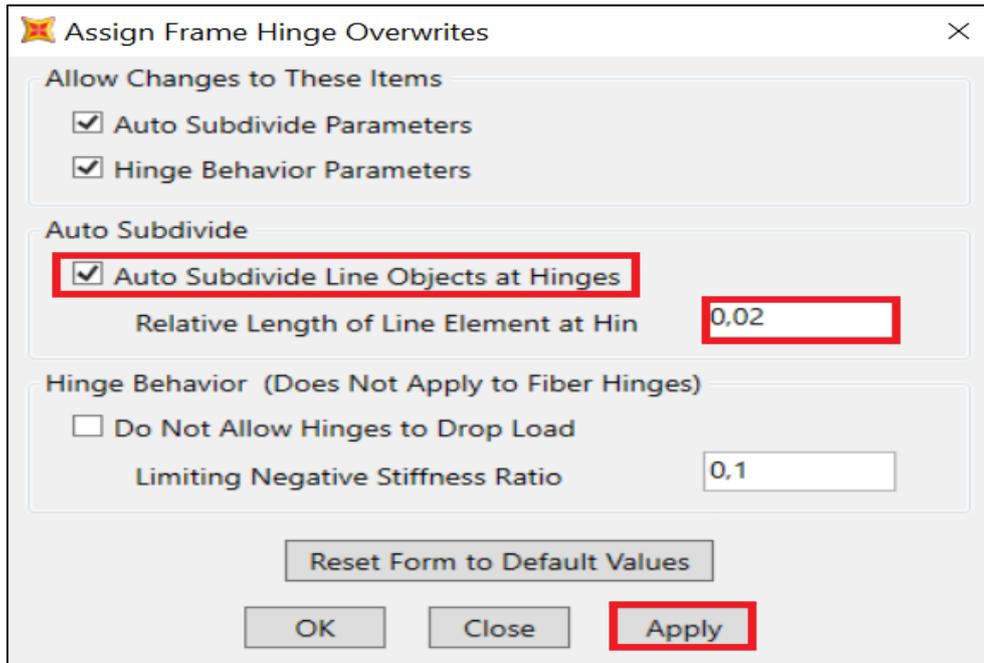


Figure 10 : Attribution la longeur relative des rotules plastique

Introduction de fonction :

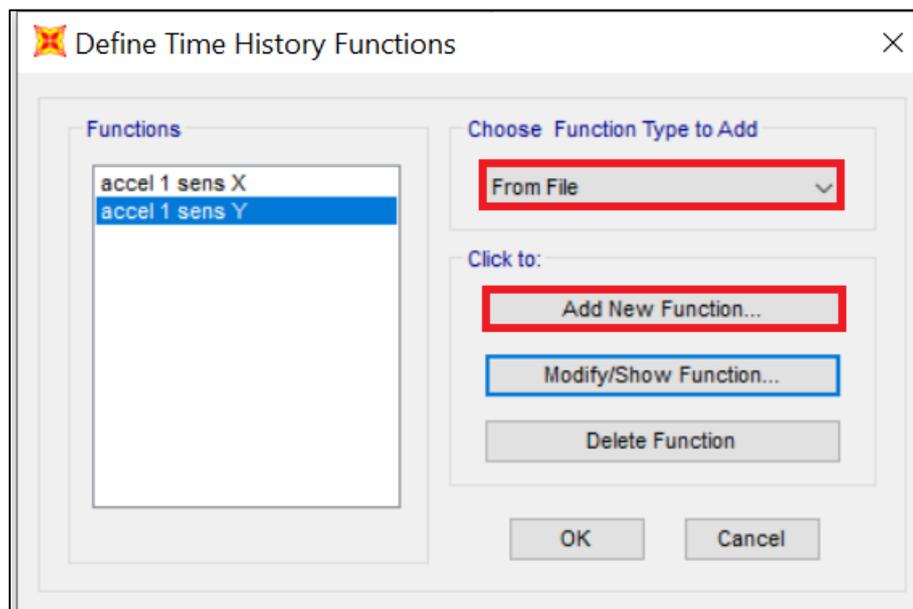


Figure 11 : Introduction de la fonction.

