

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mustapha Ben Boulaid Batna 2
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil



Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de
Doctorat L.M.D. en : Génie Civil
Option : Constructions en zones sismiques

**ETUDE DE L'INFLUENCE DES PARAMETRES DE MODELISATION
SUR L'ANALYSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME**

Par

ZENDAOUI Abdelhakim

Directeur de thèse : Pr. KADID Abdelkrim

Présentée et soutenue publiquement le :

Devant un jury composé de :

Mr. MAALEM Toufik	Professeur	Univ. Batna 2	Président
Mr. KADID Abdelkrim	Professeur	Univ. Batna 2	Rapporteur
Mr. MERDAS Abdelghani	MC A	Univ. Sétif 1	Examineur
Mr. BAHEDDI Mohamed	Professeur	Univ. Batna 2	Examineur

A ma très chère mère

Remerciement

Je tiens à remercier d'abord mon promoteur Professeur KADID Abdelkrim, enseignant à l'université Batna 2, de m'avoir en toute sympathie et rigueur encadré, encouragé, motivé, ainsi que pour ses conseils combien précieux.

Mes vifs remerciements vont également à l'ensemble des membres du jury. Merci au Professeur MAALEM Toufik de m'avoir fait l'honneur de présider ce jury, ainsi qu'aux Professeur BAHEDDI Mohamed et Docteur MERDAS Abdelghani qui ont accepté d'être examinateurs de ma thèse.

Mes remerciements s'étendent également à Mr. YAHIAOUI Djarir, Docteur à l'université Batna 2 et à Mlle. AMOURI Chahinez docteur à l'université des frères mentouri Constantine 1, qui m'ont dirigé et orienté par leurs compétences scientifiques et leurs précieux conseils au cours de la réalisation de ce travail.

Aussi, je remercie vivement Professeur HOUARI Hacène pour sa précieuse aide, et qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance et mon profond respect.

Mes sincères remerciements à ma très chère mère pour son amour, sacrifices, patiences, soutiens depuis ma naissance jusqu'à ce jour.

Je ne pourrai mettre de point final sans dire merci à toute ma famille et mes amis qui m'ont encouragé durant toute cette période à aller jusqu'au bout de ce travail.

Résumé

Un défi majeur dans le génie parasismique est de développer des méthodes simples et pratiques permettant d'estimer le niveau de capacité et la demande sismique des structures en tenant compte de leur comportement inélastique. Cette recherche vise à fournir des lignes directrices pour la modélisation numérique des éléments en béton armé afin d'évaluer la performance sismique des structures. Différentes approches de modélisation avec plusieurs types de modèles numériques des éléments en béton armé sont disponibles dans des logiciels d'analyse structurelle non linéaire. Puisque ces modèles numériques sont formulés en fonction de différentes hypothèses et théories, la précision des modèles, le temps de calcul et l'applicabilité varient, ceci pose de grandes difficultés dans la pratique de l'ingénierie et limite la fiabilité des résultats des analyses. La recherche et le développement de nouveaux modèles sophistiqués ont été, et sont toujours, d'un grand intérêt, car l'augmentation de la puissance de calcul et de la technologie a permis des calculs numériques encore plus rapides. Dans cette étude, trois méthodes d'analyse sont utilisées telles que l'analyse statique non linéaire (pushover), l'analyse dynamique non linéaire temporelle et l'analyse dynamique incrémentale en utilisant des modèles numériques représentatifs des éléments de portiques en béton armé. Ceux-ci comprennent les formulations de plasticité distribuée basées sur les déplacements et sur les forces, les éléments de plasticité concentrée avec des rotules plastique aux extrémités des éléments. L'applicabilité de ces modèles est évaluée par comparaison avec les résultats expérimentaux. La précision d'un modèle numérique est évaluée en fonction du déplacement au sommet, du déplacement relatif (inter-étage), de l'effort tranchant maximum de l'étage, du modèle d'endommagement et de la capacité de dissipation de l'énergie de la structure. Les résultats obtenus permettent une meilleure compréhension du comportement des portiques en béton armé soumis à des charges sismiques et des caractéristiques et des potentialités de toutes les procédures, aidant les ingénieurs à choisir la meilleure approche pour effectuer une analyse non linéaire.

Mots clés : Analyse statique non linéaire, Analyse dynamique non linéaire, Portiques, Béton armé, Plasticité concentrée, Plasticité distribuée, Éléments en force, Éléments en déplacement.

Abstract

A major challenge in performance-based earthquake engineering is to develop simple and practical methods for estimating capacity level and seismic demand on structures by taking into account their inelastic behavior. This research aims to provide guidelines for the numerical modeling of reinforced concrete (RC) frame elements in order to assess the seismic performance of structures. Different modeling approaches with several types of numerical models of reinforced concrete elements are available in nonlinear structural analysis packages. Since these numerical models are formulated based on different assumptions and theories, the models accuracy, computing time, and applicability vary, which poses a great difficulty to practicing engineering and limits their confidence in the analysis resultants. Research and development of new sophisticated models have been, and still are, of great interest, as rising computational power and technology has allowed even faster numerical calculations. In this study, three analysis methods are used such as nonlinear static analysis (pushover), nonlinear dynamic analysis time-history and the incremental dynamic analysis using numerical models representative of reinforced concrete frame elements. These include the displacement-based and force-based distributed plasticity formulations, concentrated plasticity with plastic hinge elements at the ends of the elements. The applicability of these models is evaluated by comparison with the experimental results. The accuracy of a numerical model is evaluated according to the top displacement, inter-storey drift, Maximum storey shear, damage pattern and energy dissipation capacity of the frame structure. The obtained results provide a better understanding of the behavior of reinforced concrete frames subjected to seismic loads and the characteristics and potentialities of all procedures, helping engineers to choose the best approach to perform a nonlinear analysis.

Keywords: Nonlinear static analysis, Nonlinear dynamic analysis, Frames, Reinforced concrete, Concentrated plasticity, Distributed plasticity, Force based elements, Displacement based Elements.

ملخص

يتمثل أحد التحديات الرئيسية في هندسة الزلازل في تطوير طرق بسيطة وعملية لتقدير مستوى السعة الزلزالية والطلب الزلزالي على الهياكل مع مراعاة سلوكها غير المرن. يهدف هذا البحث إلى تقديم إرشادات للنمذجة العددية لعناصر الخرسانة المسلحة لتقييم الأداء الزلزالي للهياكل. توجد عدة طرق للنمذجة مع عدة أنواع من النماذج العددية لعناصر الخرسانة المسلحة في حزم التحليل الهيكلية غير الخطية. بما أن هذه النماذج الرقمية قد صيغت بناءً على افتراضات ونظريات مختلفة، فإن دقة النماذج، ووقت الحساب والتطبيق تختلف، الأمر الذي يشكل صعوبة كبيرة للمهندسين ويحد من ثقتهم في نتائج التحليل. لقد كان البحث والتطوير في النماذج المتطورة الجديدة، ولا يزال، محل اهتمام كبير، حيث أن الزيادة في طاقة الحساب والتكنولوجيا مكنت من حسابات عددية أسرع. في هذه الدراسة، يتم استخدام طريقتين تحليليتين مثل التحليل الساكن غير الخطي (pushover)، التحليل الديناميكي غير الخطي الزمني والتحليل الديناميكي المتزايد باستخدام نماذج رقمية تمثل العناصر الخرسانية المسلحة. وتشمل هذه تركيبات اللدونة الموزعة القائمة على الإزاحة والقوة، واللدونة المركزة مع عناصر المفصلات البلاستيكية في أطراف العناصر. يتم تقييم قابلية تطبيق هذه النماذج بالمقارنة مع النتائج التجريبية. يتم تقييم دقة النموذج العددي وفقاً للإزاحة في الأعلى، والإزاحة النسبية (بين الأرض)، وقوة القص القصوى للأرضية، ونمط الضرر، والقدرة على تبديد طاقة الهيكل. توفر النتائج فهماً أفضل لسلوك إطارات الهياكل الخرسانية المسلحة المعرضة للأحمال الزلزالية وخصائص وإمكانات جميع الإجراءات، مما يساعد المهندسين على اختيار أفضل طريقة لإجراء تحليل غير خطي.

الكلمات المفتاحية: التحليل الساكن غير الخطي، التحليل الديناميكي غير الخطي، الهياكل، الخرسانة المسلحة،

اللدونة المركزة، اللدونة الموزعة، العناصر القائمة على الإزاحة، العناصر القائمة على القوة.

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1. INTRODUCTION GENERALE ET SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction générale.....	2
1.2. Synthèse bibliographique.....	4
1.3. Objectif de la thèse.....	10

Chapitre 2. LES LOIS DE COMPORTEMENT

2.1. Introduction.....	13
2.2. Comportement mécanique du béton.....	13
2.2.1. Généralités.....	13
2.2.2. Comportement uni axial.....	14
2.2.2.1. Comportement sous chargement monotone.....	14
2.2.2.2. Comportement sous chargement cyclique.....	15
2.2.3. Comportement bi axial... ..	24
2.2.4. Comportement triaxial.....	30
2.3. L'acier.....	31
2.3.1. Comportement de l'acier.....	31
2.3.2. Modèle de Menegotto-Pinto (1973).....	34

Chapitre 3. MODELISATIONS DES ELEMENTS EN BETON ARME DANS LE DOMAINE NON LINEAIRE

3.1. Introduction.....	37
3.2. Plasticité concentrée.....	38
3.2.1. Formation de la rotule plastique.....	41
3.2.2. Modèles de conception de la longueur de rotule plastique.....	44
3.2.2.1. Priestley et Park (1987).....	44
3.2.2.2. Paulay et Priestley (1992).....	45
3.2.2.3. Panagiotakos and Fardis (2001).....	45
3.2.2.4. Berry et al. (2008).....	46
3.2.2.5. Bae et Bayrak (2008).....	46
3.2.3. Paramètres affectant L_p	47

3.3. Plasticité distribuée.....	47
3.4. Formulations d'éléments finis pour les modèles de plasticité distribuée.....	49
3.4.1. Relations d'équilibre et de compatibilité entre les vecteurs élémentaires.....	50
3.4.2. Analyse au niveau de section.....	51
3.4.3. Équations différentielles d'équilibre et de compatibilité dans la poutre.....	52
3.4.4. Formulation basée sur déplacement.....	53
3.4.5. Formulation basée sur force.....	54
3.4.6. Détermination de l'état des deux formulations.....	55

Chapitre 4. METHODES D'EVALUATION DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME

4.1. Introduction.....	58
4.2. Procédure statique linéaire	58
4.3. Procédure dynamique linéaire.....	59
4.3.1. Méthode modale spectrale.....	59
4.3.2. Analyse dynamique temporelle.....	59
4.4. Procédure statique non linéaire.....	60
4.4.1. Contexte de la méthode d'analyse pushover.....	60
4.4.2. Modèles de charges latérales.....	64
4.4.3. Avantages et inconvénients des procédures statiques non linéaires.....	66
4.4.4. Procédures adaptatives de Pushover.....	67
4.5. Analyse dynamique non linéaire.....	68
4.5.1. Méthode d'analyse dynamique non linéaire temporelle	69
4.5.2. Analyse dynamique incrémentale	74
4.6. Les états limites des performances structurelles.....	76
4.6.1. Occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO).....	76
4.6.2. Sécurité de la vie (Life Safety, LS).....	77
4.6.3. Prévention d'effondrement (Collapse Prevention, CP).....	77
4.6.4. Effondrement (Collapse, C).....	77

Chapitre 5. CAS PRATIQUES

5.1. Introduction.....	79
5.2. Analyse dynamique non linéaire temporelle.....	80
5.2.1. Description de la structure.....	80
5.2.2. Dimensionnement et ferrailage.....	81
5.2.3. Propriétés des matériaux.....	82
5.2.4. Charges appliquées.....	84
5.2.5. Résultats et discussions.....	85
5.2.5.1. Déplacement global.....	85
5.2.5.2. Déplacement relatif inter-étages et l'effort tranchant maximal d'étage.....	90
5.2.5.3. Dissipation d'énergie pour différents modèles.....	92
5.2.5.4. Etats d'endommagements.....	96
5.3. Analyse dynamique incrémentale (ADI).....	99
5.4. Analyse statique non linéaire (Pushover).....	103
5.4.1. Portique ductile à un seul étage.....	89
5.4.2. Portique non ductile (R+1).....	108
Conclusion générale.....	114
Perspectives.....	116
Références bibliographiques.....	117

LISTE DES FIGURES

Chapitre 2

Fig. 2.1. Comportement du béton sous charge de compression monotone et cyclique (Après Bahn et Hsu 1998).....	15
Fig. 2.2. Résultat typique d'un essai de compression cyclique (Karsan et Jirsa, 1969).....	17
Fig. 2.3. Modèle de Mander et al. (1988) pour la réponse monotone du béton confiné et non confiné.....	18
Fig. 2.4. Modèle analytique des courbes de contrainte-déformation cycliques du béton (Mansour et Hsu, 2005).....	20
Fig. 2.5. Courbe contrainte-déformation du béton soumis à un chargement de traction (a) cyclique, (b) cyclique inversée (Reinhardt, 1984).....	22
Fig. 2.6. Rupture du béton en compression uni axial avec des fissures parallèles aux charges appliquées.....	23
Fig. 2.7. Influence de la hauteur de l'échantillon sur la courbe contrainte-déformation uniaxiale en compression.....	23
Fig. 2.8. Comportement uni axial du béton sous charge cyclique (Ramtani 1990, présenté par Nechnech 2000).....	23
Fig. 2.9. Enveloppe de rupture pour le béton en compression bi axiale.....	25
Fig. 2.10. Enveloppe de rupture pour béton dans les régions bi axiales de traction-compression et traction-traction.....	27
Fig. 2.11. Enveloppes de ruptures proposées par Kupfer et Gerstle (1973) et Darwin et Pecknold (1974) pour la région de traction-compression.....	28
Fig. 2.12. Courbes expérimentales uni axiales et bi axiales pour béton en compression.....	30
Fig. 2.13. Comportement en compression triaxiale d'un béton sous différentes pressions de confinement (Jamet et al. 1984).....	31
Fig. 2.14. Relation contrainte-déformation typique d'acier.....	32
Fig. 2.15. Modèles de relations contrainte-déformation idéalisées d'acier.....	33
Fig. 2.16. Modèle de l'acier de Menegotto-Pinto (1973).....	35

Chapitre 3

Fig. 3.1. Éléments de plasticité concentrée : (a) Modèle parallèle (Clough et Johnston, 1966) ; (b) Modèle de série (Giberson, 1967) (figure adoptée de Taucer et al. (1991)).....	39
Fig. 3.2. Dégradation inélastique des éléments (poteau-poutre) en béton armé sous flexion bi axiale et force axiale : (a) Élément en portique ; (b) modèle d'élément ; (c) Élément inélastique. Lai et al. (1984).....	41
Fig. 3.3. Schéma du concept de la rotule plastique.....	43
Fig. 3.4. Profil de déplacement et la rotation plastique selon le concept de rotule plastique.....	43
Fig. 3.5. Réponse Moment-Courbure.....	43
Fig. 3.6. Schéma de discrétisation de la section transversale en fibres et le contrôle des sections le long de l'élément.....	48
Fig. 3.7. (a) Forces et déplacements nodaux dans le système de référence local (b) Forces et déplacements indépendants ou basiques.....	51
Fig. 3.8. Représentation graphique de la procédure DB de Correia et al. 2008.....	56
Fig. 3.9. Représentation graphique de la procédure FB de Correia et al. 2008.....	56

Chapitre 4

Fig. 4.1. Schéma conceptuel pour la transformation d'un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) à un système d'un seul degré de liberté (SDOF).....	61
Fig. 4.2. (a) Courbe de capacité pour la structure à plusieurs degrés de liberté, (b) idéalisation bilinéaire pour le système à un seul degré de liberté équivalent (FEMA440, 2005).....	63
Fig. 4.3. La rigidité tangente et la rigidité sécante.....	72
Fig. 4.4. Etudes sur les courbes d'enveloppes de l'analyse dynamique incrémentale menées par Vamvatsikos et Cornell (2002) qui ont utilisé trente enregistrements de mouvement du sol.....	76
Fig. 4.5. La relation de Force-déformation d'une rotule plastique typique (FEMA356, 2000).....	76

Chapitre 5

Fig. 5.1. Vue en 3D la Structure testée au laboratoire ELSA.....	80
Fig. 5.2. Géométrie du bâtiment en BA à 4 étages et à 3 travées (m), (vues en élévation et en plan, d'après Carvalho et al. 1999).....	81
Fig. 5.3. Disposition des armatures dans les poteaux.....	82
Fig. 5.4. Loi de comportement de Mander pour le béton.....	83
Fig. 5.5. Loi de comportement de Menegotto-Pinto pour l'acier.....	83

Fig. 5.6. Accélérogrammes des séismes artificiels pour des périodes de retour de 475 et 975 années. (acc475), (acc975).....	84
Fig. 5.7. Spectres de réponse des accélérogrammes ACC475 et ACC 975.....	85
Fig. 5.8. Effet de la variation du nombre de points d'intégration sur la réponse globale calculée dans les éléments basés sur les forces pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	86
Fig. 5.9. Effet du nombre de sous éléments dans la formulation basée sur les forces pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	86
Fig. 5.10. Effet de la longueur de rotule plastique dans la formulation basée sur les forces pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	87
Fig. 5.11. Effet du nombre de sous éléments dans la formulation basée sur les déplacements avec plasticité distribuée pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	88
Fig. 5.12. Effet de la variation du nombre de sous éléments aux extrémités dans la formulation basée sur les déplacements avec plasticité distribuée pour les tests : a (BF475) et b (BF975)....	89
Fig. 5.13. Effet de la variation du nombre de sous éléments dans la formulation basée sur les déplacements avec une plasticité concentrée pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	90
Fig. 5.14. Déplacements relatifs inter-étages pour les éléments basés sur les forces et déplacements pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	91
Fig. 5.15. L'effort tranchant maximal d'étage pour les éléments basés sur les forces et déplacements pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	92
Fig. 5.16. Effort tranchant à la base en fonction du déplacement latéral pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	96
Fig. 5.17. Dommages observés sur le poteau du 3ème étage après le séisme.....	97
Fig. 5.18. Schéma d'endommagement typique et la formation de la rotule plastique pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	99
Fig. 5.19. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base l'effort tranchant à la base obtenues avec des analyses dynamiques incrémentales.....	99
Fig. 5.20. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déplacement obtenus avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments basés sur les forces avec différents points d'intégration pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	101
Fig. 5.21. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement obtenues avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments basés sur les forces avec différents sous éléments pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	101
Fig. 5.22. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déplacement obtenus avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments à base de force avec différentes longueurs de rotule plastique pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	102

Fig. 5.23. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déplacement obtenus avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments à base de déplacement avec plasticité distribuée pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	102
Fig. 5.24. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déplacement obtenus avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments à base de déplacement avec plasticité concentrée pour les tests : a (BF475) et b (BF975).....	103
Fig. 5.25. Plan détaillé du portique étudié (Feng et al. 2011).....	104
Fig. 5.26. Effet du nombre de points d'intégration sur la courbe de pushover pour les éléments basés sur les forces avec plasticité distribuée.....	105
Fig. 5.27. Effet du nombre des éléments sur la courbe de pushover pour la formulation de force avec plasticité distribuée.....	106
Fig. 5.28. Effet de la longueur de rotule plastique sur la réponse globale pour les éléments basés sur les forces.....	107
Fig. 5.29. Effet du nombre des éléments sur la courbe de pushover pour les éléments basés sur les déplacements avec plasticité distribuée.....	107
Fig. 5.30. Effet du nombre des éléments sur la courbe de pushover pour les éléments basés sur les déplacements avec la plasticité concentrée.....	108
Fig. 5.31. Plan détaillé du portique non ductile (Wang et al. 2006).....	109
Fig. 5.32. Effet de la variation du nombre de points d'intégration sur la courbe de pushover pour les éléments basés sur les forces avec plasticité distribuée.....	110
Fig. 5.33. L'influence du nombre de sous éléments sur la courbe pushover pour les éléments basés sur les forces avec plasticité distribuée.....	111
Fig. 5.34. Courbes pushover de différentes équations utilisées pour calculer la longueur de rotule plastique pour les éléments basés sur les forces.....	111
Fig. 5.35. L'influence du nombre de sous éléments sur la courbe pushover pour les éléments basés sur les déplacements avec plasticité distribuée.....	112
Fig. 5.36. L'influence du nombre de sous éléments sur la courbe pushover pour les éléments basés sur les déplacements avec plasticité concentrée.....	113

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. 5.1. Expressions pour calculer la longueur de la rotule plastique l_p	79
Tableau. 5.2. Dimensions et ferrailage des poteaux.....	81
Tableau. 5.3. Dimensions et ferrailage des poutres.....	82

LISTE DES SYMBOLES

A_g : La surface transversale brute.

A_s : La section d'acier.

$[C]$: La matrice d'amortissement.

d_b : Le diamètre de la barre longitudinale.

E_C : Le module d'élasticité du béton.

E_s : Le module d'élasticité de l'acier.

E_{sec} : Le module d'élasticité sécant du béton.

F : La matrice de flexibilité de l'élément.

f_c : La résistance à la compression du béton.

f_t : La résistance à la traction du béton.

f_y : La limite élastique de l'acier.

K : La matrice de rigidité de l'élément.

ε_c : La déformation du béton confiné.

ε_{c0} : La déformation du béton non confiné.

ε_{max} : La déformation maximale absolue à l'instant de l'inversion de déformation.

ε_y : La déformation de plastification initiale.

f'_{cc} : La résistance à la compression du béton confiné.

f'_{co} : La résistance du béton non confiné.

$\{F\}$: Le vecteur de force d'étage.

L : La longueur du poteau.

L_p : La longueur de la rotule plastique.

L_p' : La courbure plastique au-dessus de la base du poteau.

L_{SP} : La longueur de pénétration de la déformation.

$[M]$: La matrice de masse.

P : La charge axiale.

Q' : Le vecteur des forces nodales.

q' : Le vecteur des déplacements nodaux.

r : Le rapport du module initial du béton à la différence des modules d'élasticité initial et sécant.

T : La période fondamentale d'une structure.

T_{eq} : La période initiale du système à un seul degré de liberté équivalent.

u_t : Déplacement au sommet.

\ddot{u}_g : L'histoire de l'accélération du sol.

μ : Le paramètre de durcissement.

V_b : L'effort tranchant à la base.

x : Le rapport de la contrainte de compression longitudinale du béton.

σ_y : La contrainte de plastification initiale.

Δ_p : Le déplacement plastique.

Δ_u : Le déplacement ultime.

Δ_y : Le déplacement élastique.

φ_u : La courbure ultime.

φ_y : La courbure élastique idéale.

CHAPITRE 1
INTRODUCTION GENERALE
ET
SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1. Introduction générale

Au cours des dernières décennies, les chercheurs en génie parasismique ont essayé de développer des approches simples et précises pour prédire la capacité sismique et la demande des structures en béton armé en tenant compte de leur comportement inélastique (Chopra A. K., et al. 2004). Les structures dans les régions à risque sismique élevé ne répondent pas de manière élastique au maximum d'un tremblement de terre au cours de leur vie, elles devraient se déformer bien dans le domaine inélastique et dissiper de l'énergie par le mouvement de la base grâce à un comportement hystérétique stable des composants structurels. Étant donné que les déformations inélastiques sont généralement concentrées dans certaines régions critiques de la structure, la prédiction précise du comportement mécanique de la structure lors des excitations sismiques dépend du développement de modèles numériques fiables qui décrivent le comportement hystérétique de ces régions. Idéalement, ces modèles devraient être basés sur une représentation précise du comportement matériel en tenant compte des états de contrainte ou de déformation et en identifiant les principaux paramètres qui influent sur le comportement hystérétique de chaque région critique afin de prédire le comportement jusqu'à la rupture d'un composant structurel pendant la réponse sismique. En même temps, ces modèles devraient être efficaces en termes de calculs, de telle sorte que la réponse dynamique des structures de plusieurs étages sous les excitations du séisme puisse être déterminée dans un délai raisonnable.

En raison du grand nombre de paramètres pouvant influencer le comportement des structures en béton armé sous l'effet d'un mouvement fort de sol, les investigations expérimentales ne peuvent fournir qu'une quantité limitée d'informations. En outre, l'interaction entre les différents paramètres ne peut pas être isolée et étudiée. Dans la plupart des structures, un test sur prototype n'est pas économiquement réalisable et les effets de tailles différentes font que l'extrapolation directe des résultats des tests à petite échelle aux structures à grande échelle est douteuse.

Le coût élevé des recherches expérimentales a nécessité le développement de modèles numériques simplifiés pour l'estimation avec un niveau de confiance adéquat, de la demande sismique des structures en béton armé. Ces modèles varient selon leur degré de complexité en termes de base théorique et de leur mise en œuvre informatique. La réponse des bâtiments en béton armé aux excitations sismiques dépend de plusieurs facteurs, tels que les caractéristiques du tremblement de terre, la qualité du sol et les propriétés structurelles.

La détermination des propriétés structurelles d'un bâtiment en béton armé est une étape essentielle dans l'évaluation de sa réponse sismique. En règle générale, la rigidité initiale, la capacité ultime et les différentes demandes de ductilité globale et locale sont quelques-uns des paramètres inclus dans cette évaluation. Dans certains cas, il peut être nécessaire d'évaluer la rigidité résiduelle et la capacité de charge d'un bâtiment après un fort mouvement de sol. Il a été conclu que le comportement structurel et l'endommagement des structures lors de forts tremblements de terre sont essentiellement contrôlés par les capacités de déformation inélastique des éléments structuraux ductiles. En conséquence, cela signifie qu'une évaluation complète de la conception résistante aux séismes des structures en béton armé nécessite souvent une analyse non linéaire. Pour cela, le développement des méthodes de calcul numériques puissantes telles que la méthode des éléments finis ont rendu possible l'étude de la réponse des structures en béton armé dans le domaine non linéaire.

Actuellement pour atteindre ce but, deux méthodes d'analyse non linéaire principales sont proposées pour l'évaluation des structures, avec différents niveaux de complexité et de l'effort de calcul requis, l'une est l'analyse statique non linéaire appelée (analyse pushover) et l'autre est l'analyse dynamique non linéaire.

L'objectif principal de cette thèse, est d'évaluer l'influence de certains paramètres d'intérêt sur les réponses dynamique et statique non linéaires des portiques en béton armé. Ils sont principalement divisés en deux catégories ; la plasticité distribuée, où la plasticité peut se former n'importe où le long de la longueur de l'élément, et la plasticité concentrée, où la formation de rotules plastiques est limitée aux extrémités de l'élément. Les éléments de plasticité distribuée sont modélisés avec l'approche fibre, qui consiste à discrétiser la section de l'élément en plusieurs fibres, en plus de la discrétisation le long de la longueur de l'élément. Ses deux principales formulations sont la méthode basée sur les déplacements (DB), qui est la formulation des éléments finis manuels classiques, et la méthode basée sur les forces (FB) (Neuenhofer & Filippou, 1997). La formulation en déplacement est basée sur des fonctions de forme de déplacement, tandis que la formulation en force est basée sur des fonctions de forme de forces internes.

1.2. Synthèse bibliographique

L'avènement du génie parasismique a mis l'accent sur la simulation de la réponse non linéaire d'un système structural aux excitations sismiques. Les techniques d'analyse non linéaire des structures en béton armé recherchent des applications de conception pratiques pour évaluer la performance des structures sous charges statiques et dynamiques. Les nouvelles lignes directrices de conception parasismique FEMA-273 (1997) exigent que les bâtiments soient analysés en utilisant des analyses statiques non linéaires (pushover) ou des analyses dynamiques non linéaires pour contrôler les demandes globales et locales.

L'analyse dynamique non linéaire est considérée comme la méthode d'analyse la plus puissante et la plus précise pour évaluer la réponse sismique des bâtiments. Il a donc été recommandé d'utiliser l'analyse dynamique non linéaire dans la plupart des codes d'usages pour la conception parasismique. Cependant, l'analyse dynamique non linéaire a une demande computationnelle extrêmement lourde et prend beaucoup de temps, particulièrement quand une structure possède un grand nombre de degrés de liberté. Alternativement, la méthode statique non linéaire, ou l'analyse pushover, où un ensemble de forces latérales équivalentes sont appliquées aux structures afin d'obtenir la résistance et la demande de ductilité de la structure, est une méthode efficace pour estimer la demande sismique des bâtiments. En raison de sa simplicité et de sa précision raisonnable, elle permet une évaluation directe de la performance de la structure à chaque état limite (Tehranizadeh et Moshref 2011).

La méthode statique pushover a été présentée et développée au cours des vingt dernières années par Saiidi et Sozen (1981), Fajfar et Gaspersic (1996) et Bracci et al. (1997), entre autres. La méthode est également décrite et recommandée en tant qu'outil de conception et d'évaluation par le programme national de réduction des risques sismiques (NEHRP) (FEMA 273) pour la réhabilitation sismique des bâtiments existants.

Diverses améliorations et applications de la méthode pushover (Kim et D'Amore, 1999, Fajfar, 2000, Athanassiadou, 2008, Lagaros et Fragiadakis, 2011, Poursha et al. 2014) sont toujours d'actualité. Dernièrement, la méthode pushover multimodales a fait l'objet d'un développement croissant et continu, ainsi que d'une utilisation active (Chopra et Goel, 2002, Kunnath, 2004 et Kalkan et Kunnath, 2006).

Dans de nombreuses recherches (Chopra et al., 2004, Goel et Chopra, 2005, Kalkan et Kunnath, 2007, Shakeri et al., 2008, Sucuoglu et Gunay, 2011, Ghahari et al., 2013, Maniatakis

et al., 2013), l'influence des modes supérieurs dans l'analyse pushover a été étudiée avec une conclusion que ceux-ci ont un impact considérable sur la réponse de la structure.

La procédure d'analyse pushover modale adaptative, développée par Gupta et Kunnath (2000), Kalkan et Kunnath (2006) et Antoniou et Pinho (2004) combine la réponse de l'analyse pushover modale individuelle pour tenir compte de l'influence des modes supérieurs et intègre les effets de modifications des propriétés modales pendant la réponse inélastique grâce à sa fonction adaptative. Cette méthode peut reproduire les caractéristiques de réponse essentielles, en donnant une mesure raisonnable de la contribution possible des modes supérieurs dans toutes les phases de la réponse. Cependant, pour obtenir une grande précision, les propriétés modales doivent être actualisées le plus souvent possible, ce qui rend l'effort de calcul de l'analyse pushover modale adaptative comparable à celui de la méthode dynamique non linéaire.

Dans certains articles (Mwafy et Elnashai, 2001, Magliulo et al., 2007, Causevic et Mitrovic, 2011, Kashkooli et Banan, 2013, Balic et al., 2014, Mourad et Sabah, 2015), une comparaison des résultats entre l'analyse statique et l'analyse dynamique non linéaires des structures a été faite.

L'utilisation de l'analyse non linéaire des structures en béton armé nécessite la disponibilité de modèles robustes et efficaces pour effectuer des analyses dans un délai raisonnable (Coleman et Spacone 2001). Plusieurs chercheurs ont étudié la performance de différentes stratégies de modélisation non linéaire pour simuler la réponse des structures en béton armé soumises à des charges sismiques. Les modèles en éléments finis pour la réponse matérielle non linéaire des éléments poteau-poutre peuvent être classés dans deux catégories : la plasticité concentrée et la plasticité distribuée. Dans la plasticité concentrée, le comportement non linéaire d'un élément est simulé par des ressorts rotatifs aux extrémités d'un élément linéaire-élastique. Le modèle à deux composantes (Clough et al. 1965) et le modèle à une composante (Giberson 1967) sont les approches les plus courantes pour les éléments poteau-poutre à plasticité concentrée. Les éléments à plasticité distribuée sont basés sur la formulation basée sur le déplacement ou la force, qui permettent à la rotule plastique de se former à n'importe quel endroit et de tenir compte de l'interaction du moment et de l'effort axial en intégrant la réponse force-déformation des sections le long de la longueur de l'élément. Le comportement à une seule section est décrit par un modèle fibre de (El-Tawil et Deierlein 1998). Le nombre de sections et leurs localisations sont déterminés par la règle de quadrature numérique, telle que celle basée sur la quadrature de Gauss, utilisée pour intégrer la relation force-déformation de l'élément.

Les premiers modèles de plasticité concentrée étaient constitués d'un élément élastique avec deux ressorts de rotation/translation non linéaires, un à chaque extrémité de l'élément (Giberson, 1967). Dans cette approche, cependant, la longueur de la zone inélastique à l'extrémité est supposée égale à zéro. Alternativement, un élément élastique est lié à un élément plastique de longueur non nulle, en parallèle, et la matrice de rigidité du système est établie par sommation des composantes élastiques et inélastiques individuelles (Clough et Johnston, 1966). Bien que ces premiers modèles aient utilisé une relation bilinéaire moment-rotation, les modèles suivants ont utilisé une approche de rotation du moment multilinéaire pour améliorer la précision du modèle (Takizawa et Aoyama, 1976, Darvall et Mendis, 1985). Différents modèles de plasticité concentrée ont été présentés plus tard, et une description plus précise du comportement non linéaire des éléments en béton armé a été rendue disponible par des modèles à plasticité distribuée (Soleimani et al. 1979). D'autres modèles (Filippou et al. 1992), y compris des modèles multi phases utilisant des sous-éléments, ont été mis au point.

Initialement, les modèles de plasticité concentrée ont été utilisés pour l'analyse statique des portiques en béton armé, puis ont été suivis par le développement de ces modèles pour le chargement cyclique. Ces approches ont conduit à une classe variée de modèles de plasticité concentrée avec différents degrés de non-linéarité pour l'analyse cyclique ou dynamique de structures en béton armé soumises à des charges de gravité et sismiques. En général, ces modèles englobaient la dégradation de la rigidité due aux charges cycliques (Takeda et al. 1970) et la rotation extrême en raison du glissement de la liaison des barres (Otani, 1974).

Krawinkler et Zohrei, (1982), Park et al. (1985a), Park et al. (1985b), ont développé des modèles d'endommagement qui sont un autre groupe de modèles de plasticité concentrée initialement utilisés pour l'analyse cyclique / sismique de structures en béton armé ou en acier. En général, ces modèles introduisent un indice d'endommagement pris en fonction de la dissipation d'énergie ou de la dissipation d'énergie en combinaison avec la déformation maximale (Garstka et al. 1993, Rao et al. 1998).

Récemment, l'endommagement et la plasticité ont été combinés pour développer des modèles plus rationnels qui incluent la dégradation de la rigidité et de la force dans le cadre de la non-linéarité concentrée (Cipollina et al. 1995, Marante et Florez-Lopez, 2003). Dans de tels modèles, l'endommagement et la plasticité peuvent être couplés ou découplés et des lois distinctes sont nécessaires pour l'évolution de l'endommagement et de la plasticité avec une fonction de plasticité utilisée comme limite entre les déformations élastique et plastique.

Certains chercheurs ont enrichi les modèles de plasticité concentrée avec une longueur de rotule plastique pour aboutir à un modèle plus réaliste. Cette technique a été utilisée, par exemple, dans des modèles de Filippou et Issa (1988).

En conjonction avec une longueur de rotule plastique prédéfinie, la décomposition de la rotation totale en composants élastiques et plastiques a été réalisée par certains chercheurs. Cette décomposition permet des formulations basées sur la relation moment-courbure plutôt que sur une relation moment-rotation (Riva et Cohn, 1990).

L'application d'une longueur de rotule plastique atténue le problème qui se produit dans les éléments où les dommages et les déformations plastiques sont limités à des zones spécifiques à l'intérieur de l'élément. Cependant, cette approche n'est pas adéquate dans les éléments qui subissent des dommages importants ou de la plasticité (Marante et Florez-Lopez, 2003, Scott et Fenves, 2006). De tels dommages ou plasticités étendues peuvent avoir lieu dans des poteaux et des poutres avec des forces de compression axiales élevées. Dans ce cas, des modèles plus raffinés tels que les modèles d'éléments en fibres devraient être utilisés (Marante et Florez-Lopez, 2003).

Les premiers modèles de plasticité distribuée étaient semblables aux modèles de plasticité concentrée en ce que les éléments en portique étaient divisés en sous-éléments, chacun représentant un ressort de rotation non linéaire. Chaque sous-élément caractérise un effet spécifique, tel que le comportement inélastique dû au moment de flexion et au cisaillement ou au retrait de barre (Takayanagi et Schnobrich, 1979, Filippou et Issa, 1988). Bien que ces formulations condensent les déformations inélastiques des ressorts, elles appartiennent à la classe des modèles distribués car l'effet des déformations inélastiques le long de l'élément est pris en compte.

Dans l'approche classique des fibres, l'hypothèse de Navier-Bernoulli est adoptée pour la distribution des déformations axiales sur la profondeur de la section et l'effet de cisaillement sur le comportement non linéaire des fibres est supposé négligeable (Taucer et al. 1991, Spacone et al. 1996). Négliger l'effet de cisaillement dans de nombreux cas, en particulier pour les éléments minces, est raisonnable. Cependant, pour les éléments dont les rapports de portée/profondeur sont inférieurs à 5, les effets de cisaillement deviennent importants et doivent être pris en compte. De plus, dans les éléments soumis aux charges cycliques, les effets de cisaillement peuvent dominer la réponse des éléments, même dans les éléments élancés (Petrangeli et al. 1995). Les tentatives de prise en compte de l'effet de cisaillement dans la

formulation d'éléments de fibres à base de force suivent deux tendances spécifiques. Dans la première, les cisaillements sont couplés à des tractions axiales au niveau du matériau (Petrangeli et al. 1995, Petrangeli et al. 1999). Dans la seconde, les forces de cisaillement sont couplées à d'autres forces au niveau de la section (élément) par des relations empiriques, alors qu'au niveau matériel les contraintes axiales et de cisaillement n'interagissent pas (Marini et Spacone, 2006). La première approche est plus précise mais nécessite également plus de temps (de calcul) en comparaison avec la seconde.

Dans la littérature sur la méthode des éléments finis, trois approches distinctes existent pour formuler le problème ; à savoir la technique de la rigidité directe ou la méthode de déplacement, la méthode de flexibilité ou de la force et la méthode mixte ou hybride pour la formulation des éléments (Zienkiewicz et Taylor, 2000). Dans la méthode de la rigidité, une fonction de forme de déplacement prédéfinie est utilisée pour interpoler la valeur des déplacements sur le domaine par rapport aux valeurs nodales correspondantes. Dans la technique de flexibilité, une fonction d'interpolation prescrite est utilisée pour estimer la valeur des forces généralisées sur le domaine par rapport aux forces nodales. Dans la formulation mixte, les forces et les déplacements généralisés sont interpolés par rapport aux valeurs nodales correspondantes par des fonctions de forme appropriées.

Dans l'approche des éléments de fibres, chaque section est subdivisée en fibres longitudinales (filament) qui ont deux avantages. Premièrement, l'interaction force axiale-moment de flexion est prise en compte directement et de manière rationnelle. Deuxièmement, le comportement de la section est déterminé en traçant la réponse uni-axiale de chaque fibre.

Monti et al. (1997a, b) ont utilisé le concept d'interpolation des forces plutôt que d'interpolation des déplacements pour développer un élément pour l'analyse d'armatures ancrées dans le béton et soumises à une charge cyclique. Cela a été étendu par Monti et Spacone (2000) qui a développé un élément poutre qui prend explicitement en compte le glissement entre les barres d'armature et le béton environnant. Ils ont décomposé la déformation de l'armature en une déformation et un glissement d'ancrage pour établir leur formulation. Malheureusement, le modèle proposé est limité aux problèmes de perte d'adhérence au sein d'un élément fini poutre en raison de l'absence d'un modèle commun approprié.

Une étude des différents types de formulations d'éléments de portiques, y compris la formulation basée sur le déplacement, la formulation basée sur la force et une méthode mixte avec le glissement de la liaison, a été faite par Limkatanyu et Spacone (2002a, b). Ce travail

élucide l'efficacité de la méthode de flexibilité par rapport aux autres formulations. Cependant, dans leur travail pour le modèle de flexibilité, ils ont signalé une instabilité numérique en raison du plateau horizontal de la relation contrainte-glissement de liaison adoptée, conduisant à des matrices de rigidité définies non positives sans aucune inversion.

De plus, Mazza et al. (2010) ont proposé un modèle de plasticité concentrée pour les analyses statiques et dynamiques non linéaires du béton armé tridimensionnel, une loi de moment-courbure bilinéaire et une surface d'interaction entre la force bi axiale et le moment de flexion sont considérés. Après une étude numérique, ils ont conclu que le modèle de plasticité concentrée est fiable et relativement simple, de sorte qu'il peut être utilisé efficacement pour l'analyse dynamique non linéaire de structures complexes à plusieurs étages.

Rodrigues et al. (2012) ont fait une comparaison entre la plasticité concentrée et la plasticité distribuée. Les résultats de l'analyse expérimentale et numérique de 24 poteaux montrent que la réponse globale est représentée de manière satisfaisante avec les deux stratégies de modélisation mais des différences significatives ont été trouvées dans la dégradation de la résistance pour des demandes des déplacements plus élevés et la dissipation d'énergie.

Hashemi et al. (2012) ont étudié la réponse non linéaire des portiques en béton armé en considérant l'effet de glissement entre le béton et les barres le long des éléments poutres, poteaux et les nœuds. Ils ont utilisé la théorie des modèles de fibres pour simuler le comportement du béton armé dans le domaine non linéaire, mais l'hypothèse de l'adhérence parfaite entre le béton et les barres a été supprimée. La comparaison entre le modèle numérique et l'expérimental de deux échantillons sous chargement cyclique a montré que la méthode proposée peut modéliser le comportement non linéaire des portiques en béton armé avec une très bonne précision.

Ladjinovi et al. (2012) ont entrepris une étude comparative sur les modèles structuraux d'analyse sismique des bâtiments à plusieurs étages en utilisant SAP2000 et OpenSees. Les résultats de l'analyse pushover statique non linéaire, obtenus en utilisant SAP2000 et OpenSees, ont été satisfaisants du point de vue des changements de caractéristiques dans la relation force-déplacement.

Armin Gharakhanloo (2014) a fait une comparaison entre des analyses numériques et des données expérimentales. La comparaison a été faite à la fois pour la réponse force-déplacement globale et pour la réponse de moment-rotation locale. Il a trouvé que les

formulations d'éléments donnent des prédictions satisfaisantes de la réponse. Cependant, les éléments formulés à base de force donnent de meilleures valeurs de l'effort tranchant à la base que les éléments formulés en déplacement, étant donné que leur champ de force est imposé, en plus d'avoir moins de demande de calculs en raison de la nécessité d'utiliser moins d'éléments pour chaque élément structurel.

1.3. Objectif de la thèse

L'objectif principal de cette thèse, qui est actuellement aussi d'un grand intérêt de recherche, est d'apporter une modeste contribution pour l'analyse dans le domaine non linéaire de portiques en béton armé en utilisant différentes méthodes d'analyse telles que l'analyse statique non linéaire (pushover) et l'analyse dynamique non linéaire. Les paramètres principaux utilisés dans notre recherche sont :

- Deux approches pour la modélisation de la non linéarité matérielle ; la plasticité distribuée, où la plasticité peut se former n'importe où le long de la longueur de l'élément, et la plasticité concentrée, où la formation de la rotule plastique est limitée aux extrémités des éléments. Les éléments de plasticité distribuée sont modélisés par l'approche fibre, qui consiste à discrétiser la section de l'élément en plusieurs fibres matérielles, en plus de la discrétisation le long de la longueur de l'élément.
- Deux types de formulations utilisées pour les éléments poteaux-poutres dans l'analyse structurale sous charges sismiques; la formulation basée sur les déplacements (DB), qui est la formulation classique des éléments finis basée sur les fonctions de forme de déplacement, et la formulation basée sur les forces (FB) qui est basée sur des fonctions de forme des forces internes.

La thèse est structurée en six chapitres. Le premier chapitre commence par une introduction générale concernant le thème de recherche ainsi qu'une synthèse bibliographique des plus importants travaux antérieurs consacrés à ce sujet. Dans le second chapitre on se propose de présenter quelques aspects sur le comportement mécanique du béton et l'acier sous différents états de contraintes. Le troisième chapitre est consacré à une présentation détaillée de la modélisation des éléments en béton armé dans le domaine non linéaire (la modélisation matérielle avec plasticité concentrée et distribuée et avec des éléments basés sur les forces ou sur les déplacements). Différentes méthodes d'analyse non linéaire statique et dynamique pour l'analyse des structures en béton armé sous actions sismiques sont présentées dans le Chapitre quatre. Une simulation numérique intensive de plusieurs portique en tenant compte des divers

paramètres déjà cités a été entreprise au chapitre cinq ainsi qu'une interprétation et une discussion des résultats obtenus. Dans le chapitre six sont présentées les principales conclusions pouvant être tirées de cette étude ainsi que des recommandations pour des travaux ultérieurs dans ce domaine.

CHAPITRE 2

LES LOIS DE COMPORTEMENT

2.1. Introduction

Afin de prévoir de manière numérique la réponse inélastique complète des structures en béton armé sous l'action sismique, le modèle utilisé doit être capable de représenter correctement les différentes non-linéarités présentes.

Les structures en béton armé sont constituées de deux matériaux ayant des caractéristiques différentes, à savoir le béton et l'acier, et pour aborder avec succès la modélisation du comportement jusqu'à rupture des éléments en béton armé et déterminer leur capacité de charge, il est nécessaire de connaître les lois de comportement des matériaux béton et acier.

L'acier peut être considéré comme un matériau homogène et ses propriétés matérielles sont généralement bien définies. Le béton est, par contre, un matériau hétérogène composé de ciment, de mortier et d'agréats. Ses propriétés mécaniques se dispersent plus largement et ne peuvent pas être définies facilement.

Pour étudier le comportement des structures en béton armé soumises aux actions répétées et alternées de type séismique, il est très important d'avoir des informations sur le comportement du béton et de l'acier et des éléments en béton armé sous de telles charges. Si la loi de comportement de l'acier et du béton sous chargement statique monotone est connue depuis longtemps, les recherches concernant le comportement cyclique et dynamique sont toujours en cours. Nous allons passer en revue les principales recherches entreprises dans ce domaine.

2.2. Comportement mécanique du béton

2.2.1. Généralités

Le comportement complexe du béton, qui provient de la nature composite du matériau, nécessite le développement de modèles constitutifs appropriés. Bien que récemment, il y ait eu un grand nombre de contributions remarquables, avec différents niveaux de complexité et d'applicabilité, les caractéristiques complètes du comportement matériel n'ont pas toujours été reconnues et reflétées dans la modélisation. Un développement ultérieur dans la modélisation constitutive des matériaux en béton est donc nécessaire, avec la motivation d'incorporer d'importantes caractéristiques observées expérimentalement du comportement matériel dans la modélisation constitutive macroscopique.

Le béton est un matériau composite. Il est constitué d'un mélange d'agrégats, de ciment, de sable et d'eau. Son comportement physique est complexe. Il est influencé par sa composition ; à savoir : le rapport eau/ciment, rapport ciment /agrégat, la forme et la dimension des agrégats et le type de ciment. C'est un matériau fragile. Son comportement contraintes-déformations est affecté par le développement de microfissures dans son corps avant et après application de charges extérieures. Initialement les fissures sont causées par la ségrégation, le retrait, ou l'expansion thermique dans la pâte de ciment. La progression de ces fissures après application des charges contribue au comportement non linéaire du béton.

2.2.2. Comportement uni axial

2.2.2.1. Comportement sous chargement monotone

Le comportement mécanique du béton est fortement non linéaire en traction et en compression. Dans la compression uni axiale, trois stades différents de déformations (figure 2.1) peuvent être observés (Kotsovos et Newman, 1977 ; Chen et Han, 1988). Pour les contraintes axiales jusqu'à environ 30% de la contrainte de compression maximale f'_c , le comportement uni axial en compression du béton peut être considéré comme linéaire, les microfissurations existantes dans le matériau restant pratiquement inchangées (zone 1).

