

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



## **THÈSE**

Présentée pour l'obtention du **grade** de **DOCTORAT** en **Génie Civil**

**Spécialité** : Géotechnique, Eau et Risques Sismiques

**Par** : **Abdelhafid NOUALI**

### **Sujet**

**Influence des effets d'échelles sur la réponse sismique non linéaire  
des structures et des ouvrages en béton armé**

Soutenue publiquement, le 14/12/2017, devant le jury composé de :

Abdellatif MEGNOUNIF	Professeur	UABB. Tlemcen	Président
Nadir BOUMECHRA	Professeur	UABB. Tlemcen	Examineur
Hakim BECHTOULA	Directeur de Recherche	CGS. Alger	Examineur
Nouredine BOURAHLA	Professeur	USDB. Blida	Examineur
Mohammed MATALLAH	Professeur	UABB. Tlemcen	Directeur de thèse

# REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma gratitude à mon directeur de thèse, Monsieur Mohammed MATALLAH, professeur à l'université de Tlemcen, pour avoir accepté de diriger cette thèse et de m'avoir transmis sa passion pour la recherche scientifique. Merci pour votre accueil, votre disponibilité, votre exigence, vos conseils précieux et vos motivations. Veuillez trouver ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Je remercie vivement, Monsieur Abdellatif MEGNOUNIF, professeur à l'université de Tlemcen, pour l'honneur qu'il me fait en présidant mon jury de thèse.

J'adresse mes plus sincères remerciements aux examinateurs, Monsieur Nadir BOUMECHRA professeur à l'université de Tlemcen, Monsieur Hakim BECHTOULA directeur de recherche au centre national de recherche appliquée en génie parasismique (CGS) et Monsieur Nouredine BOURAHLA professeur à l'université Saad Dahlab-Blida, pour avoir bien voulu participer au jury. Leurs commentaires et regards critiques contribueront certainement à améliorer et à enrichir de manière significative ce travail.

Je voudrais adresser mes sincères remerciements à toute ma famille, à leur tête mes chers parents ainsi que mes frères et mes sœurs pour leur soutien et conseils le long de cette thèse.

Je remercie mon épouse pour ses encouragements qui m'ont permis de tenir le coup dans les moments les plus difficiles et d'aller vers l'avant.

Je remercie mon fils Abdelhadi qui ne m'a jamais laissé travailler chez moi.

Enfin, un grand merci à l'équipe RISAM et mes amis pour leurs encouragements.

# RÉSUMÉ

Dans la pratique quotidienne de l'ingénierie civile, les structures et les ouvrages en béton armé sont généralement beaucoup plus grands que les échantillons testés aux laboratoires. Ces effets d'échelles sont à l'origine de nombreux problèmes. Ne pas prendre en compte l'effet d'échelle lors du dimensionnement peut conduire à une conception dangereuse.

Dans l'ingénierie pratique, la modélisation avancée de la réponse non linéaire des structures sous chargements sismiques est souvent effectuée à l'échelle globale ou semi-globale. Ces méthodes de modélisation sont principalement utilisées pour leur souplesse et engendrent souvent un coût de calcul réduit. À l'échelle globale, les lois de comportement utilisées sont des lois globales qui décrivent le comportement à l'échelle des éléments structurels au moyen de lois reliant des variables généralisées (Moment, courbure, ...). Ces lois globales permettent ainsi de décrire la rupture sous les différentes sollicitations (flexion, cisaillement, interaction flexion/cisaillement ...) avec des informations plus au moins correctes. Dans le cadre de ce type de modélisation, le problème d'effet d'échelle est rarement évoqué et sa prise en compte reste une problématique d'actualité. L'objectif de cette thèse est triple. Tout d'abord, en se basant sur des résultats expérimentaux de la littérature, le premier objectif est de mettre en exergue la présence de l'effet de changement d'échelle sur la capacité de rotation des éléments en béton armé (ductilité flexionnelle). À la suite de cette analyse, un nouveau modèle est élaboré permettant de reproduire les effets d'échelles sur la ductilité. Le deuxième objectif est de discuter la réglementation parasismique (Eurocode 8) en fournissant une analyse critique vis-à-vis de ce phénomène. Des propositions d'améliorations sont ainsi avancées en se servant du modèle développé. Le troisième objectif est de traiter les effets d'échelles sur la rupture par interaction flexion/cisaillement en proposant une approche simplifiée qui fournit à l'ingénieur un outil de conception permettant d'assurer un comportement ductile (par flexion) toute en évitant des ruptures fragiles (par cisaillement). Les développements réalisés sont accompagnés d'applications élémentaires et structurales.