ANNEXE B

Définition de charge gravitaire :

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: gravity

Load Case Type: Static

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Analysis Type: Nonlinear

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case (MODAL)

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1,
Load Pattern	Q	1,

Mass Source: g+0.2q

Other Parameters: Load Application (Full Load), Results Saved (Final State Only), Nonlinear Parameters (User Defined)

Figure 14 : Définition de charge gravitaire.

Définition du chargement sismique

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name: time history

Load Case Type: Time History

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case (gravity)

Analysis Type: Nonlinear

Solution Type: Direct Integration

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	accel 1 sens	9,81
Accel	U1	accel 1 sens X	9,81
Accel	U2	accel 1 sens Y	9,81

History Type: Transient

Mass Source: g+0.2q

Time Step Data: Number of Output Time Steps (2601), Output Time Step Size (5,000E-03)

Other Parameters: Damping (Proportional), Time Integration (Hilber-Hughes-Taylor), Nonlinear Parameters (Default)

Figure 15 : Définitions du chargement sismique dans les deux sens.

ANNEXE B

Paramétrage de la charge :

Direct Integration Damping

Viscous Proportional Damping

Mass Proportional Coefficient: 1/sec

Stiffness Proportional Coefficient: sec

Direct Specification

Specify Damping by Period

Specify Damping by Frequency

	Period	Frequency	Damping
First	<input type="text" value="0,7568"/> sec	<input type="text"/> cyc/sec	<input type="text" value="0,04"/>
Second	<input type="text" value="0,7566"/> sec	<input type="text"/> cyc/sec	<input type="text" value="0,04"/>

Additional Modal Damping

Include Additional Modal Damping

Modal Load Case:

Maximum Considered Modal Frequency:

Figure 16 : Paramétrage des accélérogrammes.

Lancement d'analyse :

Set Load Cases to Run

Case Name	Type	Status	Action
DEAD	Linear Static	Not Run	Run
MODAL	Modal	Not Run	Run
Q	Linear Static	Not Run	Run
gravity	Nonlinear Static	Not Run	Run
push x	Nonlinear Static	Not Run	Do not Run
push y	Nonlinear Static	Not Run	Do not Run
time history	Nonlinear Direct Integration History	Not Run	Run

Click to:

Analysis Monitor Options

Always Show

Never Show

Show After seconds

Model-Alive

Figure 17 : l'exécution de l'analyse time history.

ANNEXE B

Tableau : Résultats de l'analyse par time history pour les 40 signaux utilisés

signal	dx (m)	Vx (KN)	dy (m)	Vy (KN)
11	0,58	23 050,00	0,68	25 380,00
12	0,03	1 326,00	0,03	1 731,00
13	0,27	13 070,00	0,13	5 452,00
14	0,43	22 200,00	0,50	24 900,00
15	0,26	16 230,00	0,42	21 200,00
16	0,32	20 680,00	0,19	14 730,00
17	0,26	11 630,00	0,37	16 440,00
18	0,26	18 270,00	0,40	17 580,00
19	0,26	12 260,00	0,24	13 170,00
20	0,02	1 739,00	0,01	932,00
21	1,16	36 900,00	1,11	41 550,00
22	0,05	2 652,00	0,06	3 462,00
23	0,49	18 230,00	0,22	10 860,00
24	0,73	35 500,00	0,79	41 940,00
25	0,49	27 400,00	0,83	35 640,00
26	0,63	39 890,00	0,41	23 720,00
27	0,46	27 770,00	0,62	31 780,00
28	0,45	29 390,00	0,58	27 610,00
29	0,53	18 240,00	0,36	19 150,00
30	0,05	3 480,00	0,01	1 846,00
31	2,68	66 590,00	2,24	72 290,00
32	0,92	26 990,00	0,43	19 280,00
33	0,13	61 220,00	1,69	73 510,00
34	0,80	46 290,00	0,84	62 670,00
35	0,80	46 290,00	0,84	62 700,00
36	0,63	76 140,00	0,75	37 490,00
37	0,74	48 230,00	0,52	61 100,00
38	0,80	50 220,00	0,87	0,50
39	0,30	34 700,00	0,75	29 080,00
40	0,99	6 648,00	0,03	3 728,00
41	4,53	87 910,00	3,21	105 500,00
42	0,17	79 570,00	0,18	10 390,00
43	1,28	40 690,00	0,57	0,26
44	1,93	89 950,00	2,46	104 500,00
45	1,19	64 300,00	2,05	88 970,00
46	1,53	110 000,00	8,72	53 190,00
47	1,03	68 600,00	1,63	87 960,00
48	1,14	72 550,00	1,29	73 770,00
49	1,44	51 950,00	1,11	0,39
50	0,14	10 430,00	0,04	5 287,00