Le deuxième stade est compris entre $0.3 f'_c$ et $0.75 f'_c$ (zone 2), dans lequel des fissures se développent en raison de la rupture des liaisons (entre les constituants), et les fissures dans les surfaces agrégées proches commencent à se chevaucher. Cependant, la propagation des fissures est encore stable jusqu'à ce que la contrainte atteigne environ $0.75 f'_c$, ce qui est généralement appelé le début de la propagation de la rupture instable. Au-delà de ce niveau de contrainte est le troisième stade de déformation (zone 3) dans lequel les fissures de mortier rejoignent des fissures d'adhérence à la surface des agrégats proches et forment une zone de rupture. Une déformation supplémentaire peut être localisée, suivie de fissures majeures parallèles à la direction de la charge appliquée, ce qui entraîne une rupture de l'échantillon.

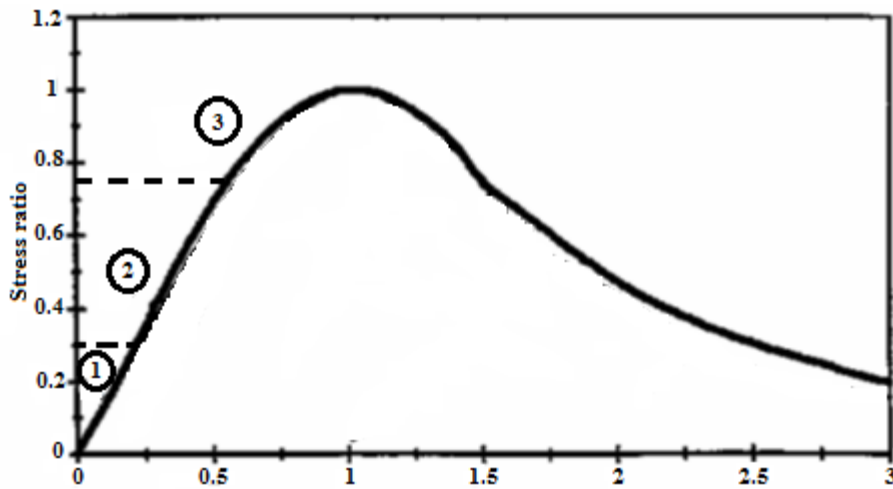


Fig. 2.1. Comportement du béton sous charge de compression monotone et cyclique (Après Bahn et Hsu 1998).

2.2.2.2. Comportement sous chargement cyclique

L'analyse des structures en béton armé soumises à des chargements dynamiques ou cycliques nécessite des modèles de contrainte-déformation réalistes pour reproduire le comportement réel de la structure. La recherche sur la réponse cyclique du béton pour fournir des modèles efficaces capables de prédire toutes les caractéristiques hystérétiques du matériau soumis à un chargement cyclique s'est étalée sur plusieurs décennies. Depuis la publication des premiers travaux visant à caractériser le comportement cyclique du béton (Sinha et al. 1964), un effort de recherche important a été consacré à ce domaine, qui s'est encore accru avec le développement récent de méthodes de calcul appliquées aux structures en béton armé.

Dans le cadre de cette étude, des modèles simplifiés qui sont essentiellement des formulations mathématiques dérivées de la généralisation des résultats d'essais pour le béton sous divers chargements sont présentés. Beaucoup de ces modèles ont été documentés dans la littérature, tels que Sinha et al. (1964), Karsan et Jirsa (1969), Yankelevsky et Reinhardt (1987), Mander, Priestley et Park (1988), Bahn et Hsu (1998), Chang et Mander (1994), Palerme et Vecchio (2003) et Mansour et Hsu (2005). La plupart d'entre eux se réfèrent uniquement au comportement de compression cyclique du béton et seuls quelques-uns considèrent la réponse de traction cyclique.

Sinha et al. (1964) ont entrepris une étude expérimentale sur le comportement du béton ordinaire soumis à une compression cyclique. Une série de quarante-huit essais a été effectuée sur des cylindres en béton pour obtenir des informations sur les propriétés de la courbe enveloppe et des courbes de déchargement et de rechargement, et ensuite des relations

analytiques contrainte-déformation pour la charge cyclique ont été proposées. Ils ont supposé la propriété d'unicité des relations contrainte-déformation (c'est-à-dire si l'enveloppe de la courbe de déchargement et de rechargement passant par n'importe quel point dans le plan de contrainte-déformation reste indépendante de l'historique de la charge précédente, alors la relation contrainte-déformation est unique) pour prédire le comportement du béton soumis à une charge de compression arbitraire. Cette hypothèse a été réfutée par des preuves expérimentales ultérieures.

Karsan et Jirsa (1969) ont développé une étude expérimentale du comportement du béton ordinaire soumis à des contraintes de compression répétées de différents niveaux. Un total de 46 poteaux courts rectangulaires a été testé sous des charges axiales variables de manière cyclique. Ceci a été réalisé afin de déterminer l'enveloppe contrainte-déformation et les courbes de déchargement et de rechargement. Les résultats des essais ont indiqué que les chemins de contrainte-déformation sous charge cyclique généralement ne dépassent pas la courbe d'enveloppe ; de plus, cette courbe peut être modélisée comme la courbe contrainte-déformation obtenue sous chargement monotone jusqu'à la rupture (figure 2.2). Les auteurs ont remarqué que les courbes de chargement et de déchargement à partir d'un point dans le domaine contrainte-déformation n'étaient pas uniques et que la valeur de la contrainte et de la déformation au pic du cycle de chargement précédent devait être connue pour estimer la réponse. Ils ont considéré la déformation plastique résiduelle comme un paramètre principal pour déterminer l'équation de la courbe de déchargement et ont proposé une formule empirique pour corréler la déformation plastique résiduelle avec le point sur l'enveloppe à partir de laquelle commence le déchargement.

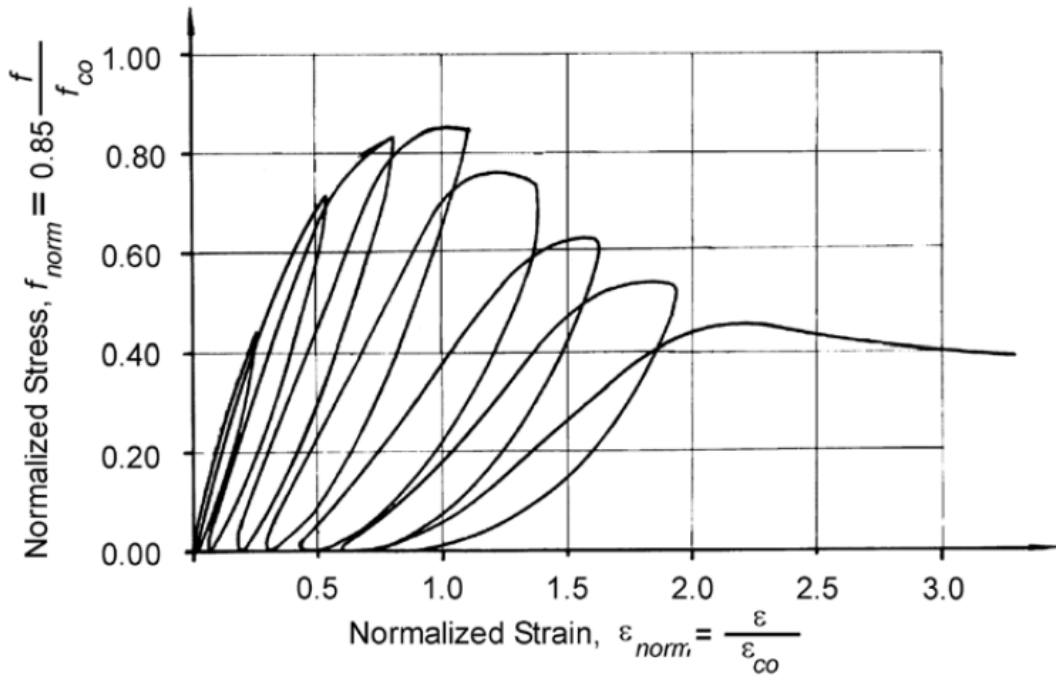


Fig. 2.2. Résultat typique d'un essai de compression cyclique (Karsan et Jirsa, 1969).

Lorsque le rechargement commence à partir d'une contrainte nulle pour correspondre à la courbe enveloppe, on constate que la courbe de rechargement devient plutôt plate dans la plus grande partie de sa gamme et peut être représentée par une droite simple (Sinha et al. 1964) ou une parabole de second ordre (Karsan et Jirsa, 1969).

Yankelevsky et Reinhardt (1987) ont proposé un modèle contrainte-déformation uni axial simple, basé sur les propriétés géométriques des courbes de l'historique de la charge dans le plan de contrainte uni axiale. Ils ont modélisé le cycle complet de déchargement-rechargement par un ensemble de courbes linéaires reconstituées définies par un ensemble de six lieux géométriques (appelés points focaux) dans le plan contrainte-déformation.

Mander, Priestley et Park (1988) ont développé un modèle contrainte-déformation pour le béton soumis à une charge de compression inversée uni axiale avec des incursions en traction et confiné par un renforcement transversal. Le modèle contrainte-déformation est illustré sur la figure 2.3. Ils ont utilisé une expression modifiée de l'équation suggérée par Popovics (1973) pour le chargement de compression monotone. Pour une vitesse de déformation lente (quasi statique) et une charge monotone, la contrainte de compression longitudinale du béton est donnée par :

$$f = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (2.1)$$

Où f'_{cc} est la résistance à la compression du béton confiné et x est un rapport de la contrainte de compression longitudinale du béton (ϵ_c), r est le rapport du module initial du béton à la différence des modules d'élasticité initial et sécant. Ces paramètres et leurs composants sont exprimés mathématiquement par :

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2.2)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.3)$$

Comme suggéré par Richart et al. (1928), où f'_{co} et ϵ_{c0} = la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante, respectivement (généralement $\epsilon_{c0} = 0.002$), et

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.4)$$

Où

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPA} \quad (2.5)$$

E_c est le module d'élasticité tangent du béton (1 MPa = 145 psi), et

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (2.6)$$

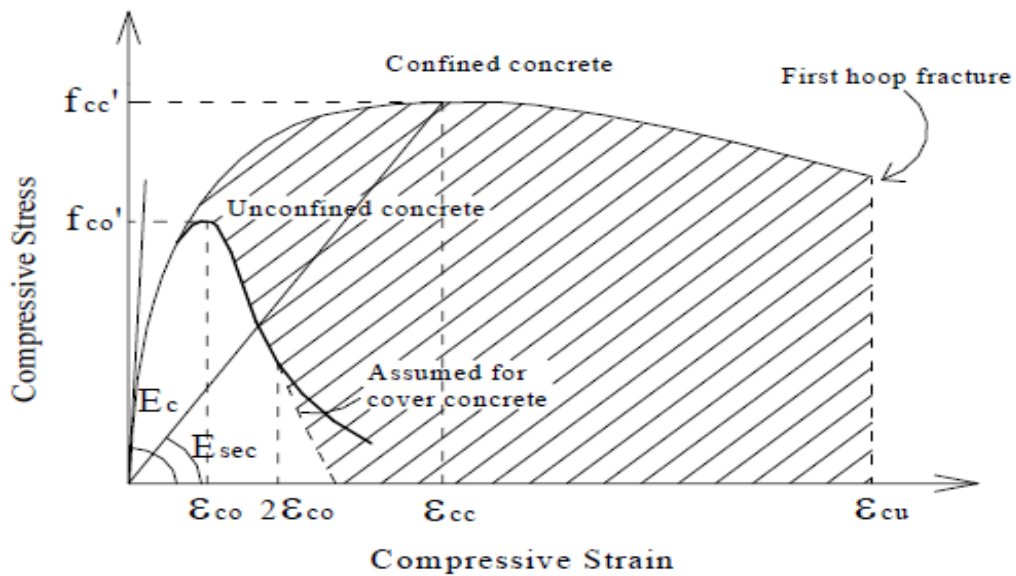


Fig. 2.3. Modèle de Mander et al. (1988) pour la réponse monotone du béton confiné et non confiné.

La courbe de déchargement a été déterminée par l'ajustement des paramètres, sur la base de courbes de déchargement expérimentales sélectionnées pour le béton confiné et non confiné. Pour la courbe de rechargement, une relation contrainte-déformation linéaire est supposée entre le point de contrainte égale à zéro et la déformation de déchargement, tandis qu'une courbe de transition parabolique est adoptée entre la déformation de déchargement et le retour à la contrainte-déformation monotone. Martinez-Rueda et Elnashai (1997) ont modifié ce modèle pour inclure l'effet de la dégradation de la rigidité et de la résistance due à la charge cyclique.

Chang et Mander (1994) ont proposé un modèle avancé pour simuler le comportement hystérétique du béton confiné et non confiné à la fois en compression et en traction cycliques pour le béton ordinaire et à haute résistance, y compris pour la première fois, les effets de dégradation produits par un bouclage partiel et un modèle de fermeture de fissures. L'équation utilisée par les auteurs pour les courbes de déchargement et de rechargement était une équation générale de Ramberg et Osgood (1943) ajustée par une série de paramètres : la pente à l'origine et la pente à la fin de chaque courbe. Le comportement complet du béton sous chargement cyclique a été défini par une série de règles pour chaque type de courbe (courbes d'enveloppes, courbes de déchargement et courbes de rechargement). Pour définir les propriétés cycliques du béton en compression, une analyse de régression statistique a été réalisée sur les données expérimentales de Sinha et al. (1964), Karsan et Jirsa (1969), Spooner et Dougill (1975), Okamoto et al. (1976) et Tanigawa et Uchida (1979). Les mêmes expressions proposées par les auteurs pour la compression ont été utilisées pour la réponse cyclique en traction.

Bahn et Hsu (1998) ont développé une étude paramétrique et une étude expérimentale sur le comportement du béton sous contrainte de compression cyclique aléatoire. Ils ont étudié de manière semi-empirique un ensemble de paramètres qui contrôlent la forme globale de la courbe contrainte-déformation cyclique. Cela a été réalisé en combinant la simulation théorique et une série de résultats expérimentaux. Une équation du type de puissance a été proposée pour la courbe de déchargement et une relation linéaire pour la courbe de rechargement.

Un modèle constitutif du béton cohérent avec une approche de champ de compression modifié (Modified Compression Field Theory, Vecchio et Collins, 1986) a été proposé par Palermo et Vecchio (2003). Le modèle cyclique présenté par les auteurs considère le béton à la fois en compression et en traction. Les courbes de déchargement et de rechargement sont liées aux courbes d'enveloppe, qui sont représentées par les courbes de réponse monotones. Le déchargement est modélisé en utilisant une formulation de Ramberg-Osgood, en considérant

les conditions aux limites au début du déchargement et à une contrainte égale à zéro. Le rechargement est modélisé par une courbe linéaire avec une rigidité de rechargement dégradante. Ce modèle considère également le cas du déchargement-rechargement partiel et d'une fonction de fermeture de fissure linéaire. Tous les paramètres du modèle ont été déterminés statistiquement à partir des essais développés par d'autres auteurs.

Une extension du modèle à membrane adoucie (Hsu et Zhu, 2002) soumis à des contraintes de cisaillement cycliques inverses a été présentée par Mansour et Hsu (2005) (figure 2.4). Ce travail comprend une relation constitutive uni axiale cyclique pour le béton qui prend en compte un adoucissement de la résistance à la compression du béton causée par une déformation de traction constante dans la direction orthogonale. Les courbes de déchargement et de rechargement ont été formées par un ensemble de courbes linéaires reconstituées.

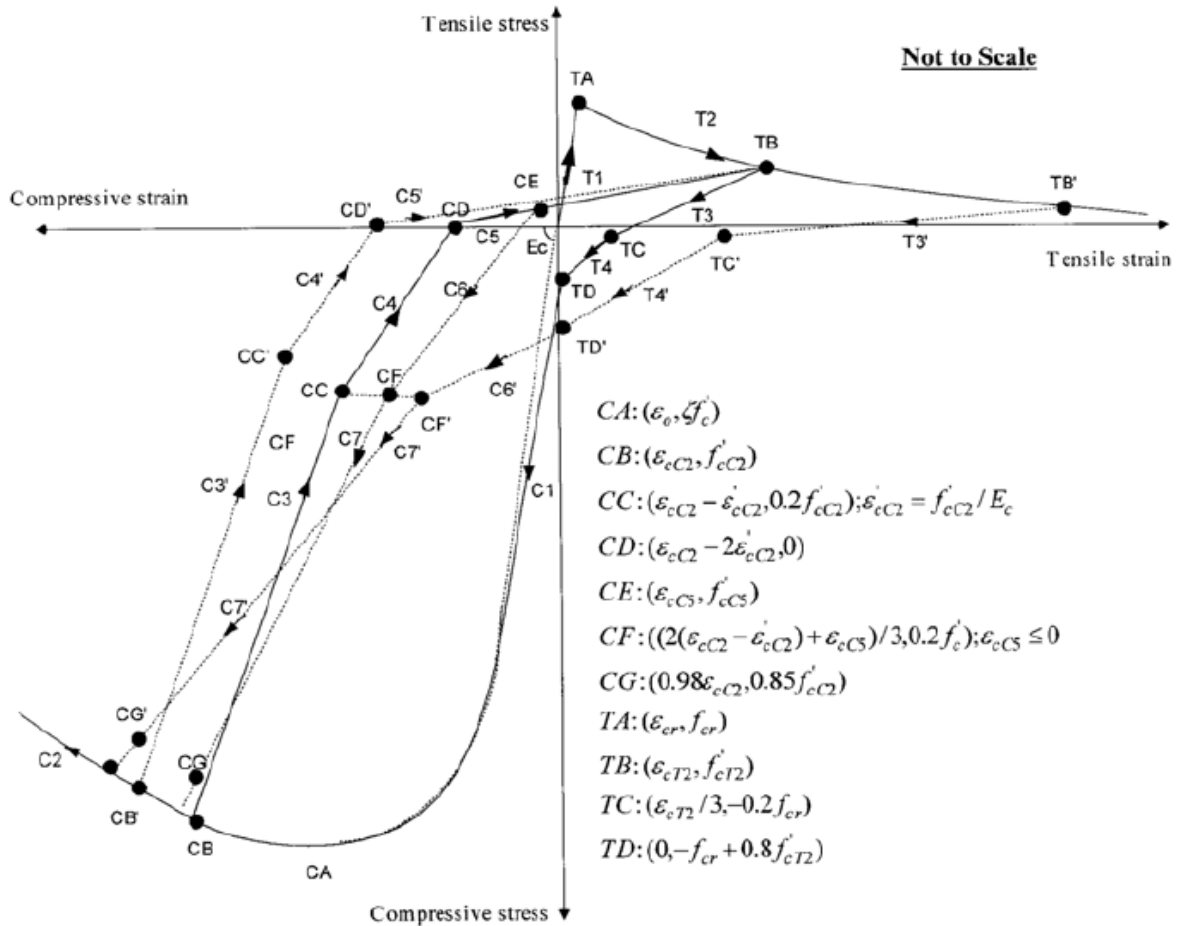


Fig. 2.4. Modèle analytique des courbes de contrainte-déformation cycliques du béton (Mansour et Hsu, 2005).

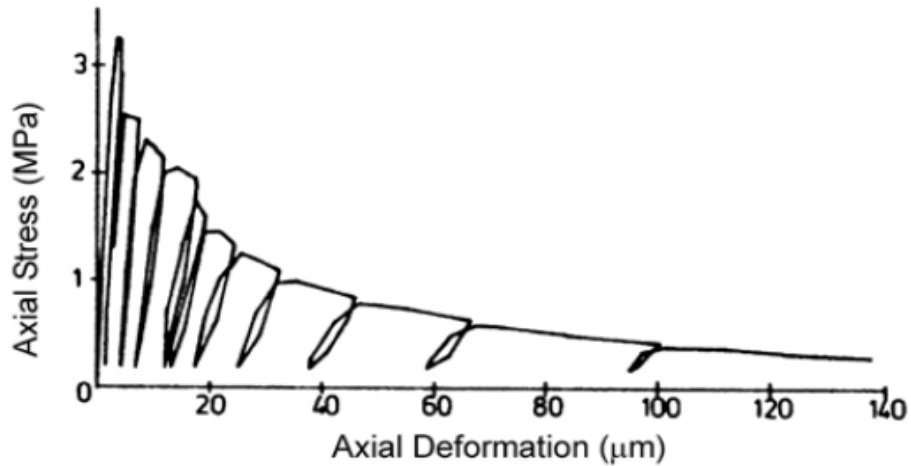
Plus récemment, Sakai et Kawashima (2006) ont proposé un modèle de déchargement et de rechargement du béton confiné par armature transversale. Ce modèle est basé sur les résultats d'essais sur des éprouvettes d'un poteau en béton armé. Il prend en compte l'effet de

cycles de déchargement-rechargement répétés et de rechargement-déchargement partiels en considérant le nombre de cycles.

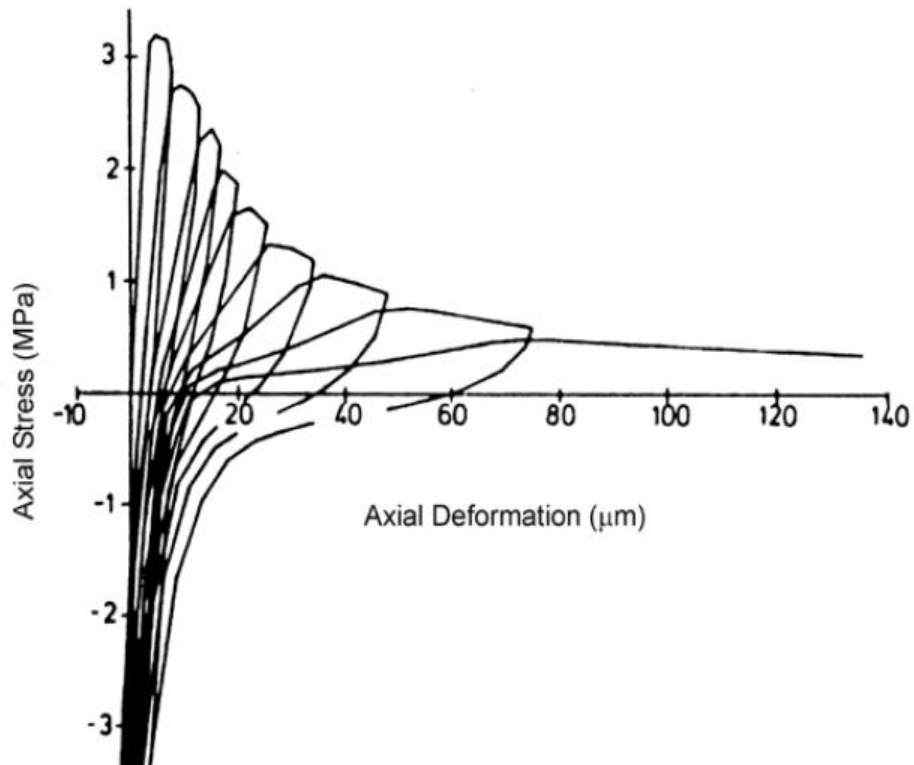
Sous des actions cycliques ou dynamiques réelles, le béton peut subir des processus de chargement complexes impliquant non seulement des cycles de chargement-déchargement complets en compression ou en traction, mais aussi des processus partiels de déchargement et de rechargement et des cycles mixtes impliquant des contraintes de compression et de traction et de fissuration. Certains des modèles disponibles se concentrent sur des aspects particuliers du comportement cyclique. Ainsi, Karsan et Jirsa (1969), Yankelevsky et Reinhardt (1987), Mander, Priestley et Park (1988) ou Bahn et Hsu (1998) se sont orientés vers le régime de compression. De plus, Karsan et Jirsa (1969), Yankelevsky et Reinhardt (1987), Mander, Priestley et Park (1988) ne traitent que des processus de déchargement et de rechargement totaux.

Cependant, en traction uni axiale, le processus de déformation expérimentalement observé est différent de celui de la compression. La faible résistance à la traction du béton est principalement due à la faible résistance à la traction de l'interface granulat-mortier, qui a une résistance significativement inférieure à celle du mortier. Cette interface est connue pour être le lien le plus faible dans ce matériau composite, avec des fissures apparaissant habituellement sur l'interface. Étant donné que les microfissures existantes restent pratiquement inchangées sous une contrainte inférieure de 60% à 80% de la résistance à la traction ultime f'_t , ce niveau de contrainte peut être considéré comme la limite d'élasticité en traction. Reinhardt (1984) a présenté un ensemble d'essais pour la caractérisation du béton soumis à une charge de traction cyclique (figure 2.5). Les caractéristiques importantes de la réponse du béton sont les suivantes :

- 1) le béton réagit essentiellement de manière élastique linéaire jusqu'à ce que la résistance à la traction soit atteinte.
- 2) Après le pic de la résistance à la traction, le matériau présente une branche adoucissante.
- 3) des cycles de déchargement-rechargement commencent pour des déformations supérieures à la résistance maximale à la traction et ont lieu avec une rigidité du matériau significativement plus faible que le module du matériau d'origine (Sima et al 2008).



(a)



(b)

Fig. 2.5. Courbe contrainte-déformation du béton soumis à un chargement de traction
(a) cyclique, (b) cyclique inversée (Reinhardt, 1984).

Contrairement à un essai de compression, où les fissures sont parallèles à la direction de la contrainte de compression (figure 2.6) ou sous la forme d'une bande en zigzag en fonction de la hauteur de l'échantillon (figure 2.7), la direction de la propagation des fissures dans un essai de traction est perpendiculaire à la direction de contrainte (figure 2.8). Cela conduit à une réduction de la zone de chargement suivie d'une augmentation de la concentration de

contrainte au niveau des pointes des fissures critiques. En outre, la propagation de fissures instables en traction commence très rapidement, ce qui entraîne la fragilité du béton en traction (figure 2.5).

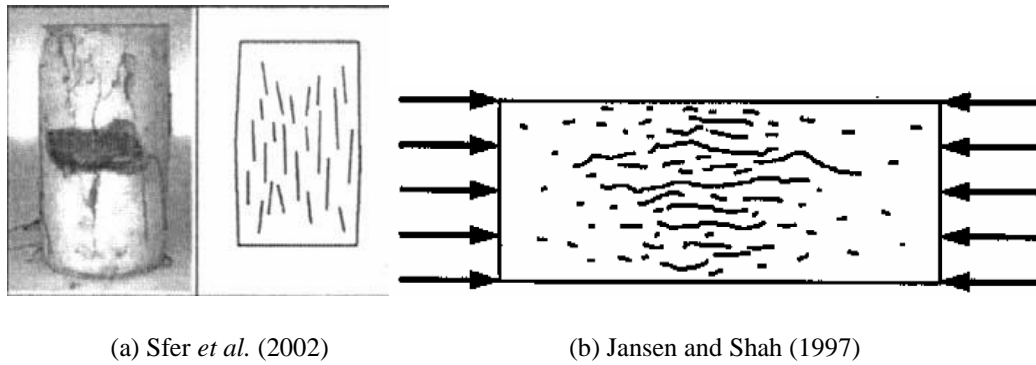


Fig. 2.6. Rupture du béton en compression uni axiale avec des fissures parallèles aux charges appliquées.

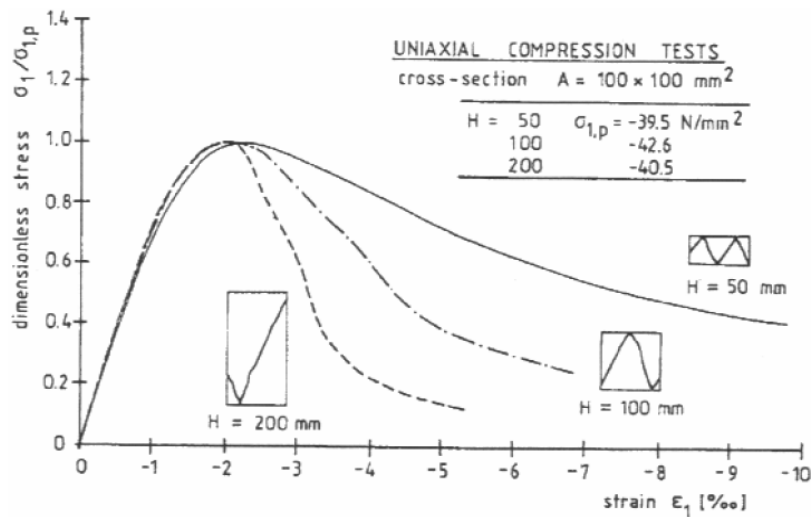


Fig. 2.7. Influence de la hauteur de l'échantillon sur la courbe contrainte-déformation uniaxiale en compression.

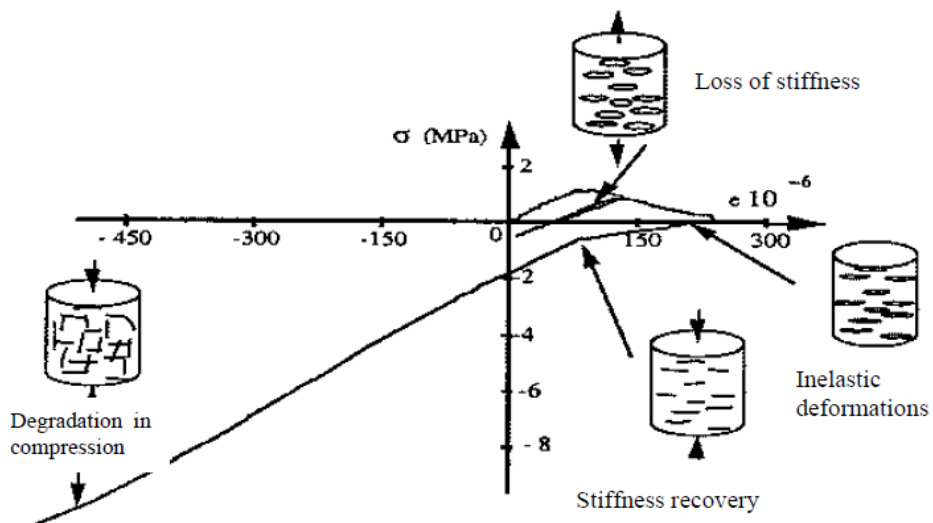


Fig. 2.8. Comportement uni axiale du béton sous charge cyclique (Ramtani 1990, présenté par Nechnech 2000).

2.2.3. Comportement bi axial

Plusieurs études expérimentales concernant le comportement bi axial du béton peuvent être trouvées dans la littérature Kupfer et al. (1969). La grande divergence constatée dans les résultats de résistance peut être attribuée aux appuis des plaques lors des essais. Il est bien connu que les détails du transfert de la charge à l'échantillon d'essai peuvent modifier considérablement l'état de contrainte dans l'échantillon. À cet égard, deux recherches expérimentales de Kupfer et al. (1969) et Liu (1971) sont significatives. Leur appareil d'essai a été soigneusement conçu pour minimiser les contraintes latérales sur l'échantillon.

Région compression-compression

Les contraintes de ruptures expérimentales pour le béton pour différents rapports de contraintes principales sont montrées dans la figure 2.9. L'augmentation observée de la résistance à la compression bi axiale dans la région compression-compression qui est plus grande que la résistance à la compression uni axiale peut être attribuée à l'effet de confinement. L'augmentation maximale de la résistance bi axiale observée expérimentalement par rapport à la résistance unie axiale est de 27 pour cent. Une équation empirique adaptée aux résultats expérimentaux dans la région compression-compression a été proposée par Kupfer et Gerstle (1973).

Si σ_{1c} et σ_{2c} sont les contraintes de rupture dans les directions de contraintes principales 1 et 2, respectivement, et f'_c est la résistance de cylindre de béton, une équation définissant l'enveloppe de rupture peut être écrite comme suit :

$$\left(\frac{\sigma_{1c}}{f'_c} + \frac{\sigma_{2c}}{f'_c}\right)^2 - \frac{\sigma_{2c}}{f'_c} - 3.65 \frac{\sigma_{1c}}{f'_c} = 0 \quad (2.7)$$

Dans l'équation ci-dessus $\sigma_{1c} \geq \sigma_{2c}$ par convention du signe algébrique. En définissant le rapport des contraintes principales par $\alpha_c = \frac{\sigma_{1c}}{\sigma_{2c}}$, l'équation (2.7) peut être réécrite comme suit :

$$\sigma_{2c} = \frac{1+3.65 \alpha_c}{(1+\alpha_c)^2} \cdot f'_c \quad (2.8)$$

Ainsi, pour α_c , f'_c et σ_{2c} données (équation 2.8), σ_{1c} peut être obtenue comme suit :

$$\sigma_{1c} = \alpha_c \cdot \sigma_{2c} \quad (2.9)$$

Où $0 \leq \alpha_c \leq 1$ dans cette région.

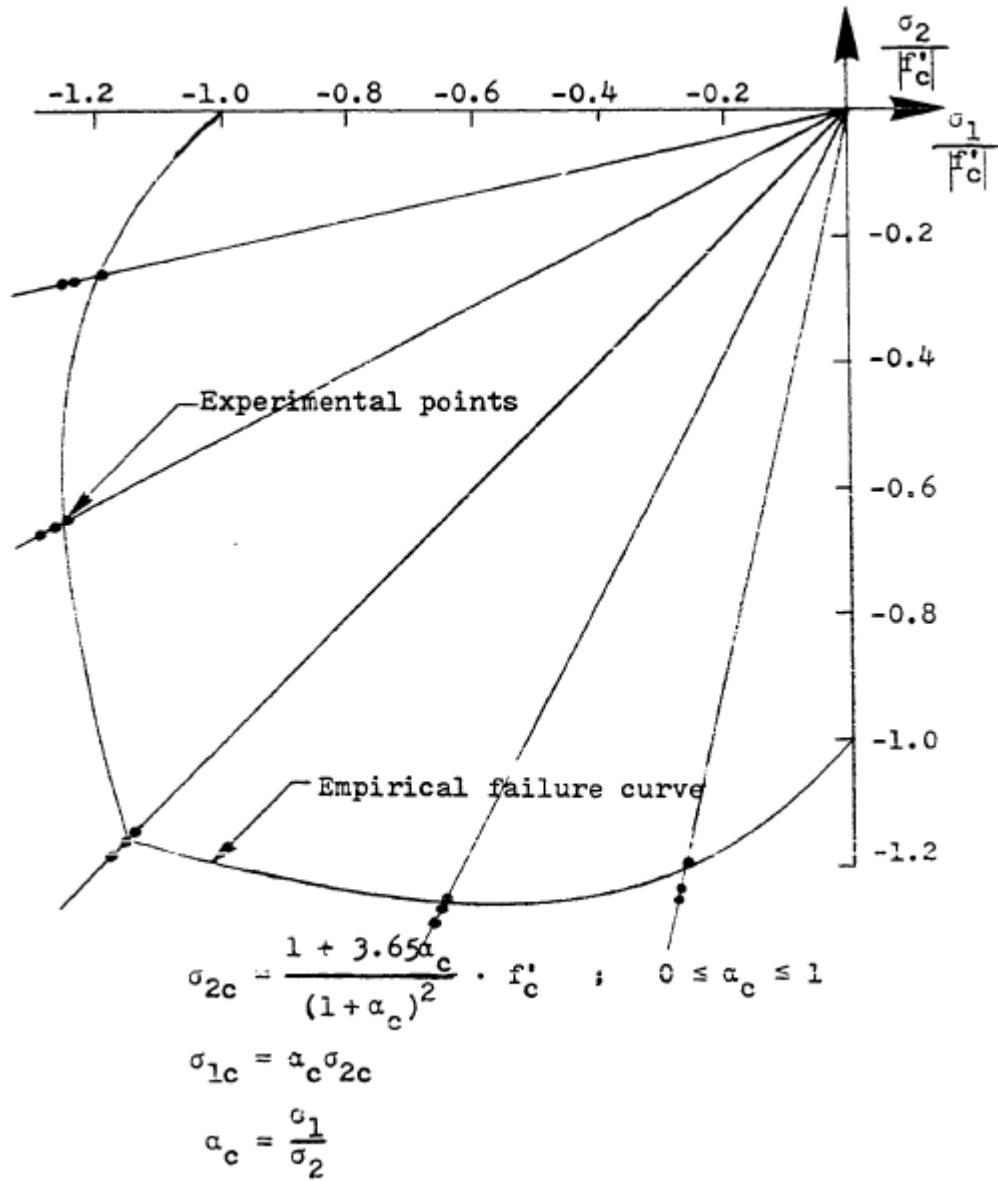


Fig. 2.9. Enveloppe de rupture pour le béton en compression bi axiale.

Région traction-compression

En raison de la difficulté d'introduire des forces de traction dans des échantillons de béton, des données expérimentales très limitées sont disponibles en ce qui concerne la résistance à la rupture du béton dans les régions de traction-compression et de traction-traction. Les contraintes de ruptures expérimentales obtenues par Kupfer et al. (1969) sont tracées sur la figure 2.10 pour trois résistances différentes de béton.

Les enveloppes de rupture suggérées par Kupfer et Gerstle (1973) et Darwin et

Pecknold (1974) sont montrées sur la figure 2.11. Darwin a utilisé une combinaison d'une ligne droite de résistance à la traction constante et d'une ligne courbe pour définir l'enveloppe de rupture dans la zone de traction-compression (figure 2.11). Kupfer a proposé une réduction linéaire de la résistance à la traction avec une augmentation de la contrainte de compression (figure 2.11). Bien que l'équation en ligne droite suggérée par Kupfer correspond bien aux résultats expérimentaux, elle introduit une discontinuité indésirable dans l'enveloppe de rupture lorsque $\alpha_c = 0$. La possibilité d'une discontinuité dans l'enveloppe de rupture à $\sigma_{2c} = -0,65 |f'_c|$ existe également dans le modèle proposé par Darwin et Pecknold (1974).

L'enveloppe de rupture dans la région de traction compression est définie par une ligne droite sous la forme

$$\frac{\sigma_{1c}}{f_t} = 1 + 0.625 \frac{\sigma_{2c}}{|f'_c|} \quad (2.10)$$

Et par l'extension de l'enveloppe de rupture de la zone de compression-compression (équation 2.8) dans la zone de traction-compression jusqu'à ce qu'elle coupe la ligne droite donnée par l'équation 2.10 (figure 2.10). Dans l'équation 2.10 lorsque $\sigma_{2c} = 0$, σ_{1c} prend la valeur de f_t , et quand $\frac{\sigma_{2c}}{|f'_c|} = 0.8$, σ_{1c} a la valeur de $\frac{f_t}{2}$, où f_t est la résistance à la traction du béton. À des contraintes de compression élevées, l'enveloppe de rupture utilisée pour définir la région de compression-compression (équation 2.8) est étendue pour définir également la région de traction-compression.

Région traction-traction

Les résultats expérimentaux (figure 2.10) indiquent que les contraintes de rupture dans cette région ne sont pas significativement affectées par l'état de contrainte bi axial. Par conséquent, on suppose que l'enveloppe de rupture dans cette région est un rectangle et la contrainte de rupture est toujours égale à f_t , indépendamment de α_c (figure 2.10).

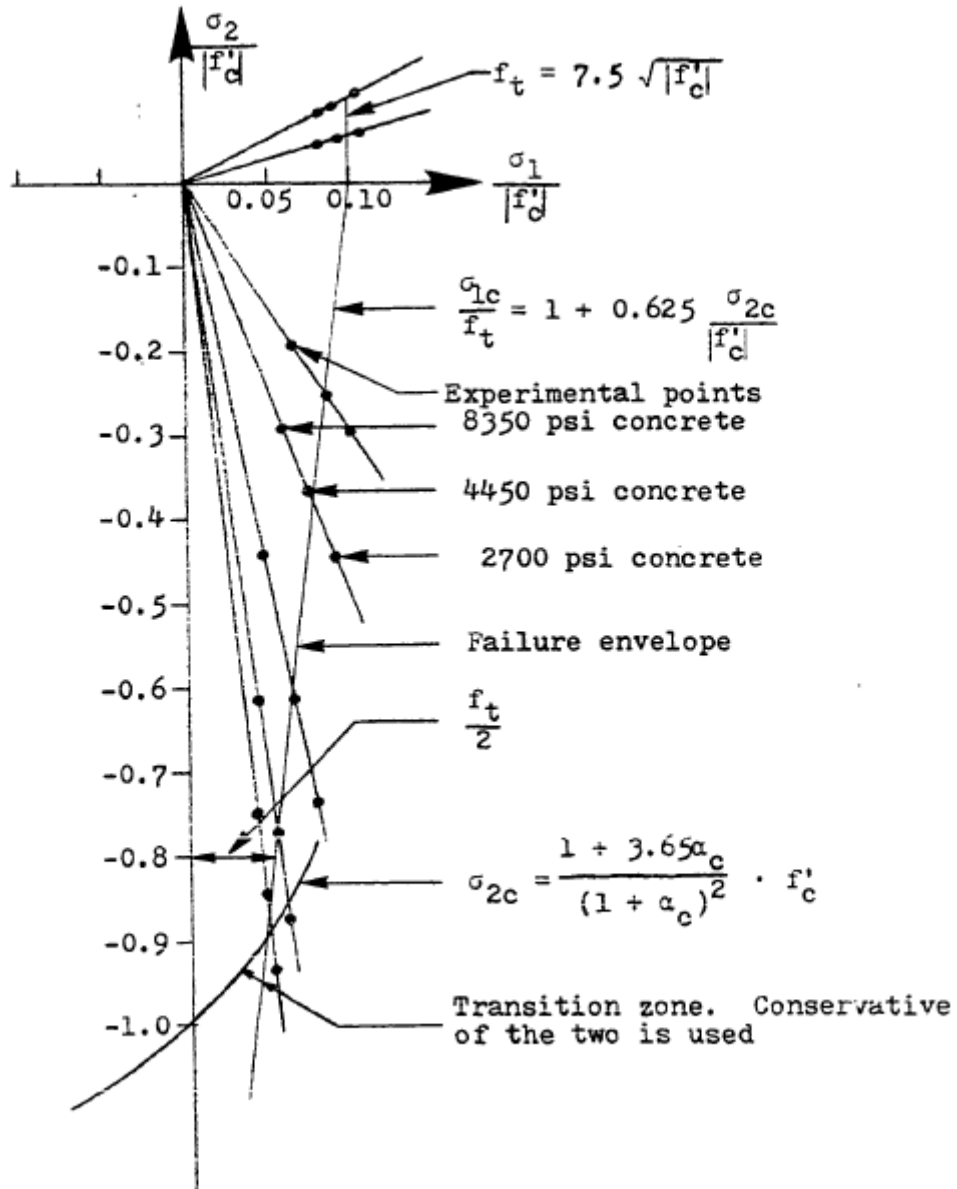


Fig. 2.10. Enveloppe de rupture pour béton dans les régions bi axiales de traction-compression et traction-traction.

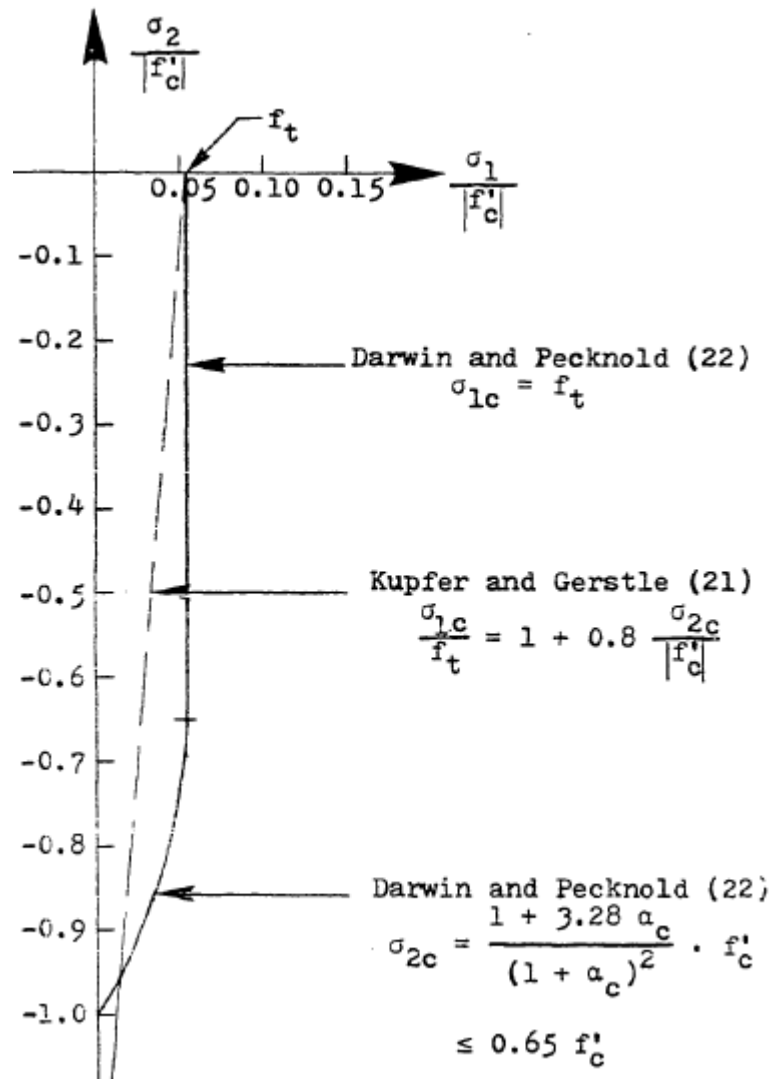


Fig. 2.11. Enveloppes de ruptures proposées par Kupfer et Gerstle (1973) et Darwin et Pecknold (1974) pour la région de traction-compression.

Relation contrainte-déformation bi axiale à court terme du béton

Bien que la modélisation et la mise en œuvre d'un critère de rupture bi axiale empirique du béton dans l'analyse est relativement simple, une modélisation précise des relations contrainte-déformation bi axiales du béton est plus complexe. Une étude du diagramme de contrainte-déformation uni axial du béton en compression illustre de nombreuses caractéristiques importantes. La courbe contrainte-déformation est initialement droite et devient de plus en plus non linéaire à mesure que la microfissure interne se développe et se propage. La courbe contrainte-déformation après avoir atteint une valeur pic comporte une partie de déchargement qui est fonction de vitesse de la machine ou de la déformation. La forme du diagramme contrainte-déformation en traction est plus linéaire que le diagramme comparable obtenu pour la compression. Une bonne analyse des diverses équations empiriques suggérées pour modéliser la relation contrainte-contrainte du béton en compression uni axiale

est donnée par Popovics (1970).

Plusieurs études antérieures sur les structures en béton armé utilisant la méthode des éléments finis ont utilisé une variété de modèles pour décrire la relation contrainte-déformation du béton. Ngo et Scordelis (1967) ont considéré que le béton est un matériau élastique linéaire isotrope présentant différentes résistances à la traction et à la compression. Nilson (1968) a utilisé une relation contrainte-déformation uni axiale en compression basée sur l'équation de Saenz et a supposé que le matériau est linéairement élastique en traction. Franklin (1970) a utilisé un diagramme de contrainte-déformation linéaire par morceaux pour modéliser plus étroitement les courbes uni axiales expérimentales. Dans un certain nombre d'études récentes (Cervenka et Gerstie 1971, Yuzugullu et Schnobrich 1972, Lin 1973, Salem et Mohraz 1974), le béton a été modélisé comme un matériau élastique et parfaitement plastique en compression. Un modèle plus raffiné que celui ci-dessus a été utilisé par Hand et al. (1972). Hand et al. (1972) ont utilisé un modèle bilinéaire élastique parfaitement plastique pour le béton en compression. Aucune des études ci-dessus n'a examiné l'effet du champ de contraintes bi axiales sur la courbe contrainte-déformation du béton autrement que par l'utilisation de l'effet de Poisson.

Une réponse typique de contrainte-déformation du béton sous compression bi axiale pour $\alpha_c = 1$ est montrée sur la figure 2.12. La réduction observée de la déformation ne peut pas être entièrement expliquée par l'effet de Poisson seul. Liu et al. (1972) attribuent la grande réduction de la déformation au confinement de la microfissuration due à la présence de contraintes bi axiales. Ainsi, l'intensité de la contrainte dans une direction affecte également la rigidité du matériau dans la direction perpendiculaire. Ceci conduit alors à la modélisation du béton comme matériau orthotrope (Liu et al. 1972, Darwin et Pecknold 1974).