**Mots clés :** *effet d'échelle, ductilité flexionnelle, capacité de rotation, localisation, Eurocode 8, interaction flexion-cisaillement.*

# ABSTRACT

Sizes of real life civil engineering RC structures are much larger than those of laboratory specimens. This scaling phenomenon can cause many design problems. Do not take into account the size effect in structural design leads to a bad estimation of the real capacity.

In practical engineering, modeling of the nonlinear behavior of structures under seismic loading is often performed at the global or semi-global scale. These modeling methods are mainly used for their flexibility and their reduced computational-cost. On the global scale, the behavior laws are described at the scale of the real structural elements size by means of relationships linking generalized kinematic variables (rotation, curvature, displacement...) to generalized static variables (moment, force, ...). These behavior laws allow describing the failure under different loading conditions (bending, shear, bending-shear interaction ...) with an accepted description of the structural behavior. In the context of this modeling, the size-effect problem is not considered and its introduction in the behavior laws remains an issue of great interest. The objective of this thesis is threefold. First, based on experimental results from the literature, the first objective is to highlight the effect of size-dependency of the rotational capacity of reinforced concrete elements (flexural ductility). Furthermore, a new model is developed to reproduce the sizes effects on ductility. The second objective is to discuss seismic design codes (Eurocode 8) by providing a critical analysis of this phenomenon. Based on a parametrical study, more advanced improvements are proposed using the developed model. The third objective is studying the size effects on the failure caused by bending/shear interaction by proposing a simplified approach. This new approach proposed could be considered as a design tool that can ensure a ductile behavior (bending failure) and avoiding a brittle failure (shear failure). Structural and elementary applications are considered to validate the developed models and the proposed approach.

**Key words:** *size effect, flexural ductility, rotational capacity, localization, Eurocode 8, flexion-shear interaction.*

# ملخص

ان الاستعمالات اليومية لهياكل الهندسة المدنية المصنوعة من الخرسانة المسلحة عادة ما تكون أكبر بكثير من العينات المفحوصة في المختبرات. هذا الاختلاف في المقياس يسبب العديد من المشاكل. فعدم الأخذ بعين الاعتبار هذا التغير في المقياس يمكن أن يؤدي إلى تصاميم خطيرة.

في المجال العملي للهندسة المدنية، غالباً ما يتم نمذجة الاستجابة الغير الخطية للهياكل تحت التأثير الزلزالي باستعمال النمذجة على مستوى المقياس الكلي أو الشبه الكلي. هذه الأساليب تُستخدم بسبب مرونتها، وفي الغالب تؤدي إلى خفض تكاليف الحسابات. في المقياس الكلي، تكون قوانين السلوك المستخدمة عبارة عن قوانين شاملة تصف سلوك العناصر الهيكلية بشكل كامل من خلال قوانين تربط المتغيرات المعممة (عزم الدوران، الانحناء، ...) . ويمكن لهذه القوانين الشاملة أن تصف استجابة البنايات تحت مختلف الضغوطات (الانحناء، القص، التراكب بين الانحناء/القص ...) مع توفير معلومات محلية إلى حد ما صحيحة. في إطار هذا النموذج، نادراً ما تُذكر مشكلة التغير في المقياس ويبقى اخذها بعين الاعتبار إحدى قضايا الساعة. الهدف من هذه الرسالة مقسم إلى ثلاثة أقسام: أولاً، استناداً على نتائج تجريبية في بحوثات سابقة، الهدف الأول هو شرح تأثير التغير في المقياس على قدرة دوران عنصر مصنوع من الخرسانة المسلحة (الليونة الانحنائية)، وإعداد نموذج جديد حتى تتمكن من الأخذ بعين الاعتبار تأثير التغير في المقياس على الليونة. الهدف الثاني هو مناقشة القوانين الزلزالية (الكود الأوربي رقم 8) من خلال تقديم تحليل نقدي لها بالنسبة لهذه الظاهرة (التغير في المقياس)، وكذلك تقديم مقترحات لإدخال تحسينات جدّ متقدمة باستخدام النموذج المطور. الهدف الثالث يتمثل في دراسة تأثيرات التغير في المقياس على الانكسار المتراكب الانحناء/القص من خلال تقديم مقارنة مبسطة التي بدورها يمكن ان توفر للمهندس أداة تصميم لضمان السلوك اللين (الانحناء) وتجنب السلوك الهش (القص). هذه التطويرات المنجزة ترافقها تطبيقات على عناصر وهياكل من الخرسانة المسلحة.