A

ANNEXE C

ANNEXE C

Les étapes d'application de la méthode statique non linéaire Push-Over

Définition des matériaux : define → material → add new material... → steel/ concrete

Figure 1 shows two instances of the 'Add Material Property' dialog box. The left instance is for Concrete, with Region set to Europe, Material Type to Concrete, Standard to EN 1992-1-1 per EN 206-1, and Grade to C25/30. The right instance is for Steel, with Region set to Europe, Material Type to Steel, Standard to EN 1993-1-1 per EN 10025-2, and Grade to S275. Red boxes highlight the selected options in both windows.

Figure 1 : Définition des matériaux.

Définition de la non-linéarité des matériaux :

Figure 2 shows two instances of the 'Nonlinear Material Data' dialog box. The left instance is for Steel (S275) with Kinematic hysteresis type and User Defined stress-strain curve options. The right instance is for Concrete (C25/30) with Takeda hysteresis type and MANDER stress-strain curve options. Both show tables of stress-strain data points and a plot.

Strain	Stress	Point ID
1	0	
2	-409477	-E
3	-423721	-D
4	-430000	-C
5	-395067	
6	-316892	
7	-275000	
8	-275000	-B
9	0	A
10	275000	B
11	275000	
12	316891,8	

Strain	Stress	Point ID
1	0	-E
2	-19999,98	
3	-23005,68	
4	-25000	-C
5	-24277,61	
6	-19706,9	
7	-4950,49	
8	0	A
9	3113,8005	B
10	0	E

Figure 2 : la non-linéarité de l'acier et du béton.

ANNEXE C

La définition et l'attribution des rotules plastiques

Pour l'ossature contreventée, le paramétrage des rotules plastique des palées triangulées en X est représenté dans la figure suivante :

Define → section propriétés → hinge propriétés

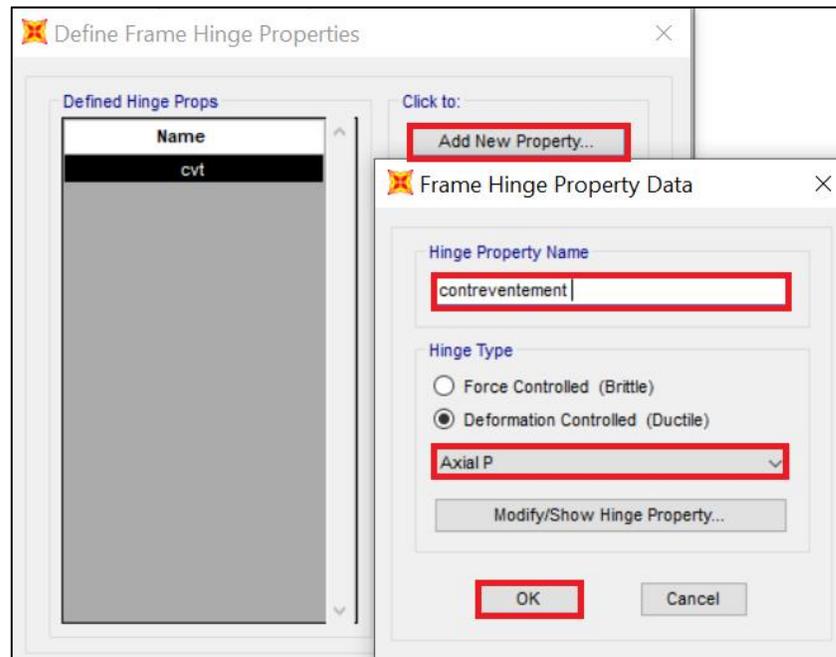


Figure 3 : La définition des rotules plastique pour les contreventements.