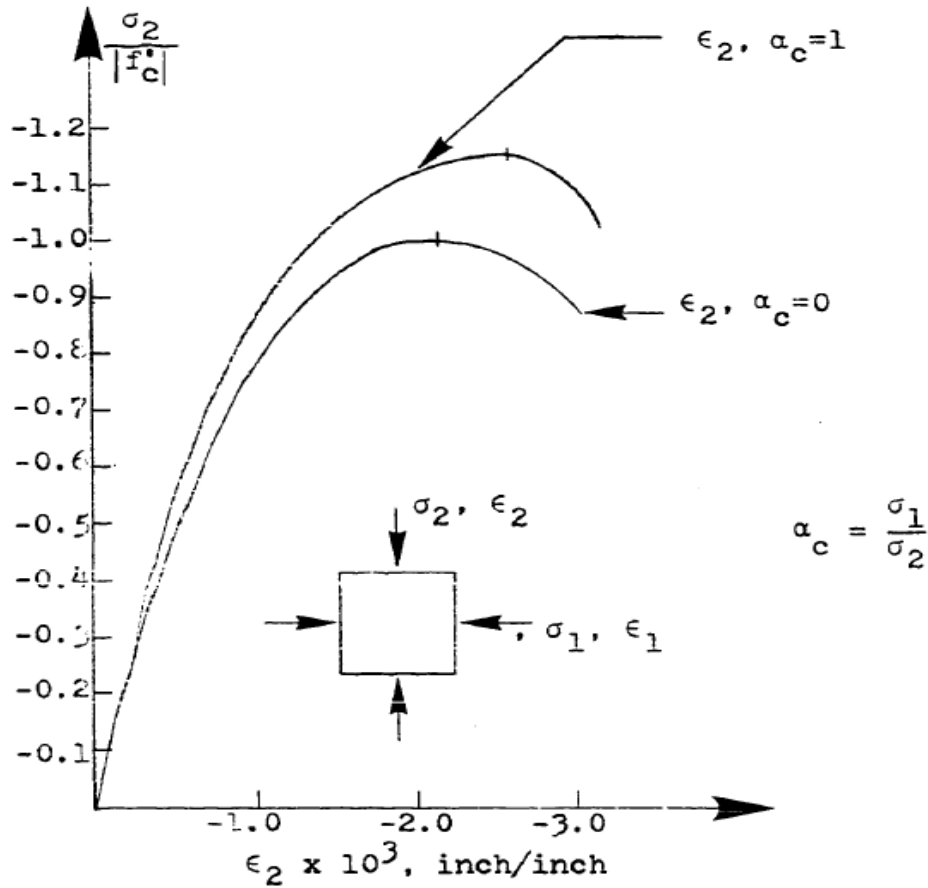


Fig. 2.12. Courbes expérimentales uni axiales et bi axiales pour béton en compression.

2.2.4. Comportement triaxial

Due à la difficulté liée aux essais triaxiaux sur le béton, très peu de résultats sont reportés dans la littérature. Jamet et al. (1984) présentent des résultats d'essais triaxiaux sur des échantillons d'un béton. La figure 2.13 montre les courbes typiques contraintes-déformations obtenues sous des sollicitations de confinement. Ces dernières ont été réalisées à de basses contraintes de compression (de confinement). Les courbes montrent un important gain de résistance du béton avec l'augmentation du confinement et les déformations enregistrées sont importantes. Le béton enregistre un comportement ductile qui est également visible, la phase adoucissante observée en compression simple est alors remplacée par la plastification avec écrouissage.

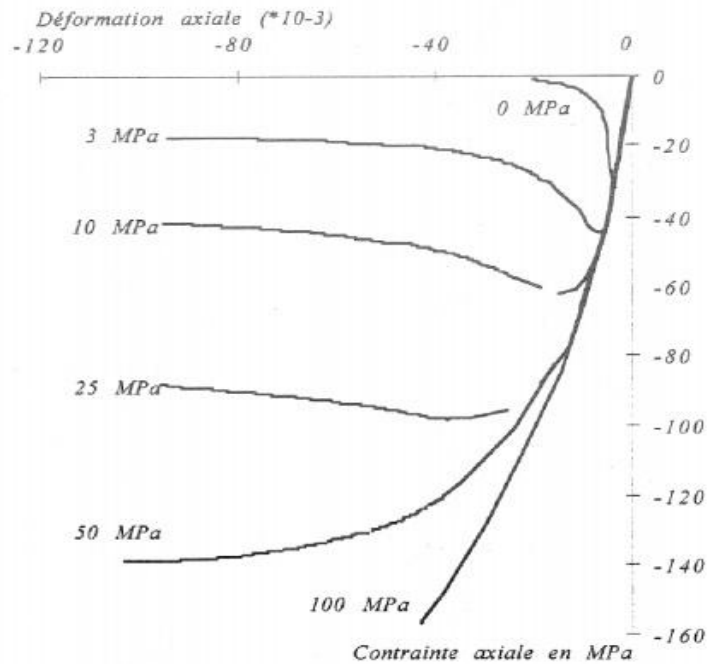


Fig. 2.13. Comportement en compression triaxiale d'un béton sous différentes pressions de confinement (Jamet et al. 1984).

2.3. L'acier

2.3.1. Comportement de l'acier

Les propriétés des armatures d'acier, contrairement au béton, ne dépendent généralement pas des conditions environnementales ni du temps. Ainsi, la spécification d'une seule relation contrainte-déformation est suffisante pour définir les propriétés du matériau nécessaires à l'analyse des structures en béton armé.

Les courbes de contrainte-déformation typiques pour les barres d'acier d'armature utilisées dans la construction en béton armé sont obtenues à partir des essais sur des échantillons de barres chargées de façon monotone en traction. Pour toutes les applications pratiques, l'acier présente la même courbe contrainte-déformation en compression qu'en traction. La figure 2.14 montre la relation contrainte-déformation typique de l'acier qui présente une première partie élastique linéaire, un plateau de plastification, une plage d'écrouissage dans laquelle la contrainte augmente à nouveau avec la déformation et, enfin, une plage dans laquelle la contrainte diminue jusqu'à rupture. L'étendue du plateau de plastification est fonction de la résistance à la traction de l'acier. Les aciers à haute teneur en carbone et à haute résistance ont généralement un plateau de plastification beaucoup plus court que les aciers à faible teneur en carbone et à faible résistance.

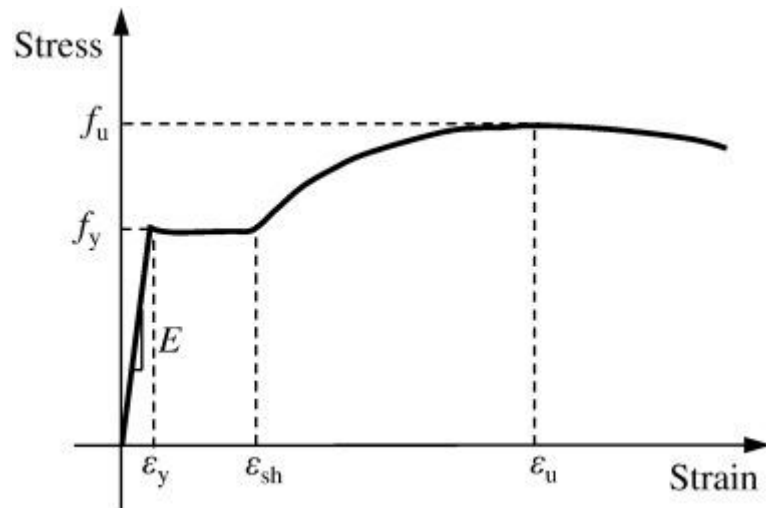
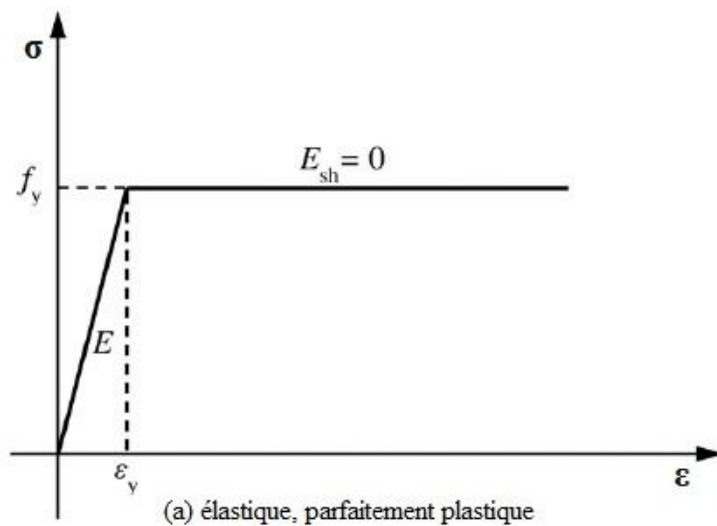


Fig. 2.14. Relation contrainte-déformation typique d'acier.

Comme les armatures en acier sont utilisées dans la construction en béton armé sous la forme de barres d'armature ou des câbles, il n'est pas nécessaire d'introduire les complexités des relations constitutives tridimensionnelles pour l'acier. Pour la commodité de calcul, il suffit souvent d'idéaliser la relation contrainte-déformation unidimensionnelle pour l'acier. Différents modèles simplifiés ont été proposés (figure 2.15) pour représenter la réponse des aciers, parmi lesquels les modèles linéaires pouvant être en (a) élastique, parfaitement plastique, (b) élastique, linéaire avec écrouissage et (c) tri-linéaire, sont communément utilisées en fonction du niveau de précision souhaité (ASCE 1982, Cervenka et al. 1990).



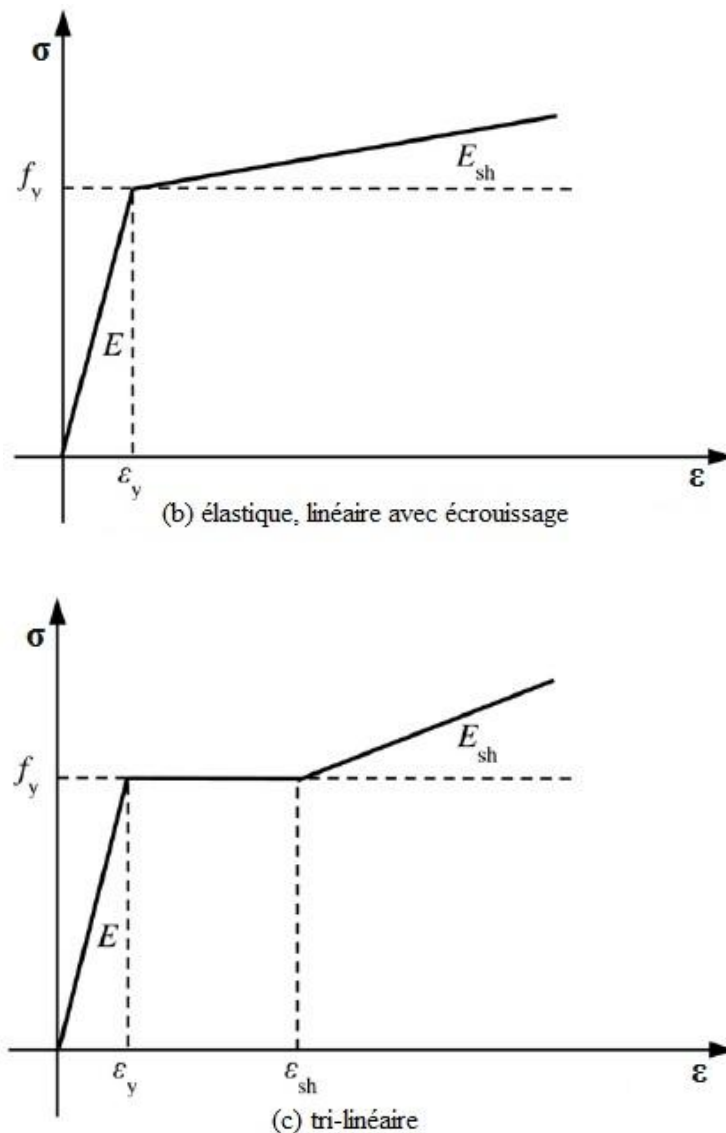


Fig. 2.15. Modèles de relations contrainte-déformation idéalisées d'acier.

La première idéalisation néglige l'augmentation de la résistance due à l'écrouissage de l'armature qui est modélisée comme un matériau linéaire et parfaitement plastique comme le montre la figure 2.15.a. Cette hypothèse est basée sur les équations de conception du code ACI (1995). Si la déformation au début de l'écrouissage est beaucoup plus grande que la déformation de la plastification, cette approximation donne des résultats très satisfaisants. C'est le cas des aciers faiblement carbonés à faible limite d'élasticité.

Si l'acier durcit rapidement après le début de la plastification, cette approximation sous-estime la contrainte dans l'acier à des déformations élevées. Dans plusieurs cas, il est nécessaire d'évaluer la contrainte de l'acier à des déformations plus élevées après la plastification pour évaluer plus précisément la résistance des éléments aux grandes déformations. Ceci est particulièrement vrai dans la conception parasismique, où l'évaluation de la ductilité disponible

d'un élément nécessite que le comportement soit étudié sous des déformations plusieurs fois supérieures à la déformation de plastification. Dans ce cas, des idéalizations plus précises qui prennent en compte l'effet de l'écroutissement sont nécessaires, comme le montrent les figures 2.15.b et 2.15.c. Les paramètres de ces modèles sont la contrainte et la déformation au début de la plastification, la déformation au début de l'écroutissement et la contrainte et la déformation ultimes. Ces paramètres peuvent être déterminés de relations de contrainte-déformation obtenues expérimentalement.

2.3.2. Modèle de Menegotto-Pinto (1973)

La loi constitutive des matériaux pour les barres d'armature longitudinales en acier est basée sur le modèle de Menegotto-Pinto (1973). En utilisant ce modèle, les branches de chargement et de déchargement de la loi de comportement uni-axiale suivent une courbe de transition à partir de deux asymptotes linéaires, comme illustré dans la figure 2.16. La relation contrainte-déformation pour ce modèle est résumée comme suit :

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \left[\frac{1-b}{(1+(\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \right] \quad (2.11)$$

Où :

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 + \sigma_r} \quad (2.12)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 + \varepsilon_r} \quad (2.13)$$

Dans laquelle $(\sigma_s, \varepsilon_s)$ est le point étudié, $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ = coordonnées du dernier point d'inversion de déformation dans le plan de contrainte-déformation et $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ = coordonnées des deux intersections asymptotes comme illustré sur la figure 2.16. Ces paramètres sont actualisés après chaque inversion de la déformation. Le paramètre b , également un paramètre matériel constant, est le taux de durcissement. Le paramètre R détermine la courbure de la courbe de transition et actualisée après chaque inversion de la déformation par la relation suivante :

$$R = R_0 - \frac{R_1 \xi}{R_2 + \xi} \quad (2.14)$$

Où ξ est appelée excursion plastique normalisée et est actualisée après chaque inversion de la déformation. R_0 , R_1 et R_2 sont des constantes matérielles qui contrôlent la courbure des

branches hystérétiques. L'écroutissage isotrope peut être incorporé dans ce modèle en introduisant le décalage de contrainte suivant, σ_{shift} qui déplace la position de l'asymptote de plastification et est actualisée après chaque inversion de la déformation.

$$\frac{\sigma_{shift}}{\sigma_y} = \text{Max} \left[a_1 \left[\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y} - a_2 \right], 0 \right] \quad (2.15)$$

Dans l'équation ci-dessus, σ_y et ε_y désignent la contrainte de plastification initiale et la déformation correspondante. ε_{max} est la déformation maximale absolue à l'instant de l'inversion de déformation, a_1 détermine l'amplitude du décalage de contrainte et a_2 est un seuil pour $\frac{\varepsilon_{max}}{\varepsilon_y}$, au-dessus duquel la contrainte de décalage est activée.

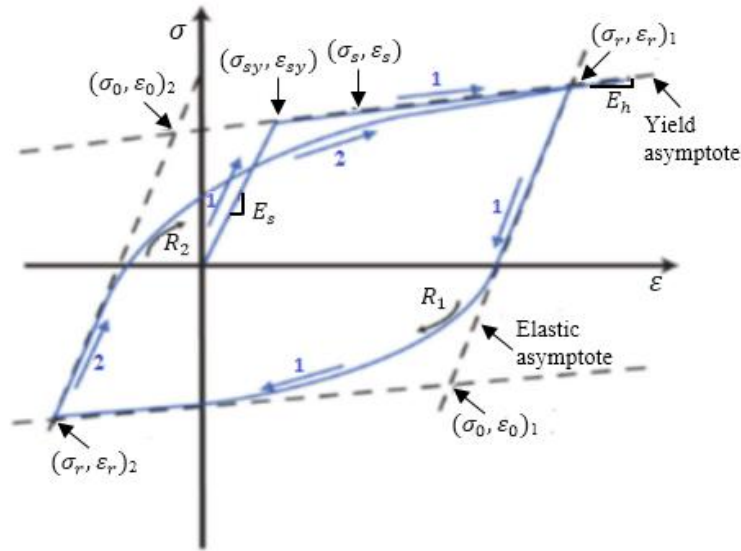


Fig. 2.16. Modèle de l'acier de Menegotto-Pinto (1973).

Le modèle de l'acier de Menegotto-Pinto proposé a sept paramètres à définir par l'utilisateur, à savoir σ_y , ε_y , R_0 , R_1 , R_2 , a_1 et a_2 . La contrainte de plastification initiale et la déformation, σ_y et ε_y , sont obtenues à partir des essais de traction effectués sur des échantillons de barres d'armature. Les paramètres du modèle d'acier utilisé dans cette étude sont pris comme :

$$R_0 = 20, R_1 = 18.5, R_2 = 0.15, a_1 = 0.025 \text{ et } a_2 = 2.$$

CHAPITRE 3

***MODELISATIONS DES ELEMENTS EN BETON ARME
DANS LE DOMAINE NON LINEAIRE***

3.1. Introduction

La détermination des propriétés structurelles d'un bâtiment en béton armé est une étape essentielle dans l'évaluation de sa réponse sismique. En règle générale, la rigidité initiale, la capacité ultime et les différentes demandes de ductilité globale et locale sont quelques-uns des paramètres à inclure dans cette évaluation. Dans certains cas, il peut être nécessaire d'évaluer la rigidité et la capacité de charge résiduelles d'un bâtiment après un fort mouvement de sol. Une évaluation complète de la conception parasismique des structures en béton armé nécessite souvent une analyse dynamique non linéaire. En raison des interactions complexes entre les différentes composantes des structures réelles, leurs caractéristiques dynamiques jusqu'à la rupture ne peuvent être identifiées uniquement à partir de tests dynamiques de modèles réduits. En outre, le coût de ces tests est souvent important, en particulier, pour les spécimens à grande échelle.

Historiquement, ces difficultés ont été surmontées par des essais statiques sur des composants et des spécimens à petite échelle de structures sous des charges cycliques. Les résultats de ces tests sont ensuite utilisés dans le développement et l'étalonnage de modèles hystérétiques qui permettent d'extrapoler les données limitées des tests vers d'autres cas et la réponse dynamique des structures complètes. Dans ces études intégrées, plusieurs modèles pour l'analyse de la réponse non linéaire des structures en béton armé ont été développés. Ceux-ci peuvent être divisés en trois catégories en fonction du niveau croissant de raffinement et de complexité :

Modèles globaux : Ces modèles constituent la forme la plus simple de tous les modèles non linéaires, nécessitant le moins de coûts en termes de calculs. Dans ces modèles, le comportement non linéaire de l'ensemble de la structure est concentré en des degrés de liberté choisis. Par exemple, la réponse d'un bâtiment à plusieurs étages peut être représentée par un système à un seul degré de liberté latéral à chaque étage. Chaque degré de liberté représente le comportement hystérétique effort tranchant-déplacement latéral inter-étage. Ces modèles sont utiles dans la phase de conception préliminaire pour estimer les déplacements inter-étages et les demandes de ductilité. La fiabilité de cette classe de modèle dans la prédiction précise des déplacements globaux est faible et la détermination des forces internes des éléments à partir d'un nombre limité de degrés de liberté est pratiquement impossible (Taucer et al. 1991). La précision de ces modèles peut être considérablement améliorée en considérant plus de degrés de liberté. Certains outils numériques pour l'analyse non linéaire dans cette catégorie sont SAP2000 (CSI, 2009) et RUAUMOKO (Carr, 2005).

Modèles en éléments finis discrets : Ces modèles possèdent des formulations plus avancées par rapport aux modèles globaux et nécessitent plus de puissance de calcul. Dans ces modèles, la structure est modélisée comme un assemblage d'éléments interconnectés qui décrivent le comportement hystérétique des éléments en béton armé. La non linéarité constitutive est soit introduite au niveau de l'élément au sens moyen, soit au niveau de la section. Par conséquent, deux types de formulation d'éléments sont possibles : (a) modèle à plasticité concentrée, et (b) modèle à plasticité distribuée. À titre d'exemple, SAP2000 (CSI, 2009) et RUAUMOKO (Carr, 2005) peuvent être utilisés pour un modèle à plasticité concentrée ; TEMPEST (Vecchio, 1987 ; Vecchio et Collins, 1988), Response-2000 (Bentz, 2000) et DRAIN2DX (Prakash, 1992) sont basés sur des formulations à plasticité distribuée.

Modèles en éléments finis microscopiques : Ces modèles possèdent les formulations les plus avancées développées à ce jour pour les analyses non linéaires, ils nécessitent une puissance de calcul et un temps d'analyse significatifs. Dans ces modèles, les éléments et les nœuds poteau-poutre sont discrétisés en un grand nombre d'éléments finis. Les non linéarités matérielle et géométrique sont généralement prises en compte au niveau de la relation contrainte-déformation ou pondérée sur une région finie. La modélisation d'adhérence entre le béton et l'acier, l'interface de frottement au niveau des fissures, Le fluage, la relaxation, les effets thermiques et les discontinuités géométriques des fissures font partie des non linéarités physiques habituellement considérées par cette classe de modèles. L'utilisation de ces modèles est encore limitée à l'analyse de régions critiques telles que les nœuds poteau-poutre ou, au plus, de petites structures constituées d'une ou deux travées et d'un ou deux étages. Certains des outils numériques de cette classe sont VecTor2 (Vecchio et al. 2004), UC-Win/WCOMD (Okamura et Maekawa, 1991), et ATENA (Cervenka, 2000).

Les modèles des éléments finis discrets représentent le meilleur compromis entre la simplicité et la précision dans l'analyse non linéaire des structures en béton armé. Ils sont la classe de modèles la plus simple, ce qui permet de mieux comprendre la réponse non linéaire au niveau des éléments et de la structure (Taucer et al. 1991). Cette thèse se concentre sur des modèles des éléments finis discrets ; Par conséquent, une brève revue des études antérieures dans ce domaine est présenté ci-dessous.

3.2. Plasticité concentrée

Le comportement non linéaire des portiques en béton armé tend à être concentré aux extrémités des poutres ou des poteaux dans le cas des conditions de chargement sismique et à mi-portée dans le cas de conditions de chargement statique. Par conséquent, un des premiers

moyens de modélisation de ce comportement était l'utilisation des rotules plastiques de longueur égale à zéro en tant que ressorts non linéaires situés aux endroits critiques et reliés par des éléments élastiques linéaires. Selon la formulation, ces modèles peuvent intégrer un certain nombre de ressorts connectés en série ou en parallèle.

Clough et Johnston (1966) ont introduit le premier modèle à composantes parallèles permettant une relation moment-rotation ($M-\phi$) bilinéaire, comme montré sur figure 3.1 (a), cet élément se compose de deux éléments parallèles : un élastique-parfaitement plastique pour simuler la plastification et l'autre parfaitement élastique pour représenter l'écrouissage. Takizawa (1976) a généralisé ce modèle au comportement monotone multilinéaire pour tenir compte de la fissuration du béton.

Le modèle en série a été formellement introduit par Giberson (1967), bien qu'il ait été utilisé précédemment. Comme présenté dans la figure 3.1 (b), ce modèle est constitué d'un élément élastique linéaire avec un ressort équivalent en rotation non linéaire attaché à chaque extrémité et dans lequel sont concentrées les déformations inélastiques de l'élément. Ce modèle est plus polyvalent que le modèle original de Clough, puisqu'il peut décrire un comportement hystérétique plus complexe par la sélection de relations de moment-rotation appropriées pour les ressorts des extrémités. Cela rend le modèle attractif pour la représentation phénoménologique du comportement hystérétique des éléments en béton armé.

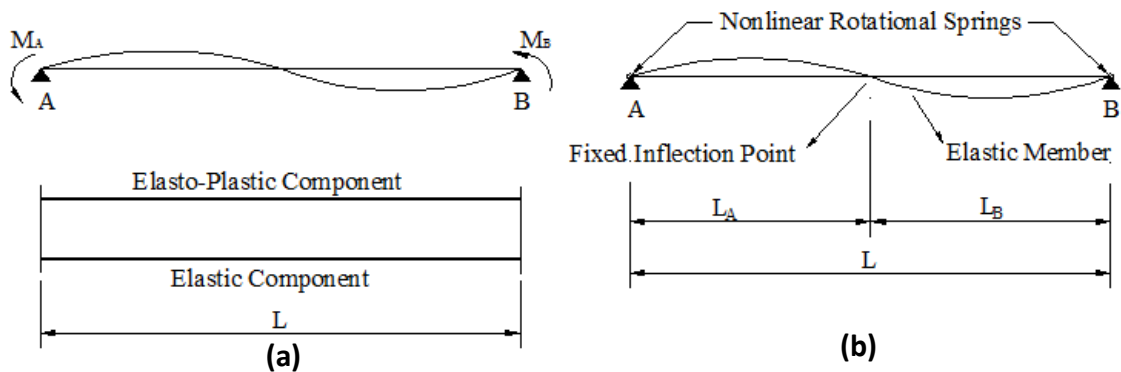


Fig. 3.1. Éléments de plasticité concentrée : (a) Modèle parallèle (Clough et Johnston, 1966) ; (b) Modèle de série (Giberson, 1967) (figure adoptée de Taucer et al. (1991)).

Plusieurs modèles constitutifs à plasticité concentrée ont été proposés à ce jour. Initialement, les modèles à plasticité concentrée ont été utilisés pour l'analyse statique des portiques en béton armé, puis ont été suivis par le développement de ces modèles pour le chargement cyclique. Ces approches ont conduit à une variété de modèles à plasticité concentrée avec différents niveaux de non-linéarité pour l'analyse cyclique ou dynamique des portiques en béton armé soumis à des charges de gravité et aux charges sismiques. Ces modèles

prennent en compte la dégradation de la rigidité cyclique en flexion et en cisaillement (Clough et Benuska, 1967 ; Takeda et al. 1970 ; Brancaleoni et al. 1983), la fissuration due au cisaillement et au glissement des armatures (Banon et al. 1981, Brancaleoni et al. 1983) et les rotations aux extrémités fixes à l'interface du nœud poteau-poutre dues au glissement des armatures (Otani, 1974, Filippou et Issa, 1988). Ozdemir (1981) a fourni des relations hystérétiques continues pour les ressorts non linéaires. Une discussion approfondie des fonctions mathématiques pour de tels modèles est présentée par Iwan (1978). Un problème critique pour ces modèles est la sélection des paramètres pour représenter le comportement hystérétique expérimental des éléments en béton armé. Deux problèmes fondamentaux sont rencontrés : (a) les paramètres du modèle dépendent non seulement des caractéristiques de la section, mais aussi de l'histoire de la charge et de la déformation, ce qui limite la généralité de l'approche, et (b) une méthode cohérente et rationnelle pour la sélection des paramètres du modèle nécessite des algorithmes spéciaux pour assurer un ajustement entre les résultats numériques et les données expérimentales. Un tel algorithme est utilisé par Ciampi et Nicoletti (1986) dans une méthode formelle d'identification du système pour la sélection des paramètres pour la relation moment-courbure proposée par Brancaleoni et al. (1983).

Pour surmonter certaines limitations de la théorie de la plasticité classique pour l'interaction entre la force axiale et les moments de flexion, Lai et al. (1984) ont proposé un modèle de rotule en fibre. Ce modèle est constitué d'un élément élastique linéaire couvrant toute la longueur de l'élément en béton armé et un élément inélastique à chaque extrémité, comme montré sur la figure 3.2. Chaque élément inélastique est constitué d'un ressort inélastique à chaque coin de section qui représente l'armature longitudinale et d'un ressort central en béton qui est efficace uniquement en compression. La discrétisation à cinq ressorts des sections d'extrémité est capable de simuler l'interaction force axiale-moment de flexion bi axial dans les éléments en béton armé d'une manière plus rationnelle que possible par la théorie classique de la plasticité Taucer et al. (1991).

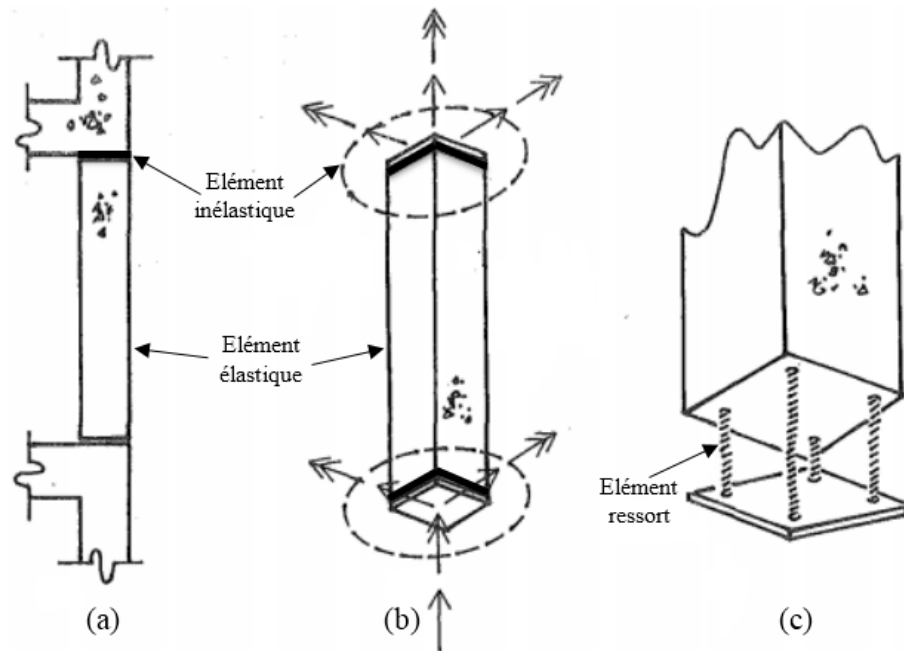


Fig. 3.2. Dégradation inélastique des éléments (poteau-poutre) en béton armé sous flexion bi axiale et force axiale : (a) Élément en portique ; (b) modèle d'élément ; (c) Élément inélastique. Lai et al. (1984).

Bien que pratique et efficace sur le plan informatique, la simplification de certains aspects importants du comportement hystérétique du béton armé limite l'applicabilité des modèles à plasticité concentrée proposés à ce jour. Certaines des limitations sont les suivantes :

- (1) Leur incapacité à considérer la propagation progressive des déformations inélastiques dans l'élément en fonction de l'histoire de chargement, comme l'ont montré Charney et Bertero (1982) et Bertero et al. (1984).
- (2) Les hypothèses restrictives pour la détermination des paramètres du ressort avant l'analyse. Anagnostopoulos (1981) a démontré une forte dépendance des paramètres du modèle, un schéma de chargement imposé et un niveau de déformations inélastiques, qui sont susceptibles de changer au cours d'un événement sismique.
- (3) Leur incapacité à considérer adéquatement le comportement d'adoucissement de la déformation typique des éléments en béton armé.
- (4) Leur applicabilité seulement à des éléments bien détaillés à flexion critique avec une grande capacité de déformation inélastique dans les régions critiques.

3.2.1. Formation de la rotule plastique

Dans le but d'analyser efficacement la réponse non linéaire des éléments en béton armé, les chercheurs ont simplifié la région de la rotule plastique en la représentant par une longueur constante, appelée la longueur de la rotule plastique, L_p (Park et Paulay 1975, Priestley et al.

1996). Cette représentation simplifie la répartition réelle de la courbure en deux segments : les parties élastiques et plastiques, comme le montre la figure 3.3. La hauteur de la partie plastique est L_p , qui est une combinaison des courbures plastiques au-dessus de la base du poteau (L_p') et celles qui pénètrent dans le pied du poteau, appelée la longueur de pénétration de la déformation, L_{sp} . Ce concept est largement utilisé car il rend la détermination des déplacements très simple. Comme pour la courbure, le déplacement final au sommet d'un poteau en porte-à-faux peut être défini par la somme de ses composants élastiques et plastiques ;

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (3.1)$$

Où Δ_y est le déplacement élastique et Δ_p est le déplacement plastique, comme le montre la figure 3.4a. Les déplacements élastiques et plastiques sont fonction des quantités de réponse sectionnelles et des composants de rotule plastique, comme indiqué dans les équations (3.2) et (3.3) :

$$\Delta_y = \frac{\varphi_y(L+L_{sp})^2}{3} \quad (3.2)$$

$$\Delta_p = (\varphi_u - \varphi_y)L_p H \quad (3.3)$$

Où

$$H = L - \frac{L_p}{2} \quad (3.4)$$

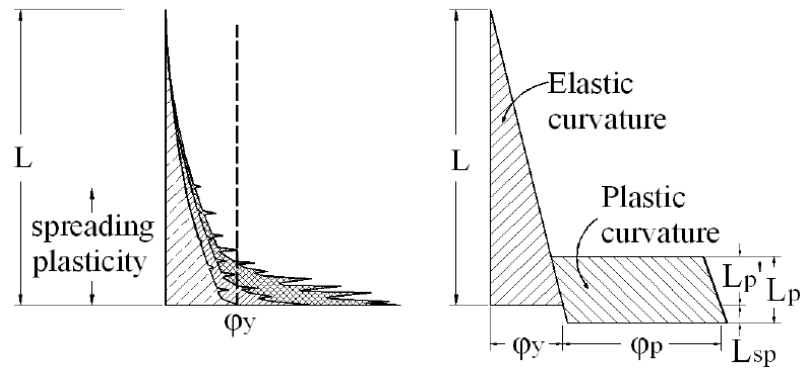
Et, φ_y : la courbure élastique idéale, φ_u : la courbure ultime.

Une approche plus raffinée pour estimer les déplacements est possible en prenant en compte l'érouissage plutôt que de supposer une réponse bilinéaire (voir la figure 3.5). Dans ce cas, les équations suivantes sont utilisées (Priestley et al. 2007) :

$$\Delta'_y = \frac{\varphi'_y(L+L_{sp})^2}{3} \quad (3.5)$$

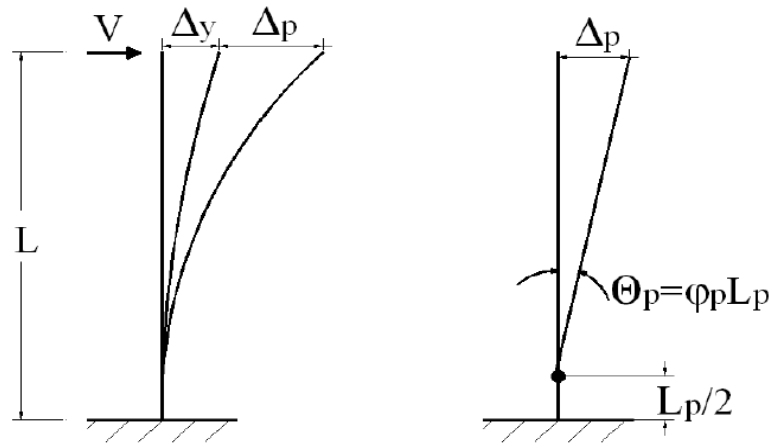
$$\Delta_p = \Delta'_y \frac{M}{M_y} + \left(\varphi_u - \varphi'_y \frac{M}{M_y} \right) L_p H \quad (3.6)$$

Dans les deux cas, toute déformation plastique est supposée se produire dans la rotule plastique, avec des rotations qui se produisent en un seul point au milieu de la longueur de la rotule plastique, comme montré dans la figure 3.4.b. Il est également acceptable de supposer que les rotations se produisent à la base plutôt qu'au milieu de la rotule plastique ; Dans ce cas, H dans l'équation (3.4) serait égal à la longueur du poteau, L (Priestley et al. 2007).



(a) Répartition de la courbure réelle (b) Distribution approximative de la courbure

Fig. 3.3. Schéma du concept de la rotule plastique.



(a) Profil de déplacement

(b) Rotation plastique à propos de la rotule approximative

Fig. 3.4. Profil de déplacement et la rotation plastique selon le concept de rotule plastique.

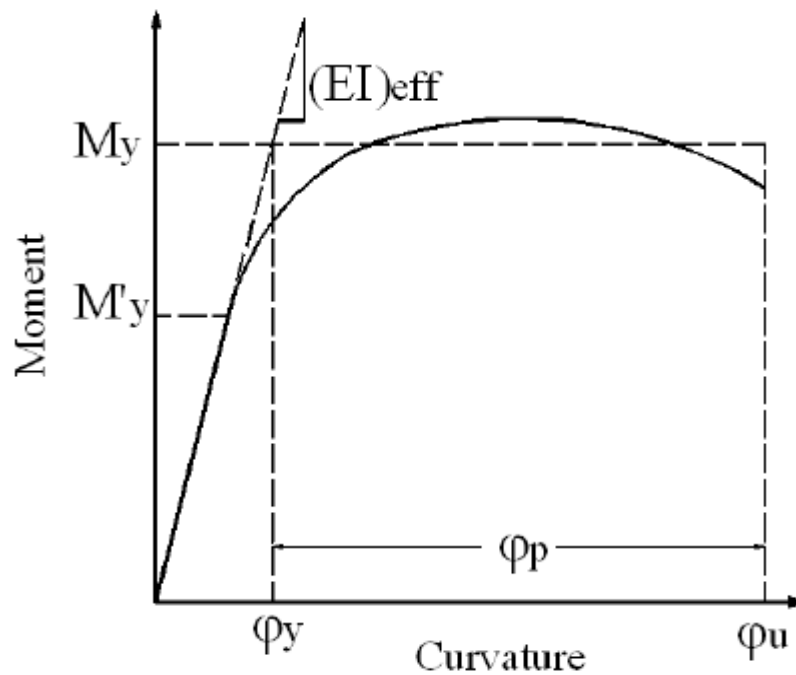


Fig. 3.5. Réponse Moment-Courbure.

3.2.2. Modèles de conception de la longueur de rotule plastique

Le concept de rotule plastique et les modèles pour définir cette longueur équivalente pour les structures en béton armé ont été étudiés depuis le début des années 1950. Divers chercheurs ont proposé des expressions pour la longueur de la rotule plastique, qui sont calibrées à partir de données expérimentales ; et tous ont convenu que l_p est fonction de la longueur du poteau et de la quantité d'acier et/ou du niveau de charge axiale.

Les premières formes de la longueur de rotule plastique l_p ont été calibrées pour les états limites globaux, tels que le déplacement de l'extrémité ultime. À la lumière de PBD (performance-based design), des équations de rotule plastique modernes ont été développées pour une estimation plus précise des états limites locaux.

La discussion suivante résume les recherches menées et les expressions empiriques formulées pour la longueur de la rotule plastique l_p ainsi que l'applicabilité de ces expressions aux poteaux.

3.2.2.1. Priestley et Park (1987)

Au lieu d'obtenir la longueur de la rotule plastique l_p à l'aide d'une distribution de courbure élastique linéaire le long du poteau, une approche alternative a été développée par Priestley et Park (1987) en considérant les relations moment-courbure pour différentes sections le long de la hauteur du poteau ; ils ont donc proposé une formule générale (équation 3.7) de la longueur de rotule plastique en fonction de la longueur du poteau et du diamètre des aciers.

$$l_p = C_1 L + C_2 d_b + C_3 D \quad (3.7)$$

Où L est la hauteur du poteau, d_b est le diamètre de la barre longitudinale, D est la profondeur de la section (ou le diamètre pour les sections circulaires) et C_1 , C_2 et C_3 sont des constantes déterminées à partir des distributions de courbure le long de la longueur du poteau.

Les distributions de courbure sur la longueur ont été obtenues pour toutes les unités au cours des essais sur le poteau pour prédire les valeurs des constantes. Les meilleures valeurs de $C_1 = 0,08$, $C_2 = 6$ et $C_3 = 0$ ont été trouvées en fonction de l'analyse des résultats d'essais. Par conséquent, l'équation (3.7) devient

$$l_p = 0.08L + 6d_b \quad (\text{Ksi}) \quad (3.8)$$

$$l_p = 0.08L + 0.88d_b \quad (\text{Mpa}) \quad (3.9)$$

Priestley et Park (1987) ont obtenu une bonne correspondance entre les valeurs déterminées expérimentalement pour l_p et les valeurs calculées à l'aide des équations (3.8 et 3.9).

3.2.2.2. Paulay et Priestley (1992)

Paulay et Priestley (1992) ont indiqué que les valeurs théoriques pour la longueur de la rotule plastique équivalente basée sur l'intégration de la distribution de courbure pour les éléments typiques dépendent de l , où l est la hauteur du poteau. Les valeurs de la longueur de la rotule plastique qui sont nécessaires pour calculer un déplacement latéral mesuré, n'étaient pas cependant compatibles avec les longueurs mesurées expérimentalement de l_p . La formule suivante a été proposée en révisant les équations (3.8 et 3.9) pour considérer l'effet de l'armature de flexion avec différentes résistances sur la longueur d'une rotule plastique formée en bas d'un poteau en porte-à-faux :

$$l_p = 0.08l + 0.15d_{bl}f_{ye} \geq 0.3d_{bl}f_{ye} \quad (\text{Ksi}) \quad (3.10)$$

$$l_p = 0.08l + 0.022d_{bl}f_{ye} \geq 0.3d_{bl}f_{ye} \quad (\text{Mpa}) \quad (3.11)$$

Où l est la hauteur du poteau en porte-à-faux, f_{ye} est la limite élastique de l'armature longitudinale, et d_{bl} est le diamètre de l'armature longitudinale.

Paulay et Priestley (1992) ont recommandé les équations (3.10 et 3.11) qui donne des valeurs de l_p proches de $0.5d$, où d est la profondeur de la section, pour les poutres et poteaux typiques. Il a été observé que la longueur de la rotule plastique équivalente et la zone de plasticité où des détails de renforcement spéciaux sont nécessaires doivent être définies séparément pour assurer une capacité de rotation inélastique fiable.

3.2.2.3. Panagiotakos and Fardis (2001)

Pour un chargement cyclique

$$l_p = 0.12L + 0.014 \cdot a_{s1} \cdot f_y \cdot d_b \quad (3.12)$$

Pour un chargement monotone

$$l_p = 0.18L + 0.021 \cdot a_{s1} \cdot f_y \cdot d_b \quad (3.13)$$

Où f_y est en MPa, et a_{s1} représente la rotation à l'extrémité fixe due au glissement, a_{s1} est égal à 1,0 si le glissement de l'armature longitudinale de la zone d'ancrage est possible, et à 0 si ce n'est pas le cas (Panagiotakos et Fardis 2001).

3.2.2.4. Berry et al. (2008)

Berry et al. (2008) ont évalué l'expression de la longueur de la rotule plastique proposée par Paulay et Priestley (1992) et qui a été adoptée par le département des transports de la Californie. Une nouvelle expression a été proposée par les auteurs :

$$l_p = \lambda_1 D + \lambda_2 L + \lambda_3 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.14)$$

Le dernier terme dans l'équation (3.14) a été ajouté pour inclure l'effet de la pénétration de la déformation sur la propagation de la plasticité. La nouvelle expression a été calibrée en utilisant les données de tests et les paramètres (λ_1 , λ_2 et λ_3) ont été déterminés à l'aide d'algorithmes d'optimisation disponibles. Deux expressions de longueur de la rotule plastique ont été définies comme une expression optimale et recommandée. L'expression optimale est écrite comme suit :

$$l_p = 0.05L + 0.008 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{Ksi}) \quad (3.15)$$

$$l_p = 0.05L + 0.1 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{Mpa}) \quad (3.16)$$

3.2.2.5. Bae et Bayrak (2008)

Bae et Bayrak (2008) ont proposé une nouvelle expression de la longueur de la rotule plastique à peu près au même moment où l'expression de Berry et al. (2008) a été introduite. Les chercheurs ont étudié les formulations antérieures de la longueur de rotule plastique et les divergences existantes entre elles, en particulier dans leur sensibilité à la charge axiale P. Ils ont déterminé que la charge axiale, le rapport des dimensions et la quantité d'armature longitudinale étaient des facteurs importants dans la détermination de la région de la rotule plastique. L'équation (3.17) a donc été développée pour déterminer le déplacement final d'un poteau pour une large gamme de charges axiales (Bae et Bayrak, 2008). Dans cette équation, A_s représente la section d'acier, A_g la surface transversale brute, h la profondeur de la section, f'_c la résistance à la compression du béton, f_y la limite élastique de l'acier et L_{SP} est la pénétration de la déformation. L'expression signifie que la région de la rotule plastique se

produit à une distance de $0,25h$ au-dessus l'interface poteau/pied, et ajoute donc cette distance à la longueur de la rotule plastique.

$$L_p = L \left(0.3 \frac{P}{P_0} + 3 \frac{A_s}{A_g} - 0.1 \right) + 0.25h + L_{SP} \geq 0.25h \quad (3.17)$$

Où
$$P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_s) + f_y A_s$$

3.2.3. Paramètres affectant L_p

Comme indiqué dans la section 3.2.2, il existe de nombreux paramètres qui influent sur la longueur de la rotule plastique, mais tous les chercheurs ne sont pas d'accord sur l'importance de chacun des paramètres. Ces paramètres comprennent la résistance des matériaux, tels que la limite élastique de l'acier (f_y), la résistance à la compression du béton (f'_c), la charge axiale (P), la quantité d'armature longitudinale et le rapport des dimensions. Bien que le modèle de Bae et Bayrak (2008) aborde la majorité de ces facteurs, d'autres chercheurs comme Priestley et al. (1996, 2007) et Berry et al. (2008) ont déterminé que le gradient du moment et l'acier ont le plus grand effet sur la rotule plastique, alors que les paramètres tels que la charge axiale et le rapport des dimensions sont relativement insignifiants. La signification de ces paramètres, ainsi que la sophistication d'un modèle au détriment de la simplicité reste un sujet de discussion au sein de la communauté des chercheurs.

3.3. Plasticité distribuée

L'approche de la plasticité distribuée est plus précise que l'approche de la plasticité concentrée car l'hypothèse d'un élément à plasticité concentrée (tout comportement inélastique est concentré aux extrémités) est physiquement impossible (Spacone et El-Tawil 2004). Cette approche consiste à modéliser l'ensemble de l'élément en tant qu'un élément plastique, la source d'une telle plasticité étant définie au niveau de la section (section 3.4.2). Le comportement est ensuite suivi en plusieurs points d'intégration le long de la longueur de l'élément où le comportement non linéaire est autorisé à se produire, comme représenté sur la figure 3.6. Comme pour l'approche de plasticité concentrée, des modèles de matériaux constitutifs sont appliqués à une section discrète pour tenir compte du comportement non linéaire. À tout moment dans une analyse, la réponse de la section en chaque point d'intégration le long de l'élément est évaluée. Par conséquent, cette approche capte plus précisément la propagation de la plasticité le long d'un élément.

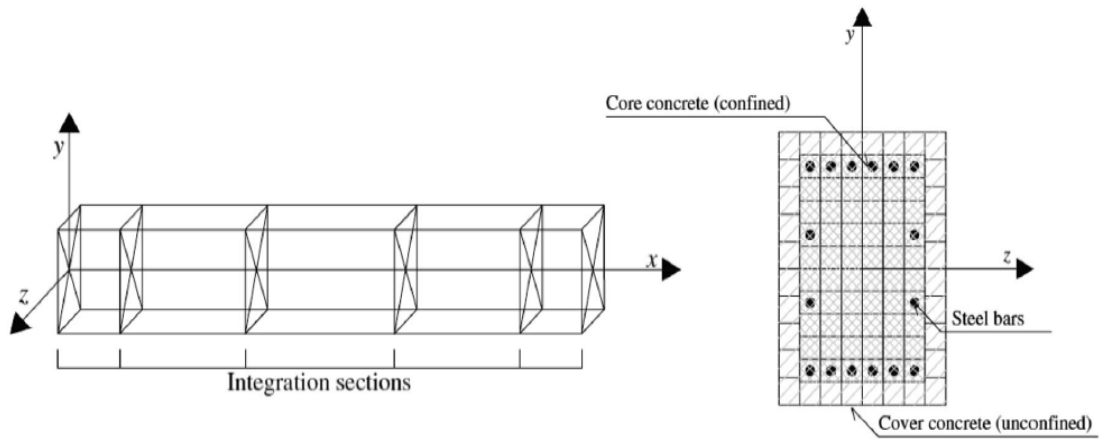


Fig. 3.6. Schéma de discrétisation de la section transversale en fibres et le contrôle des sections le long de l'élément.