**الكلمات المفتاحية:** تأثير التغير في المقياس، الليونة الانحنائية، قدرة الدوران، التوقيع، الكود الأوربي رقم 8، التراكب الانحناء/القص.

# TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....	i
RÉSUMÉ .....	ii
ABSTRACT.....	iii
ملخص .....	iv
TABLE DES MATIÈRES .....	v
NOTATIONS UTILISÉES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	xiii
LISTE DES FIGURES .....	xiv
INTRODUCTION GÉNÉRALE .....	1
CHAPITRE 1 : CONCEPTION SISMIQUE ET MÉTHODES D'ANALYSE DES OUVRAGES & STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ .....	4
1.1 Introduction .....	4
1.2 Conception parasismique des structures en béton armé.....	5
1.2.1 Conception élastique.....	5
1.2.2 Conception ductile .....	6
1.2.3 Conception basée sur l'isolation sismique.....	6
1.3 Dimensionnement en capacités .....	7
1.4 Méthodes d'analyse sismique.....	8
1.4.1 Méthodes linéaires .....	9
1.4.1.1 Analyse élastique linéaire (méthode en force, méthode spectrale).....	10
1.4.1.2 Analyse temporelle linéaire .....	11
1.4.2 Méthodes linéaires équivalentes (Coefficient de comportement) .....	11
1.4.3 Méthodes non-linéaire .....	12
1.4.3.1 Analyse temporelle non-linéaire.....	13
1.4.3.2 Analyse non linéaire en poussée progressive (Pushover).....	14

1.5	Les échelles de modélisation .....	15
1.5.1	Les modèles globaux .....	15
1.5.2	Les modèles locaux .....	16
1.5.2.1	Échelle macroscopique.....	17
1.5.2.2	Échelle semi-globale .....	17
1.6	Effet d'échelle .....	18
1.6.1	Les différentes approches décrivant l'effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile .....	19
1.6.1.1	Théorie statistique de Weibull.....	19
1.6.1.2	La théorie fractale de Carpinteri.....	20
1.6.1.3	La théorie déterministe de Bazant .....	21
1.6.1.4	Commentaires.....	24
1.6.2	Effet d'échelle sur la ductilité (post-pic adoucissement).....	24
1.7	Règlementation et effet d'échelle sur le comportement flexionnelle.....	25
1.8	Conclusion.....	26
<b>CHAPITRE 2 :           UN MODÈLE GLOBAL POUR L'ÉVALUATION DE LA</b>		
<b>DUCTILITÉ DES ÉLÉMENTS EN BÉTON ARME.....</b>		
2.1	Introduction : .....	28
2.2	Revue de la littérature.....	29
2.3	Bases fondamentales et mathématiques du modèle proposé.....	34
2.3.1	Comportement du béton sous chargement de compression.....	36
2.3.2	Comportement acier-béton dans la zone de traction .....	39
2.3.3	Réponse globale du modèle.....	43
2.4	Conclusion.....	48
<b>CHAPITRE 3 :           VALIDATION DU MODÈLE PROPOSÉ ET DISCUSSION</b>		
<b>DE LA PRISE EN COMPTE DE L'EFFET D'ÉCHELLE DANS LA</b>		
<b>RÉGLEMENTATION .....</b>		
3.1	Introduction .....	49
3.2	Validation élémentaire du modèle.....	50
3.2.1	Tests de Bosco et Debernardi .....	50