ANNEXE C

Select → propriétés → frame section → upn → Assign → frame →hinge → pour 0 et 1

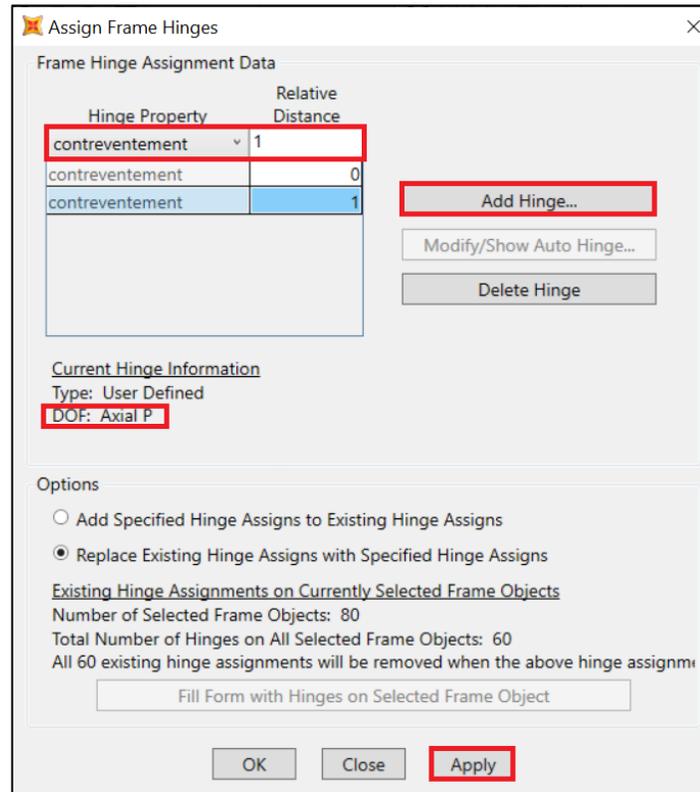


Figure 4 : Attribution des rotules plastiques pour les contreventements.

Par contre, il n'y aura aucun problème si on attribue les rotules plastiques sans passer par la phase de définition, pour les poteaux et les poutres.

Select → propriety → frame section → poteaux → assign → frame → hinges

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 9-6 (Steel Columns - Flexure)

Degree of Freedom
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

Force Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Hinge Drops Load When Max Force Is Reached

OK Cancel

Figure 5 : Paramètres des rotules plastiques des poteaux.

Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	1
Auto P-M2-M3	0
Auto P-M2-M3	1

Add Hinge...
 Modify/Show Auto Hinge...
 Delete Hinge

Current Hinge Information
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 9-6 (Steel Columns - Flexure)
 DOF: P-M2-M3

Options
 Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
 Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 80
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 160
 All 160 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignn

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK Close Apply

Figure 6 : Attribution des rotules plastiques pour les poteaux.

ANNEXE C

Select →property →frame section →poutres →assign →frame →hinges

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 9-6 (Steel Beams - Flexure)

Degree of Freedom: M2 M3

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Drops Load After Point E Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Figure 7 : Paramètres des rotules plastiques des poutres.

Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
Auto	1
Auto M3	0
Auto M3	1

Add Hinge...
Modify/Show Auto Hinge...
Delete Hinge

Current Hinge Information
Type: From Tables In ASCE 41-13
Table: Table 9-6 (Steel Beams - Flexure)
DOF: M3

Options

Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
 Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
Number of Selected Frame Objects: 120
Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 240
All 240 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignn

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK Close Apply

Figure 8 : Attribution des rotules plastiques pour les poutres.