Dans l'approche de la plasticité distribuée, l'utilisateur définit généralement l'emplacement et les poids des points d'intégration le long d'un élément ; cependant, l'approche la plus commune est l'intégration de Gauss-Lobatto. Ce schéma place un point d'intégration à chaque extrémité d'un élément, où le comportement extrême a typiquement lieu, ainsi que des points d'intégration 'n' également espacés le long de la longueur de l'élément (Neuenhofer et Filippou, 1997). Par exemple, le schéma d'intégration illustré sur la figure 3.6 représente l'intégration de Gauss Lobatto avec 6 points d'intégration. Les déformations entre chaque point d'intégration sont supposées linéaires avec Gauss-Lobatto ou tout autre schéma d'intégration. Il est donc intuitif que plus des points d'intégration sont utilisés, plus l'élément sera représentatif d'un comportement structurel réel.

Bien que l'approche de la plasticité distribuée offre l'avantage de capturer la répartition de la plasticité, elle a également des limites, et nécessite des calculs coûteux. L'augmentation du nombre de points d'intégration dans un élément où le comportement non linéaire ne se propage pas sur toute la longueur est un gaspillage informatique et la détermination du nombre le plus efficace et le placement des points d'intégration ne sont pas une tâche simple. En outre, les approches de la plasticité distribuée assument une réponse raidie et ne permettent pas de capturer l'adoucissement. Par conséquent, l'approche utilisée, soit la plasticité concentrée, soit la plasticité distribuée, peut nécessiter des connaissances antérieures sur le comportement attendu de l'élément structurel.

3.4. Formulations d'éléments finis pour les modèles à plasticité distribuée

Deux formulations par éléments finis sont couramment utilisées pour modéliser les éléments en fibres, une est fonction de sa rigidité (formulation basée sur les déplacements, appelée DB), l'autre est fonction de sa flexibilité (appelée formulation basée sur force, désignée par FB). Dans le premier cas, le champ de déplacement est imposé et les forces de l'élément sont déterminées par des considérations énergétiques, dans le second cas, c'est le champ des forces qui est imposé, et les déplacements des éléments sont obtenus à partir de l'équilibre du travail équivalent.

Dans la forme en déplacement DB, des fonctions de forme sont utilisées, correspondant par exemple à une variation linéaire de la courbure le long de l'élément. D'autre part, dans la formulation en force FB, une variation du moment linéaire est imposée (c'est-à-dire le double de la variation linéaire de la courbure du cas précédent). Pour le comportement élastique linéaire du matériau, les deux approches produisent évidemment les mêmes résultats, à condition que seules les forces nodales agissent sur l'élément. Au contraire, en cas de plasticité matérielle, imposer un champ de déplacement ne permet pas de capturer la forme déformée réelle puisque le champ de courbure peut être, dans un cas général, fortement non linéaire. Dans cette situation, avec une formulation DB, il faut une discrétisation raffinée (maillage) de l'élément structural afin d'accepter l'hypothèse d'un champ de courbure linéaire à l'intérieur de chacun des sous-domaines. Au lieu de cela, une formulation FB est toujours exacte, car elle ne dépend pas du comportement constitutif sectionnel supposé. C'est-à-dire qu'elle ne limite en aucune façon le champ de déplacement de l'élément. Dans ce sens, cette formulation peut être considérée comme toujours "exacte", la seule approximation étant introduite par le nombre discret des sections de contrôle le long de l'élément utilisé pour l'intégration numérique. Une telle caractéristique intéressante permet de modéliser chaque élément structural avec un seul élément fini, ce qui permet une correspondance individuelle entre les éléments structurels (poutres et poteaux) et les éléments de maillage du modèle. En d'autres termes, aucun maillage n'est théoriquement nécessaire dans chaque élément, même si la section transversale n'est pas constante. Ceci est dû au fait que le champ de force est toujours exact, quel que soit le niveau de plasticité. En outre, comme cela sera expliqué plus tard, il est immédiat avec les formulations FB de tenir compte des charges agissant le long de l'élément, alors que ce n'est pas le cas pour les approches DB. En fait, les éléments DB doivent être subdivisés afin de rapprocher la distribution de la courbure induite par les charges réparties le long de l'élément, tandis que les éléments FB ne nécessitent pas d'être discrétisés même lorsqu'ils sont soumis à des charges

réparties. Dans le paragraphe suivant, les équations d'équilibre et de compatibilité entre les vecteurs des éléments (communes aux deux méthodes) sont présentées, suivies d'un résumé du contexte théorique des deux approches. Par la suite, la discussion se concentrera sur la procédure de détermination de l'état (c.-à-d. Comment les niveaux de section, élément et structure se rapportent) pour les deux formulations. Cette section permettra de préciser pourquoi, de façon chronologique, les méthodes DB sont apparues avant les méthodes FB, en dépit d'un cadre conceptuel très similaire.

3.4.1. Relations d'équilibre et de compatibilité entre les vecteurs élémentaires

Les relations pour le cas en plan seront brièvement revues, car leur extension au cas tridimensionnel suit une procédure analogue. De plus, la discussion se réfère directement au niveau de l'élément. On rappelle seulement que, le passage des déplacements nodaux de la structure aux déplacements nodaux des éléments, et vice versa, est toujours une procédure directe, avec les forces, seul le passage inverse peut évidemment être effectué, c'est-à-dire l'assemblage de l'élément au niveau de la structure.

Les forces et les déplacements nodaux sont indiqués dans la figure 3.7.a, et sont représentés respectivement dans le système de référence local par :

$$Q' = \{Q'_1 \ Q'_2 \ Q'_3 \ Q'_4 \ Q'_5 \ Q'_6\}^T \quad q' = \{q'_1 \ q'_2 \ q'_3 \ q'_4 \ q'_5 \ q'_6\}^T \quad (3.18)$$

Les quantités de base associées, indiquées dans la figure 3.7.b, sont :

$$X = \{N_j \ M_i \ M_j\}^T \quad u = \{u_j \ \theta_i \ \theta_j\}^T \quad (3.19)$$

Dans l'hypothèse de petits déplacements, les équations d'équilibre peuvent être écrites dans l'état non déformé :

$$Q' = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 1/L \\ 0 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1/L & -1/L \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} X \Leftrightarrow Q' = CX \quad (3.20)$$

Où C est la matrice d'équilibre linéaire. Dans la même hypothèse, il est également possible d'obtenir l'approximation linéaire suivante de la relation de compatibilité :

$$u = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1/L & 1 & 0 & -1/L & 0 \\ 0 & 1/L & 0 & 0 & -1/L & 1 \end{bmatrix} q' \Leftrightarrow u = Aq' \Leftrightarrow u = C^T q' \quad (3.21)$$

Dans l'expression précédente, A est la matrice de compatibilité. Il est rappelé qu'elle correspond à la transposition de la matrice d'équilibre. Par souci de simplicité, les effets des charges réparties, ainsi que de la géométrie non linéaire ont été négligés.

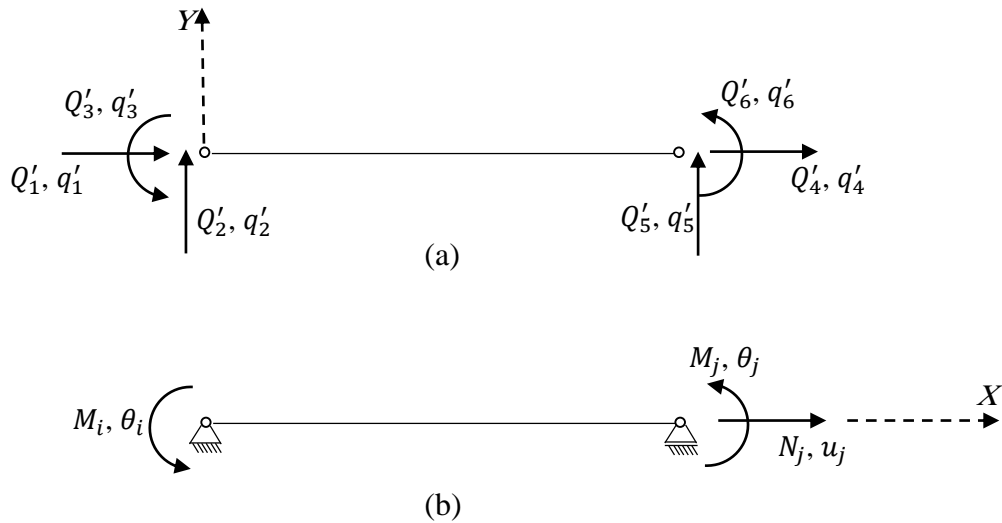


Fig. 3.7. (a) Forces et déplacements nodaux dans le système de référence local
(b) Forces et déplacements indépendants ou basiques.

3.4.2. Analyse au niveau de section

C'est une étape cruciale, puisque le comportement non linéaire matériel est introduit à ce niveau au moyen de la relation constitutive uni axiale des fibres. En outre, et en rappelant que la grande majorité des modèles cycliques uni axiaux sont de la forme $\sigma_x = \sigma_x(\varepsilon_x)$, il est immédiat d'approcher le champ de déformation axiale de la section avec l'hypothèse de Bernoulli (c'est-à-dire que les sections planes restent planes) :

$$\varepsilon_x(x, y) = \{1 \quad -y\} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0(x) \\ \chi(x) \end{Bmatrix} = a(y)e(x) \quad (3.22)$$

Dans cette relation, $\varepsilon_x(x, y)$ représente la déformation axiale au point (x, y) , $a(y)$ est la matrice qui se rapproche de la répartition de la déformation à la section x et $e(x)$ est le vecteur des déformations généralisées de section. Ce dernier comprend la déformation axiale à l'origine des coordonnées $\varepsilon_0(x)$ et la courbure $\chi(x)$. Il est maintenant possible d'obtenir $s(x)$, le vecteur des forces généralisées au niveau de la section. Ce vecteur est associé aux déformations

généralisées $e(x)$ et il est statiquement équivalent aux contraintes uni axiales de la section, $\sigma_x(x, y)$. En appliquant le principe du travail virtuel, l'expression entre les forces sectionnelles et celles basiques sur l'élément peut être écrite :

$$s(x) = \int_{\Omega} a^T(y) \sigma_x(x, y) d\Omega = \int_{\Omega} \begin{Bmatrix} 1 \\ -y \end{Bmatrix} \sigma_x(x, y) d\Omega = \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} \quad (3.23)$$

Où Ω est la zone de la section. Comme prévu, les forces sectionnelles $s(x)$ sont un vecteur composé de la force axiale et du moment de flexion.

En différenciant $s(x)$, le vecteur des forces sectionnelles, par rapport à $e(x)$, le vecteur de déformations généralisées, on obtient la matrice de rigidité tangente de la section, indiquée par $k(x)$. En appliquant les règles de différenciation et en notant k_{mat} la dérivée de la relation contrainte-déformation du matériau, on peut obtenir la rigidité de la section en fonction de la rigidité uniaxiale le long des fibres :

$$k(x) = \int_{\Omega} a^T(y) k_{mat} a(y) d\Omega \quad (3.24)$$

Cette matrice est évidemment impliquée dans la procédure de détermination de l'état, comme il sera montré plus tard. En outre, avec une formulation de DB, il s'agit d'une procédure directe, car après les contraintes généralisées, les forces de la section généralisées sont immédiatement obtenues, alors que dans la formulation FB, une approche itérative est nécessaire, car il n'est pas possible de passer directement des forces sectionnelles à la déformation généralisée de section. Cela explique en partie la nécessité de telles itérations dans la procédure de détermination de l'état de l'élément FB, et le fait que le développement et la mise en œuvre des éléments DB ont été initialement favorisés (toutes les étapes sont directes et la seule itération requise se produit au niveau structurel global. En fait, les formulations DB sont plus immédiates à développer et à mettre en œuvre si le comportement non linéaire n'est pas requis. Comme ce n'est pas le cas pour les applications de génie parasismique, où les analyses non linéaires doivent être effectuées, les formulations FB alors sont préférables (Neuenhofer et Filippou, 1997 ; Barbato et Conte, 2005).

3.4.3. Équations différentielles d'équilibre et de compatibilité dans la poutre

L'équilibre d'une partie infinitésimale de l'élément peut être exprimé avec l'équation différentielle suivante :

$$D s(x) + f(x) = 0 \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & -\partial^2/\partial x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} q_x(x) \\ q_y(x) \end{Bmatrix} = 0 \quad (3.25)$$

Où D est l'opérateur d'équilibre différentiel, et le vecteur $f(x)$ contient les composantes des charges agissant le long de l'élément dans les directions x et y (respectivement, $q_x(x)$ et $q_y(x)$). L'équation de compatibilité de l'expression (3.25) sera :

$$e(x) = D^* d(x) \Leftrightarrow \begin{Bmatrix} \varepsilon_0(x) \\ \chi(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial^2/\partial x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_x(x) \\ w_y(x) \end{Bmatrix} \quad (3.26)$$

La matrice D^* est l'opérateur de compatibilité différentiel et d est le vecteur contenant les composants de déplacement de l'élément infinitésimal de la poutre.

3.4.4. Formulation basée sur déplacement

Dans ce paragraphe, les caractéristiques fondamentales de la formulation de rigidité traditionnelle sont présentées. Comme on le sait, cette formulation est basée sur des fonctions de forme de déplacement. De cette façon, les déformations généralisées $e(x)$ d'une section générique de l'élément sont approximées par des fonctions de déplacements indépendants, en respectant les exigences de compatibilité exprimées dans l'équation (3.26) :

$$e(x) = \phi(x) u \quad (3.27)$$

Les fonctions de forme les plus simples qui satisfont l'équation (3.27) et les conditions aux limites sont les polynômes hermitiens pour les déplacements transversaux, $w_y(x)$ et les fonctions linéaires pour les déplacements axiaux, $w_x(x)$. En conséquence, la matrice $\phi(x)$ contient des fonctions linéaires pour la courbure et une fonction constante pour la déformation axiale. On rappelle que ces fonctions de forme correspondent à la solution exacte de l'équation différentielle pour une poutre élastique linéaire prismatique soumise à des charges concentrées aux extrémités. En appliquant le principe des déplacements virtuels à l'équation (3.27), on obtient la relation entre les forces sectionnelles et les forces de base :

$$X = \int_L \phi^T(x) s(x) dx \quad (3.28)$$

Au niveau de la section, la relation constitutive progressive est exprimée par

$$\Delta s(x) = k(x) \Delta e(x) \quad (3.29)$$

Où la matrice $k(x)$ qui a été déjà définie dans l'équation (3.24). La relation entre les incréments des forces indépendantes et les incréments des déplacements indépendants est également obtenue en prenant les dérivés correspondants et en utilisant les équations (3.27) et (3.28), d'où il résulte :

$$\Delta X = K \Delta u \Leftrightarrow \Delta X = \int_L \phi^T(x) k(x) \phi(x) dx \Delta u \quad (3.30)$$

Où K est la matrice de rigidité tangente de l'élément de poutre.

3.4.5. Formulation basée sur force

Une alternative très intéressante à la formulation précédente est obtenue en approchant le champ de force au lieu du champ de déplacement. Cela permet de résoudre le problème principal d'imposer un profil de courbure qui ne représente pas la véritable réponse non linéaire. Dans l'approche FB, les courbures sont le résultat de la formulation, et non pas d'une hypothèse de départ, ce qui permet de surmonter ce problème. La solution de l'équation différentielle présentée dans l'équation (3.25), en rappelant le choix des forces de base de la figure 3.7, est exprimée comme suit :

$$s(x) = S(x) X + s_0 \Leftrightarrow \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & x/L - 1 & x/L \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_j \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix}_0 \quad (3.31)$$

Où s_0 est la solution particulière de l'équation différentielle, représentant le champ de force qui équilibre les charges le long de l'élément. La matrice contient des fonctions de forme exprimant un diagramme de moment de flexion linéaire le long de l'élément et une répartition constante de la force axiale ; ces fonctions de forme sont exactes quel que soit le comportement du matériau (linéaire ou non linéaire).

Rappelons que les effets de second ordre (c'est-à-dire les non-linéarités géométriques) n'ont pas été pris en considération ; cependant, il est possible de développer une formulation co-rotative FB pour tenir compte les grands déplacements et les effets de poteau-poutre (de Souza, 2000), (Neuenhofer, 1998). En appliquant le principe des forces virtuelles, également appelé principe du travail virtuel complémentaire, à l'équation précédente, on peut obtenir l'expression suivante pour les déplacements indépendants :

$$u = \int_L S^T(x) e(x) dx \quad (3.32)$$

Au niveau de la section, la relation constitutive incrémentale est exprimée par :

$$\Delta e(x) = f(x) \Delta s(x) \quad (3.33)$$

La matrice de flexibilité tangente pour la section, $f(x)$, peut être obtenue en inversant la matrice $k(x)$ donnée par l'équation (3.24). La relation incrémentale entre les déplacements indépendants et les forces indépendantes peut également être obtenue en utilisant les équations (3.32) et (3.33) :

$$\Delta u = F \Delta X \Leftrightarrow \Delta u = \int_L S^T(x) f(x) S(x) dx \Delta X \quad (3.34)$$

Où F représente la matrice de flexibilité tangente de l'élément.

3.4.6. Détermination de l'état des deux formulations

La solution d'un problème d'analyse structurelle avec une formulation DB nécessite seulement un processus itératif au niveau de la structure, car pour les deux niveaux, de l'élément et de la section, les forces correspondantes sont immédiatement obtenues. En fait, à partir du vecteur de déplacement nodal dans le système de référence local, q' , les quantités de base correspondantes u sont obtenues avec l'équation (3.21). Ensuite, avec l'équation (3.27), les déformations généralisées, $e(x)$, sont obtenues pour les sections de contrôle. Ceci est une première opération où le caractère approximatif de $\phi(x)$ est divulgué. En supposant que la relation constitutive de la section est complètement connue, avec l'équation (3.24) la matrice de rigidité tangente de la section $k(x)$ est obtenue, et avec l'équation (3.23), on obtient le vecteur des forces généralisées $s(x)$. Par la suite, en utilisant respectivement les équations (3.28) et (3.30), pour obtenir les forces indépendantes X , ainsi que la matrice tangente de rigidité pour l'élément K . De plus, puisque la matrice $\phi(x)$ n'est pas exacte, les deux intégrations précédentes produisent un résultat approximatif, plus rigide que la solution correcte. Le raffinement du maillage est la façon la plus courante pour limiter cet inconvénient dans les analyses non linéaires. Enfin, les forces nodales Q' sont calculées en utilisant l'équation (3.20). Dans la réponse sismique des éléments en béton armé, le champ de déformation, plus précisément les courbures, peut être fortement non linéaire, en particulier dans les régions de rotule plastique.

Avec les éléments FB, le vecteur des déplacements basiques u est obtenu à partir de q' d'une manière similaire à la formulation précédente. Néanmoins, avec une formulation de flexibilité, des procédures itératives à tous les niveaux (structure, élément, section) sont nécessaires (alors que dans le cas DB, la seule procédure itérative est au niveau structurel). Ceci est vrai s'il n'y a pas de transferts de résidus entre les niveaux, dans ce cas, la détermination de l'état peut réduire à deux ou même une seule procédure itérative. En d'autres termes, dans une formulation FB, il n'est pas possible d'obtenir directement les déformations généralisées $e(x)$ car la relation entre le niveau d'élément et celui de la section est effectuée avec l'approximation d'équilibre précédemment indiquée, c'est-à-dire entre les vecteurs X et $s(x)$, comme il est exprimé par l'équation (3.31). D'autre part, et comme il a déjà été discuté dans la partie d'analyse de section, il est également nécessaire d'utiliser une procédure itérative pour obtenir les déformations généralisées $e(x)$ à partir des forces généralisées $s(x)$.

Afin d'avoir un aperçu des différences entre les deux formulations différentes, les images suivantes, tirées de (Correia et al. 2008), montrent les analyses à trois niveaux dans une forme graphique assez attrayante. Il est décrit comment, dans une procédure DB (figure 3.8), "entrer" dans l'élément et dans le niveau de la section avec les déplacements, la procédure est directe, alors que la solution n'est que approximative, et les résultats obtenus sont généralement "plus forts" que le cas réel. D'autre part, la formulation FB nécessite des itérations à chaque niveau (structure, élément, section), comme il est indiqué dans la figure 3.9.

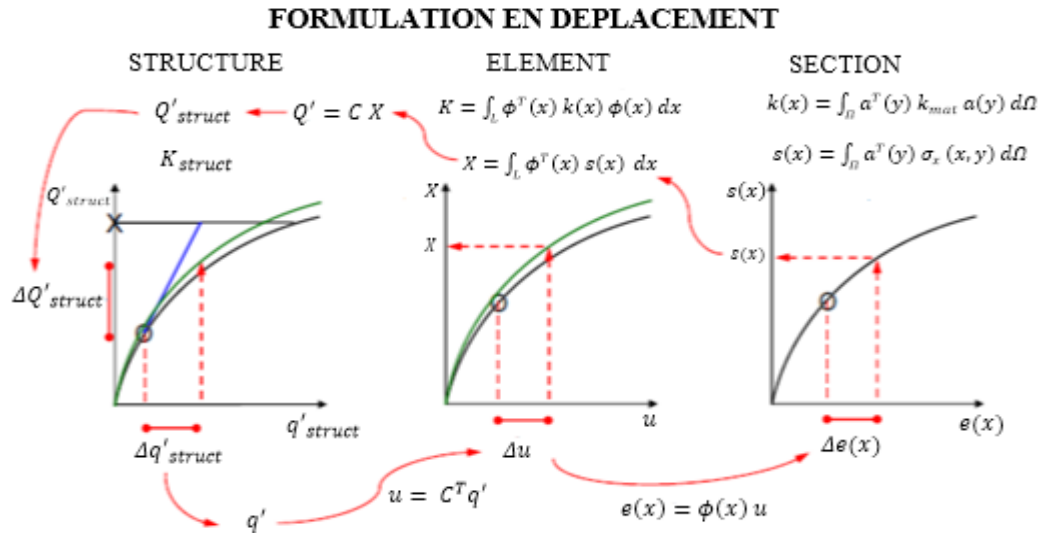


Fig. 3.8. Représentation graphique de la procédure DB de Correia et al. 2008.

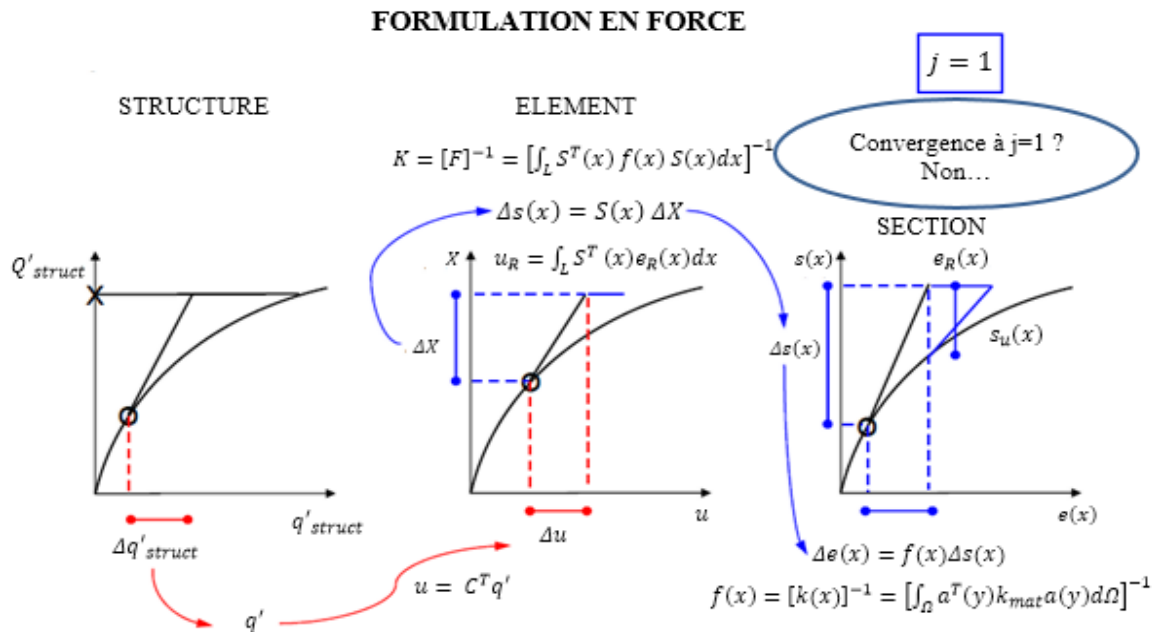


Fig. 3.9. Représentation graphique de la procédure FB de Correia et al. 2008.

CHAPITRE 4

***METHODES D'EVALUATION DE LA PERFORMANCE
SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME***

4.1. Introduction

Les méthodes classiques pour le calcul sismique ont pour objectifs d'évaluer la demande sismique des structures en béton armé et de fournir une capacité de résistance et de déformation (ductilité) suffisantes afin de préserver les vies humaines et de limiter les déplacements sous charges de service afin de contrôler les dégâts qui peuvent survenir. Les critères de calcul sont définis par les contraintes limites et les forces évaluées dans les éléments structuraux à partir des niveaux prescrits sur l'effort tranchant latéral appliqué. En conséquence, quatre types principaux de méthodes d'analyse sont disponibles et utilisés en fonction du niveau désiré de la réponse structurelle :

- Statique linéaire
- Dynamique linéaire (Time-history et spectre de réponse)
- Statique non linéaire (analyse Pushover)
- Dynamique non linéaire (non linéaire Time-history et analyse dynamique incrémentale)

4.2. Procédure statique linéaire

La procédure statique linéaire utilise la méthodologie d'évaluation basée sur les forces et c'est la méthode d'analyse structurelle la plus ancienne et la plus simple. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est contrôlé par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification. La performance structurelle sismique peut être évaluée par une analyse statique équivalente. Cependant, ces procédures d'analyse ne sont appropriées que pour les bâtiments non élevés et réguliers lorsque les effets des modes supérieurs ne sont pas significatifs. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que le spectre élastique corrigé à l'aide d'un coefficient réducteur R appelé aussi coefficient de comportement. Selon FEMA 356 (2000), en utilisant cette méthode, les structures sont analysées et évaluées avec des valeurs d'amortissement linéairement élastiques et de rigidité, au niveau ou à proximité du niveau de plasticité. En conséquence, les méthodes sont limitées aux structures à 8 étages sans irrégularités de torsion et dont la hauteur totale ne dépasse pas 25 m.

4.3. Procédure dynamique linéaire

Lorsque la contribution des modes supérieurs à la réponse de la structure est significative, les procédures dynamiques linéaires sont des méthodes appropriées et leurs résultats sont plus précis que ceux des procédures statiques linéaires. Selon FEMA 356 (2000), la méthode linéaire devrait être utilisée lorsque des bâtiments sont modélisés avec des valeurs d'amortissement visqueux équivalentes et une rigidité linéairement élastique, au niveau ou à proximité du niveau de plasticité de cette méthode. FEMA 356 (2000) propose deux méthodes : la méthode modale spectrale et l'analyse dynamique temporelle. Dans ces méthodes, une analyse élastique linéaire basée sur le principe de superposition est utilisée pour obtenir les déplacements et les forces internes du système.

4.3.1. Méthode modale spectrale

Cette méthode est largement reconnue comme une méthode puissante pour le calcul de la réponse dynamique linéaire des systèmes élastiquement amortis. Cette méthode s'avère intéressante car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition modale, la réponse de chaque mode est déterminée à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de liberté (SDOF).

L'analyse modale consiste à combiner les réponses des différents modes par des règles de superposition afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale. Cependant cette méthode présente 2 principaux inconvénients à savoir :

- le calcul des fréquences de vibration pour chaque mode, qui varie réellement durant l'évènement sismique à cause du changement de rigidité (formation des rotules plastiques, l'endommagement des éléments structuraux et non structuraux) et la rigidité du sol d'assise (adoucissement du sol pour de larges déformations, interaction sol - structure).

- l'utilisation d'un facteur de comportement constant pour un niveau de ductilité donné (car le facteur de comportement est fonction de la période de vibration).

4.3.2. Analyse dynamique temporelle

L'analyse de la réponse dynamique linéaire est faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure c'est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.

4.4. Procédure statique non linéaire

4.4.1. Contexte de la méthode d'analyse pushover

La procédure statique non linéaire est aujourd'hui reconnue étant une méthode pour l'évaluation de la performance sismique des bâtiments existants ou à concevoir. C'est une méthode d'analyse structurale approchée dans laquelle les structures sont soumises à un modèle de forces latérales croissant de façon monotone jusqu'à ce que le déplacement cible, qui est généralement localisé au sommet, est atteint (FEMA356, 2000). L'analyse statique non linéaire est une méthode appropriée pour les structures à plan symétrique, à faible et à moyenne hauteur pour lesquelles les contributions aux modes supérieurs sont susceptibles d'être minimales. La méthode est relativement simple et fournit des informations concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire ; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme. Le but de cette procédure est d'estimer la demande sismique et la capacité d'une structure avec une précision acceptable.

La méthode d'analyse statique pushover, n'a pas de base théorique stricte. Elle est principalement basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure est contrôlée par le premier mode de vibration et la forme du mode, ou par les premiers modes de vibration, et que cette forme reste constante tout au long de la réponse élastique et inélastique de la structure. Ceci fournit la base pour transformer un problème dynamique en un problème statique qui est théoriquement déficient. De plus, la réponse d'une structure à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est liée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent (ESDOF). Ce concept est illustré sur la figure 4.1.

Le mouvement induit par un tremblement de terre dans un système à plusieurs degrés de liberté élastique ou inélastique peut être déduit de son équation différentielle directrice :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (4.1)$$

Où $[M]$ est la matrice de masse, $[C]$ est la matrice d'amortissement, $\{F\}$ est le vecteur de force d'étage, $\{1\}$ est un vecteur d'influence caractérisant les déplacements des masses lorsqu'un déplacement unitaire est appliqué statiquement, et \ddot{u}_g est l'histoire de l'accélération du sol.

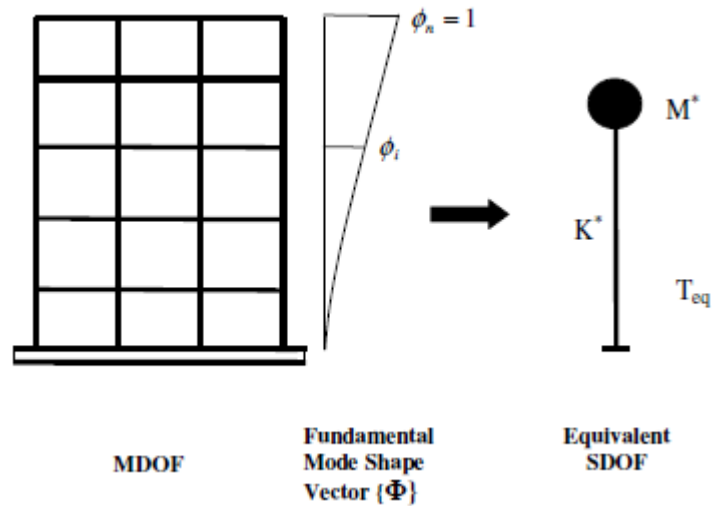


Fig. 4.1. Schéma conceptuel pour la transformation d'un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF) à un système d'un seul degré de liberté (SDOF).

En supposant un vecteur de forme unique, $\{\Phi\}$, qui n'est pas une fonction du temps et en définissant un vecteur de déplacement relatif, U , du système à plusieurs degrés de liberté comme $U = \{\Phi\}u_t$, où u_t désigne le déplacement au sommet, l'équation différentielle gouvernante du système à plusieurs degrés de liberté sera transformée en :

$$[M]\{\Phi\}\ddot{u}_1 + [C]\{\Phi\}\dot{u}_1 + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (4.2)$$

Si le déplacement de référence u^* du système à un seul degré de liberté est défini comme :

$$u^* = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{1\}} u_t \quad (4.3)$$

Pré-multiplier l'équation (4.2) par $\{\Phi\}^T$ et en substituant u_t à l'aide de l'équation (4.3), l'équation différentielle suivante décrit la réponse du système à un seul degré de liberté équivalent :

$$M^* \ddot{u}^* + C^* \dot{u}^* + F^* = -M^* \ddot{u}_g \quad (4.4)$$

Où

$$M^* = \{\Phi\}^T [M] \{1\} \quad (4.5)$$

$$C^* = \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} \quad (4.6)$$

$$F^* = \{\Phi\}^T \{F\} \quad (4.7)$$

Une analyse statique incrémentale non linéaire de la structure à plusieurs degrés de liberté peut être maintenant entreprise et à partir de laquelle il est possible de déterminer les

caractéristiques force-déformation du système à un seul degré de liberté équivalent. Le résultat de l'analyse de la structure à plusieurs degrés de liberté est un diagramme effort tranchant à la base V_b - Déplacement au sommet u_t , la courbe force-déplacement globale ou la courbe de capacité de la structure (figure.4.2.a). Cette courbe de capacité fournit des informations précieuses sur la réponse de la structure car elle se rapproche de la façon dont elle se comportera après avoir dépassé sa limite élastique. Il existe une certaine incertitude concernant la phase post-élastique de la courbe de capacité et les informations qu'elle peut fournir puisque les résultats dépendent des modèles matériels utilisés (Pankaj et al. 2005) et des hypothèses de modélisation (Dieirlein et al. 1990, Wight et al. 1997).

Pour simplifier, la courbe est idéalisée comme bilinéaire à partir de laquelle une limite d'élasticité V_y , une rigidité élastique effective $K_e = V_y/u_y$ et une rigidité de durcissement/adoucissement $K_s = \alpha K_e$ sont définies. La courbe idéalisée peut ensuite être utilisée avec les équations (4.3) et (4.7) pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent, (figure 4.2.b).

Ainsi, la période initiale T_{eq} du système à un seul degré de liberté équivalent sera :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (4.8)$$

Où K^* définit la rigidité élastique du système à un seul degré de liberté équivalent et elle est donnée par :

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \quad (4.9)$$

Le rapport de raidissement α , de la relation effort tranchant à la base-déplacement au sommet du système à un seul degré de liberté équivalent est pris comme celui de la structure à plusieurs degrés de liberté.

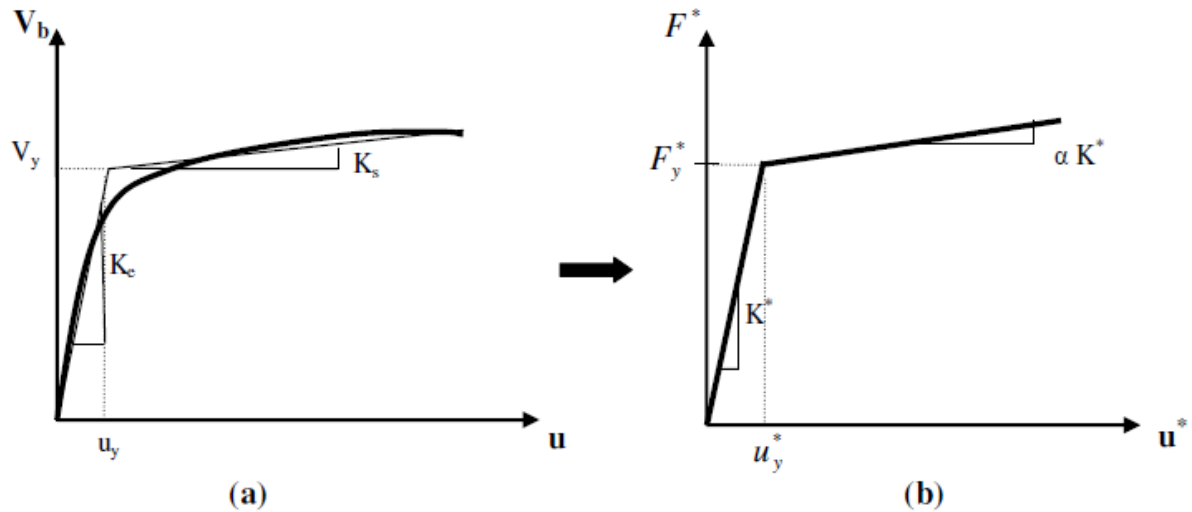


Fig. 4.2. (a) Courbe de capacité pour la structure à plusieurs degrés de liberté, (b) idéalisation bilinéaire pour le système à un seul degré de liberté équivalent (FEMA440, 2005).

Le déplacement maximal du système à un seul degré de liberté soumis à un mouvement de sol donné peut être trouvé à partir de spectres élastiques ou inélastiques ou d'une analyse temporelle. Ensuite, le déplacement correspondant du système à plusieurs degrés de liberté peut être estimé en réarrangeant l'équation (4.3) comme suit :

$$u_t = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} u^* \quad (4.10)$$

La formulation du système à un seul degré de liberté équivalent ne devrait pas introduire beaucoup de sensibilité dans les résultats (Krawinkler et al. 1998) à moins que le spectre de conception soit sensible aux variations des périodes faibles. Il est également courant dans la méthode pushover que la déformée modale du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur de forme unique et constant $\{\Phi\}$ quel que soit le niveau de déformation (Krawinkler et al. 1998).

Le déplacement cible u_t dépend du choix du vecteur de forme modal $\{\Phi\}$. Des études antérieures ont montré que la première forme modale peut fournir des prédictions précises du déplacement cible si la réponse de la structure est dominée par son mode fondamental (Lawson et al. 1994, Fajfar et al 1996, Krawinkler et al 1998, Antoniou 2002, et beaucoup d'autres).

La courbe de capacité selon Reinhorn (1997) peut être approchée par un ensemble de courbes bilinéaires selon la relation suivante :

$$V(u) = V_y \times \left\{ u/u_y - (1 - \alpha)(u/u_y - 1)U(u/u_y - 1) \right\} \quad (4.11)$$

Dans laquelle V_y et u_y sont la limite d'élasticité et le déplacement respectivement, $\alpha = K_s/K_e$ est le rapport de rigidité post-plastique, $U(u/u_y - 1)$ est une fonction d'étape qui est égale à 0 pour $u/u_y < 1$ ou 1 pour $u/u_y > 1$. Cependant, le cas particulier de $K_s = 0$ n'a pas été traité par l'auteur.

En Simplifiant l'équation 4.11, la courbe de capacité est exprimée comme suit :

$$V(u) = \begin{cases} K_e u & u < u_y \\ V_y + \alpha K_e (u - u_y) & u > u_y \end{cases} \quad (4.12)$$

L'approximation de Reinhorn semble assez simple pour les besoins de la conception quotidienne. Il serait intéressant de vérifier si les polynômes de degré supérieur pourraient servir à l'évaluation sismique 'rapide' des structures.

4.4.2. Modèles de charges latérales

Afin d'effectuer une analyse pushover pour un système à plusieurs degrés de liberté, un modèle de forces latérales croissantes doit être appliqué aux points de concentration des masses du système. Le but de ceci est de représenter toutes les forces qui sont susceptibles de produire quand le système est soumis à une excitation sismique. En appliquant progressivement ce modèle jusqu'à l'étape inélastique, on peut surveiller la plastification progressive des éléments structurels. Pendant la phase inélastique, le système subira une perte de rigidité et un changement de sa période de vibration. Cela peut être observé dans la relation force-déformation du système.

Le choix du modèle de charge pour capturer un phénomène dynamique à travers une analyse statique est d'une grande importance car il a été reconnu par Lawson et al. (1994), Naeim et al. (1998), Gupta et al. (1999), Mwafy et al. (2001), Lew et al. (2001), Inel et al. (2003), Moghaddam et al. (2006), qu'il peut affecter les résultats de manière significative.

Il a été convenu que l'application d'un modèle de charge unique ne serait pas capable de capturer la réponse dynamique d'un système en raison d'un événement sismique. Ceci est reflété dans FEMA 356 et EC8 qui recommandent qu'au moins deux modèles de charge soient utilisés afin d'envelopper les réponses.

Pour les analyses pushover, les modèles de charge suivants peuvent être utilisés :

1. Distribution basée sur la forme modale du mode fondamental ou d'autres modes d'intérêt

$$F_i = W_i \phi_{ij} \quad (4.13)$$

Où W_i est le poids de l'étage 'i', et ϕ_{ij} est le $i^{\text{ième}}$ élément du vecteur propre correspondant à l'étage 'i' pour le mode j.

2. Une distribution triangulaire inversée

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{l=1}^n W_l h_l} V_b \quad (4.14)$$

Où h_i est la hauteur de l'étage 'i', n est le nombre total des étages, et V_b est l'effort tranchant à la base donné par l'équation suivante :

$$V_b = S_d(T_n)W \quad (4.15)$$

Où $S_d(T_n)$ est l'ordonnée d'accélération du spectre de conception à la période fondamentale T_n , et W est le poids total de la structure.

3. La distribution de la charge FEMA

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{l=1}^n W_l h_l^k} V_b \quad (4.16)$$

Où k est un coefficient qui peut être supposé dépendant de la période fondamentale T_n de la structure. Il peut être pris égal à 1 pour les structures ayant une période inférieure à 0.5 seconde et à 2 pour $T > 2.5$ secondes. Une variation linéaire entre 1 et 2 peut être utilisée pour obtenir une transition simple entre les deux valeurs extrêmes (FEMA 2000).

4. Une distribution de charge uniforme

$$F_i = W_i \quad (4.17)$$

5. Distribution de charge de Kunnath (Kunnath, 2004)

$$F_i = \sum_{j=1}^n a_{mr} \Gamma_j M_i \phi_{ij} S_a(\zeta_j, T_j) \quad (4.18)$$

Où a_{mr} est un facteur de modification qui peut contrôler les effets relatifs de chaque mode inclus et qui peut prendre des valeurs positives ou négatives, Γ_j est le facteur de participation pour le mode j, M_i est la masse de $i^{\text{ième}}$ étage, ϕ_{ij} est la forme modale du $i^{\text{ième}}$ étage pour le mode j, $S_a(\zeta_j, T_j)$ est l'accélération spectrale pour une charge sismique donnée à la fréquence correspondant à la période T et au taux d'amortissement ζ pour le mode j.

6. Modèle de charge à deux phases (Jingjiang et al. 2003) : Initialement, une distribution de charge triangulaire inversée est appliquée jusqu'à ce que le niveau de performance d'intérêt

et la valeur maximale de l'effort tranchant à la base soient obtenus. Ensuite, une deuxième analyse pushover est effectuée en utilisant à nouveau le modèle de charge triangulaire inversée jusqu'à ce que l'effort tranchant à la base atteigne une certaine fraction β de sa valeur maximale suivie d'un modèle de forme exponentielle défini par $(x/H)^\eta$ où x est la distance entre le sol et le plancher, H est la hauteur du bâtiment et η est un paramètre caractéristique pour différents types de bâtiments. Aucune justification claire pour l'estimation du paramètre η n'a été fournie.

7. Modèles de force adaptative mis à jour en fonction des propriétés dynamiques instantanées du système étudié. A titre d'exemple, Bracci et al. (1997) ont supposé un profil de charge initial (F_i) et ont calculé les charges incrémentales selon l'équation suivante :

$$\Delta F_i^{k+1} = V_b^k \left(\frac{F_i^k}{V_b^k} - \frac{F_i^{k-1}}{V_b^{k-1}} \right) + \Delta V_b^{k+1} \left(\frac{F_i^k}{V_b^k} \right) \quad (4.19)$$

Où i est le numéro d'étage, k est le numéro d'incrément, V_b est l'effort tranchant à la base, ΔV_b est l'effort tranchant à la base incrémental. Cela a été modifié par la suite par Lefort (2000) comme l'a suggéré Antoniou (2002) pour tenir compte des contributions des modes supérieurs :

$$F_i = \frac{W_i \sqrt{\sum_{j=1}^n (\varphi_{i,j} \Gamma_j)^2}}{\sum_{L=1}^N W_L \sqrt{\sum_{j=1}^n (\varphi_{L,j} \Gamma_j)^2}} \Delta V_b + F_i^{old} \quad (4.20)$$

Où i est le numéro d'étage, j est le numéro de mode, Γ_j est le facteur de participation modale du mode j , $\varphi_{i,j}$ est la forme de mode masse normalisée pour le $i^{ième}$ étage et le $j^{ième}$ mode, n est le nombre de modes considérés dans l'analyse, et ΔV_b est l'effort tranchant à la base incrémental.

4.4.3. Avantages et inconvénients des procédures statiques non linéaires

Selon FEMA 440 (2005), les procédures statiques non linéaires sont un outil d'évaluation fiable pour estimer les déplacements maximaux du sol et au sommet, mais leur capacité à prédire les maximaux déplacements relatifs inter-étage des structures n'est pas fiable, en particulier pour les structures pour lesquelles les effets des modes supérieurs sont plus importants. Cependant, les résultats des déplacements relatifs inter-étage obtenus par des analyses pushover multimodes, telles que l'analyse adaptative basée sur le déplacement, sont plus précis et fiables, en particulier dans les structures de grande hauteur. Les procédures statiques non linéaires sont également des estimateurs très faibles d'autres quantités de réponse,

incluant les moments de renversement et les forces de cisaillement dans des structures pour lesquelles les modes supérieurs contrôlent la réponse structurelle.

Mwafy et Elnashai (2001) affirment que l'utilisation principale du PSN est de prédire la capacité sismique des structures mais elle est moins applicable pour la prédiction des demandes sismiques, en particulier lorsqu'un mouvement de sol spécial est appliqué à la structure.

Les inconvénients majeurs de cette méthode sont (Aydinoglu, 2003) :

- La définition des charges sismiques grâce à des accélérations spectrales élastiques n'a pas de base théorique, car elles ne sont pas compatibles avec la déformation inélastique de la structure pendant le processus de pushover.
- Les quantités de réponse pics correspondant aux contributions multimodes ne peuvent pas être correctement estimées avec une technique de conversion basée sur une réponse à un seul mode.

4.4.4. Procédures adaptatives de Pushover

L'analyse adaptative de pushover, proposée par Gupta et Kunnath (2000), est basée sur un spectre de demande élastique. En conséquence, dans la méthode proposée, les charges sismiques équivalentes sont calculées à chaque étape de pushover en utilisant les formes du mode instantané. Les accélérations spectrales élastiques associées sont utilisées pour la mise à l'échelle des charges sismiques. Les charges latérales sont appliquées à la structure dans chaque mode de manière indépendante et après la mise à l'échelle des réponses modales incrémentales, enfin, elles se combinent avec des règles statistiques (SRSS). Les deux inconvénients majeurs concernant l'analyse adaptative multimodes de pushover proposée par Gupta et Kunnath (2000) sont :

- Les caractéristiques de chargement basées sur des accélérations spectrales élastiques instantanées, associées aux périodes de vibration instantanées libres, ne sont pas compatibles avec le comportement structurel inélastique.
- La courbe conventionnelle de pushover, obtenue en combinant les résultats des analyses multimodes de pushover, ne peut pas estimer correctement les quantités de réponse maximale. (Aydinoglu, 2003).

Procédures alternatives de pushover (Elnashai, 2001, Rovithakis et al. 2002) ont été proposées en fonction des modèles des charges adaptatives après avoir reconnu le fait que les méthodes de pushover conventionnelles souffrent de certaines limitations dues à

l'implémentation des distributions des charges fixes, qui ne sont pas compatibles avec la plastification structurelle progressive des éléments et négligeant les effets des modes supérieurs et de torsion. Dans la procédure adaptative de pushover, les forces d'un étage sont obtenues à chaque étape modale du pushover appliquant les formes de mode intéressantes selon la matrice de rigidité instantanée et pseudo accélérations spectrales élastiques correspondantes. Ensuite, la répartition latérale de la force est calculée en combinant les forces de l'étage avec une règle statistique de la combinaison modale et appliquée à travers une analyse de pushover à simple exécution. Deux conclusions critiques peuvent être tirées dans cette procédure (Aydinoglu, 2003),

- Le modèle de charge adaptative représente le comportement inélastique de manière plus fiable par rapport au motif de charge fixe ; cependant, il souffre des mêmes problèmes que les accélérations spectrales élastiques ne sont pas compatibles avec la réponse inélastique instantanée.
- L'application de la combinaison modale dans la définition des charges sismiques équivalentes au lieu de combiner les quantités de réponse induites par ces charges dans les modes individuels.