4.5.2 Tests de Ohta .....	89
4.5.3 Tests de Bigaj et Walraven .....	89
4.5.4 Tests de Rombach et Kohl .....	91
4.5.5 Tests de Zhang et Tan .....	92
4.5.6 Tests de Rodrigues et al. ....	93
4.5.7 Synthèse des résultats de comparaison .....	93
4.6 Rupture ductile Vs. Rupture fragile : rôle du confinement .....	97
4.7 Conclusions .....	99
<b>CHAPITRE 5 : ANALYSE À L'ÉCHELLE GLOBALE - APPLICATIONS</b>	
<b>STRUCTURALES .....</b>	<b>100</b>
5.1 Introduction .....	100
5.2 Analyse à l'échelle globale.....	101
5.3 Le modèle de Takeda.....	101
5.4 Amélioration de la loi de Takeda .....	103
5.5 Application structurale (portique testé expérimentalement) .....	106
5.5.1 Simulation numérique du portique par le modèle de Takeda-modifié- modifié.....	107
5.6 Application structurale (pont Koudia à Tlemcen) .....	109
5.7 Conclusion.....	113
<b>CONCLUSIONS &amp; PERSPECTIVES .....</b>	<b>115</b>
<b>RÉFÉRENCES .....</b>	<b>118</b>

# NOTATIONS UTILISÉES

$b$	Largeur de la section transversale
$h$	Profondeur de la section transversale
$d$	Profondeur effective de la section transversale
$d'$	Enrobage
$l$	Longueur d'élément
$L_p$	Longueur de la rotule plastique
$L_v$	Portée de cisaillement
$x$	Profondeur de l'axe neutre
$l_{max}$	Longueur de la localisation des contraintes sur l'acier
$A_s$	Sections des armatures de traction
$A_{st}$	Sections des armatures transversales
$A'_s$	Sections des armatures de compression
$A_c$	Sections de béton
$\rho$	Pourcentage des armatures de traction
$\rho'$	Pourcentage des armatures de compression
$\rho_{sw}$	Pourcentage des armatures de confinement
$d_s, d_{pl}$	Diamètre d'armature longitudinale
$d_{st}$	Diamètre d'armature transversale
$s$	Espacement entre les cadres
$\alpha, \beta$	Coefficients
$\varepsilon_c$	Déformation du béton en compression
$\varepsilon_0$	Déformation (en compression) du béton à la contrainte maximale $f_c$
$\varepsilon_t$	Déformation du béton en traction

$\varepsilon_t^0$	Déformation (en traction) du béton à la contrainte maximale $f_t$
$\varepsilon_s$	Déformation du l'acier en traction
$\varepsilon'_s$	Déformation du l'acier en compression
$\varepsilon_{sy}$	Déformation de plastification de l'acier
$\varepsilon_{su}$	Déformation ultime de l'acier
$\varepsilon_{su}^m$	Déformation ultime moyenne de l'acier
$w, \delta, d$	Déplacement
$\delta_y, d_y$	Déplacement élastique
$\delta_u, d_u$	Déplacement ultime
$\phi$	Courbure
$\phi_y$	Courbure élastique
$\phi_u$	Courbure ultime
$\theta$	Rotation
$\theta_y$	Rotation élastique
$\theta_u$	Rotation ultime
$\theta_{pl}$	Capacité de rotation
$\mu$	Ductilité en Déplacement
$q$	Coefficient de comportement
$k_\mu$	Facteur
$V_i$	Résistance au cisaillement initiale
$V_r$	Résistance au cisaillement résiduel
$V_s$	Contribution de renforcement transversal à la résistance au cisaillement
$V_c$	Contribution du béton à la résistance au cisaillement et à l'effet de la charge axiale
$C_c$	Force de compression dans le béton
$T_s$	Force de traction dans l'acier tendu