ANNEXE C

Attribution la longueur relative des rotules plastique

Select → propriety → frame section → poteaux/poutres/CV (select all) → assign → frame → hinges overwrites → auto subdivide.

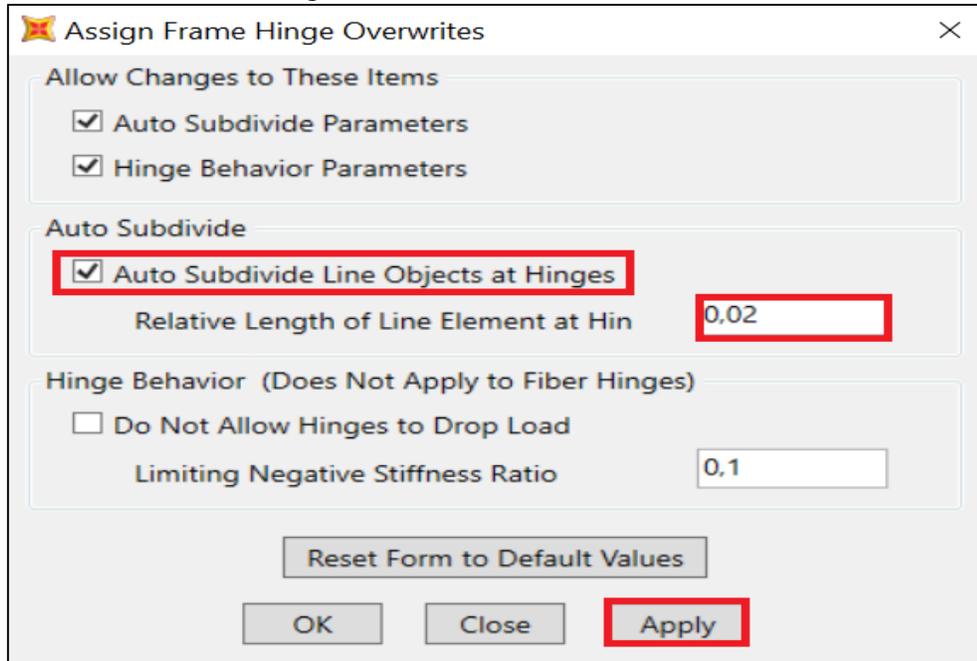


Figure 9: Attribution la longueur relative des rotules plastique.

Définition de la charge gravitaire

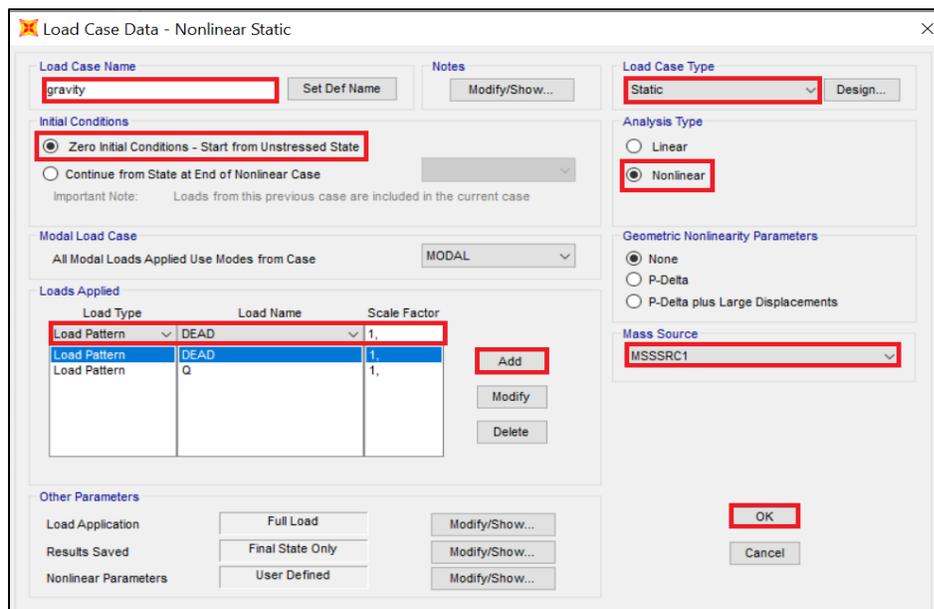


Figure 10 : Définition de la charge gravitaire.