La technique de pushover adaptative basée sur déplacement a été proposée par Antoniou et Pinho (2004), dans laquelle un ensemble de déplacements latéraux (plutôt que des forces) est appliqué de manière monotone à la structure. Le modèle de déplacement est mis à jour à chaque étape de l'analyse, en fonction des caractéristiques dynamiques actuelles de la structure. L'approche de Pushover adaptative basée sur déplacement représente une meilleure performance que celle basée sur force et a été montré de plus en plus que la performance de cette méthode montre une amélioration significative pour l'estimation de la demande sismique de la structure.

4.5. Analyse dynamique non linéaire

Les analyses dynamiques non linéaires sont capables de générer des résultats avec une grande précision et aussi une incertitude relativement faible en utilisant une combinaison d'accélération sismiques (FEMA440, 2005). Lorsque les procédures dynamiques non linéaires sont appliquées pour l'évaluation de la performance sismique de la structure, un modèle mathématique incorporant directement les caractéristiques de déformation non linéaire des composants individuels et les mouvements de sol, qui représentent la sévérité du séisme, sont appliqués aux éléments de la structure (FEMA356, 2000). L'analyse dynamique non linéaire

est l'approche la plus précise et la plus fiable en analyse sismique qui, en pratique, consomme beaucoup de temps et nécessitent d'énormes efforts de calcul. La méthode n'a généralement été appliquée que par des chercheurs dans le passé et les résultats obtenus ne peuvent pas être utilisés facilement dans la pratique de conception.

4.5.1. Méthode d'analyse dynamique non linéaire temporelle

Cette méthode évalue les performances sismiques structurelles en appliquant une série d'accélération des mouvements de sol à la structure. Dans cette procédure, l'accélération du mouvement de sol est appliquée à la structure pour évaluer le déplacement de chaque portique afin d'estimer les états limites de performance possibles pour chaque portique. Trois étapes sont nécessaires pour sélectionner les enregistrements sismiques. Tout d'abord, le spectre de réponse de conception doit être spécifié en fonction du code sismique lié à l'emplacement du bâtiment, puis plusieurs enregistrements sismiques sont sélectionnés correspondant aux caractéristiques du site et au spectre de conception sismique. Enfin, les enregistrements sismiques sélectionnés sont chargés puis, en considérant un cas de chargement, des séries d'accélération sélectionnées sont appliquées à la structure pour évaluer la performance sismique de la structure (Mezgeen, 2014).

Etant donné qu'une structure se déforme dans sa région inélastique, où l'équation du mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté régissant la réponse dynamique est désignée par l'équation (4.21), les vecteurs de force de rappel et de force d'amortissement ne peuvent pas rester proportionnels au déplacement ou à la vitesse, respectivement. En outre, l'accélération du mouvement du sol varie arbitrairement avec le temps, la solution numérique de l'équation (4.21) est généralement impossible. En conséquence, les réponses non linéaires d'un système à plusieurs degrés de liberté nécessitent généralement une procédure numérique pour l'intégration des équations différentielles.

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + \{F_r(t)\} = -[M]\{r\}\ddot{x}_g(t) \quad (4.21)$$

Où $[M]$ est la matrice de masse, $[C]$ est la matrice d'amortissement visqueux, $\{F_r(t)\}$ est le vecteur de force de rappel non linéaire à l'instant t ; $\{\{\ddot{u}(t)\}, \{\dot{u}(t)\}, \{u(t)\}\}$ sont les vecteurs de réponse d'accélération, de vitesse et de déplacement respectivement ; $\{r\}$ est le vecteur d'influence du support ; $\ddot{x}_g(t)$ est l'accélération au sol à l'instant t .

Un enregistrement de mouvement du sol est donné par un ensemble de valeurs discrètes (c.-à-d., $\ddot{x}_{g,i} = \ddot{x}_g(t_i), i = 0 \text{ à } N$), les vecteurs de déplacement, de vitesse et d'accélération d'un système à plusieurs degrés de liberté sont supposés être connus comme $\{u\}_i = \{u(t_i)\}$,

$\{\dot{u}\}_i = \{\dot{u}(t_i)\}$ et $\{\ddot{u}\}_i = \{\ddot{u}(t_i)\}$ au pas de temps i , ainsi que le vecteur de force de rappel $\{F_r\}_i = \{F_r(t_i)\}$.

Ces valeurs satisfont l'équation (4.21) au pas de temps i

$$[M]\{\ddot{u}\}_i + [C]\{\dot{u}\}_i + \{F_r\}_i = -[M]\{r\}\ddot{x}_{g,i} \quad (4.22)$$

Les quantités de réponse (c.-à-d., $\{u\}_{i+1}, \{\dot{u}\}_{i+1}, \{\ddot{u}\}_{i+1}, \{F_r\}_{i+1}$) à un petit moment plus tard, (où $t_{i+1} = t_i + \Delta t$), satisfont également l'équation (4.21)

$$[M]\{\ddot{u}\}_{i+1} + [C]\{\dot{u}\}_{i+1} + \{F_r\}_{i+1} = -[M]\{r\}\ddot{x}_{g,i+1} \quad (4.23)$$

L'équation d'équilibre incrémentale du mouvement du système à plusieurs degrés de liberté peut être obtenue en soustrayant l'équation (4.22) de l'équation (4.23), c.-à-d :

$$[M]\Delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} + [C]\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} + \Delta\{F_r\}_{t+\Delta t} = -[M]\{r\}\Delta\ddot{x}_{g,t+\Delta t} \quad (4.24)$$

Où :

$$\Delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\ddot{u}\}_{i+1} - \{\ddot{u}\}_i \quad (4.25)$$

$$\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \{\dot{u}\}_{i+1} - \{\dot{u}\}_i \quad (4.26)$$

$$\Delta\{F_r\}_{t+\Delta t} = \{F_r\}_{i+1} - \{F_r\}_i \quad (4.27)$$

$$\Delta\ddot{x}_{g,t+\Delta t} = \ddot{x}_{g,i+1} - \ddot{x}_{g,i} \quad (4.28)$$

Bien que le vecteur de force de rappel $\{F_r\}$ ne soit pas proportionnel au vecteur de déplacement $\{u\}$ lorsque la structure se déforme dans sa zone inélastique, le vecteur de force de rappel incrémentale $\Delta\{F_r\}_{t+\Delta t}$ peut être approximé linéairement en supposant que la matrice de rigidité tangente $[K]_T$ est constante pendant l'incrément de temps Δt ,

$$\Delta\{F_r\}_{t+\Delta t} = [K]_T \Delta\{u\}_{t+\Delta t} \quad (4.29)$$

Où $\Delta\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_{i+1} - \{u\}_i$. Par la suite, l'équation du mouvement du système à plusieurs degrés de liberté peut être approchée par une série d'équations linéaires d'équilibre incrémental,

$$[M]\Delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} + [C]\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} + [K]_T \Delta\{u\}_{t+\Delta t} = -[M]\{r\}\Delta\ddot{x}_{g,t+\Delta t} \quad (4.30)$$

En utilisant la méthode d'intégration directe de Newmark, dans laquelle la variation de l'accélération pendant l'incrément de temps Δt est définie par les équations suivantes en utilisant les paramètres β et γ ,

$$\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = [(1 - \gamma)\Delta t]\{\dot{u}\}_i + (\gamma\Delta t)\{\dot{u}\}_{i+1} \quad (4.31)$$

$$\Delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} = \Delta t\{\dot{u}\}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\{\ddot{u}\}_i + [\beta(\Delta t)^2]\{\ddot{u}\}_{i+1} \quad (4.32)$$

La réponse structurale peut être déterminée par une équation linéaire effective pour calculer le déplacement incrémental $\Delta\{u\}_{t+\Delta t}$

$$[\widehat{K}]\Delta\{u\}_{t+\Delta t} = \Delta\{\widehat{F}\} \quad (4.33)$$

Où

$$[\widehat{K}] = [K]_T + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} [C] + \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} [M] \quad (4.34)$$

$$\Delta\{\widehat{F}\} = -[M]\{r\}\Delta\ddot{x}_{g,t+\Delta t} + \left(\frac{1}{\beta\Delta t}[M] + \frac{\gamma}{\beta}[C]\right)\{\dot{u}\}_i + \left[\frac{1}{2\beta}[M] + \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)[C]\right]\{\ddot{u}\}_i \quad (4.35)$$

Compte tenu des conditions initiales connues, $\{u\}_0 = 0$ et $\{\dot{u}\}_0 = 0$, les quantités de réponse structurale $\{\ddot{u}\}_{i+1}$, $\{\dot{u}\}_{i+1}$ et $\{u\}_{i+1}$ au pas de temps $i+1$ peuvent être déterminées successivement en utilisant les équations (4.24) à (4.35).

Dans la mise en œuvre de la méthode de Newmark, les valeurs de β et γ dans les équations (4.31) et (4.32) doivent être sélectionnées à l'avance ($\beta = 0.25$, $\gamma = 0.5$), car il a été démontré que la méthode de Newmark est inconditionnellement stable lorsque ces valeurs de paramètres sont utilisées (Paz 1991, Chopra 2007).

Pour un système inélastique, une procédure non itérative (c'est-à-dire, de l'équation (4.30) à l'équation (4.35)) peut conduire à des résultats imprécis. Comme le montre la figure 4.3, les écarts dus à l'utilisation de la matrice de rigidité tangente peuvent accumuler des erreurs significatives sur une série de pas de temps. Cependant, les erreurs peuvent être minimisées en utilisant la procédure d'itération de Newton-Raphson.

Pour améliorer l'estimation numérique pendant chaque intervalle de temps Δt , la procédure itérative commence avec la matrice de rigidité linéaire effective $[\widehat{K}]^0$ et la force déséquilibrée initiale $\Delta\{R\}^0$ correspondant à l'état de déplacement t_i ,

$$\Delta\{u\}^{(1)} = ([\widehat{K}]^0)^{-1} \Delta\{R\}^0 \quad (4.36)$$

Où $\Delta\{u\}^{(1)}$ est la première approximation de l'incrément final $\Delta\{u\}_{t+\Delta t}$; $\Delta\{R\}^0$ est égal au vecteur de force incrémentale $\Delta\{\widehat{F}\}$ calculé à partir de l'équation (4.35). En conséquence, la première approximation de l'état de déformation de l'ensemble du système peut être déterminée à partir de $\{u\}_{i+1}^{(1)} = \{u\}_i + \Delta\{u\}^0$.

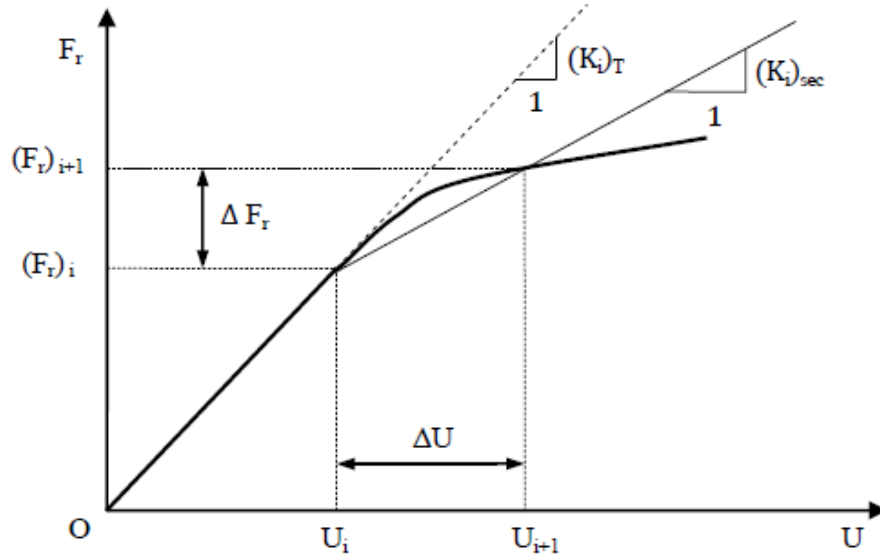


Fig. 4.3. La rigidité tangente et la rigidité sécante.

L'état de force, $\Delta\{f\}^{(1)}$ associé à $\{u\}_{i+1}^{(1)}$ est évalué pour déterminer le vecteur de force déséquilibré correspondant $\Delta\{R\}^{(1)}$,

$$\Delta\{R\}^{(1)} = \Delta\{R\}^{(0)} - \Delta\{f\}^{(1)} \quad (4.37)$$

La matrice de rigidité linéaire effective $[\widehat{K}]^{(1)}$ est réévaluée en fonction de l'état de déplacement de $\Delta\{u\}^{(1)}$ en utilisant l'équation (4.34).

Ensuite, la deuxième approximation $\Delta\{u\}^{(2)}$ est calculée en utilisant la nouvelle matrice de rigidité effective $[\widehat{K}]^{(1)}$ et la nouvelle force déséquilibrée $\Delta\{R\}^{(1)}$

$$\Delta\{u\}^{(2)} = ([\widehat{K}]^{(1)})^{-1} \Delta\{R\}^{(1)} \quad (4.38)$$

Le processus itératif continuera jusqu'à ce que la convergence soit atteinte. Une fois que la norme du déplacement incrémental $\Delta\{u\}^{(c)}$ ou la norme de la force déséquilibrée $\Delta\{R\}^{(c)}$ est inférieure à une tolérance spécifiée, l'estimation finale du vecteur de déplacement incrémental peut être obtenue,

$$\Delta\{u\}_{t+\Delta t} = \sum_{j=1}^c \Delta\{u\}^{(j)} \quad (4.39)$$

Avec $\Delta\{u\}_{t+\Delta t}$ connu, l'estimation finale du vecteur incrémental de vitesse et d'accélération peut être résolue en utilisant les équations (4.31) et (4.32),

$$\Delta\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \Delta\{u\}_{t+\Delta t} - \frac{\gamma}{\beta} \{\dot{u}\}_i + \left[\left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \right] \{\ddot{u}\}_i \quad (4.40)$$

$$\Delta\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \Delta\{u\}_{t+\Delta t} - \frac{1}{\beta\Delta t} \{\dot{u}\}_i - \frac{1}{2\beta} \{\ddot{u}\}_i \quad (4.41)$$

Par conséquent, les quantités de $\{u\}_{i+1}$, $\{\dot{u}\}_{i+1}$ et $\{\ddot{u}\}_{i+1}$ sont prêtes pour le pas de temps suivant. La méthode d'intégration numérique de Newmark, associée à la procédure d'itération de Newton-Raphson, trace l'état de déplacement de l'ensemble du système à plusieurs degrés de liberté pas à pas jusqu'à la fin de l'histoire du temps d'excitation.

Comme la montre l'équation d'équilibre incrémental (4.30), la procédure numérique directe d'intégration pour les équations différentielles nécessite une matrice d'amortissement explicite $[C]$. Cependant, les propriétés d'amortissement des matériaux ne sont pas bien établies et il n'est pas pratique de former la matrice d'amortissement $[C]$ directement à partir des propriétés d'une structure. Pour tenir compte de l'effet de dissipation d'énergie sans plastification (comme l'énergie dissipée dans le frottement au niveau des raccords en acier, la contrainte des éléments non structuraux et autres mécanismes similaires) dans les systèmes à plusieurs degrés de liberté, l'amortissement visqueux équivalent avec les coefficients d'amortissement modaux recommandés varie entre 3 % et 7% est adopté dans la profession de génie civil (Chopra 2007). Par conséquent, la matrice d'amortissement $[C]$ d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être déterminée à partir de ses rapports d'amortissement modaux afin de simplifier la mise en œuvre. Il convient de noter qu'un taux d'amortissement accru est souvent utilisé pour estimer les pertes d'énergie dues à l'effet inélastique anticipé dans une analyse linéaire élastique. De telles valeurs d'amortissement accrues devraient être évitées dans une analyse temporelle non linéaire, étant donné que l'effet de dissipation d'énergie de la plastification est directement inclus dans la procédure d'analyse.

Il a été prouvé que l'amortissement classique de type Rayleigh est une idéalisation appropriée pour l'analyse dynamique d'un système à plusieurs degrés de liberté (Leger et Dussault 1992, Paz 1991). Pour l'analyse temporelle non linéaire, une matrice d'amortissement tangente $[C]_t$ est utilisée pour tenir compte des changements continus dans les caractéristiques structurelles le long de l'intégration numérique pas à pas. Généralement, la matrice d'amortissement tangente $[C]_t$ peut être exprimée comme une combinaison linéaire de la matrice de masse $[M]$ avec diverses matrices de rigidité $[K]$,

$$[C]_t = a_m[M] + b_t[K]_t + b_i[K]_i + b_c[K]_c \quad (4.42)$$

Où $[K]_t$ est la matrice de rigidité tangente de l'itération courante ; $[K]_i$ est la matrice de rigidité élastique initiale ; $[K]_c$ est la dernière matrice de rigidité convergente de l'itération courante ; a_m , b_t , b_i et b_c sont les constantes de proportionnalité calculées en utilisant les fréquences propres du système à plusieurs degrés de liberté.

La matrice d'amortissement tangentielle $[C]_t$ calculée à partir de la matrice de rigidité initiale $[K]_i$ représente un amortissement constant au cours de l'analyse. D'autre part, la matrice d'amortissement tangente $[C]_t$ calculée à l'aide de la matrice de rigidité tangente $[K]_t$ ou de la dernière matrice de rigidité convergente $[K]_c$ de l'itération courante représente les changements de matrice de rigidité $[K]$ dans le processus d'analyse temporelle.

Pour être cohérent avec la procédure d'intégration numérique pas à pas décrite ci-dessus et la méthode de Newton-Raphson, la matrice de rigidité tangente $[K]_t$ de l'itération courante est utilisée (c'est-à-dire, $b_i = 0$ et $b_c = 0$) dans l'équation (4.42).

Étant donné deux fréquences distinctes, ω_p et ω_q (en pratique, ω_p est considérée comme la première fréquence naturelle et ω_q est considérée comme la fréquence la plus élevée à considérer dans l'analyse), avec des coefficients d'amortissement $\zeta = 5\%$, les coefficients a_m et b_t sont exprimés comme

$$a_m = \frac{2\zeta\omega_p\omega_q}{\omega_p + \omega_q} \quad (4.43)$$

$$b_t = \frac{2\zeta}{\omega_p + \omega_q} \quad (4.44)$$

Où ω_p et ω_q sont calculés en fonction de la rigidité élastique initiale de la structure. Les résultats expérimentaux concordent raisonnablement bien avec une telle matrice d'amortissement déterminée (Leger et Dussault 1992).

4.5.2. Analyse dynamique incrémentale

L'analyse dynamique incrémentale est une approche d'analyse structurelle paramétrique qui a été proposée pour prédire le comportement des structures sous charges sismiques. L'analyse dynamique incrémentale est capable d'estimer la capacité de l'état limite et la demande sismique des structures, de l'élasticité à l'effondrement en effectuant une série d'analyses temporelles non linéaires sous une série d'enregistrements d'accélérogrammes à plusieurs échelles de l'accélération du mouvement du sol. L'intensité de mouvement du sol sélectionné, pour évaluer la capacité sismique, est incrémentée jusqu'à ce que la capacité sismique à l'état limite prévue du système structural global soit atteinte. Vamvatsikos (2002) a déclaré que l'analyse dynamique incrémentale a un potentiel important et n'est pas seulement une solution pour l'ingénierie parasismique. En d'autres termes, elle a la capacité de s'étendre bien au-delà et de donner des prédictions plus précises aux chercheurs sur le comportement

structural sous chargement sismique. L'analyse dynamique incrémentale est une méthode largement applicable et un outil polyvalent pour évaluer la performance structurelle qui peut prédire avec précision les réponses des structures sous une large gamme d'intensités. En outre, il contient une mesure de l'intensité (c'est-à-dire le premier mode d'accélération spectrale, S_a) par rapport à une mesure d'endommagement (rapport de déplacement relatif inter-étage maximum). Les principaux objectifs de l'analyse dynamique incrémentale sont résumés ci-dessous,

- Meilleure compréhension du comportement structurel sous forts niveaux de mouvement du sol.
- La prédiction du niveau de capacité structurelle sismique de la structure.
- Compréhension complète de la gamme de réponses ou de demandes en fonction de la gamme des niveaux potentiels d'un enregistrement au sol.
- Illustrer la dispersion de la nature de réponse structurelle dans l'augmentation de l'intensité du séisme.
- Dériver une courbe multi-enregistrement de l'analyse dynamique incrémentale pour démontrer la stabilité et la variabilité des différents enregistrements sismiques du mouvement du sol.

Selon FEMA 440 (2005), la grande dispersion dans les paramètres de la demande d'ingénierie est due à la variabilité du mouvement du sol. FEMA 440 illustre ce problème en montrant la figure 4.4. La figure démontre les résultats obtenus à partir du travail de recherche effectué par Vamvatsikos & Cornell (2002), dans lequel une série d'analyses temporelles non linéaires effectuées en réglant un tremblement de terre sélectionné qui a été étendu à plusieurs niveaux d'intensité.

Selon FEMA 356, la réponse calculée peut être très sensible aux caractéristiques des mouvements de sol individuels pour les procédures dynamiques non linéaires.

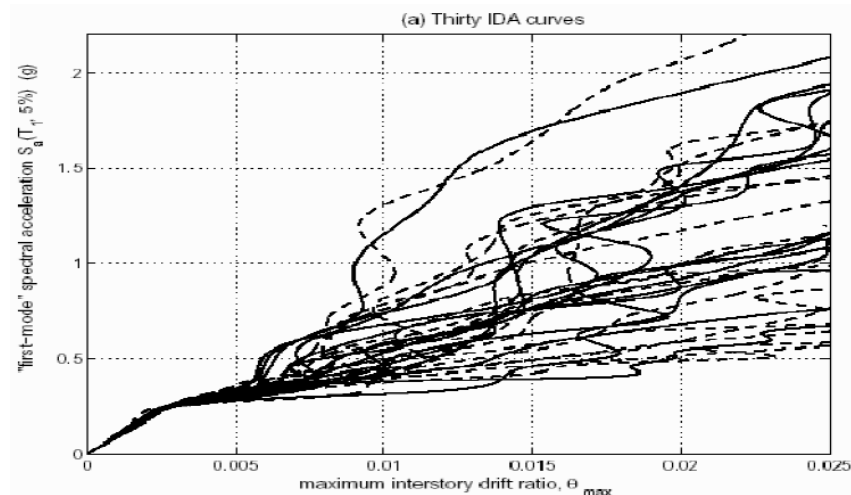


Fig. 4.4. Etudes sur les courbes d'enveloppes de l'analyse dynamique incrémentale menées par Vamvatsikos et Cornell (2002) qui ont utilisé trente enregistrements de mouvement du sol.

4.6. Les états limites des performances structurelles

Selon FEMA 356 (figure 4.5), les niveaux de performance structurelle discrets, qui vont être étudiés, sont l'occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO), la sécurité de la vie (Life Safety, LS) et la prévention d'effondrement (Collapse Prevention, CP).

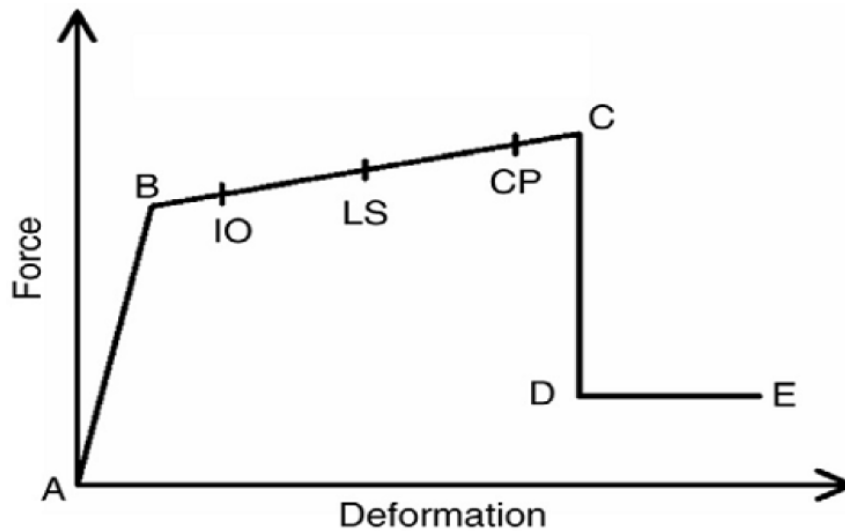


Fig. 4.5. La relation de Force-déformation d'une charnière plastique typique (FEMA356, 2000).

4.6.1. Occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO)

A ce niveau, l'endommagement post-sismique doit être au niveau pour lequel la structure doit rester sûre à occuper et ne présente aucun danger pour les habitants.

Les systèmes structuraux ne sont pas affectés. Par conséquent un endommagement mineur peut se produire et qui peut être facilement réparé.

4.6.2. Sécurité de la vie (Life Safety, LS)

A ce stade, les dommages après le séisme doivent être au niveau où la structure a subi des dommages considérables, mais conserve cependant une marge de sécurité par rapport à l'apparition d'un effondrement partiel ou total. Certains éléments et composants de la structure sont gravement endommagés et il existe un risque sur la vie humaine. Il pourrait être possible de réparer la structure et la réparation peut être moins économique par rapport à la reconstruction complète.

4.6.3. Prévention d'effondrement (Collapse Prevention, CP)

À ce stade, les dommages après le séisme devraient être au niveau où le bâtiment est sur le point de subir un effondrement partiel ou total. La structure a subi des dommages complets, ainsi qu'une énorme dégradation de la résistance et de la rigidité du système de résistance à la charge sismique. La construction n'est pas sûre pour la réoccupation et ne peut pas être techniquement réparée.

4.6.4. Effondrement (Collapse, C)

A ce stade, les dommages après le séisme devraient être au niveau où la structure a subi un effondrement total et ne satisfait à aucun des critères mentionnés ci-dessus, ce qui signifie que la réoccupation de la structure ne devrait pas être autorisée parce que la structure est au niveau d'effondrement.

CHAPITRE 5
CAS PRATIQUES

5.1. Introduction

Afin de tester l'efficacité des techniques de modélisation présentées dans les chapitres précédents, une étude paramétrique a été entreprise pour quantifier l'effet de certains paramètres d'intérêt sur la réponse sismique non linéaire des structures en utilisant le code en éléments finis SEISMOSTRUCT qui comprend des modèles pour la représentation du comportement des portiques sous chargement statique et / ou dynamique, en tenant compte des non-linéarités matérielles et géométriques. Avec ce logiciel, différents types d'analyses peuvent être entreprises, à savoir : l'analyse dynamique non linéaire temporelle, l'analyse dynamique incrémentale et l'analyse statique non linéaire (Pushover). Il incorpore aussi des éléments basés sur les déplacements, des éléments basés sur les forces avec plasticité distribuée ou concentrée sur une longueur spécifiée de l'élément.

Les principaux paramètres considérés dans cette étude sont :

- Plasticité concentrée et plasticité distribuée.
- Types d'éléments.
- Effet de la longueur de la rotule plastique en utilisant quelques expressions populaires (tableau 5.1).
- Des séismes ayant différents contenus fréquentiels.

Tableau. 5.1. Expressions pour calculer la longueur de la rotule plastique l_p .

Auteurs	Année	l_p
Priestley and Park	1987	$l_p = 0.08L + 6d_b$ (5.1)
Paulay and Priestley	1992	$l_p = 0.08L + 0.022 f_y d_b$ (5.2)
Panagiotakos and Fardis	2001	$l_p = 0.12L + 0.014 a_{s1} f_y d_b$ (5.3)
Berry et al.	2008	$l_p = 0.05L + 0.1 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}}$ (MPa) (5.4)

5.2. Analyse dynamique non linéaire temporelle

5.2.1. Description de la structure

La structure considérée dans la présente étude, est une structure à échelle réelle testée au Laboratoire européen pour l'évaluation des structures (ELSA) (Pinto et al. 2002). Les figures 5.1 et 5.2 montrent la disposition générale de la structure. C'est un portique en béton armé à 4 étages avec trois travées ; deux de 5 m de portée et une de 2,5 m. La hauteur entre les étages est de 2,7 m et l'épaisseur de la dalle est égale à 0.15 m.



Fig. 5.1. Vue en 3D la Structure testée au laboratoire ELSA.

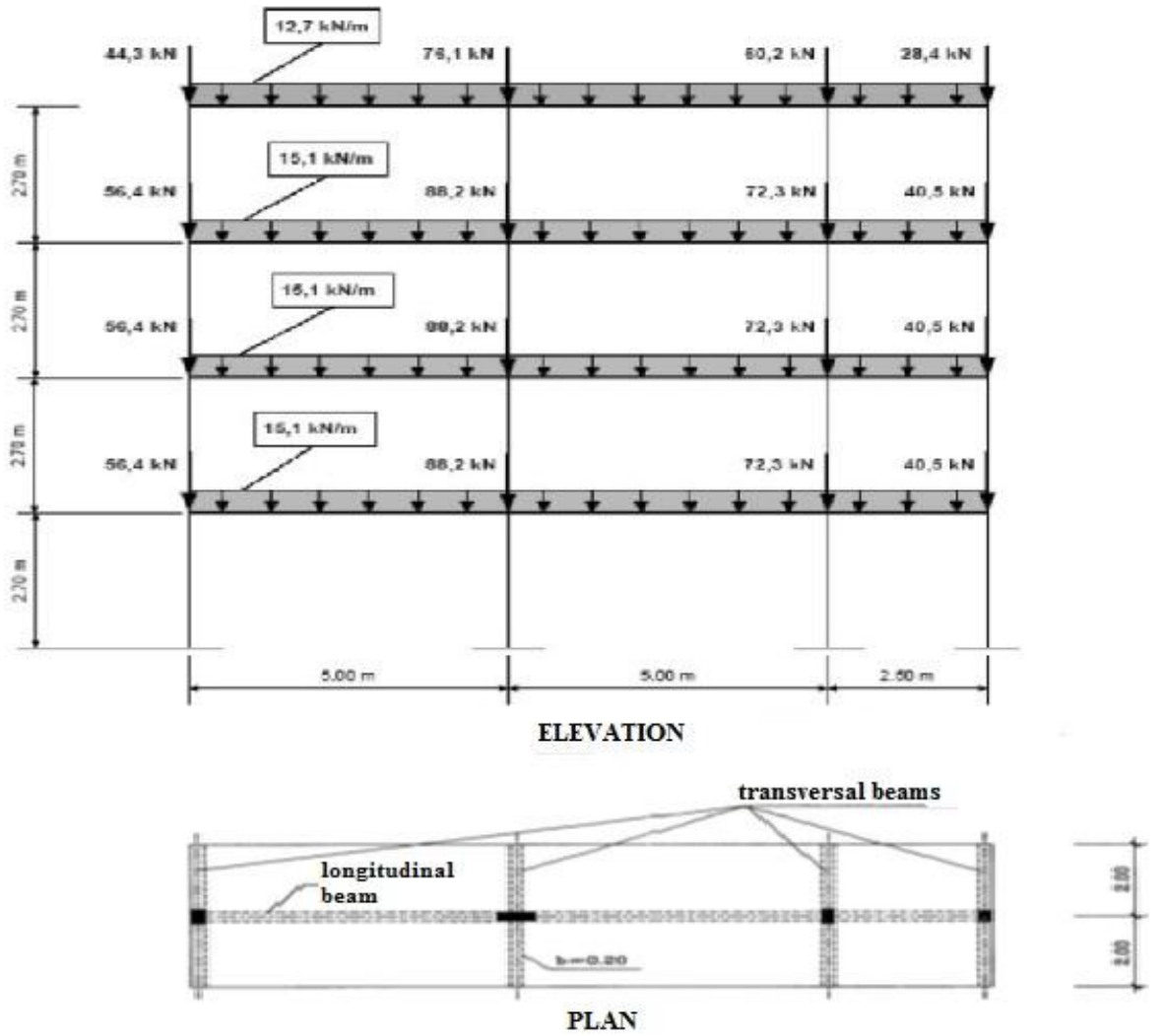


Fig. 5.2. Géométrie du bâtiment en BA à 4 étages et à 3 travées (m), (vues en élévation et en plan, d'après Carvalho et al. 1999).

5.2.2. Dimensionnement et ferrailage

Les dimensions et le ferrailage des poutres et des poteaux sont montrés dans les tableaux 5.1 et 5.2, et les schémas de ferrillages des poteaux sont illustrés dans la figure 5.3.

Tableau. 5.2. Dimensions et ferrailage des poteaux.

Étage	Poteau1	Poteau2	Poteau3	Poteau4
1-2	0.4X0.2	0.25X0.6	0.4X0.2	0.3X0.2
	(6φ12)	(8φ16+2 φ12)	(6φ12)	(6φ12)
3-4	0.4X0.2	0.25X0.5	0.4X0.2	0.3X0.2
	(6φ12)	(4φ16+2 φ12)	(6φ12)	(6φ12)

Tableau. 5.3. Dimensions et ferrailage des poutres.

Etage	Poutre (1 ^{er} et 2 ^{eme} travée)	Poutre (3 ^{eme} travée)
R	0.5x0.25x1.05x0.15	0.5x0.25x0.65x0.15
2		
3		
4		

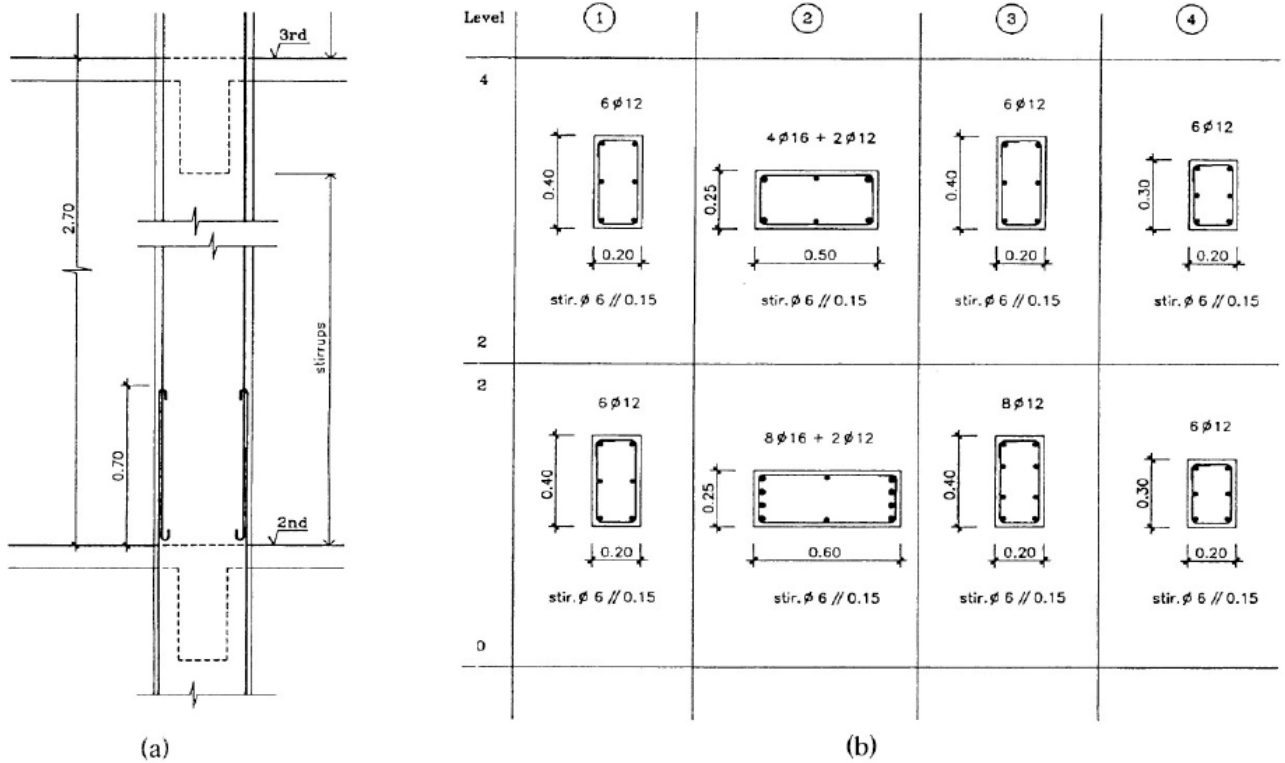


Fig. 5.3. Disposition des armatures dans les poteaux.

5.2.3. Propriétés des matériaux

Le modèle utilisé pour le béton est le modèle non linéaire uni axial de Mander avec confinement. Les principales caractéristiques mécaniques du matériau sont :

- Résistance à la compression ; $f_c = 16300$ KPa.
- Résistance à la traction ; $f_t = 1900$ KPa.
- Module d'élasticité ; $E_c = 1.8975 * 10^7$ KPa.
- La déformation à la contrainte maximale ; $\epsilon_c = 0.002$ m/m.

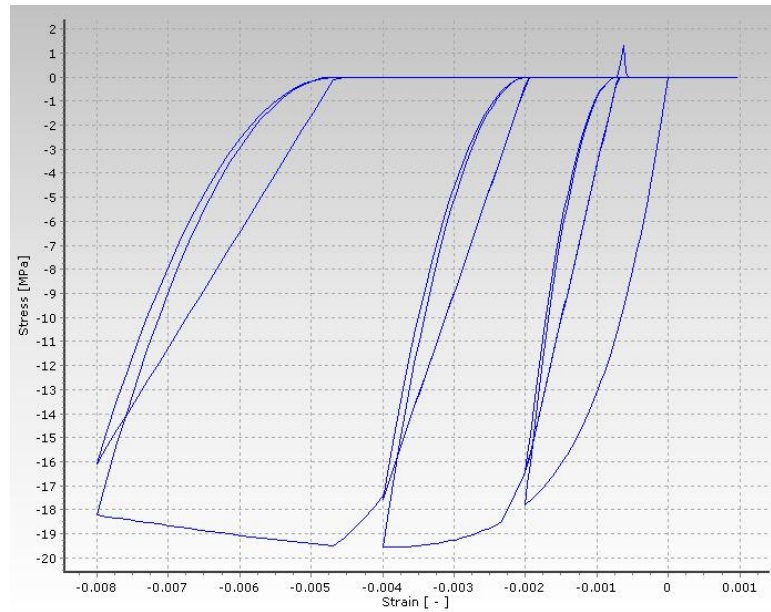


Fig. 5.4. Loi de comportement de Mander pour le béton.

Le modèle utilisé pour l'acier est le modèle uni axial de Menegotto-Pinto. Les principales caractéristiques mécaniques des armatures sont :

- Module d'élasticité ; $E_s = 2.00 * 10^7$ KPa.
- La limite élastique ; $f_y = 343000$ KPa.
- Paramètre de durcissement ; $\mu = 0.0024$.

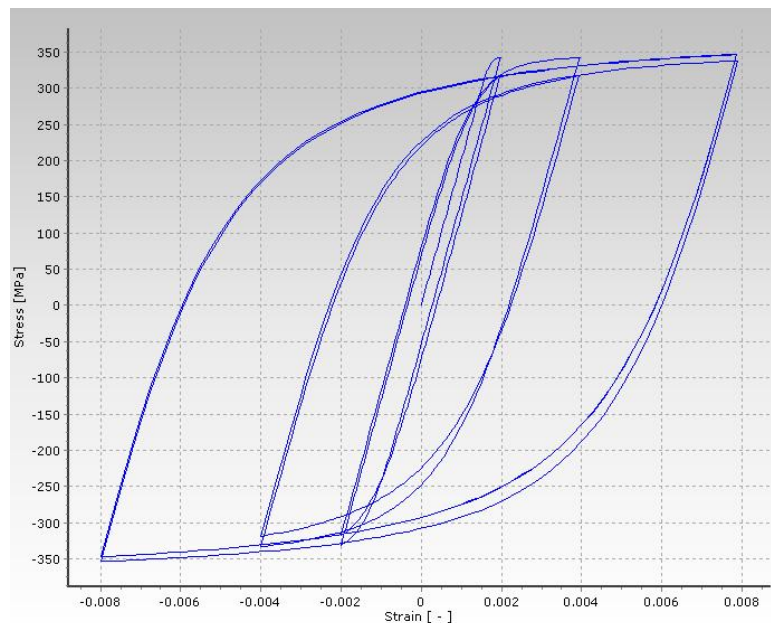


Fig. 5.5. Loi de comportement de Menegotto-Pinto pour l'acier.

5.2.4. Charges appliquées

Les mouvements sismiques ont été définis afin d'être représentatifs d'un scénario de risque sismique modéré avec différentes périodes de retour : BF475 (accélération maximale 2.180 m/s²) et BF975 (accélération maximale 2.884 m/s²) avec une durée de 15s (Figs. 5.6, 5.7).

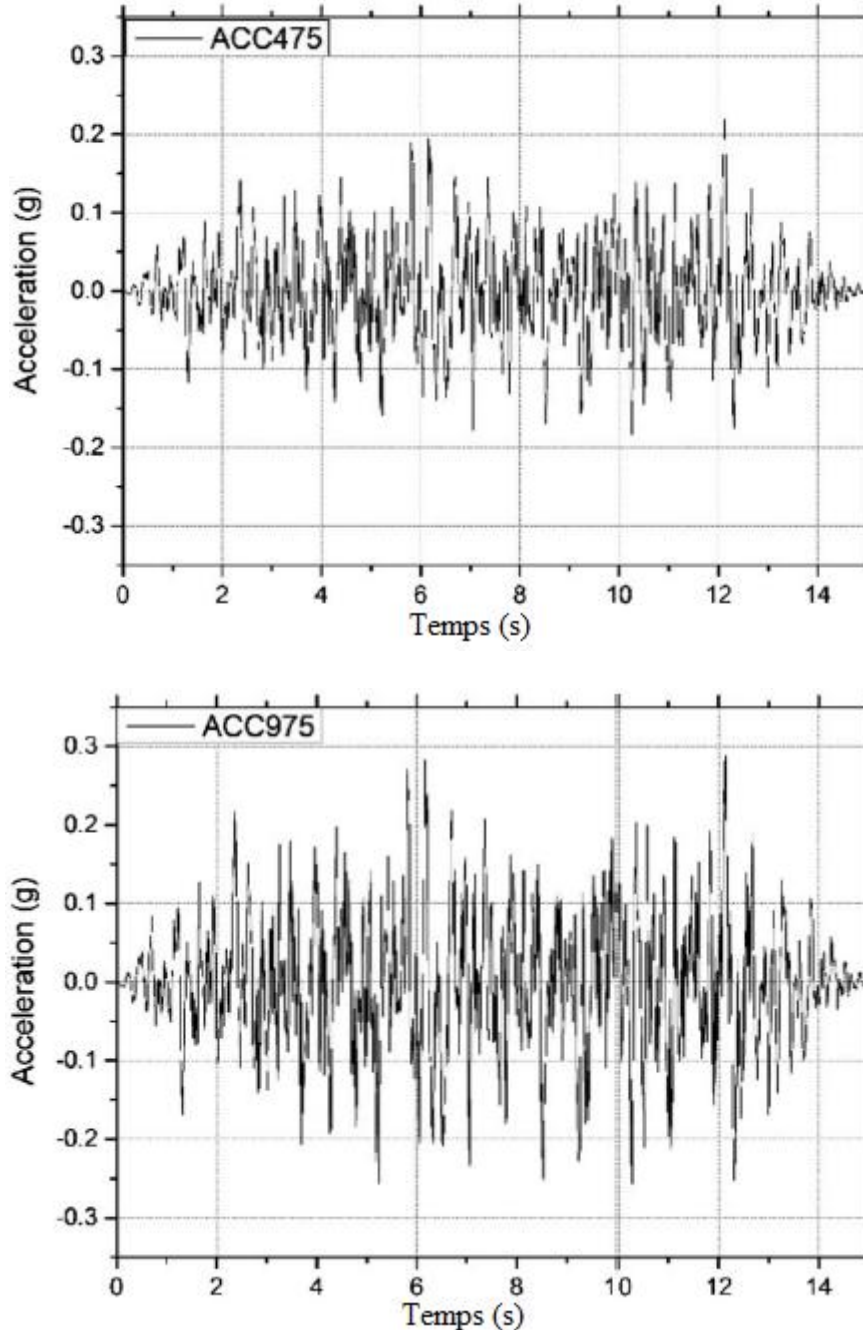


Fig. 5.6. Accélérogrammes des séismes artificiels pour des périodes de retour de 475 et 975 années. (acc475), (acc975).

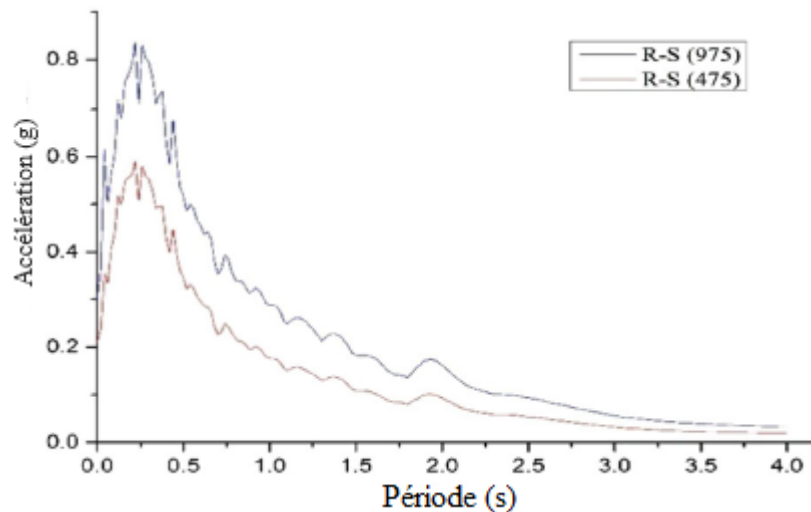


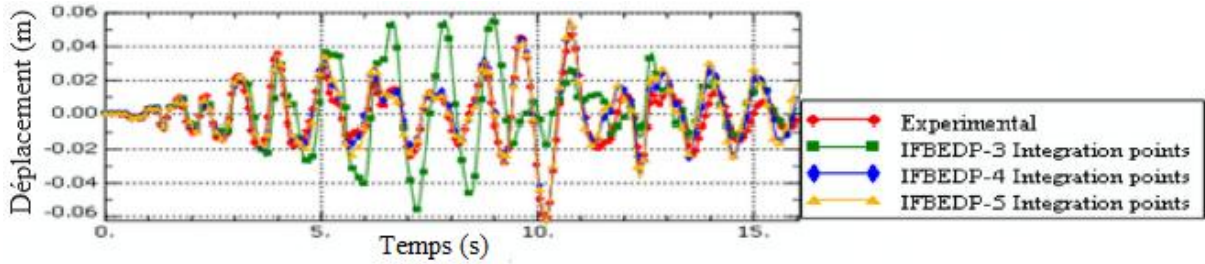
Fig. 5.7. Spectres de réponse des accélérogrammes ACC475 et ACC 975.

5.2.5. Résultats et discussions

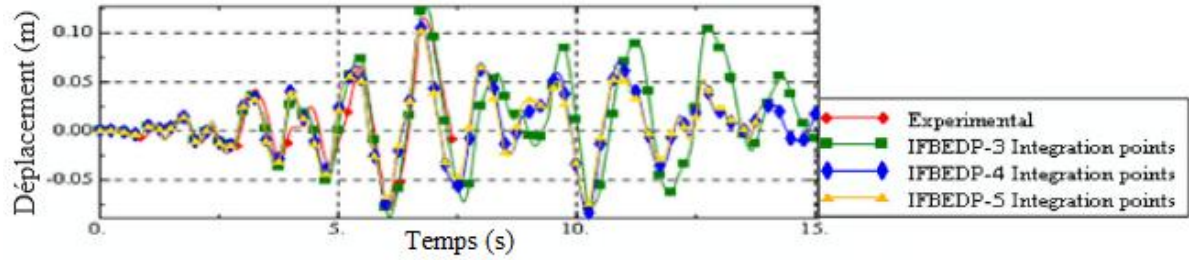
5.2.5.1. Déplacement global

Afin d'évaluer le niveau de précision des différentes stratégies de modélisation, la première étape consiste à évaluer la réponse globale de la structure sous l'action sismique. Les courbes temporelles du déplacement au sommet pour le portique étudié sont représentées sur les figures 5.8 à 5.13, obtenues en utilisant des éléments à base de force inélastique (IFBE) et des éléments à base de déplacement inélastique (IDBE) avec plasticité distribuée et concentrée, en tenant compte de la subdivision des éléments.