$T'_s$	Force de compression dans l'acier comprimé
$N$	Charge axiale
$F, P$	Force (la charge)
$F_y$	Force élastique
$F_u$	Force ultime
$M$	Moment
$M_y$	Moment élastique
$M_u$	Moment ultime
$f_i$	Vecteur des forces d'inertie
$f_b$	Vecteur des forces d'amortissement
$f_s$	Vecteur des forces de rappel (raideur)
$P(t)$	Vecteur des forces sismiques (appliquées) (variant avec le temps)
$[u(t)]$	Vecteur de déplacement en fonction de temps
$[\dot{u}(t)]$	Vecteur de vitesse en fonction de temps
$[\ddot{u}(t)]$	Vecteur d'accélération en fonction de temps
$[\ddot{u}_g(t)]$	Vecteur d'accélération de sol en fonction de temps
$[\phi_i]$	Vecteur des modes propres
$\omega_i$	Pulsation propre
$[M]$	Matrice de masse
$[C]$	Matrice d'amortissement
$[K]$	Matrice de rigidité
$\tau$	Contraintes de cisaillement
$\tau_0$	Contrainte de cisaillement maximale
$E_c$	Module de Young du béton
$\sigma_c$	Contrainte dans le béton comprimé
$f_c$	Contrainte maximale dans le béton comprimé

$f_{cc}$	Contrainte maximale le béton confiné
$\sigma_t$	Contrainte dans le béton tracté
$f_t$	Contrainte maximale du béton en tracté
$\sigma_s$	Contrainte dans l'acier
$f_y$	Contrainte de plastification de l'acier longitudinale
$f_{yst}, f_{yw}$	Contrainte élastique de l'acier transversale
$G_c$	Énergie d'écrasement de béton
$B$	Paramètre de contrôle de l'écrasement du béton
$\sigma_N$	La contrainte nominale
$c_N$	Coefficient arbitraire choisi pour la commodité (normalement, $c_N = 1$ )
$D$	Dimension caractéristique de structures
$P(\sigma_N)$	la probabilité qu'une structure cède à la contrainte nominale $\sigma_N$ dès qu'une microfissure est commencée dans la structure (Weibull)
$m$	module de Weibull qui représente la dispersion des contraintes de rupture
$\sigma_0$	paramètre d'échelle (Weibull)
$\sigma_u$	la contrainte seuil en dessous de laquelle, la probabilité de rupture est nulle
$D_0$	la dimension caractéristique appelée taille de transition (Bazant)
$f'_t$	la résistance à la traction du matériau quasi-fragile (Bazant)
$B$	paramètre dépendant de la géométrie de la structure (Bazant)
$l_f$	épaisseur critique dans laquelle se développe des microfissures pour une poutre non entaillée (pour une poutre entaillée $l_f = 0$ ) (Bazant)
$\gamma, r, s$	constantes (avec $r=s=1$ sont les plus appropriées pour caler les expériences)
$\sigma_{cm}$	la compression moyenne sous l'effort normal de calcul
$f_{c90}$	la résistance en compression du béton à 90 jours

# LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1 : Méthodes d'analyse sismique .....	9
Tableau 3-1 : Données relatives aux onze poutres (Bosco and Debernardi, 1992) .....	50
Tableau 3-2 : Géométrie des deux poutres B.0.2.4 et B.1.2.4. ....	54
Tableau 3-3 : Les données relatives aux poteaux testés par Rodrigues et al. ....	55
Tableau 3-4 : Les données relatives au poteau testé par Su et al. (Diamètre en mm) .	56
Tableau 3-5 : Les propriétés de l'acier mesuré .....	58
Tableau 3-6 : Les données relatives aux poutres testées par Pecce et Fabbrocino .....	59
Tableau 3-7 : Les valeurs maximales de la déformation et de la longueur de rotule plastique selon l'EC 8. ....	63
Tableau 4-1 : Les données relatives aux poutres testées par Weijian et Yanmei (Weijian and Yanmei, 2009) (F: Flexion, S: Cisaillement, F-S: Flexion-Cisaillement) .....	82
Tableau 4-2 : Les données relatives aux poteaux testés par Ohta (Ohta, 1980) .....	89
Tableau 4-3 : Les données relatives aux poteaux testés par Zhang et Tan (Zhang and Tan, 2007) .....	93
Tableau 4-4 : Comparaison entre les résultats expérimentaux des différents essais et les résultats de l'approche interaction flexion-cisaillement .....	96

# LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Force-Déplacement, réponse globale de la structure avec un comportement élastique .....	5
Figure 1-2 : Force-Déplacement, réponse globale de la structure avec un comportement ductile (élastoplastique parfait par exemple) .....	6
Figure 1-3 : Isolation sismique, à gauche : appui en élastomère (grande mosquée d'Alger), à droite : amortisseur dissipatif (VINCI-Construction) .....	7
Figure 1-4. Principe de dimensionnement en capacité (Davi, 2014). .....	8
Figure 1-5 : Système multi-degrés de liberté, à gauche : excitation à support unique, à droite : excitations multi supports (Fardis et al., 2015) .....	10
Figure 1-6. Coefficient de comportement : (a) principe d'égalité des déplacements (b) principe d'égalité des énergies (Mouzzoun et al., 2013) .....	12
Figure 1-7 : Modèle global de Takeda (Combesure, 2001) .....	16
Figure 1-8 : Modélisation à l'échelle macroscopique d'un élément en béton armé ....	17
Figure 1-9 : Modélisation multifibre (échelle semi-globale) d'après (Ceresa et al., 2007) .....	18
Figure 1-10 : (a) Fissure fractale et la zone d'élaboration, (b) courbe fractale de Von Koch pour différents niveaux de détail (Bazant, 2005) .....	21
Figure 1-11 : Zones de relâchement des contraintes-éprouvette entaillées (Bazant, 2005) .....	22
Figure 1-12 : Zones approximatives de soulagement de la contrainte dû à la rupture (Bazant, 2005) .....	23
Figure 1-13 : Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant pour des structures entaillées (Bazant, 2005) .....	24
Figure 1-14 : Courbes de charge-déflexion des structures quasi-fragiles des tailles différentes (Bazant, 2005) .....	25
Figure 2.1 : Comparaison : Rotation plastique selon l'équation (2.1) et les résultats expérimentaux (Siviero, 1974) .....	30
Figure 2.2 : Relation moment-courbure dans le modèle numérique de STUTTGART (Eligehausen and Langer, 1987) .....	30

Figure 2.3 : Rotation plastique selon Model Code 78 (équation (2.1)) et le modèle analytique STUTTGART pour différents types d'aciers (Eligehausen and Langer, 1987) .....	31
Figure 2.4 : Capacité de rotation par rapport à la profondeur relative de l'axe neutre $x/d$ pour diverses classes d'acier (CEB-FIP model code, 1990) .....	32
Figure 2.5 : Valeur de base de la capacité rotation admissible des sections en béton armé pour des aciers de classe B et C (Eurocode 2-1992, 2004).....	32
Figure 2.6 : Loi de comportement du béton en compression a) $\sigma$ - $\epsilon$ loi linéaire élastique, et (b) $\sigma$ - $w$ loi post-pic adoucissement (Carpinteri et al., 2009) .....	34
Figure 2.7 : Résultats des essais expérimentaux effectués par Ferrara et Gobbi (Ferrara and Gobbi, 1995) .....	37
Figure 2.8 : Relation contrainte-déformation pour le béton en compression .....	37
Figure 2.9 : Contraint-déplacement et l'Énergie dissipée $G_c$ .....	38
Figure 2.10 : Répartition des contraintes dans l'acier et le béton après la première fissure .....	40
Figure 2.11 : Modèle et lois de comportement acier-béton .....	40
Figure 2.12 : Équilibre de la section .....	41
Figure 2.13 : Équilibre de la barre d'acier .....	41
Figure 2.14 : Relation contrainte-déformation pour l'acier .....	43
Figure 2.15 : La distribution des déformations et des contraintes dans la section BA 44	
Figure 2.16 : Simplification de diagramme contrainte-déformation de béton.....	44
Figure 2.17 : Algorithme du modèle proposé .....	47
Figure 3-1 : Chargement et emplacement des instruments de mesure (Bosco and Debernardi, 1992) .....	51
Figure 3-2 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour $h=0.2m$ , $\rho$ variable .....	52
Figure 3-3 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour $h=0.4m$ , $\rho$ variable .....	52
Figure 3-4 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour $h=0.6m$ , $\rho$ variable .....	52
Figure 3-5 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour $\rho=1.13\%$ , $h$ variable .....	52
Figure 3-6 : Capacité de rotation en fonction de la profondeur relative de l'axe neutre : résultats expérimentaux et numériques .....	53