ANNEXE C

Définitions de la charge sismique horizontale

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: pushxx

Load Case Type: Static

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case (gravity)

Analysis Type: Nonlinear

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-1

Mass Source: MSSSRC1

Other Parameters: Displ Control, Multiple States, User Defined

Figure 11 : Définition de push dans le sens XX.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control: Displacement Control

Control Displacement: Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.8

Monitored Displacement: DOF U1 at Joint 1

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved: Multiple States

For Each Stage: Minimum Number of Saved States: 10, Maximum Number of Saved States: 100

Save positive Displacement Increments Only

Figure 12 : Paramétrages de push dans le sens XX.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Set Def Name Modify/Show...

Load Case Type: Design...

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	-1,
Mode	2	-1,

Add Modify Delete

Other Parameters

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

Analysis Type

Linear

Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Mass Source:

OK Cancel

Figure 13: Définition de push dans le sens YY.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF at Joint

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Modify/Show...

OK Cancel

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved

Final State Only

Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

OK Cancel

Figure 14 : Paramètre de push dans le sens YY.

ANNEXE C

Lancement de l'analyse

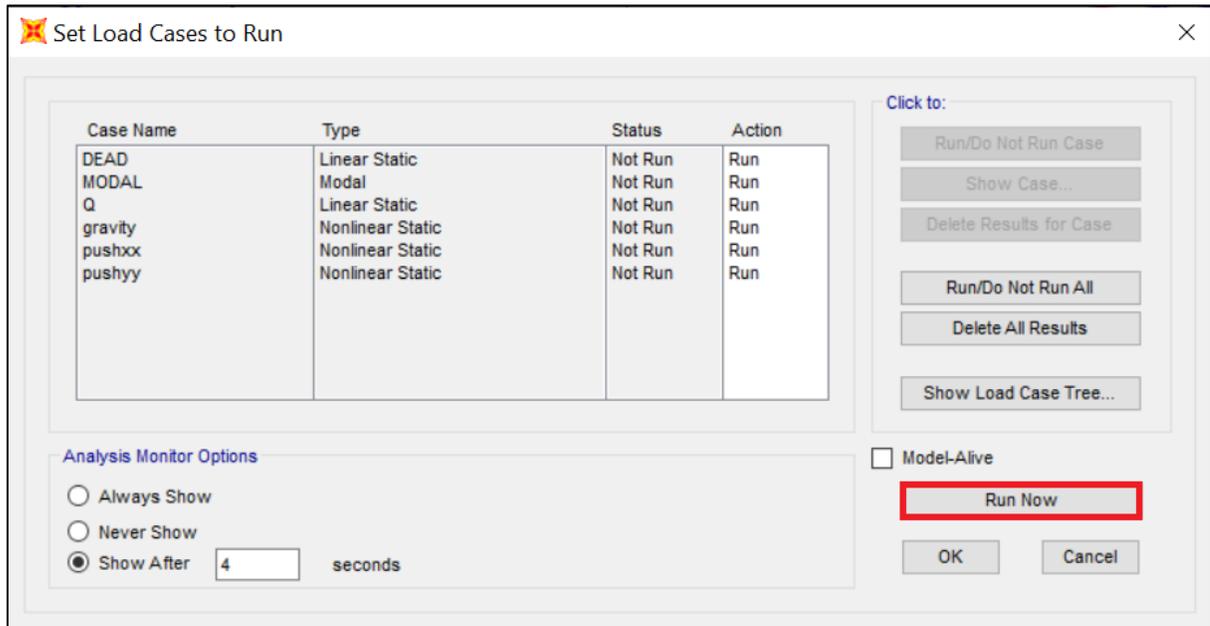


Figure 15 : l'exécution de l'analyse push-over.