La figure 5.8 montre le déplacement au sommet en fonction du nombre de points d'intégration pour les éléments basés sur les forces. Les résultats trouvés indiquent que l'influence du nombre de points d'intégration sur la réponse sismique est négligeable dans les premières secondes (moins de 5s), mais entre 5 et 13s pour le séisme BF475 et 5 et 15 s pour le mouvement de sol BF975, les résultats numériques pour le schéma d'intégration à trois points sont différents des résultats expérimentaux. Les résultats donnés par les schémas à quatre et cinq points d'intégration sont proches des résultats expérimentaux (Zendaoui et al. 2016).



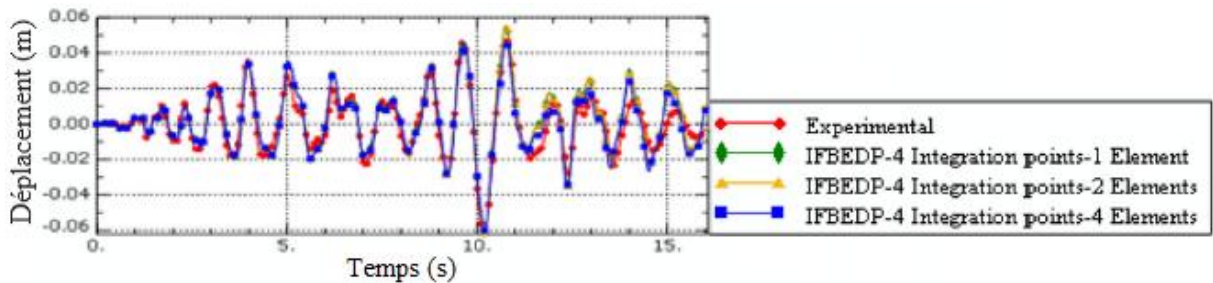
(a)



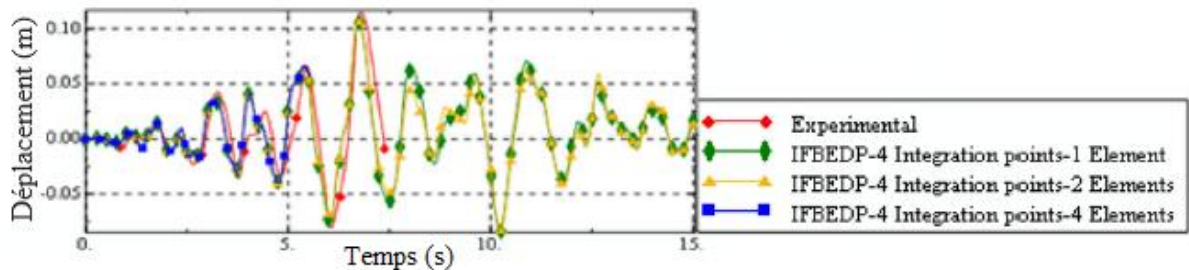
(b)

Fig. 5.8. Effet de la variation du nombre de points d'intégration sur la réponse globale calculée avec les éléments basés sur les forces pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

La figure 5.9 montre l'effet de la discrétisation des éléments basés sur les forces sur le comportement global d'une structure sous charge sismique. On remarque que l'influence de la discrétisation est négligeable dans toutes les analyses.



(a)



(b)

Fig. 5.9. Effet du nombre de sous éléments dans la formulation basée sur les forces pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

La figure 5.10 présente une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques obtenus en utilisant différentes équations pour évaluer l'effet de la longueur de la rotule plastique (tableau 5.1) pour les éléments basés sur les forces.

D'après la figure 5.10, on remarque que les déplacements obtenus en utilisant l'équation (5.3) dans les deux cas de séisme sont plus grands que ceux obtenus à partir de l'essai expérimental, les équations (5.1), (5.2) et (5.4) résultent en des résultats proches pour le premier séisme (BF475) et relativement différents pour le second cas (BF975). Ces différences entre les résultats numériques et expérimentaux peuvent être attribuées à la valeur supposée de la longueur de la rotule plastique et au contenu fréquentiel du tremblement de terre (Zendaoui et al. 2016).

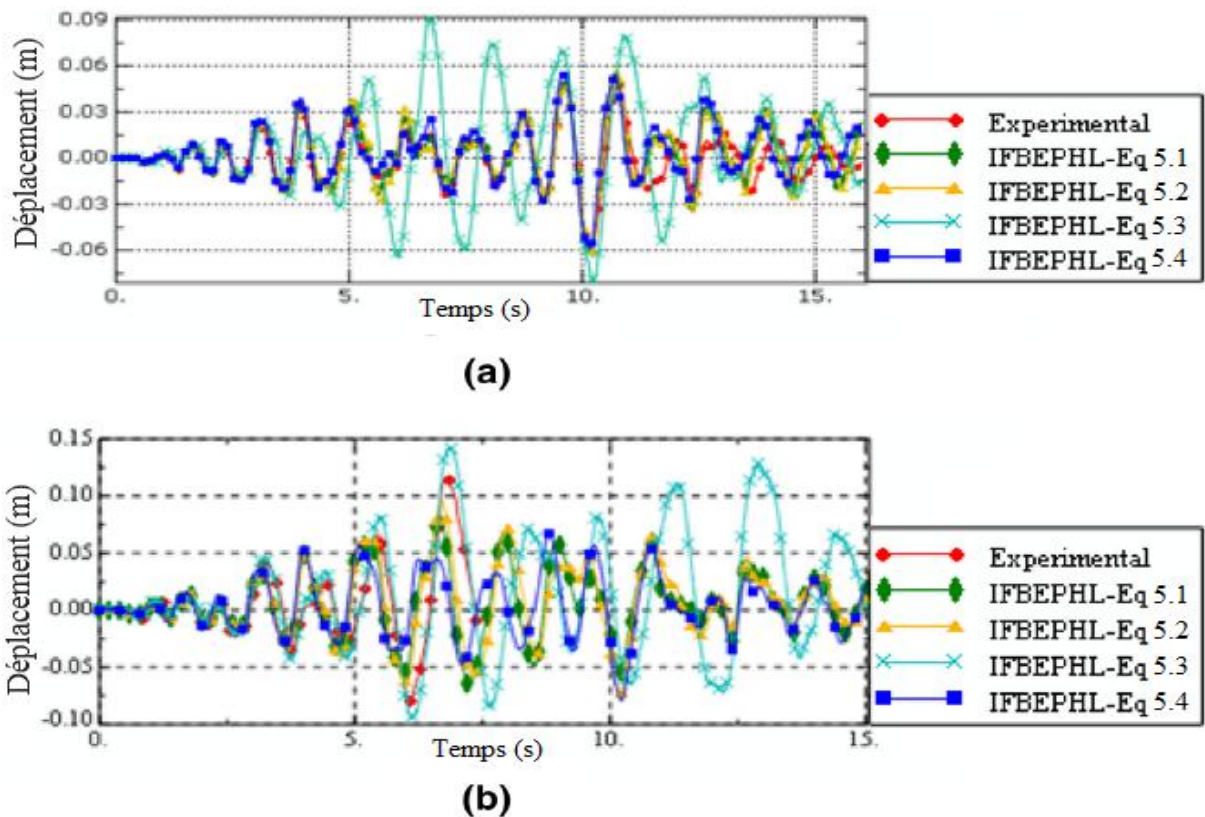
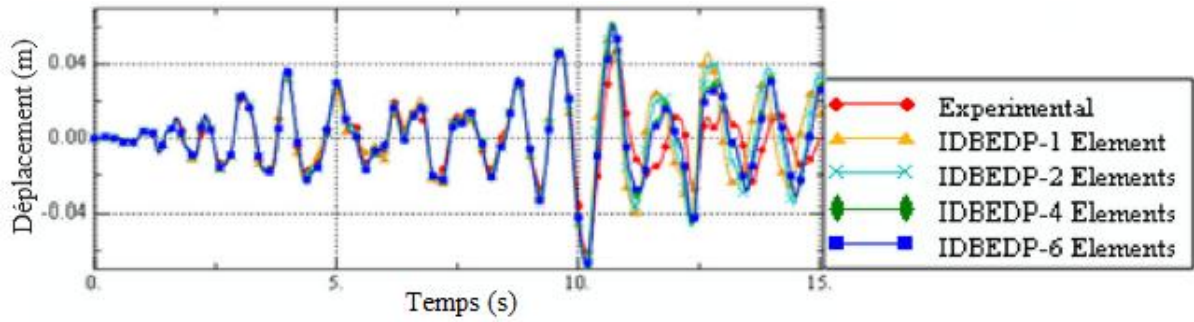
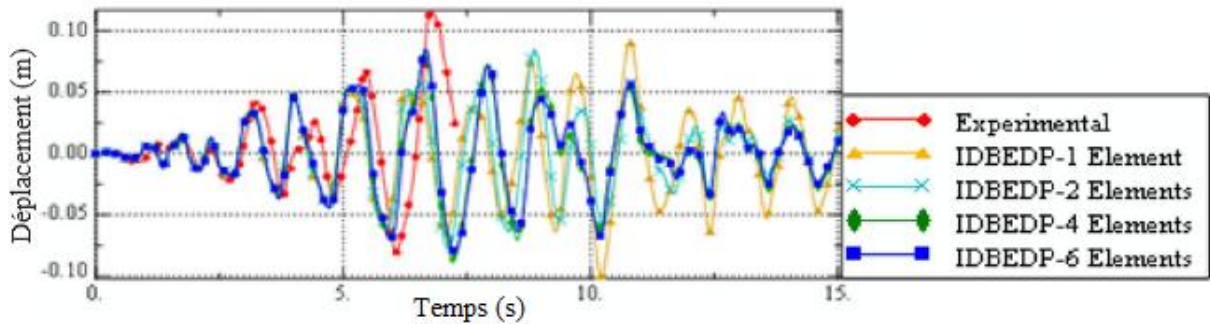


Fig. 5.10. Effet de la longueur de rotule plastique dans la formulation basée sur les forces pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

Les résultats de l'analyse dynamique non linéaire utilisant des éléments basés sur les déplacements avec subdivision en sous éléments sont présentés sur la figure 5.11. Les résultats montrent clairement que le nombre d'éléments affecte les valeurs du déplacement et que l'augmentation du nombre de sous éléments jusqu'à 6 dans les poteaux et les poutres se traduit par une bonne convergence vers les résultats expérimentaux.



(a)



(b)

Fig. 5.11. Effet du nombre de sous éléments dans la formulation basée sur les déplacements avec plasticité distribuée pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

Dans la figure 5.12, une discrétisation des poteaux et des poutres à leurs extrémités a été utilisée afin de capturer la non-linéarité des matériaux (béton et acier). Nous notons que la discrétisation en deux et quatre sous éléments résulte en une meilleure convergence vers les résultats expérimentaux par rapport au cas d'un seul sous élément. Il convient de noter que pour une discrétisation avec 4 sous éléments, l'analyse s'est arrêtée pour le séisme BF975.

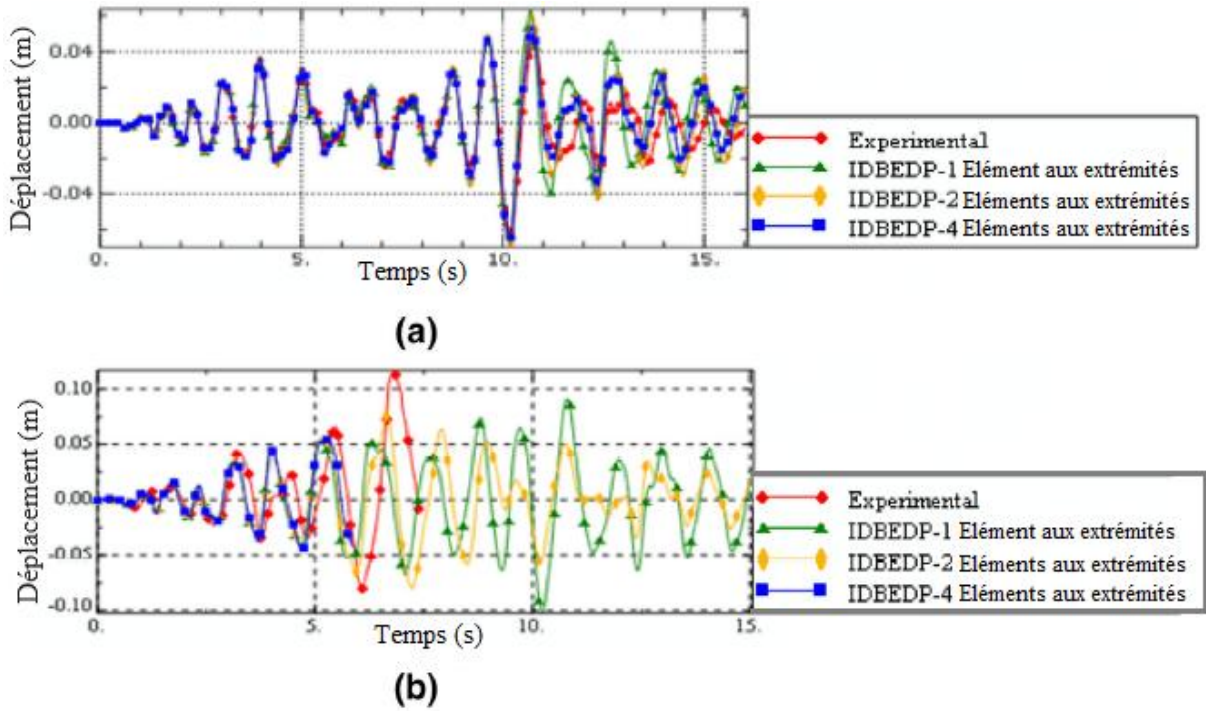


Fig. 5.12. Effet de la variation du nombre de sous éléments aux extrémités dans la formulation basée sur les déplacements avec plasticité distribuée pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

La figure 5.13 montre une comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques utilisant des éléments basés sur le déplacement avec une plasticité concentrée (la longueur des rotules plastiques est égale à zéro aux extrémités). Les résultats sont en bon accord pour les premières secondes (< 5sec), mais après la cinquième seconde il y a une divergence remarquable entre les résultats numériques et expérimentaux.

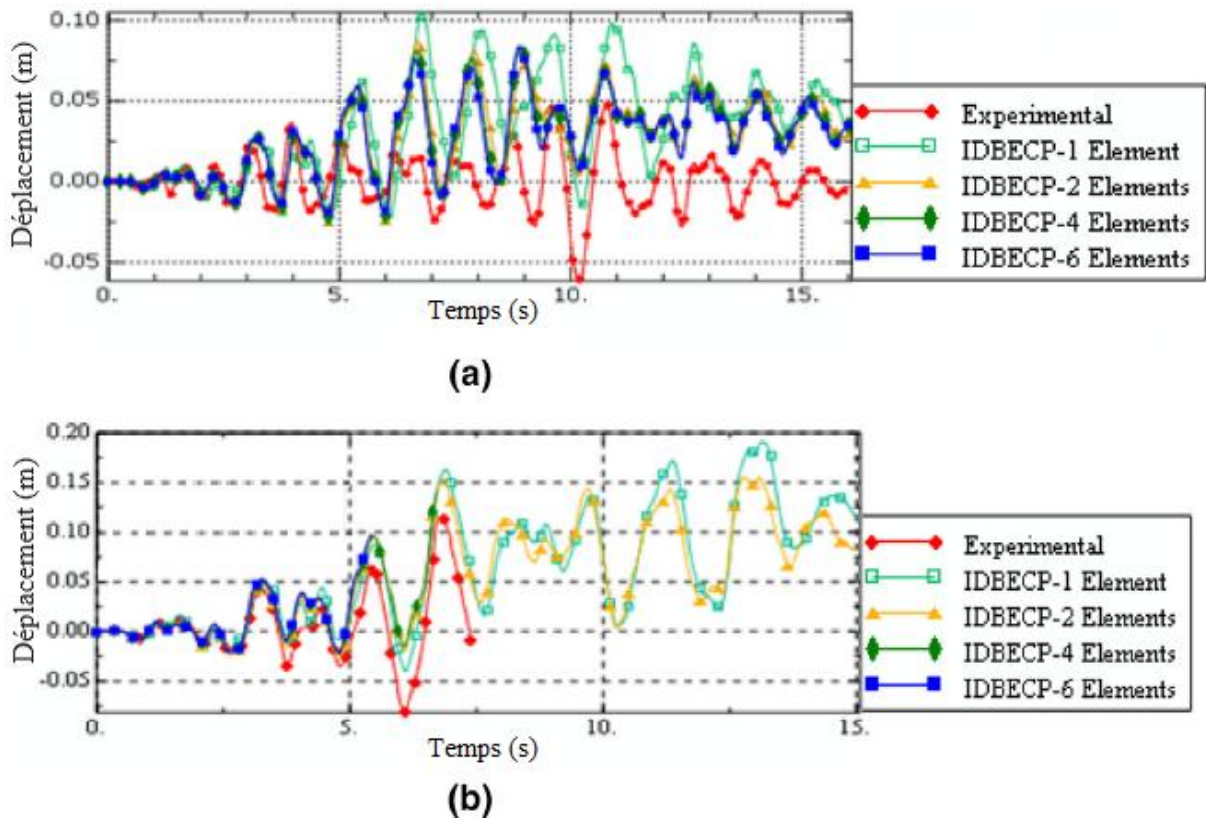


Fig. 5.13. Effet de la variation du nombre de sous éléments dans la formulation basée sur les déplacements avec la plasticité concentrée pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

5.2.5.2. Déplacement relatif inter-étages et l'effort tranchant maximal d'étage

La déformabilité latérale des systèmes structuraux est mesurée par le déplacement relatif horizontal entre deux niveaux successifs. Les déplacements relatifs inter-étages sont généralement exprimés sous forme de rapport δ / h où δ est le déplacement latéral et h est la hauteur d'étage. Les déplacements relatifs au sommet Δ sont normalisés par la hauteur totale H du bâtiment Δ / H , ils sont également utilisés pour quantifier la rigidité latérale des systèmes structuraux.

Les déplacements relatifs inter-étages sont causés par la flexion, le cisaillement et les déformations axiales des éléments structuraux, par ex. poutres, poteaux, et voiles. Les déformations axiales dues au raccourcissement ou à l'allongement des éléments sont généralement négligeables ; les déformations de flexion et de cisaillement sont la principale cause des dommages structuraux.

La figure 5.14 montre la distribution verticale du déplacement relatif inter-étages maximal de la structure étudiée. Il est clair que les modèles numériques donnent de bons résultats et sont capables de prédire l'étage souple au troisième étage. D'autres améliorations du modèle numérique pourraient peut-être produire une meilleure adéquation entre les résultats

numériques et expérimentaux. Mais cela n'entre pas dans le cadre du présent travail. Il suffit que l'analyse non linéaire en fibre puisse prédire l'étage souple au troisième étage et donc ce sera la référence à laquelle toutes les autres analyses numériques seront comparées, comme on peut le constater sur ces figures, les rapports de déplacements relatifs inter-étages du portique régulière, satisfont aux exigences du niveau de performance LS (limitation de déplacements relatifs à 2%).

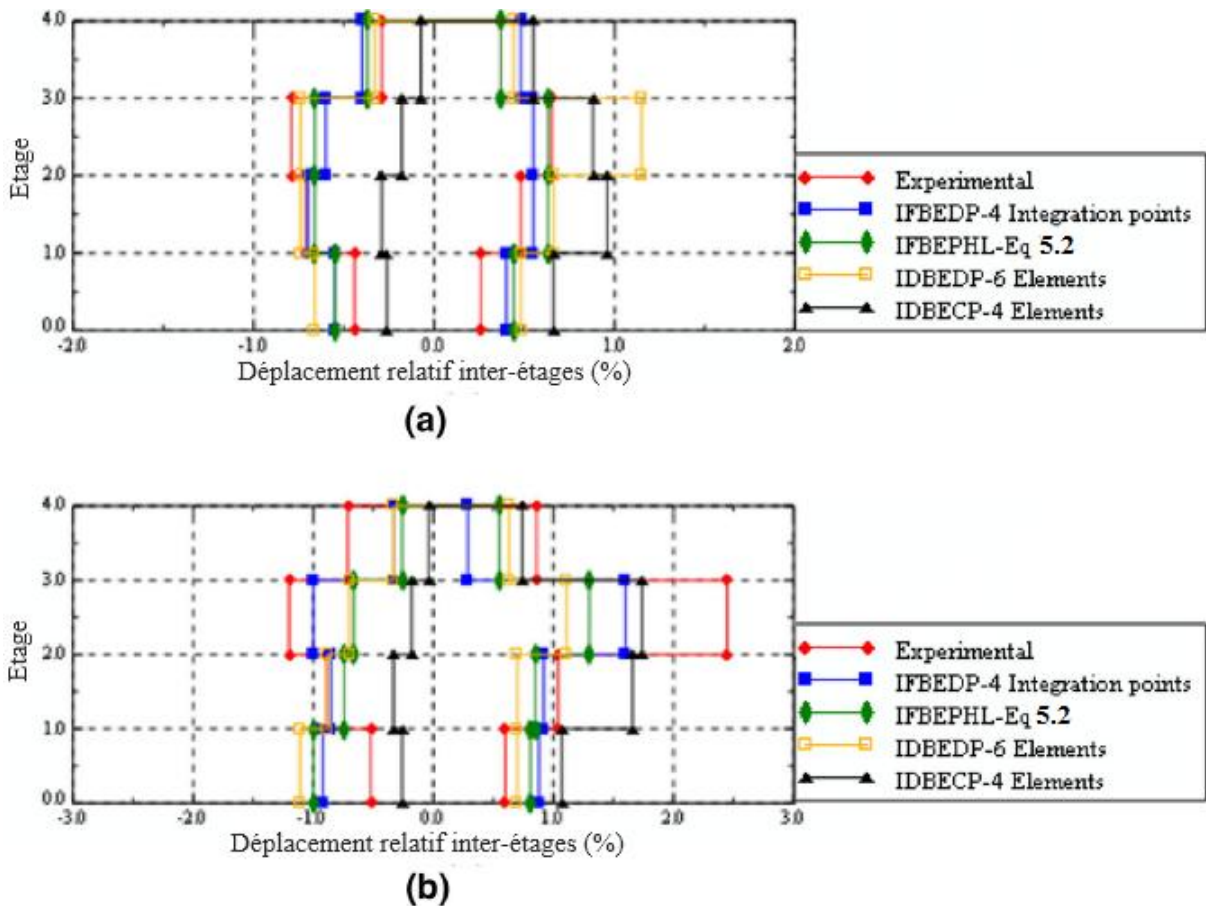
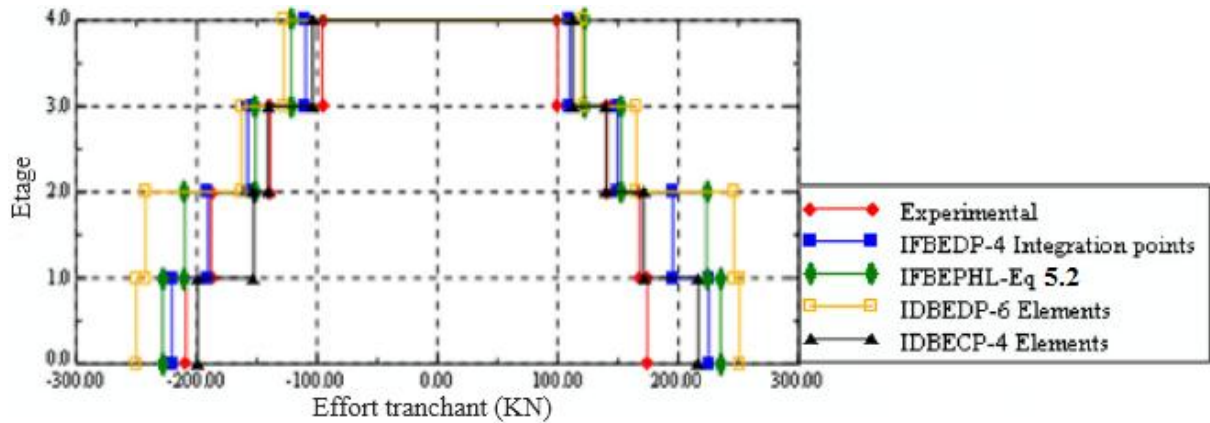
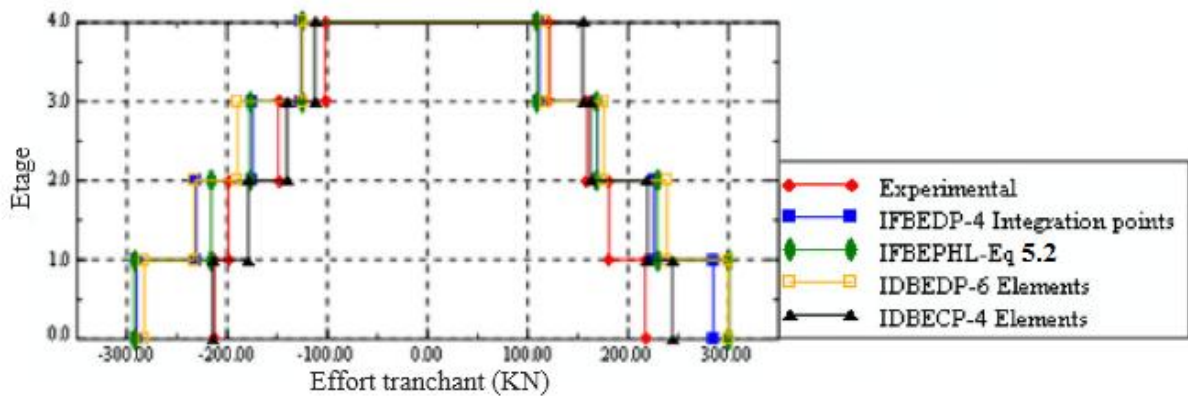


Fig. 5.14. Déplacements relatifs inter-étages pour les éléments basés sur les forces et déplacements pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

La comparaison entre les différents modèles numériques et expérimentaux pour l'effort tranchant maximal de l'étage est illustrée dans la figure 5.15. Les forces de cisaillement ne sont plus appliquées directement sur la structure mais résultent plutôt d'un équilibre structurel par rapport au modèle de déplacement appliqué. Nous pouvons voir dans les deux séismes (BF475 et BF975), que les modèles numériques donnent de bons résultats par rapport aux essais expérimentaux et ces modèles peuvent prédire la réponse de la structure en particulier pour le modèle IDBEC-4 Eléments (Zendaoui et al. 2016).



(a)



(b)

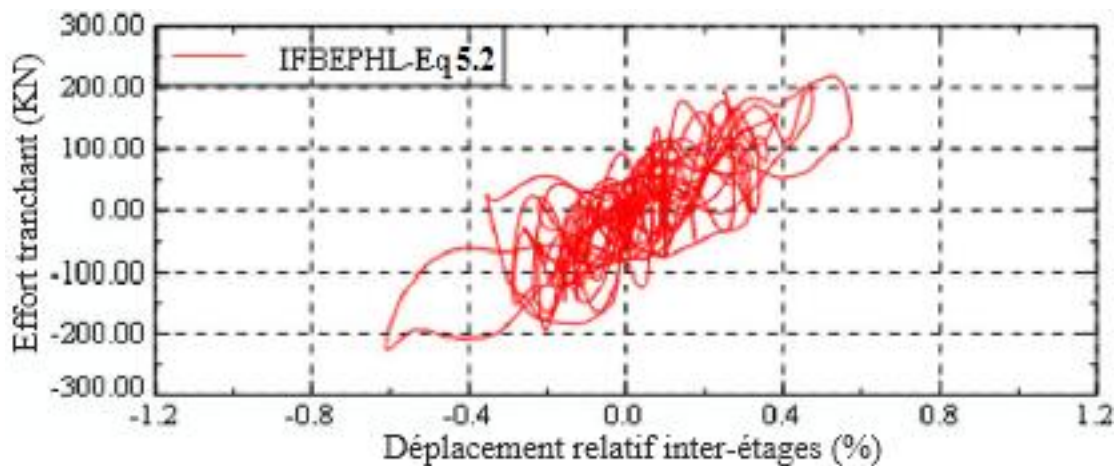
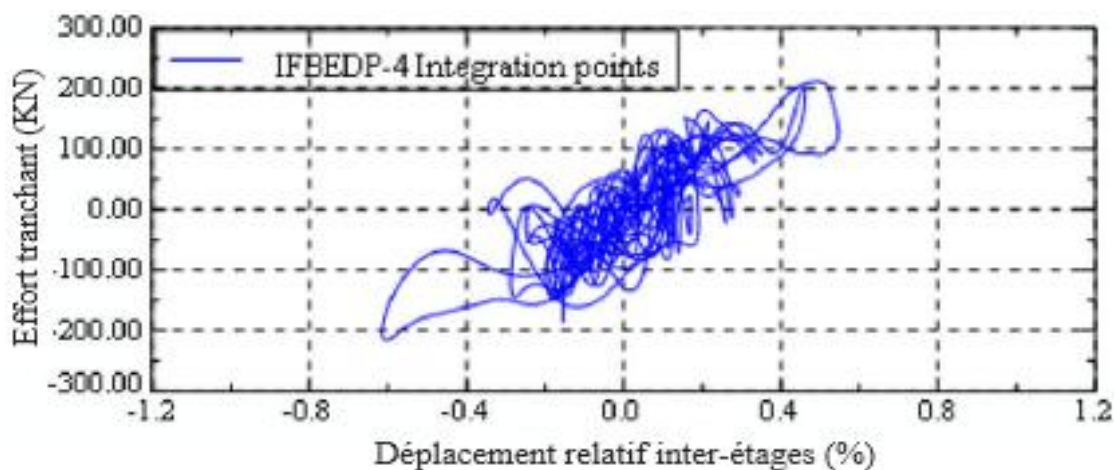
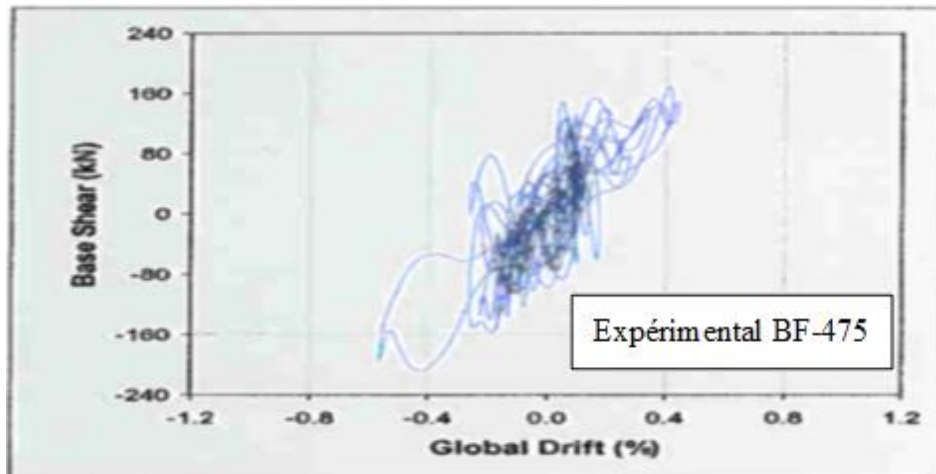
Fig. 5.15. L'effort tranchant maximal d'étage pour les éléments basés sur les forces et déplacements pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

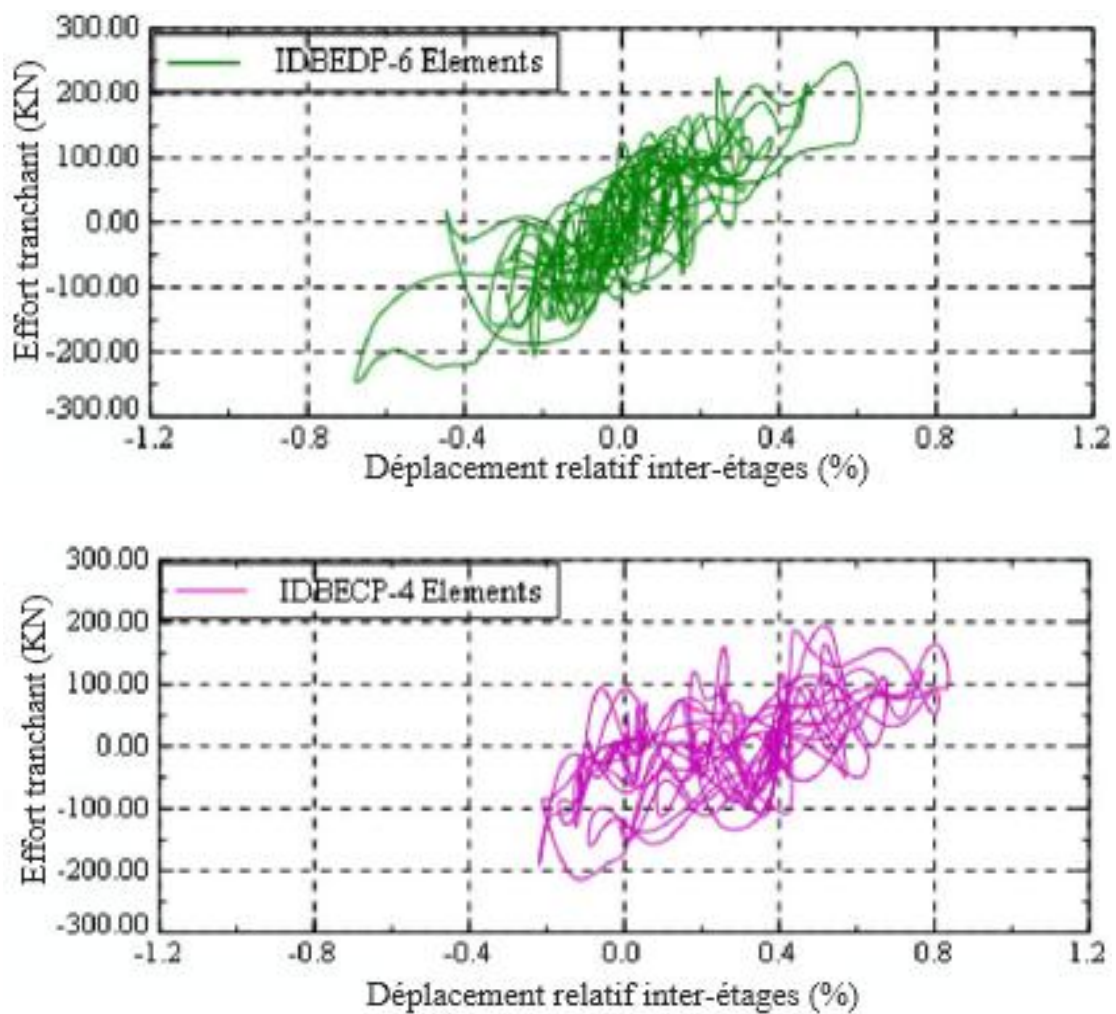
5.2.5.3. Dissipation d'énergie pour différents modèles

Sur la base des principes du génie parasismique, pour un bon comportement sismique de la structure, l'énergie emmagasinée par la structure due aux tremblements de terre doit être absorbée et/ou dissipée, en fonction de la performance attendue de la structure. L'absorption et la dissipation d'énergie dans les structures sont généralement dues à deux sources principales, l'amortissement inhérent du système structural, et la formation de la rotule plastique dans les éléments structuraux et la non-linéarité.

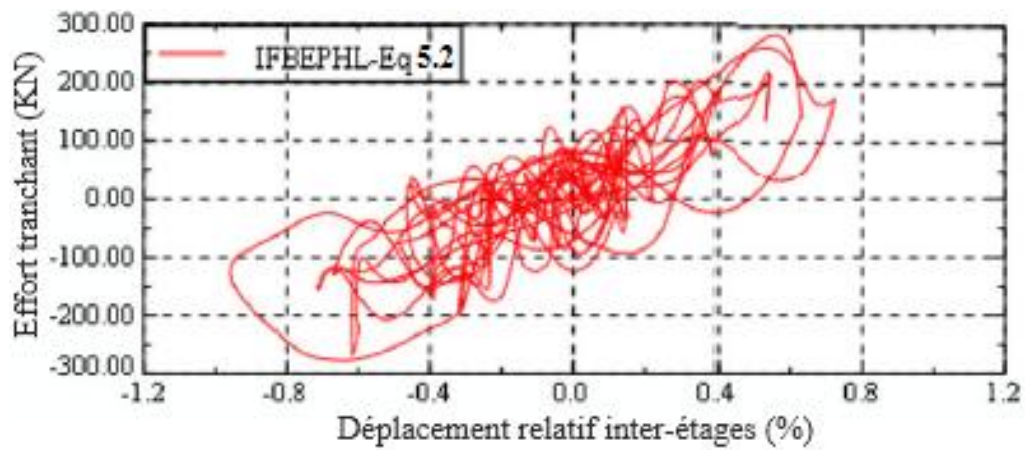
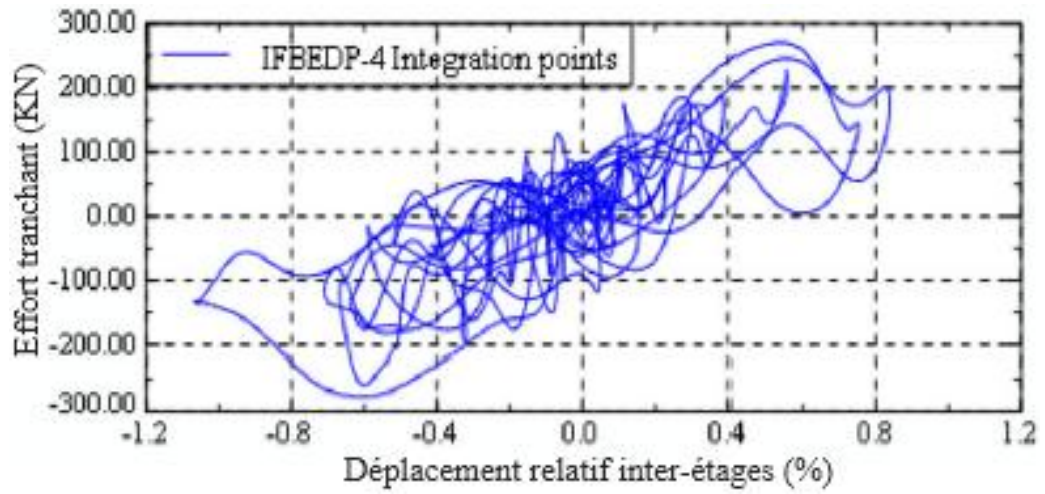
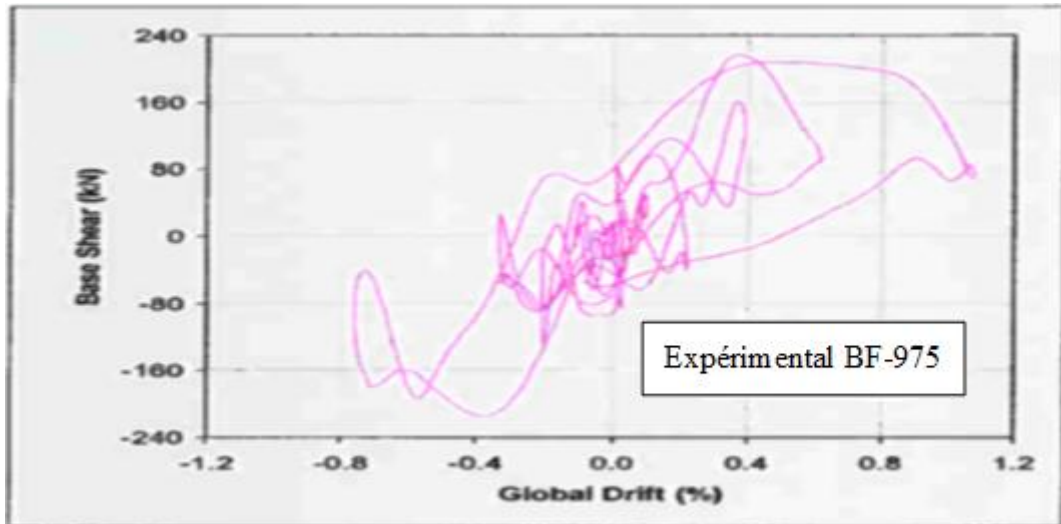
La réponse globale hystérétique en fonction de l'effort tranchant à la base et du déplacement latéral au sommet est représentée sur la figure 5.16 pour les deux tests BF475 et BF975. Pour le test BF475, la réponse restait pratiquement dans la plage élastique comme illustré sur la figure 5.16.a. Le test BF475 a déformé le bâtiment jusqu'à un maximum de 0.06 m, tandis que la force de cisaillement maximale était de 180 KN. La figure 5.16.b montre le tracé de l'effort tranchant à la base par rapport aux courbes hystérétiques de déplacement au

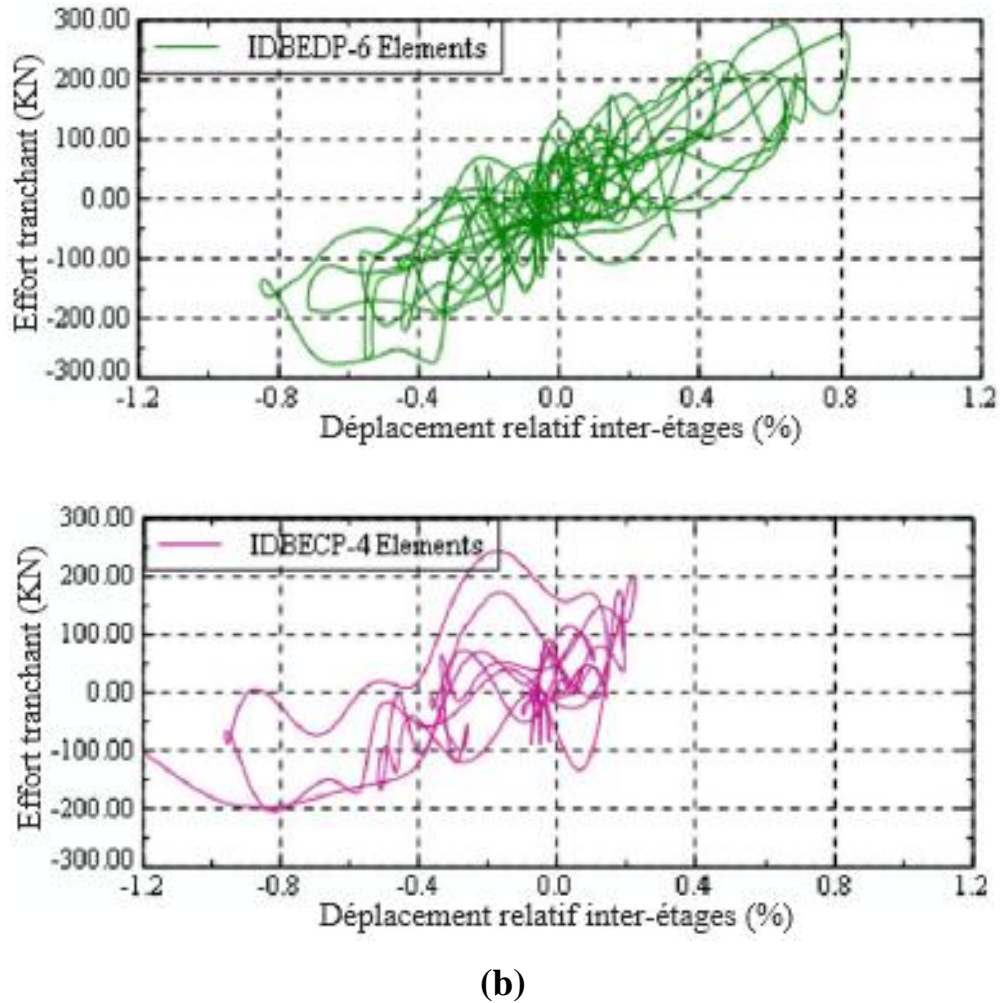
sommet pour le test BF975. À ce séisme d'intensité plus élevée, certains effets non linéaires avec des boucles de force-déplacement sensiblement plus larges ont caractérisé la réponse de ce système. Le déplacement maximal et l'effort tranchant à la base mesurés dans cet essai étaient de 0.1 m et 250 KN respectivement. Le modèle IFBEDP-4 points d'intégration a montré la meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux.





(a)





(b)

Fig. 5.16. Effort tranchant à la base en fonction du déplacement latéral pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

5.2.5.4. Etats d'endommagements

Résultats des dommages expérimentaux

Le comportement du portique en béton armé peut être considéré comme satisfaisant sous l'action sismique caractérisée par l'accélérogramme BF-475, du fait qu'il n'y a pas de dommages globaux significatifs, mais seulement de faibles dommages locaux. Avec l'accélérogramme BF-975 et seulement pendant moins de la moitié du temps de test, les dommages observés étaient plus importants, surtout dans le poteau du troisième étage où de grandes fissures apparaissent (figure 5.17). Le test a été arrêté à la moitié du temps afin d'éviter des dommages irréparables et de permettre l'utilisation des solutions de réparation.

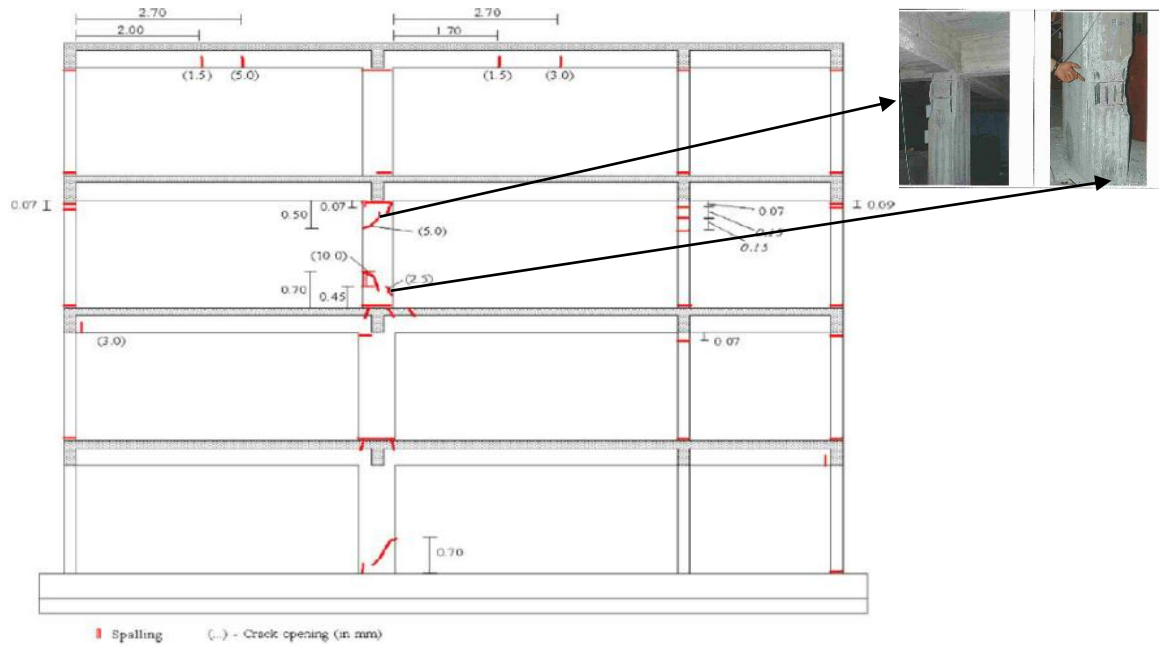
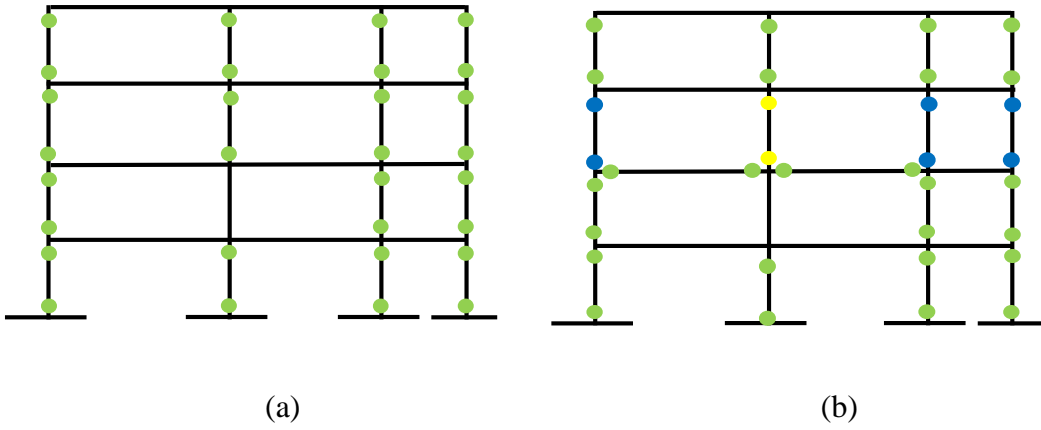


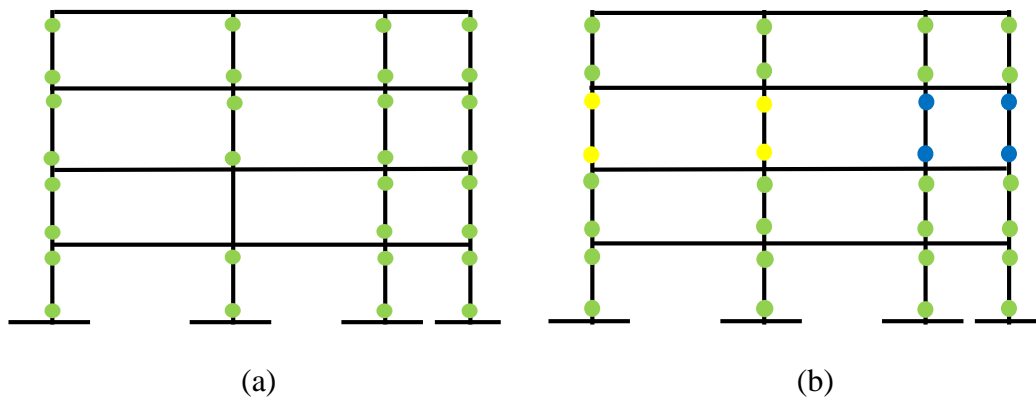
Fig. 5.17. Dommages observés sur le poteau du 3ème étage après le séisme.