Figure 3-7 : Géométrie de spécimens B.0.2.4 (taux d'armature 0,28%).....	54
Figure 3-8 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour la poutre B.0.2.4 .....	54
Figure 3-9 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour la poutre B.1.2.4 .....	55
Figure 3-10 : Dimensions des poteaux et détails des armatures : (a) détails de la section transversale et (b) schéma général de la disposition des armatures.....	56
Figure 3-11 : Force-déplacement, comparaison entre résultats expérimentaux ((Rodrigues et al., 2013) et numérique pour différentes sections des poteaux .....	57
Figure 3-12 : Géométrie et détails de renforcement de l'éprouvette (en millimètre) ..	58
Figure 3-13: Force-déplacement, comparaison entre résultats expérimentaux (Su et al., 2015) et numériques pour le poteau testé par Su et al. ....	59
Figure 3-14 : Moment-rotation, comparaison entre résultat expérimental (Pecce and Fabbrocino, 1999) et numérique. (a) poutres type A, (b) poutres type B, (c) poutres type C.....	60
Figure 3-15 : Capacité de rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques.....	61
Figure 3-16 : Bi-linéarisation de la courbe moment-courbure (Eurocode 8, 2006).....	63
Figure 3-17 : Bi-linéarisation de la courbe moment-rotation (Eurocode 8, 2006) .....	63
Figure 3-18 : Bi-linéarisation de la courbe fore-déplacement (Eurocode 8, 2006) .....	64
Figure 3-19 : Capacité de rotation en fonction de la profondeur relative de l'axe neutre, comparaison entre les résultats expérimentaux et EC 8, (a) EC 8 partie 2 (confinement modèle de l'annexe E §2.1(3)(c)) – (b) EC 8 partie 2 (confinement modèle de Eurocode 2 partie1-1 §3.1.9(2)), (c) EC 8 partie 3 (confinement modèle de l'annexe A §3.2.2(8)) – (d) EC 8 partie 3 (confinement modèle de Eurocode 2 partie 1-1 §3.1.9(2)).....	67
Figure 3-20 : Capacité de rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et EC 8, (a) EC 8 partie 2 (confinement modèle de l'annexe E §2.1(3)(c)) – (b) EC 8 partie 2 (confinement modèle de Eurocode 2 partie1-1 §3.1.9(2)), (c) EC 8 partie 3 (confinement modèle de l'annexe A §3.2.2(8)) – (d) EC 8 partie 3 (confinement modèle de Eurocode 2 partie 1-1 §3.1.9(2)).....	68
Figure 3-21 : Moment-rotation en fonction du pourcentage d'armatures tendues $\rho$ , avec $h = 0,4m$ et $\rho' = 0,2\%$ .....	69
Figure 3-22 : Capacité de rotation en fonction de pourcentage des armatures tendues $\rho$ , avec $h = 0,4m$ et $\rho' = 0,2\%$ .....	69