Résultats des dommages observés numériquement

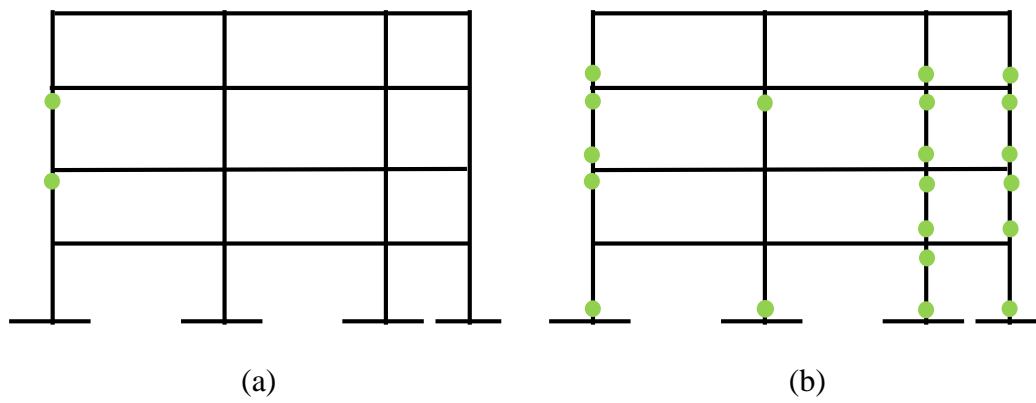
La figure 5.18 montre les différents niveaux d'endommagement dans les modèles numériques. Les dommages dans les structures en utilisant les éléments IDBEDP et IDBECP ne sont pas identiques aux dommages observés dans l'essai expérimental pour les deux charges sismiques. L'analyse avec les éléments IFBEPHL et IFBEDP montre que ces éléments peuvent capturer les dommages dans l'étage souple au niveau du poteau du troisième étage, où les états limites LS et CP sont apparents, ceci indique que les modèles avec les derniers éléments sont bons pour prédire les dommages dans une analyse non linéaire des structures en béton armé. L'endommagement de l'élément de la structure sous l'effet de flambement des barres d'acier n'est pas apparent dans cette étude parce que les valeurs de rotation plastique sont supérieures aux valeurs de rupture des éléments du fait que la structure n'est pas excitée par une charge élevée dans cet essai.



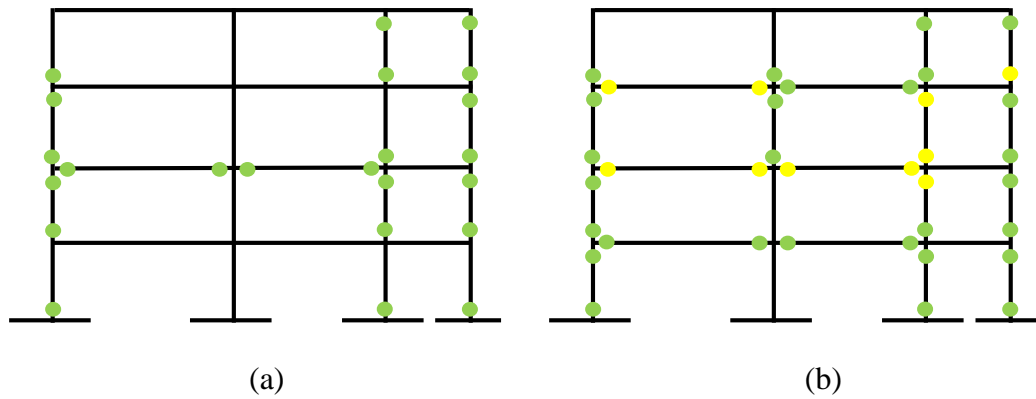
IFBEDP - 4 Integration points



IFBEPHL – Eq 5.2



IDBEDP – 6 Elements



IDBECP – 4 Elements

● IO: immediate occupancy, ● LS: life safety, ● CP: collapse prevention.

Fig. 5.18. Schéma d'endommagement typique et la formation de la rotule plastique pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

5.3. Analyse dynamique incrémentale (ADI)

Dans la perspective de l'évaluation de la réponse structurelle globale, les analyses dynamiques incrémentales sont définies comme une séquence d'analyses dynamiques avec un facteur d'échelle croissant pour obtenir des résultats en termes de l'effort tranchant à la base total par rapport au déplacement au sommet à différents niveaux de ductilité, comme le représentera graphiquement la figure suivante.

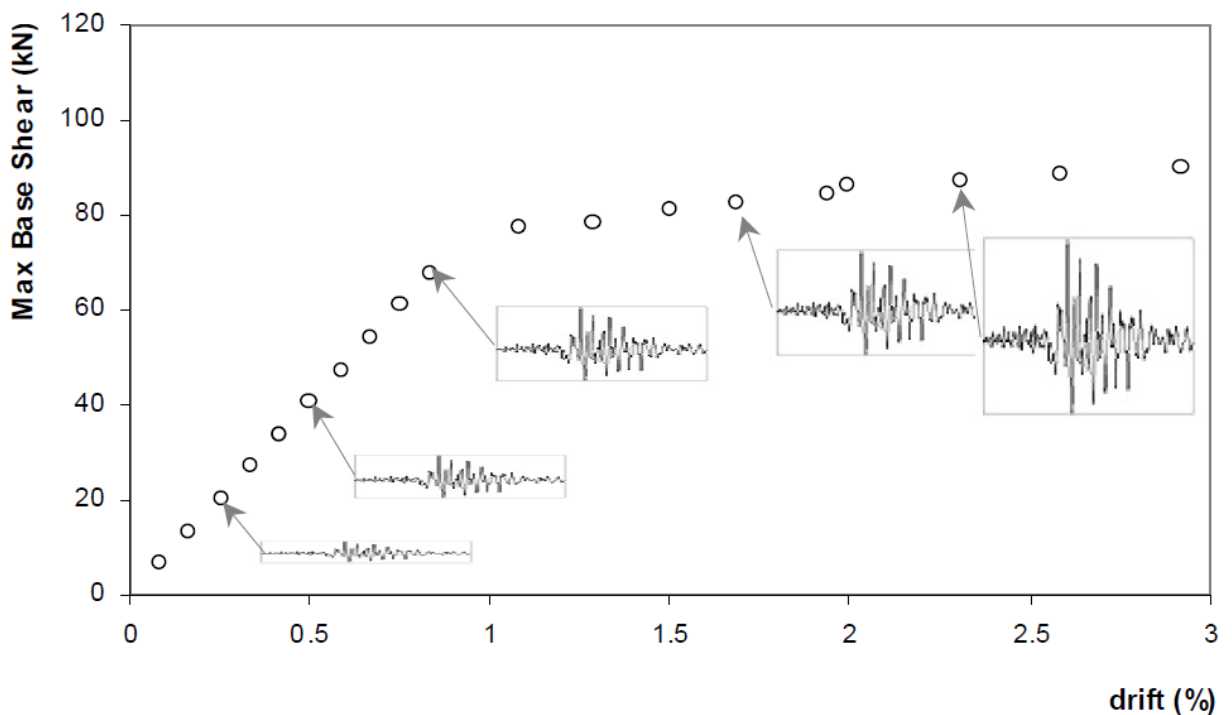


Fig. 5.19. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base l'effort tranchant à la base obtenues avec des analyses dynamiques incrémentales.

La structure qui a été précédemment étudiée en utilisant l'analyse dynamique non linéaire temporelle (R+3 testée au Laboratoire européen pour l'évaluation des structures (ELSA)), a été réétudiée en utilisant la méthode dynamique incrémentale (ADI) sous l'action de deux enregistrements de mouvement du sol BF475 (accélération maximale 2.180 m/s²) et BF975 (accélération maximale 2.884 m/s²) avec une durée de 15s (Figs. 5.6, 5.7). En conséquence, l'analyse temporelle dynamique non linéaire a été appliquée pour un ensemble de mouvements du sol étalonnés pour un niveau d'intensité spécifique, puis des courbes ADI ont été déterminées pour chaque analyse dynamique.

L'analyse dynamique incrémentale peut être exécutée directement dans le programme Sismostruct. Pour effectuer une analyse dynamique incrémentale, l'utilisateur doit spécifier les facteurs d'étalonnage incrémentaux dans la première étape (0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9), puis doit définir l'input sismique (généralement un accélérogramme naturel ou artificiel) et le multiplicateur de courbe correspondant (scaling factor) (SeismoSoft, 2015).

En générant la courbe de l'analyse dynamique incrémentale pour chaque enregistrement, une grande quantité de données peut être collectée. Comme on peut le voir, les courbes ADI affichent un large éventail de comportements, montrant une grande variabilité d'un enregistrement à un autre enregistrement, ce qui rend essentiel de résumer ces données et de quantifier le caractère aléatoire introduit par les enregistrements pour les différents modèles utilisés.

La figure 5.20 présente les résultats de l'analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments formulés à base de force en variant le nombre de points d'intégration. D'après les figures 5.20. (a et b), on remarque que lorsque le nombre de point d'intégration est supérieur à 3, les courbes des analyses dynamiques incrémentales obtenues sont superposables pour les deux tests.

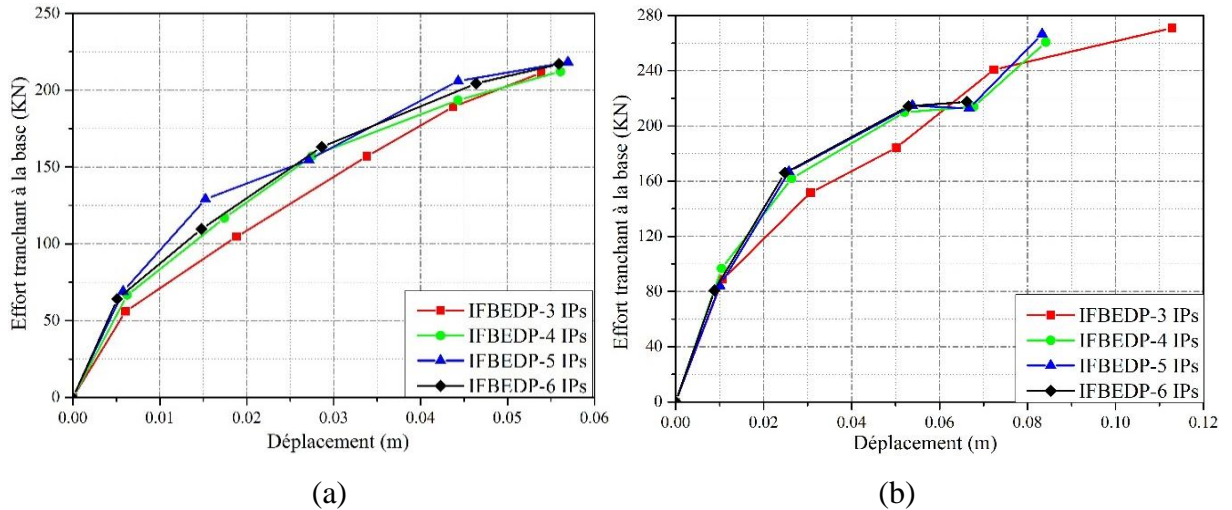


Fig. 5.20. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déplacement obtenus avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments basés sur les forces avec différents points d'intégration pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

L'effet de nombre de sous éléments sur l'analyse dynamique incrémentale avec la formulation basée sur les forces est négligeable pour des faibles séismes comme montré sur la figure 5.21. a, par contre pour les séismes à grandes intensités, l'augmentation dans le nombre de sous éléments peut résulter en des problèmes de convergence pour des niveaux de facteurs d'étalonnage incrémentaux plus élevés (figure 5.21. b).

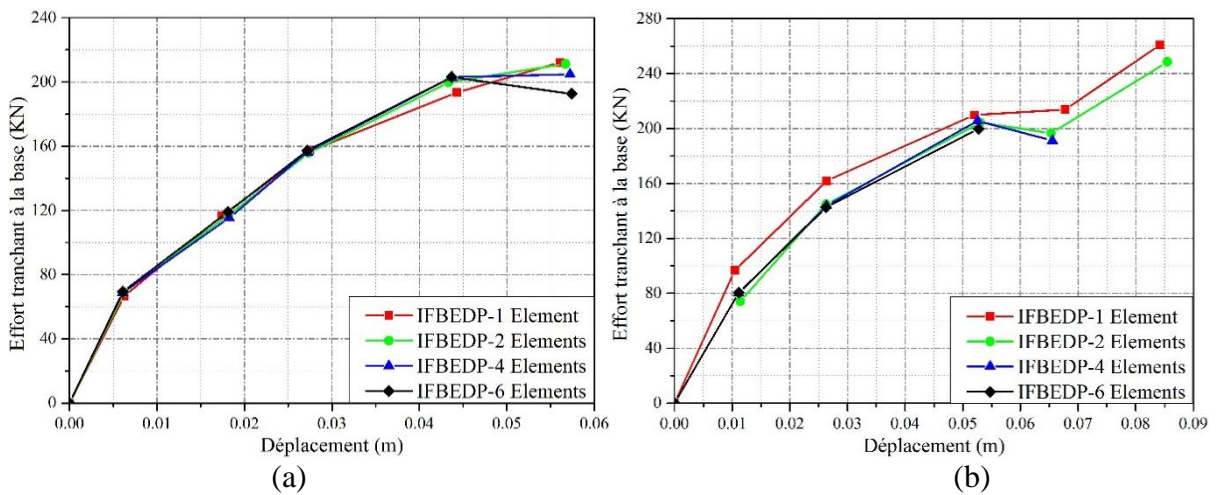


Fig. 5.21. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement obtenues avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments basés sur les forces avec différents sous éléments pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

L'effet de la longueur de rotule plastique pour les éléments formulés en force sur la courbe ADI est présenté sur la figure 5.22. L'influence de la longueur de rotule plastique est négligeable pour des petites valeurs de facteur d'échelle incrémental, car le comportement de la structure est linéaire. Quand on augmente les facteurs d'échelle incrémentaux, les effets de

la longueur de rotule plastique sont remarquables pour les différentes équations pour les deux séismes. On constate aussi que les résultats donnés par l'équation 5.3 s'éloignent de ceux prédits par les autres équations.

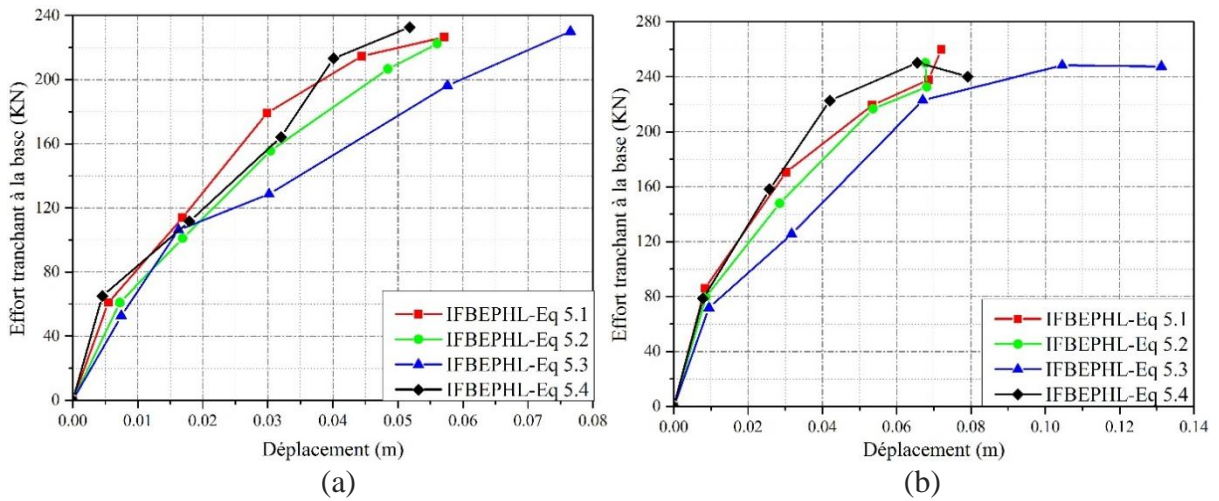


Fig. 5.22. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déplacement obtenus avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments à base de force avec différentes longueurs de rotule plastique pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

Concernant les formulations basées sur les déplacements avec une plasticité distribuée, les courbes ADI ont la même allure dans le cas d'un faible séisme (BF475) surtout lorsque le nombre de sous éléments augmente (figure 5.23.a). Cependant dans le cas du séisme BF975, l'augmentation du nombre de sous éléments ne résulte pas forcément en des résultats proches suggérant une influence du contenu fréquentiel du mouvement du sol (figure 5.23.b).

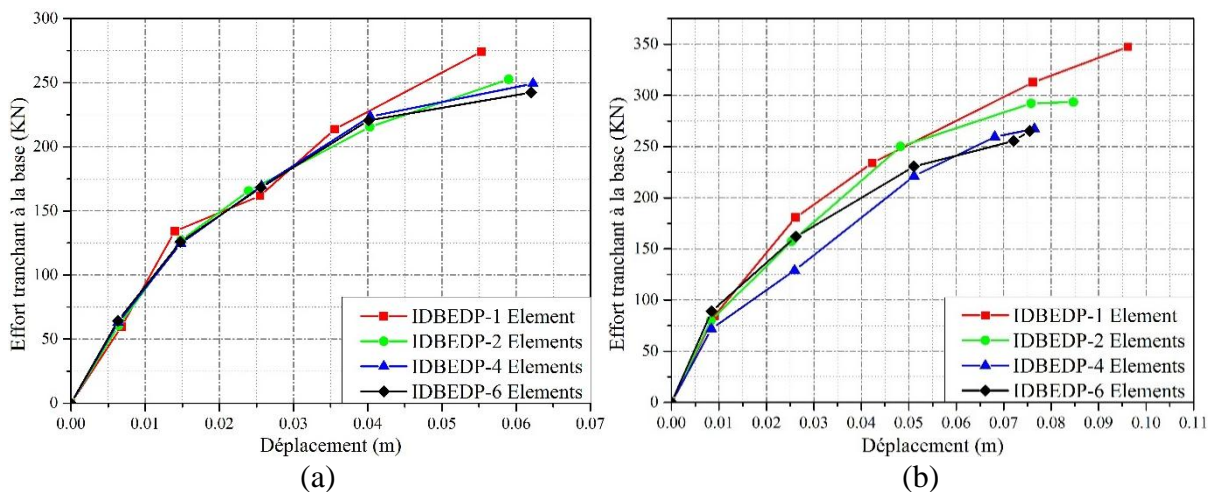


Fig. 5.23. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déplacement obtenus avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments basés sur les déplacements avec plasticité distribuée pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

La figure 5.24 présente les résultats de l'analyse dynamique incrémentale en utilisant des éléments basés sur les déplacements avec plasticité concentrée. Pour une faible intensité,

on peut observer qu'il n'y a pas une grande différence entre les modèles. Cependant, une divergence remarquable dans les courbes ADI est observée lorsque l'intensité augmente pour les deux cas de séisme. Ceci montre clairement que la plasticité concentrée peut s'avérer non réaliste dans les éléments basés sur les déplacements.

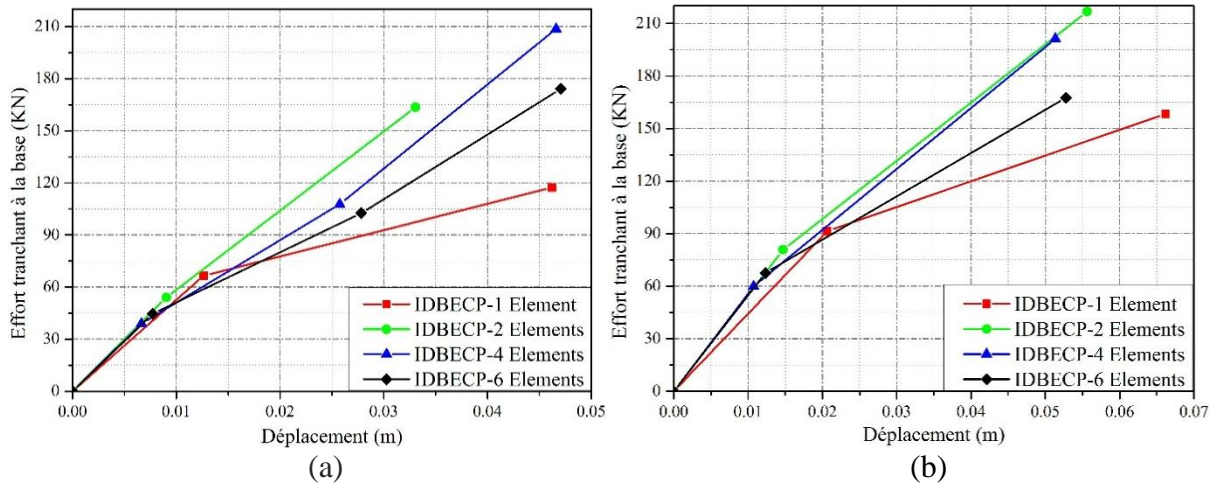


Fig. 5.24. Valeurs maximales de l'effort tranchant à la base et de déplacement obtenus avec une analyse dynamique incrémentale en utilisant les éléments à base de déplacement avec plasticité concentrée pour les tests : a (BF475) et b (BF975).

5.4. Analyse statique non linéaire (Pushover)

Afin de vérifier l'applicabilité de la méthode pushover, le comportement de deux structures a été étudié sous chargement monotone. Ces structures sont constituées d'un étage avec une seule travée, et de deux étages avec deux travées, avec des quantités différentes d'étriers et des espacements différents. Les mécanismes de rupture des poutres et des poteaux ont d'abord été déterminés comme étant des défauts de flexion, de cisaillement-flexion ou de cisaillement selon les dessins de conception (Sung et al. 2013). Les courbes de capacité des échantillons ont été analysées en utilisant les paramètres étudiés auparavant, et les résultats numériques ont été comparés avec les résultats expérimentaux.

5.4.1. Portique ductile à un seul étage

Le premier portique en béton armé avec un seul étage et une seule travée de $3\text{m} \times 5\text{m}$ en plan et mis à l'échelle de $3/5$ a été testé au centre de recherche en génie parasismique (NCREE) et examiné sous chargement monotone comme le montre la figure 5.25. Ce portique a été conçu pour simuler la réponse d'une structure à faible hauteur résistant aux moments (Feng et al. 2011). L'espacement des étriers a été fixé à 8 cm dans le portique étudié, ce qui constitue une conception ductile, les poutres et les poteaux ont été gouvernés par une rupture en flexion (Sung et al. 2013).

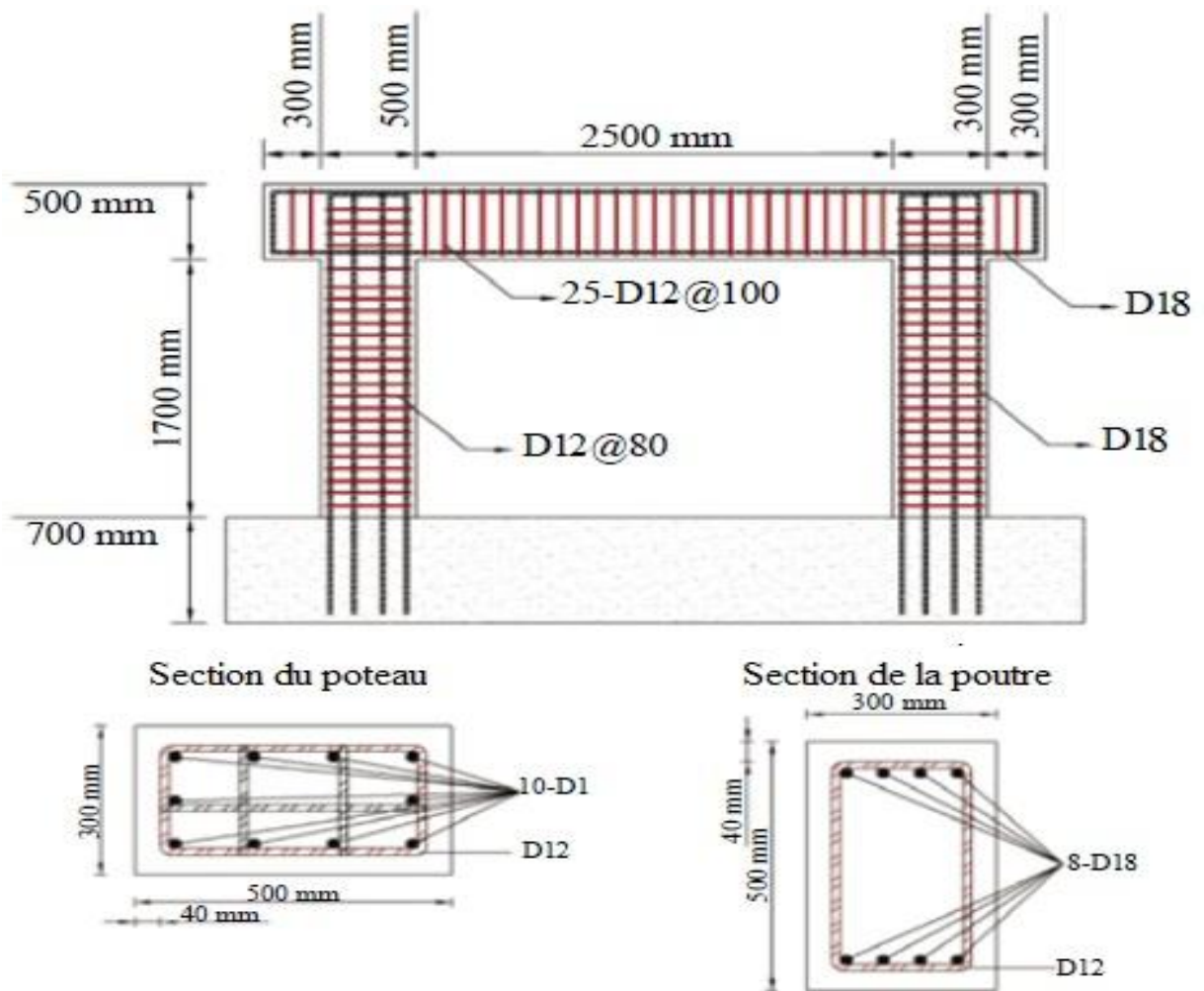


Fig. 5.25. Plan détaillé du portique étudié (Feng et al. 2011).

La figure 5.26 illustre une comparaison entre le résultat expérimental et les courbes pushover pour la formulation en force avec la plasticité distribuée et différents nombres de points d'intégration. Les résultats montrent clairement que la réponse globale converge vers le résultat expérimental quand le nombre de points d'intégration augmente. Cependant, il y a lieu de noter que l'analyse pushover s'est arrêtée prématurément pour 5 et 6 points d'intégration.

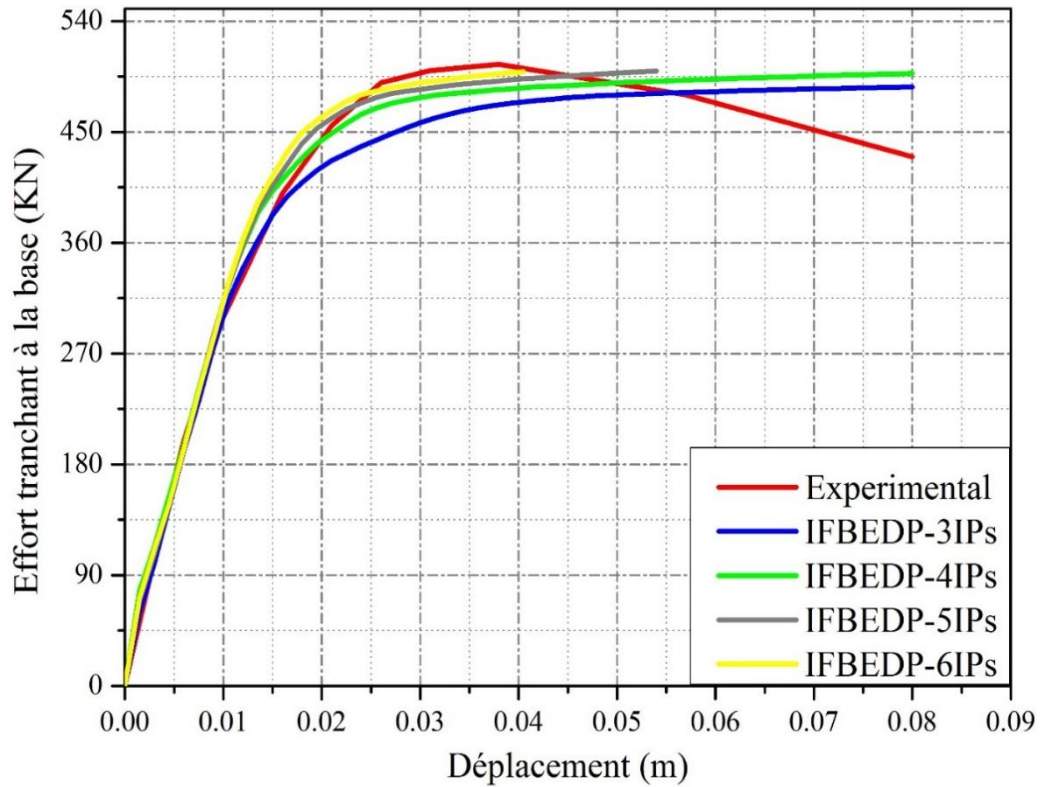


Fig. 5.26. Effet du nombre de points d'intégration sur la courbe de pushover pour les éléments basés sur les forces avec plasticité distribuée.

La figure 5.27 montre l'influence de nombre de sous éléments pour la formulation en force avec plasticité distribuée sur le comportement global d'un portique en béton armé. On constate que plus le nombre de sous éléments augmente, plus les courbes de capacités s'éloignent de la courbe expérimentale. Cette conclusion est différente de celle trouvée lors de l'analyse dynamique non linéaire suggérant une influence des paramètres de modélisation sur la réponse de cette structure.

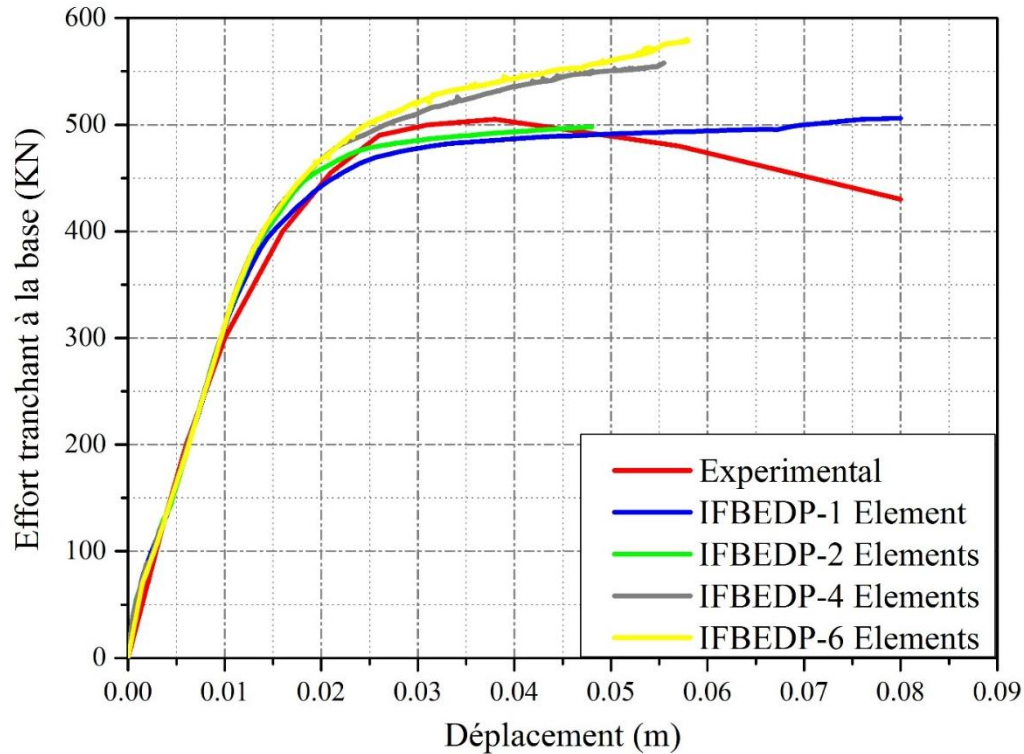


Fig. 5.27. Effet du nombre de sous éléments sur la courbe de pushover pour la formulation en force avec plasticité distribuée.

Une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour l'analyse de pushover en utilisant différentes équations (tableau 5.1) pour évaluer la longueur de la rotule plastique des éléments basés sur les forces est présentée dans la figure 5.28.

D'après la figure 5.28, on constate que les expressions de la longueur des rotules plastiques ont une certaine influence sur la réponse globale, on peut voir que les courbes données par les équations (5.1), (5.2) et (5.4) ont presque la même allure et sont raisonnablement proches du résultat expérimental. Lorsque l'équation (5.3) est utilisée pour calculer la longueur de la rotule plastique, une diminution remarquable de l'effort tranchant à la base par rapport au résultat expérimental est observée.

La figure 5.29 montre les résultats des éléments basés sur les déplacements avec la variation du nombre des sous éléments. L'utilisation d'un seul ou deux sous éléments surestime grandement l'effort tranchant et la rigidité post-élastique. Les courbes montrent une bonne convergence vers le résultat expérimental pour les modèles à quatre et six sous éléments. Cette conclusion est en accord avec celle d'analyse dynamique non linéaire.

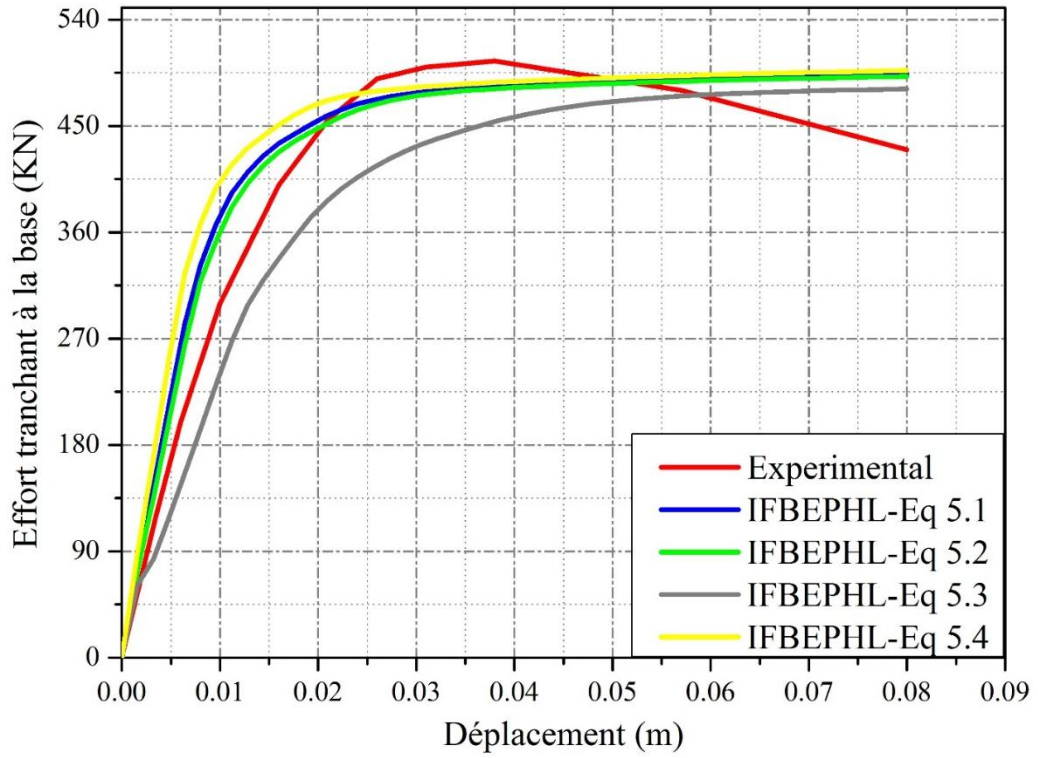


Fig. 5.28. Effet de la longueur de rotule plastique sur la réponse globale pour les éléments basés sur les forces.

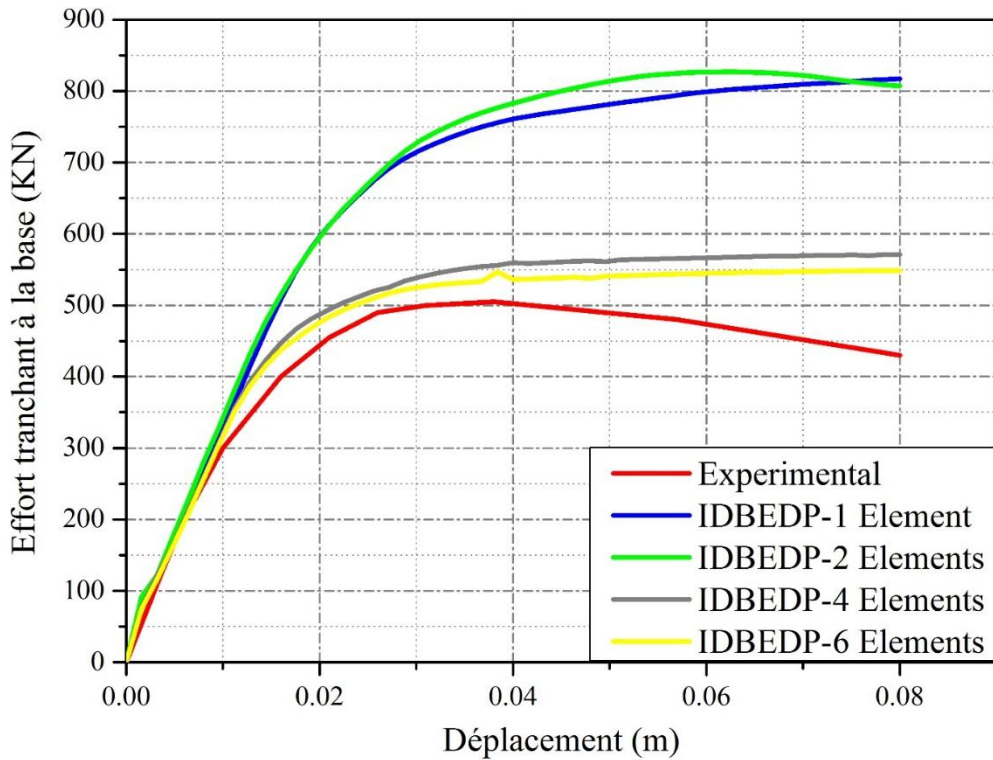


Fig. 5.29. Effet du nombre de sous éléments sur la courbe de pushover pour les éléments basés sur les déplacements avec plasticité distribuée.

La figure 5.30 présente une comparaison entre le résultat expérimental et les résultats numériques en utilisant des éléments basés sur les déplacements avec une plasticité concentrée (la longueur des rotules plastiques est égale à zéro aux extrémités). On remarque que les modèles à plasticité concentrée pour les éléments basés sur les déplacements donnent des résultats divergeant par rapport au résultat expérimental et difficiles à les interpréter.

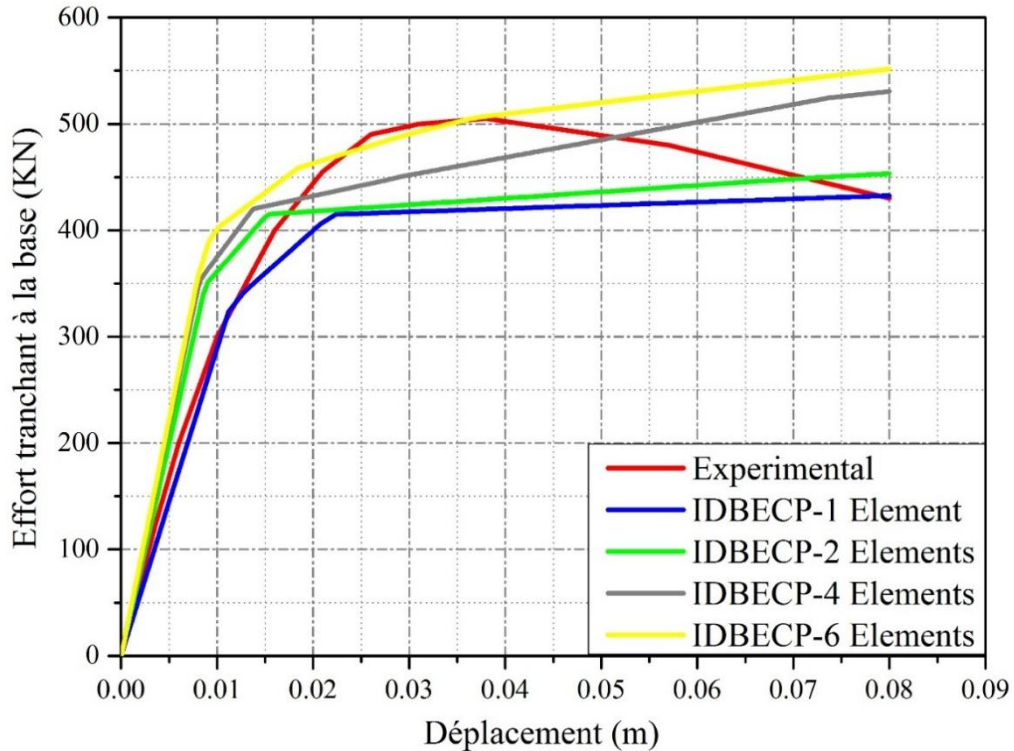


Fig. 5.30. Effet du nombre de sous éléments sur la courbe de pushover pour les éléments basés sur les déplacements avec la plasticité concentrée.

5.4.2. Portique non ductile (R+1)

Ce portique a été conçu pour représenter une structure non ductile (Wang et al. 2006), étant donné que l'espacement de l'étrier dans les poteaux est de 30 cm et que les poteaux étaient contrôlés par des ruptures de flexion-cisaillement ou de cisaillement. La hauteur de chaque étage est de 2.15 m et la largeur de chaque travée est de 3.6 m. La barre d'armature de diamètre de 10 mm a été utilisée comme armature principale et comprenait également l'étrier dans les sections des poutres et des poteaux comme montré sur la figure. 5.31 (Sung et al. 2013).

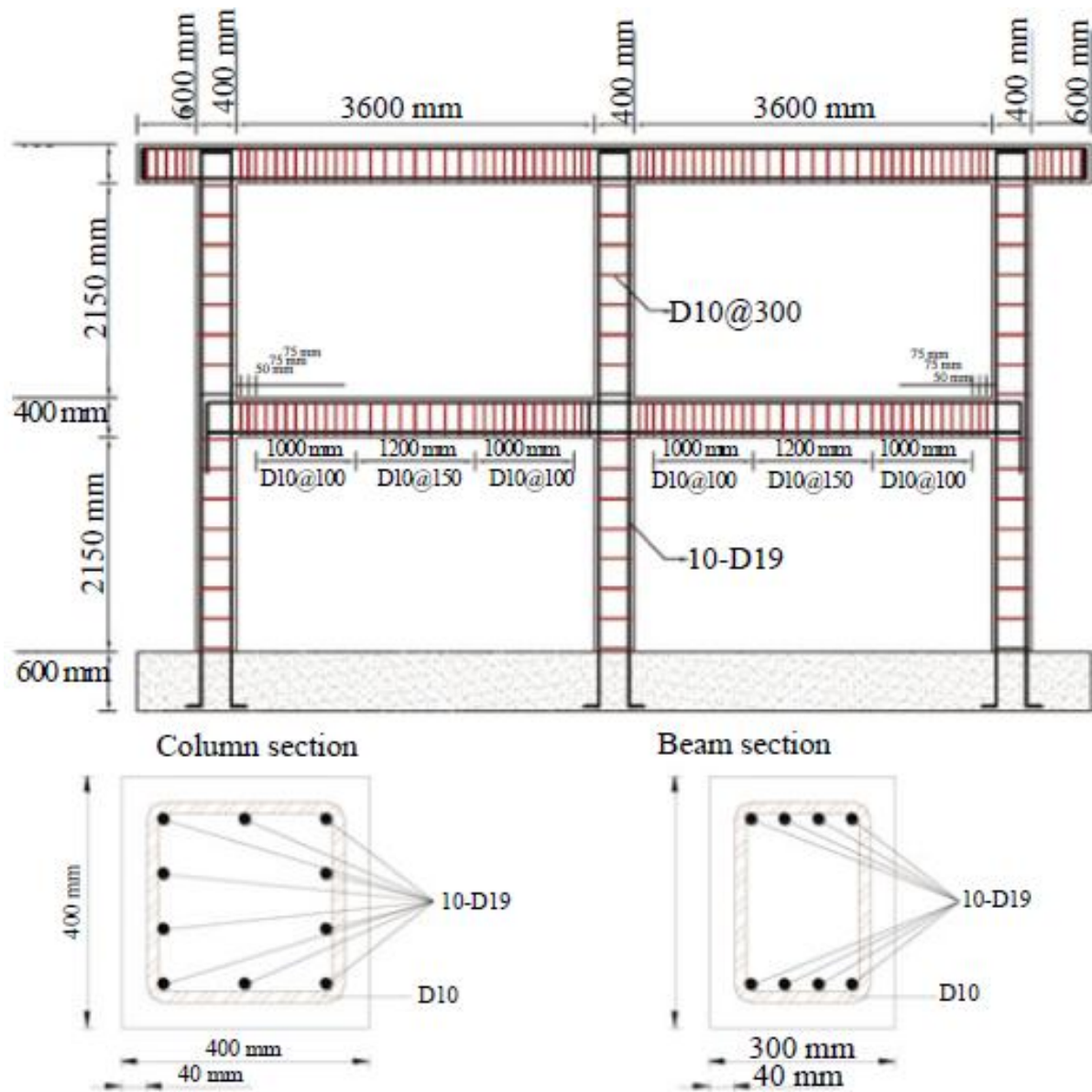


Fig. 5.31. Plan détaillé du portique non ductile (Wang et al. 2006).

La figure 5.32 présente les courbes pushover en utilisant les éléments formulés en force avec plasticité distribuée pour le portique non ductile en béton armé. Les résultats montrent que les modèles numériques convergent vers le résultat expérimental quand le nombre de points d'intégration augmente.

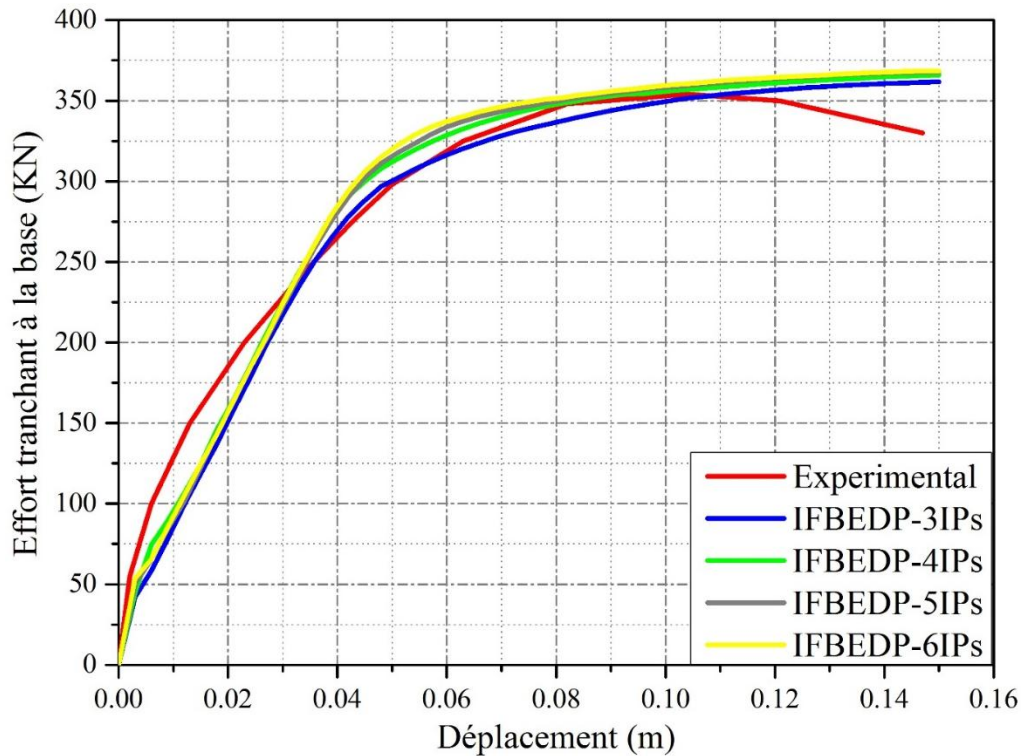


Fig. 5.32. Effet de la variation du nombre de points d'intégration sur la courbe de pushover pour les éléments basés sur les forces avec plasticité distribuée.

Les résultats de l'analyse pushover en utilisant la subdivision en sous éléments pour les éléments basés sur les forces sont présentés dans la figure 5.33. On constate que les courbes de capacités pour tous les modèles sont proches du résultat expérimental contrairement à ce qui a été constaté pour la structure étudié précédemment, suggérant une influence des caractéristiques dynamiques. Il convient de noter aussi que l'analyse pushover pour les modèles à 4 et 6 sous éléments s'est arrêtée prématurément.

La figure 5.34 montre une comparaison entre le résultat expérimental et les courbes pushover obtenus en utilisant différentes équations pour évaluer l'effet de la longueur de la rotule plastique pour les éléments basés sur les forces. On observe que les longueurs de rotule plastique données par les équations (5.1), (5.2) et (5.4) ont une bonne estimation de la réponse. Cependant l'équation (5.3) donne une courbe un peu différente ce qui confirme les résultats trouvé dans le cas d'étude précédent (portique ductile).

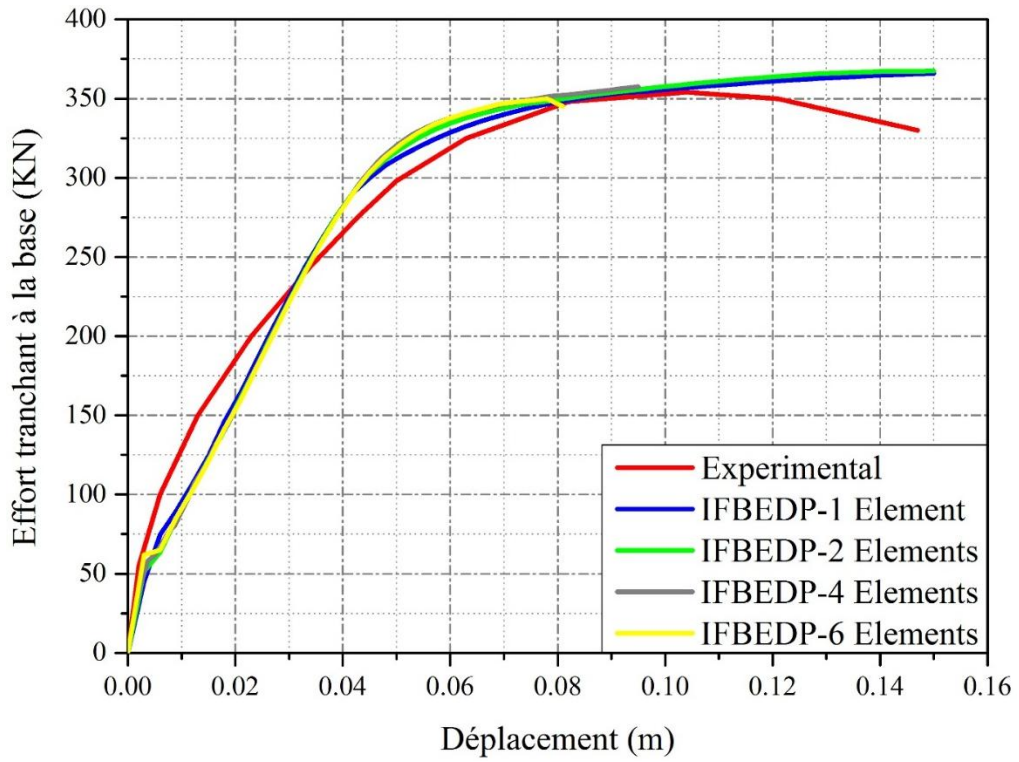


Fig. 5.33. L'influence du nombre de sous éléments sur la courbe pushover pour les éléments basés sur les forces avec plasticité distribuée.

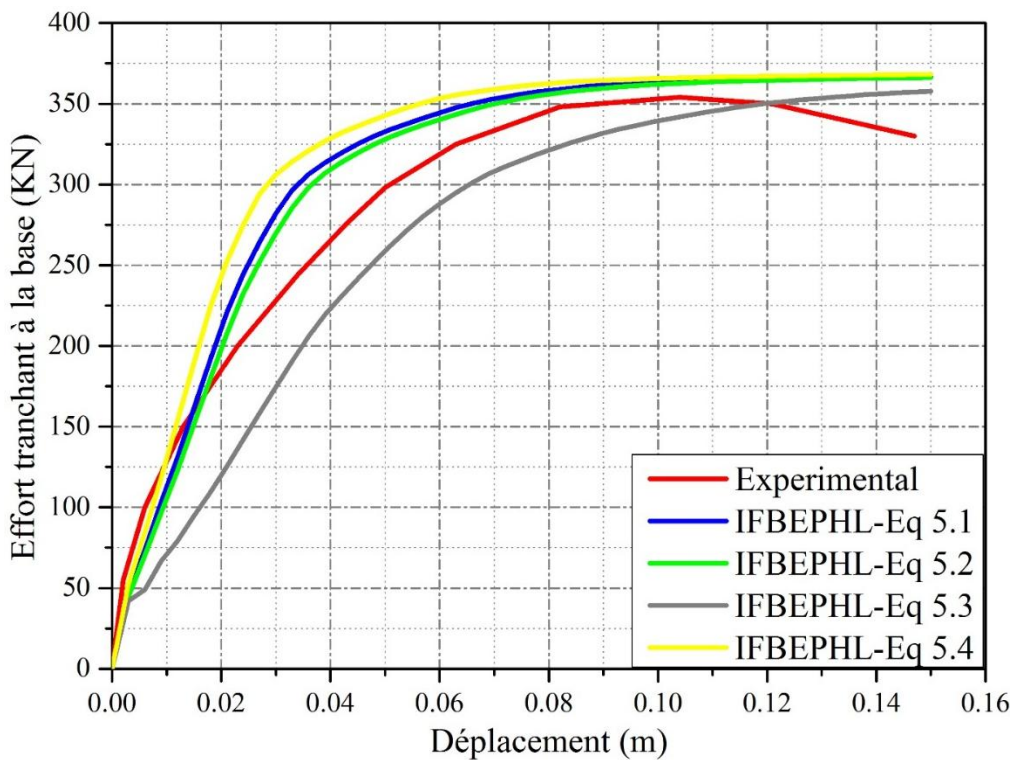


Fig. 5.34. Courbes pushover de différentes équations utilisées pour calculer la longueur de rotule plastique pour les éléments basés sur les forces.

Dans la figure 5.35, la discrétisation des poteaux et des poutres en sous éléments a été utilisée afin de capturer la réponse globale de la structure en utilisant des éléments basés sur les déplacements avec plasticité distribuée. Nous notons que les modèles à un seul élément ou deux sous éléments donnent des résultats plus grands au niveau de la valeur pic de l'effort tranchant par rapport au résultat expérimental. Donc, la discrétisation est importante car plus on divise les éléments plus on rapproche vers le résultat expérimental. Ce qui est le cas pour le portique R+1.

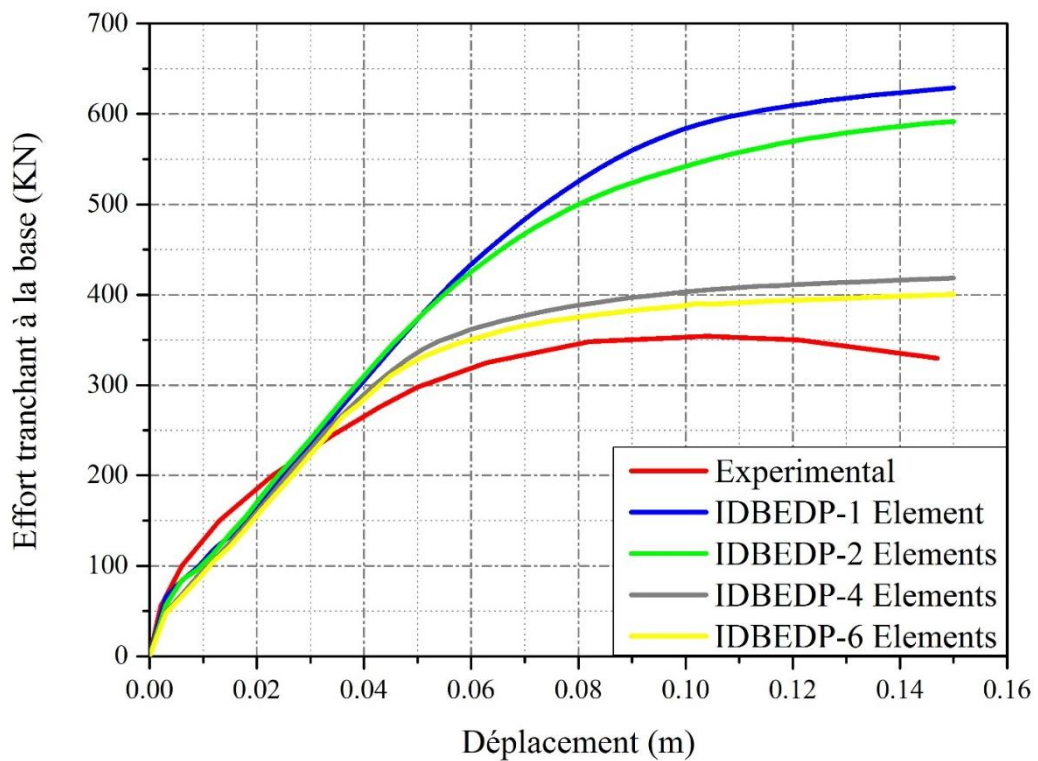


Fig. 5.35. L'influence du nombre de sous éléments sur la courbe pushover pour les éléments basés sur les déplacements avec plasticité distribuée.

Les résultats de l'analyse pushover en utilisant des éléments basés sur les déplacements avec plasticité concentrée sont présentés sur la figure 5.36. On peut aussi remarquer une autre fois que le modèle avec plasticité concentrée pour les éléments basés sur les déplacements peut résulter en des résultats non réalistes, difficiles à interpréter indiquant que les paramètres de modélisation peuvent changer de manière drastique la réponse non linéaire d'une structure.

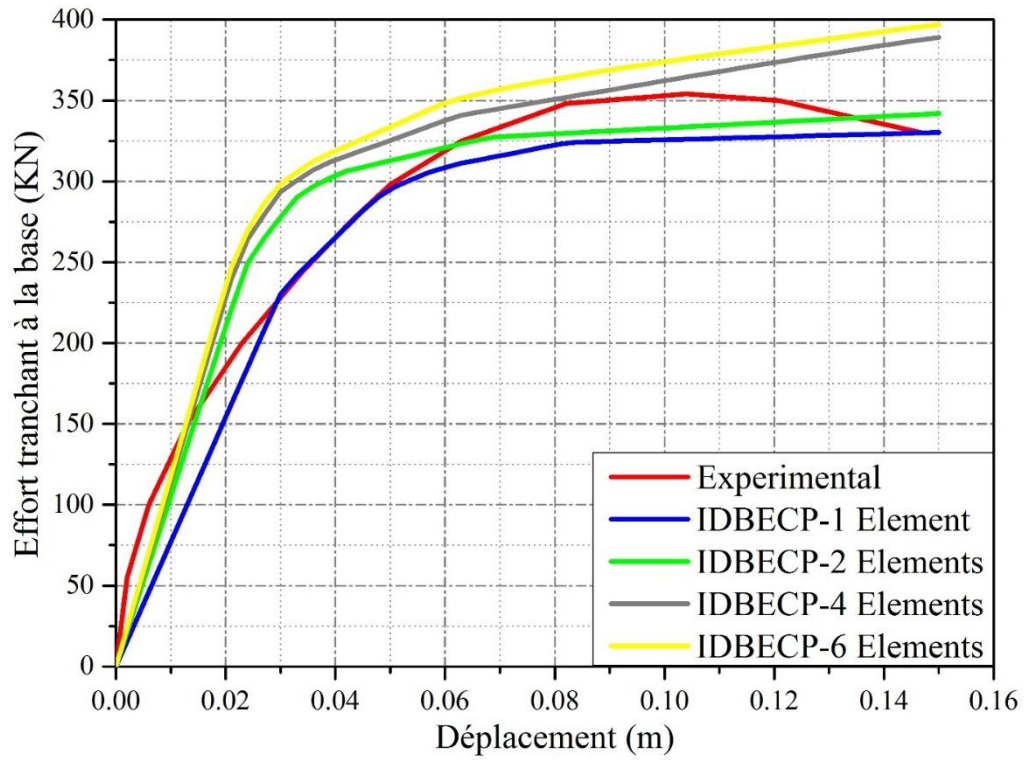


Fig. 5.36. L'influence du nombre de sous éléments sur la courbe pushover pour les éléments basés sur les déplacements avec plasticité concentrée.

Conclusion générale

Cette étude porte sur l'évaluation de la précision et de l'efficacité des modèles numériques couramment disponibles pour les éléments de portiques en béton armé. L'objectif principal de cette thèse, est d'entreprendre une analyse dans le domaine non linéaire en utilisant différentes méthodes d'analyse telles que l'analyse statique non linéaire (pushover) et l'analyse dynamique non linéaire, en utilisant différents types d'éléments (éléments basés sur les forces et éléments basés sur les déplacements) avec différentes options de modélisations de la non linéarité matérielle (plasticité concentrée et plasticité distribuée avec fibre).

Les principales conclusions pour l'analyse dynamique non linéaire sont les suivantes :

- Les deux principaux types d'éléments de portiques de plasticité distribuée, basés sur les déplacements (DB) et sur les forces (FB), reposent sur des hypothèses d'éléments finis complètement différentes et devraient donc donner des résultats assez différents dans des analyses non linéaires.
- Contrairement à l'approche basée sur les déplacements, celle basée sur les forces repose sur l'hypothèse de fonctions de forme de force le long de l'élément, qui vérifient toujours l'équilibre exact indépendamment des relations constitutives sectionnelles (linéaires ou non linéaires). Cela implique une procédure de détermination de l'état plus "compliquée", mais théoriquement aucun maillage n'est requis.
- Un schéma d'intégration Gauss-Lobatto devrait être utilisé pour les éléments basés sur les forces. Bien qu'une limite inférieure de 4 points d'intégration soit nécessaire pour fournir un résultat fiable. Un choix d'un nombre plus grand, par exemple, de 5 points d'intégration peut également être justifié afin d'obtenir une prédiction complètement stabilisée de la réponse.
- Indépendamment de la bonne prédiction pour les éléments basés sur les forces, la plasticité concentrée avec une longueur de rotule plastique pour les équations 5.1 et 5.2 montre une meilleure performance pour prédire la réponse sismique des portiques en béton armé, et l'équation 5.4 peut être influencée par le contenu fréquentiel tremblement

de terre, mais l'équation 5.3 ne donne pas de bons résultats pour les deux tremblements de terre (BF475 et BF975).

- Les formulations basées sur les déplacements présentent une réponse rapidement convergente lorsque le nombre de sous éléments augmente. Cependant, un nombre minimum de quatre éléments est requis pour atteindre un degré acceptable de précision dans la modélisation de la réponse inélastique.
- Les modèles de plasticité concentrée présentent l'inconvénient de séparer l'interaction moment-résistance et l'interaction de la rigidité axiale du comportement de l'élément, et la nécessité d'entreprendre une analyse moment-courbure pour déterminer la rigidité élastique et post-élastique.
- Le contenu fréquentiel du séisme semble influencer notamment la réponse non linéaire des structures en béton armé.
- Les états limites basés sur la rotation plastique dans le modèle avec des formulations à base de force sont bons pour prédire les dommages dans l'analyse non linéaire des structures en béton armé.
- Concernant l'analyse dynamique incrémentale, les résultats confirment ce qui a été constaté dans l'analyse dynamique non linéaire temporelle. Les éléments basés sur les forces avec plasticité distribuée donnent des résultats proches par rapport aux autres modèles, et tous les modèles sont influencés par le contenu fréquentiel.

Dans la deuxième partie de cette étude, une comparaison entre les résultats expérimentaux et les modèles numériques pour l'analyse statique non linéaire (pushover), a été réalisée, les principales conclusions tirées sont :

- Les résultats d'une modélisation des éléments basés sur les forces se comparent bien avec les résultats expérimentaux. A savoir, cette approche semble être capable de capturer la réponse globale avec précision.

- Dans la formulation des éléments basés sur les forces, les résultats montrent clairement que la réponse globale converge vers le résultat expérimental quand le nombre de points d'intégration augmente.
- Les formulations basées sur les déplacements présentent une réponse rapidement convergente lorsque le nombre de sous éléments augmente. Cependant, un nombre minimum de 4 éléments est requis pour atteindre un degré de précision acceptable dans la modélisation de cette réponse globale non linéaire.
- Quelques considérations critiques sur l'utilisation de la longueur de rotule plastique comme paramètre de modélisation ont été présentées, à savoir que les expressions disponibles pour la longueur de rotule plastique sont indépendantes de la majorité des facteurs favorisant la localisation (physique et numérique).
- La formulation basée sur les déplacements en utilisant la plasticité concentrée prédit une rigidité et une résistance irréalistes pour tous les éléments par rapport à celle basée sur les forces.
- Les observations des analyses montrent que les éléments basés sur les forces avec plasticité distribuée ou bien concentrée donnent des approximations plus précises de la réponse globale. En outre, la précision du modèle des éléments basés sur les déplacements serait probablement améliorée en raffinant la discrétisation, mais évidemment avec un coût numérique plus important.

Perspectives

- comme tous les tests ont été effectués sur des modèles 2D, il est nécessaire que les procédures statiques et dynamiques non linéaires soient testées sur des structures spatiales 3D de préférence sur des bâtiments plans irréguliers.
- Il est recommandé d'effectuer une comparaison entre l'analyse statique non linéaire (pushover) et l'analyse dynamique non linéaire pour les différents modèles utilisés dans notre étude afin d'évaluer leurs performances.

Références bibliographiques

- ACI Committee (1995). ACI 318-95. Building code requirements for reinforced concrete. American Concrete Institute.
- Anagnostopoulos, S. (1981). Inelastic beams for seismic analysis of structures. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. 107(ST7), 1297-1311.
- Antoniou, S., Pinho, R. (2004). Advantages and limitations of adaptive and non adaptive force-based . *Journal of Earthquake Engineering*. 8(4), 497-522.
- ASCE (1982). Task committee on finite element analysis of reinforced concrete structures. *State-of-the-Art Report on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete*, ASCE Special Publications.
- ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- Athanassiadou, C. J. (2008). Seismic performance of RC plane frames irregular in elevation. *Engineering Structures*. 30(5), 1250-1261.
- Aydinoglu, N. (2003). An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 1, 3-36.
- Bae, S., Bayrak, O. (2008). Plastic hinge length of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*. 105(3), 290-300.
- Bahn, B. Y., Hsu, T. T. C. (1998). Stress-strain behavior of concrete under cyclic loading. *ACI Materials Journal*. 95(2), 178-193.
- Balic, I., Mihanovic, A. Trogrlic, B. (2014). Multimodal pushover target acceleration method versus dynamic response of RC frames. *Advanced Structured Materials*. 54, 391-409.
- Banon, H., Briggs, J., Irvine, M. (1981). Seismic damage in reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. 107(ST9), 1713-1729.
- Barbato, M., Conte, J. P. (2004). Finite element response sensitivity analysis: a comparison between force-based and displacement-based frame element models. *Computer methods in applied mechanics and engineering*. 194, 1479-1512.

- Bentz, E. C. (2000). Sectional analysis of reinforced concrete members. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 310 pp.
- Berry, M. P., Lehman, D. E., Lowes, L. N. (2008). Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns. *ACI Structural Journal*. 105, 270-279.
- Bertero, V. V. (1977). Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. *Structural Engineering and Structural Mechanics*. K. S. Pister, ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 211–215.
- Bertero, V. V., Aktan, A., Charney, F., Sause, R. (1984). Earthquake simulator tests and associated experimental, analytical and correctional studies of one-fifth scale model. Earthquake Effects on Reinforced Concrete Structures, American Concrete Institute, SP-84-13, Detroit, pp.375-424.
- Bracci, J. M., Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M. (1997). Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. 123(1), 3–10.
- Brancaleoni, F., Ciampi, V., Di Antonio, R. (1983). Rate-type models for nonlinear hysteresis structural behaviour. EUROMECH Colloquium, Palermo, Italy.
- Calabrese, A., Almeida, J. P., Pinho, R. (2010). Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(S1), 38-68.
- Carr, A. J. (2005). User manual for the 2-dimensional version Ruaumoko 2D. University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Computer Program Library, 87 pp.
- Carvalho, E. C., Coelho, E., Campos-Costa, A. (1999). Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames. Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions, ICONS Report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network, LNEC.
- Causevic, M. Mitrovic, S. (2011). Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. *Bulletin of earthquake engineering*. 9(2), 467-489.

- Cervenka, V., and Gerstie, K. H. (1971). Inelastic analysis of reinforced concrete panels, part I: theory. International Association for Bridge and Structural Engineering. Publications.
- Cervenka, V., Eligehausen, R., Pukl, R. (1990). SBETA-computer program for nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures. *Report 90/1*, Institute of Building Materials, University of Stuttgart.
- Cervenka, V. (2000). Simulating a response. *Journal of Concrete Engineering International*. 4(4), 45-49.
- Chang, G., and Mander, J. (1994). Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part I - Evaluation of seismic capacity. NCEER Technical Report. No. 94-0006, State University of New York, Buffalo, N.Y.
- Charney, F., Bertero, V. V. (1982). An evaluation of the design and analytical seismic response of a seven story reinforced concrete frame-wall structure. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-82/08, 196 pp.
- Chen, W. F., Han, D. J. (1988). Plasticity for structural engineers, Springer-Verlag, Newyork Inc.
- Chopra, A. K. (2007). Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering (3rd edition). *Prentice Hall*.
- Chopra, A. K., Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*. 31, 561-582.
- Chopra, A. K., Goel, R. K., Chintanapakdee C. (2004). Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*. 20(3), 757-778.
- Ciampi, V., Nicoletti, M. (1986). Parameter identification for cyclic constitutive models for stiffness and strength degradation. 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 7.1, pp 73-80.
- Cipollina, A., Lopez-Inojosa, A., Florez-Lopez, J. (1995). Simplified damage mechanics approach to nonlinear analysis of frames. *Computers and Structures*. 54, 1113-1126.

- Clough, R. W., Benuska, K. L., Wilson, E. L. (1965). Inelastic earthquake response of tall buildings. Proceedings, Third World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. 11, New Zealand National Committee on Earthquake Engineering.
- Clough, R. W., Benuska, K. L. (1967). Nonlinear earthquake behavior of tall buildings. *Journal of the Engineering Mechanics*. 11(4), 129-198.
- Clough, R. W., Johnston, S. (1966). Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. *Transactions of Japan Earthquake Engineering Symposium*. Tokyo, pp. 195-198.
- Coleman, J., Spacone, E. (2001). Localization issues in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*. 127, 1257-1265.
- Correia, A. A., Almeida, J. P., Pinho, R. (2008). Force-based versus displacement-based formulations in the cyclic nonlinear analysis of RC frames. Proceedings of the XIV World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- CSI (2009). Analysis reference manual for SAP2000®, ETABS® and SAFE® Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 415 pp.
- Darvall, P. L., Mendis, P. A. (1985). Elastic-plastic-softening analysis of plane frames". *Journal of Structural Engineering*. 111, 871-888.
- Darwin, D., Pecknold, D. A. (1974). Inelastic model for cyclic biaxial loading of reinforced concrete. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, Illinois, Structural Research Series No. 409, 1974.
- De Souza, R. M. (2000). Force based finite element for large displacement inelastic analyses of frames. *PhD Thesis*, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Berkeley, Berkeley, California.
- Deierlein, G., Hsieh, S. H. (1990). Seismic response of steel frames with semi-rigid connections using the capacity spectrum method. *Proceedings 4th US National Conference on Earthquake Engineering*. 2, 863-72.
- EC8 (2003) Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. *EN1998-1:2003*, British Standards Institution, London.

- El-Tawil, S., Deierlein, G. G. (1998). Stress-resultant plasticity for frame structures. *Journal of Engineering Mechanics*. 124, 1360-1370.
- El-Tawil, S., Deierlein, G. G. (2001). Nonlinear analyses of mixed steel-concrete moment frames. Part I – beam-column formulation. Part II – implementation and verification. *ASCE, Journal of Structural Engineering*. 127(6), 647-665.
- Elnashai, A. (2001). Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*. 12(1), 51-69.
- Fajfar, P., Gaspersic, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 25, 31-46.
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*. 16, 573-592.
- FEMA-273 (1997). NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D. C.
- FEMA-356 (2000). Prestandard and commentary. Federal Emergency Management Agency. Washington D. C.
- FEMA-440 (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency. Washington D. C.
- Feng, L. C., Yaw, S. T., Jainn, C. C., Shih, Y. K. (2011). Simplified Assessment of Ultimate Strength and Deflection of RC Squat Wall with Opening. *Journal of Architecture*. 78, 19-37.
- Filippou, F. C., D'Ambrisi, A., and Issa, A. (1992). Nonlinear static and dynamic analysis of RC subassemblages. Report No. UCB/EERC-92/08. Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley.
- Filippou, F. C., Issa, A. (1988). Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals. Report No. UCB/EERC-88/12, Earthquake Engineering Research Centre. University of California, Berkeley.
- Franklin, A. H. (1970). Nonlinear analysis of reinforced concrete frames and panels. Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California, SESM Report No. 70-51.

- Garstka, B., Kraetzig, W. B., Stangenberg, F. (1993). Damage assessment in cyclically loaded reinforced concrete members. *Structural Dynamics, EURO-DYN' 93, Moan ed.* Balkema, Rotterdam, the Netherlands. 1, 121-128.
- Ghahari, S. F., Moradnejad, H. R., Rouhanimanesh, M. S., Sarvghad-Moghadam, A. (2013). Studying higher mode effects on the performance of nonlinear static analysis methods considering near-fault effects. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 17(2), 426-437.
- Gharakhanloo, A. (2014). Distributed and concentrated inelasticity beam-column elements used in earthquake engineering. *MSc Thesis, Norwegian University of Science and Technology*.
- Giberson, M. (1967). The response of nonlinear multi-storey structures subjected to earthquake excitations. *Earthquake Engineering Research Laboratory, Pasadena*.
- Gupta, B., Kunnath, S. K. (1999). Pushover analysis of isolated flexural reinforced concrete walls. *Structural Engineering in the 21st Century, Proc. Structures Congress, New Orleans*.
- Gupta, B., Kunnath, S. (2000). Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*. 16(2), 367-392.
- Hand, F. R., Pecknold, D. A., Schnobrich, W. C. (1972). A layered finite element nonlinear analysis of reinforced concrete plates and shells. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, Illinois, Structural Research Series No. 389.
- Hashemi, S. S., Vaghefi, M. (2012). Cyclic analysis of RC frames with respect to employing different methods in the fiber model for consideration of bond-slip effect. *Turkish J. Eng. Env. Sci.* 36, 1-18.
- Hsu, T. T. C., Zhu, R. R. H. (2002). Softened membrane model for reinforced concrete 56 elements in shear. *ACI Structural Journal*. 99(4), 460-469.
- Inel, M., Tjhin, T., Aschheim, A. (2003). The significance of lateral load pattern in pushover analysis. *Fifth National Conference on Earthquake Engineering, May 26-30, Istanbul, Turkey, Paper AE-009*.
- Iwan, W. (1978). Application of Nonlinear Analysis techniques. *Applied Mechanics in Earthquake Engineering, ASME, AMD, 8, New York, pp. 135-161*.

- Jamet, P., Millard, A., Nahas, G. (1984). Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain for confining pressures ranging from 0 to 100MPa. *Proceedings of the International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions*. Presses de l'Universite Paul Sabatier: Toulouse. 1, 133-140.
- Jansen, D. C., Shah, S. P. (1997). Effect of length on compressive strain-softening of concrete. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*. 123(1), 25-35.
- Kalkan, E., Kunnath, S. K. (2006). Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. *Journal of Structural Engineering*. 132(11), 1721-1731.
- Kalkan, E., Kunnath, S. K. (2007). Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings. *Engineering Structures*. 29, 305-316.
- Karsan, I. D., Jirsa, J. O. (1969). Behavior of concrete under compressive loadings. *ASCE journal of Structural engineering*. 95(12), 2543-2563.
- Kashkooli, N. A. Banan, M. R. (2013). Effect of frame irregularity on accuracy of modal equivalent nonlinear static seismic analysis. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 17(5), 1064-1072.
- Kim, S., D'Amore, E. (1999). Pushover analysis procedures in earthquake engineering. *Earthquake Spectra*. 15(3), 417-434.
- Kotsovos, M. D., Newman, J. B. (1977). Behavior of concrete under multiaxial stress. *ACI Journal*. 74(9), 443-446.
- Krawinkler, H., Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis for seismic performance evaluation. *Engineering Structures*. 20, 452-464.
- Krawinkler, H., Zohrei, M. (1982). Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions. *Computers and Structures*. 16, 531-541.
- Kunnath, S. K. (2004). Identification of modal combination for nonlinear static analysis of building structures. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*. 19 (4), 246-259.
- Kupfer, H. B., Hilsdrof, H. K., Rusch, H. (1969). Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. *American Concrete Institute Journal*. Proceedings. 66(8), 656-666.o

- Kupfer, H. B., Gerstle, K. H. (1973). Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. *Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers, Proceedings*. 99, 852-866.
- Ladjinovic, D. J., Raseta, A., Radujkovic, A., Folic, R., Prokic, A. (2012). Comparison of structural models for seismic analysis of multi-storey frame buildings. *World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE), Lisbon, Portugal, 2012*.
- Lagaros, N. D., Fragiadakis, M. (2011). Evaluation of ASCE-41, ATC-40 and N2 static pushover methods based on optimally designed buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 31(1), 77-90.
- Lai, S., Will, G., Otani, S. (1984). Model for inelastic biaxial bending of concrete members. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. 110(ST11), 2563-2584.
- Lawson, R. S., Vance, V., Krawinkler, H. (1994). Nonlinear static pushover analysis – why, when and how?. *Proc. 5th US Conf. on Earthquake Engineering, Chicago IL*. 1, 283-292.
- Lee, D. G., Choi, W. H., Cheong, M. C., and Kim, D. K. (2006). Evaluation of seismic performance of multistory building structures based on the equivalent responses. *Engineering Structure*. 28, 837-856.
- Leger, M., Dussault, S. (1992). Seismic-energy dissipation in MDOF structures. *Journal of Structural Engineering*. 118(5), 1251-1269.
- Lew, H. S., Kunnath, S. K. (2001). Evaluation of nonlinear static procedures for seismic design of buildings. *Presented at the 33rd Joint Meeting of the UJNR Panel on Wind and Seismic Effects*. 1-17.
- Limkatanyu, S., Spacone, E. (2002a). Reinforced concrete frame element with bond interfaces. I: Displacement-based, force-based, and mixed formulations. *Journal of Structural Engineering*. 128, 346-355.
- Limkatanyu, S., Spacone, E. (2002b). Reinforced concrete frame element with bond interfaces. II: State determinations and numerical validation. *Journal of Structural Engineering*. 128, 356-364.

- Lin, C. S. (1973). Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs and shells. Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, SESM Report No. 73-7.
- Liu, T. C. Y. (1971). Stress-Strain Response and Fracture of Concrete in Biaxial Compression. Ph.D. Thesis, Cornell University, Ithaca, New York.
- Liu, T. C. Y., Nilson, A. H., Slate, F. O. (1972). Stress-strain response and fracture of concrete in biaxial compression. *American Concrete Institute Journal, Proceeding*. 69(5), 291-295.
- Magliulo, G., Maddaloni, G., Cosenza, E. (2007). Comparison between non-linear dynamic analysis performed according to EC8 and elastic and non-linear static analyses. *Engineering Structures*. 29(11), 2893-2900.
- Mander, J., Priestley, M., Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. 114, 1804-1826.
- Maniatakis, C. A., Psycharis, I. N., Spyrakos, C. C. (2013). Effect of higher modes on the seismic response and design of moment resisting RC frame structures. *Engineering Structures*. 56, 417-430.
- Mansour, M., Hsu, T. T. C. (2005). Behavior of reinforced concrete elements under 32 cyclic shear II: Theoretical model. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 131(1), 54-65.
- Marante, M. E., Florez-Lopez, J. (2003). Three-dimensional analysis of reinforced concrete frames based on lumped damage mechanics. *International Journal of Solids and Structures*. 40, 5109-5123.
- Marini, A. et Spacone, E. (2006). Analysis of reinforced concrete elements including shear effects. *ACI Structural Journal*. 103, 645-655.
- Martinez-Rueda, J. E., Elnashai, A. S. (1997). Confined concrete model under cyclic load. *Materials and Structures*. 30(197), 139-147.
- Mazza, F., Mazza, M. (2010). Nonlinear analysis of spatial framed structures by a lumped plasticity model based on the Haar-Kàrmàn principle. *Computational Mechanics*. 45, 647-664.

- Menegotto, M., Pinto, P. E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending moment. *IASBE Proceedings, Lisbon*, 15-22.
- Mezgeen, R. (2014). Seismic Performance Assessment and Strengthening of a Multi-Story RC Building through a CaseStudy of Seaside Hotel. Gazimağusa, North Cyprus: Eastern Mediterranean University.
- Moghaddam, H., Hajirasouliha, I. (2006). An investigation on the accuracy of pushover analysis for estimating the seismic deformation of braced steel frames. *Journal of Computational Steel Research*. 62, 343-351.
- Monti, G., Filippou, F. C., Spacone, E. (1997a). Analysis of hysteretic behavior of anchored reinforcing bars. *ACI Structural Journal*. 94, 248-261.
- Monti, G., Filippou, F. C., Spacone, E. (1997b). Finite element for anchored bars under cyclic load reversals. *Journal of Structural Engineering*. 123, 614-623.
- Monti, G., Spacone, E. (2000). Reinforced concrete fiber beam element with bond slip. *Journal of Structural Engineering*. 126, 654-661.
- Mourad, B. Sabah, M. (2015). Comparison between static nonlinear and time history analysis using flexibility-based model for an existing structure and effect of taking into account soil using Domain Reduction Method for a single media. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 19(3), 651-663.
- Mwafy, A., Elnashai, A. (2001). Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*. 23(5), 407-424.
- Naeim, F., Lobo, R. M. (1998) .Common pitfalls in pushover analysis. *SEAOC Convention, T1-T13*.
- Nechnech W. (2000). Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : Une approche thermo-élastoplastique endommageable. Thèse de doctorat, INSA de Lyon.
- Neuenhofer, A., Filippou, F. C. (1997). Evaluation of nonlinear frame finite-element models. *Journal of Structural Engineering*. 123(7), 958-966.

- Neuenhofer, A., Filippou, F. C. (1998). Geometrically nonlinear flexibility-based frame finite element. *Journal of Structural Engineering*. 124(6), 704-711.
- Ngo, D., Scordelis, A. C. (1967). Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. *American Concrete Institute Journal, Proceedings*. 64(3), 152-I63.
- Nilson, A. H. (1968). Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by Finite Element Method. *American Concrete Institute Journal, Proceedings*. 65(9), 757-766.
- Okamoto, S., Shiomi, S., Yamabe, K. (1976). Earthquake resistance of prestressed 48 concrete structures. *Proceedings Annual Convention AIJ*. 1251-1252.
- Okamura, H., Maekawa, K. (1991). Nonlinear analysis and constitutive models of reinforced concrete. Giho-do Press, University of Tokyo, Tokyo, 182 pp.
- Otani, S. (1974). Inelastic analysis of RC frame structures". *ASCE, Journal of Structural Division*. 100, 1433-1449.
- Ozdemir, H. (1981). Nonlinear transient dynamic analysis of yielding structures. Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- Palermo, D., Vecchio, J. (2003). Compression field modeling of reinforced concrete 35 subjected to reversed loading: Formulation. *ACI Structural Journal*. 100(5), 616-625.
- Panagiotakos, T. B., Fardis, M. N. (2001). Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*. 98, 135-148.
- Pankaj, P., Lin, E. (2005). Material modeling in the seismic response analysis for the design of RC framed structures. *Engineering Structures*. 27, 1014-1023.
- Park, R., Paulay, T. Reinforced concrete structures. New York: Wiley, 1975.
- Park, Y. J., Ang, A. H. S., Wen, Y. K. (1985a). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*, 111, 740-757.
- Park, Y. J., Wen, Y. K., Ang, A. H. S. (1985b). Damage model for buildings subjected to earthquakes. *ASCE, New York, USA*, 86-95.
- Paulay, T., Priestley, M. (1992). Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. New York: John Wiley and Sons, p.767.

- Paz, M. (1991). Structural dynamics: Theory and computation (3rd edition). *New York : Van Nostrand Reinhold*.
- Petrangeli, M., Pinto, P. E., Ciampi, V. (1995). Towards a formulation of a fiber model for elements under cyclic bending and shear. Fifth SECED Conference on European Seismic Design Practice, Elnashai, A. S., A.A.Balkema. 411-419.
- Petrangeli, M., Pinto, P. E. & Ciampi, V. (1999). Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures. I: theory. *Journal of Engineering Mechanics*. 125, 994-1001.
- Pietra, D., Antoniou, S., Pinho, R. (2006). A Displacement-based Adaptive Pushover for Seismic Assessment of Steel and Reinforced Concrete Buildings. *8th US National Conference in Earthquake Engineering*, (p. No. 1701). San Francisco, US.
- Pinto, A. V. G., Verzeletti, G., Molina, J., Varum, H., Pinho, R., Coelho, E. (2002). Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames). *European Laboratory for Structural Assessment (ELSA)*, Research Report EUR20244 EN, Joint Research Centre, Ispra, Italy.
- Popovics, S. (1970). A review of stress-strain relationships for concrete. *American Concrete Institute Journal, Proceedings*. 67(3), 243-248.
- Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*. 3, 583-599.
- Poursha, M., Khoshnoudian, F. k, Moghadam, A. S. (2014). The extended consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of two-way unsymmetric-plan tall buildings under influence of two horizontal components of ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 63, 162-173.
- Prakash, V. (1992). Dynamic response analysis of inelastic building structures: The DRAIN series of computer programs. Ph.D. Thesis, University of California Berkeley, Department of Civil Engineering, 291 pp.
- Priestley, M., Calvi, G., Kowalsky, M. (2007). Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press. Pavia, Italy.
- Priestley, M., Park, R. (1987). Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI Structural Journal*. 84(1). 61-76.

- Priestley, M., Seible, F., Calvi, G. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons. New York, NY.
- Ramberg, W., Osgood W. R. (1943). Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington, DC.
- Ramtani S. (1990). Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral. Thèse de doctorat, Uni. Paris 6.
- Rao, P. S., Sarma, B. S., Lakshmanan, N., Stangenberg, F. (1998). Damage model for reinforced concrete elements under cyclic loading. *ACI, Materials Journal*. 95, 682-690.
- Reinhardt, H. W. (1984). Fracture mechanics of an elastic softening material like 29 concrete. *Heron*, 29.
- Reinhorn, A. (1997). Inelastic analysis techniques in seismic evaluations. *Seismic design methodologies for the next generation of codes, Proc. of the International Workshop, P. Fajfar and H. Krawinkler, eds., Bled, Slovenia*.
- Richart, F. E., Brandtæg, A., Brown, R. L. (1928). A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. *University of Illinois Bulletin*. 26(12).
- Riva, P., Cohn, M. Z. (1990). Engineering approach to nonlinear analysis of concrete structures. *Journal of Structural Engineering*. 116, 2162-2186.
- Rodrigues, H., Varum, H., Arêde, A., Costa, A. (2012). Comparative efficiency analysis of different nonlinear modelling strategies to simulate the biaxial response of RC columns. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 11, 553-566.
- Rovithakis, A., Pinho, R., Antoniou, S. (2002). Development and verification of a fully adaptive pushover procedure. *Proceeding of twelfth European Conference on Earthquake Engineering* (p. Paper Reference 822). London: Published by Elsevier Science Ltd.
- Saiidi, M., Sozen, M. A. (1981). Simple nonlinear seismic analysis of RC structures. *Journal of the Structural Division, ASCE*. 107(ST5), 937-51.
- Sakai, J., Kawashima, K. (2006). Unloading and reloading stress-strain model for 58 confined concrete. *Journal of Structural Engineering ASCE*. 132(1), 112-22.

- Salem, M. H., Mohraz, B. (1974). Nonlinear analysis of planar reinforced concrete structures." department of civil engineering, University of Illinois, Urbana, Illinois, Structural Research Series No. 410.
- Scott, M. H., Fenves, G. L. (2006). Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. *ASCE, Journal of Structural Engineering*. 132, 244-252.
- Seneviratna, G., Krawinkler, H. (1997). Evaluation of inelastic MDOF effects for seismic design. John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- Sfer, D., Carol, I., Gettu, R., Etse, G. (2002). Study of the behavior of concrete under triaxial compression. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*. 128(2), 156-163.
- Shakeri, K., Shayanfar, M. A., Mohebbi, M. (2008). A spectra based multi modal adaptive pushover procedure for seismic assessment of buildings. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Sima, J. F., Roca, P., Molins, C. (2008). Cyclic constitutive model for concrete. *Journal of Engineering Structures*. 30(3), 695-706.
- Sinha, B. P., Gerstle, K. H., Tulin, L. G. (1964). Stress-strain relations for concrete under cyclic loading. *ACI Journal*. 61(2), 195-210.
- Soleimani, D. (1979). Reinforced concrete ductile frames under earthquake loading with stiffness degradation. Ph.D. Dissertation, University of California, Berkeley.
- Spacone, E., Ciampi, V., Filippou, F. C. (1996). Mixed formulation of nonlinear beam-finite element. *Computers and Structures*. 58, 71-83.
- Spacone, E., El-Tawil, S. (2004). Nonlinear analysis of steel-concrete composite structures: state of the art. *Journal of Structural Engineering*. 130(2). 159-168.
- Spooner, D. C., Dougill, J. W. (1975). A quantitative assessment of damage sustained in concrete during compressive loading. *Magazine of Concrete Research*. 27(92), 151-160.
- Sucuoglu, H. and Gunay, S. (2011). Generalized force vectors for multimode pushover analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 40(1), 55-74.

- Sung, Y. C., Lin, T. K., Hsiao, C. C., Lai, M. C. (2013). Pushover analysis of reinforced concrete frames considering shear failure at beam-column joints. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 12(3), 373-383.
- Takayanagi, T., Schnobrich, W. C. (1979). Non-linear analysis of coupled wall systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 7, 1-22.
- Takeda, T., Sozen, M. A., Nilsen, N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquake. *Journal of Structural Engineering*. 96, 2557-2573.
- Takizawa, H. (1976). Notes on some problems in inelastic analysis of planar RC structures. *Trans. Of Arch. Inst. Of Japan*, 240, Part I in February, pp.51-62, Part II in March, pp. 65-77.
- Takizawa, H., Aoyama, H. (1976). Biaxial effects in modelling earthquake response of RC structures". *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 4, 523-552.
- Tanigawa, Y., Uchida, Y. (1979). Hysteretic characteristics of concrete in the 50 domain of high compressive strain. *Proceedings Annual Convention AIJ*. 51 449-450.
- Taucer, F. F., Spacon, E. A., Filippou, F. C. (1991). A Fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures. Report No. EERC 91/17, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley.
- Tehranizadeh, M., Moshref, A. (2011). Performance-based optimization of steel moment resisting frames. *Scientia Iranica*. 18(2), 198-204.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Submitted to Earthquake Engineering and Structural Dynamics, John Wiley & Sons, Ltd*.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C. A. (2004). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*. 20(2), 523-553.
- Vamvatsikos, D., Cornell, C. A. (2005). Direct estimation of seismic demand and capacity of multidegree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation. *Journal of Structural Engineering*. 131(4), 589-599.
- Vecchio, F. J., Collins, M. P. (1986). The modified compression field theory for 53 reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal*. 83(2), 219-231.
- Vecchio, F. J. (1987). Nonlinear analysis of reinforced concrete frames subjected to thermal and

mechanical loads. *ACI Structural Journal*. 84(6), 492-501.

Vecchio, F. J., Collins, M. P. (1988). Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory. *ACI Structural Journal*. 85(3), 258-268.

Vecchio, F. J., Bentz, E.C., Collins, M.P. (2004). Tools for forensic analysis of concrete structures. *Computers and Concrete*. 1(1), 1-14.

Yankelevsky, D. Z., Reinhardt, H. W. (1987). Model for cyclic compressive behavior of concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE*. 113(2), 228-240.

Yuzugullu, O., Schnobrich, W. C. (1972). Finite element approach for the prediction of shear wall-frame systems. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, Illinois, Structural Research Series No. 386.

Wang, Y. C., Huang, J. S., Chen, B. C. (2006). Testing on 2-story and 2-bay reinforced concrete frame with substandard reinforcing details. *Third International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan.

Wight, J. K., Burak, B., Canbolat, B. A., Liang, X. (1997). Modelling and software issues for pushover analysis of RC structures. *Seismic design methodologies for the next generation of codes, Proc. of the International Workshop, P. Fajfar and H. Krawinkler, eds., Bled, Slovenia*.

Zendaoui, A., Kadid, A., Yahiaoui, D. (2016). Comparison of different numerical models of RC elements for predicting the seismic performance of structures. *International Journal of Concrete Structures and Materials*. 10(4), 461-478.

Zienkiewicz, O. C., Taylor, R. L. (2000). *The Finite Element Method, Vol. 1: The Basis* Oxford, London, Butterworth-Heinemann.