Figure 3-23 : Moment-rotation en fonction de pourcentage d'armatures comprimées $\rho'$ avec $h = 0,4m$ , $\rho = 1,5\%$ .....	70
Figure 3-24 : Non-dimensions courbes moment-rotation en fonction de la hauteur $h$ avec $\rho = 1,5\%$ , $\rho' = 0,2\%$ .....	70
Figure 3-25 : Capacité de rotation en fonction de la profondeur relative de l'axe neutre : résultats expérimentaux et Eurocode 8 modifié.....	72
Figure 3-26 : Capacité de rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et EC 8 modifiée .....	72
Figure 4-1 : Modèle ATC-6 (Applied Technology Council, 1983) - Interaction entre la résistance au cisaillement et la ductilité.....	76
Figure 4-2 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux et la capacité de cisaillement obtenue par différents modèles.....	83
Figure 4-3 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux et l'interaction de la capacité de cisaillement obtenue par différents modèles avec les résultats numériques.....	84
Figure 4-4 : Interaction flexion-cisaillement et modes de ruptures .....	86
Figure 4-5 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Weijian and Yanmei, 2009) et les résultats de l'approche d'interaction flexion-cisaillement .....	88
Figure 4-6 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Ohta, 1980) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement.....	90
Figure 4-7 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Bigaj and Walraven, 2002) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement.....	91
Figure 4-8 : Détails de poutre et configuration de l'essai .....	92
Figure 4-9 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Rombach and Kohl, 2016) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement .....	92
Figure 4-10 : Dimensions des poutres et détails des armatures .....	93
Figure 4-11 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Zhang and Tan, 2007) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement .....	94
Figure 4-12 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Rodrigues et al., 2013) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement .....	95
Figure 4-13 : Interaction flexion-cisaillement, entre la courbe de flexion (numérique) de la poutre B60-1 et différentes courbes de cisaillement (influence de diamètre des cadres).....	98

Figure 4-14 : Interaction flexion-cisaillement, entre la courbe de flexion (numérique) de la poutre B60-1 et différentes courbes de cisaillement (influence de l'espacement des cadres).....	98
Figure 5-1: Modèle de Takeda implémenté dans Cast3M (flexion et cisaillement) : (a) la courbe de première charge, (b) et (c) Signification des paramètres $\alpha$ , $\beta$ et $\gamma$ (Combescure, 2001).....	102
Figure 5-2 : Boucles d'hystérésis du modèle trinéaire (Takeda-Modifié). Chemin de chargement-déchargement général (Arède, 1997).....	103
Figure 5-3 : Boucles d'hystérésis modèle trinéaire (Takeda-Modifié). L'effet de pincement et les cycles intérieurs (Arède, 1997).....	104
Figure 5-4 : Boucles d'hystérésis du modèle trinéaire (Takeda-Modifié) avec modification. Les modifications apportées sont l'introduction des segments 16 et 17 .....	104
Figure 5-5 : Dimensions de portique, chargement et conditions aux limites.....	105
Figure 5-6 : Moment-Courbure de la section BA : 30cm×40cm, $\rho=0.57\%$ et $\rho'=0.12\%$ .....	105
Figure 5-7 : Réponse globale de portique (force-déplacement), comparaison entre la version originale et modifiée .....	106
Figure 5-8 : Géométrie, ferrailage du portique .....	107
Figure 5-9 : Programme de test.....	107
Figure 5-10 : Force latérale appliquée en fonction de déplacement à l'étage supérieur (Résultat expérimental).....	108
Figure 5-11 : La loi moment-courbure de la section BA de portique.....	108
Figure 5-12 : Comparaison des courbes force déplacement : Numérique Vs Expérimentale .....	109
Figure 5-13 : Localisation de l'échangeur Koudia-Boudjlida .....	109
Figure 5-14 : Coupe transversale sur la pile .....	110
Figure 5-15 : Pile centrale du pont.....	110
Figure 5-16 : Vues en plan et en élévation de l'échangeur Koudia-Boudjlida.....	111
Figure 5-17 : Comparaison moment-courbure : (a) Numérique Vs Eurocode 8, (b) Numérique Vs. Eurocode 8 modifié. ....	112
Figure 5-18 : Comparaison force-déplacement : (a) Numérique Vs Eurocode 8, (b) Numérique Vs. Eurocode 8 modifié. ....	113

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

La maîtrise de la fissuration des structures et des ouvrages en béton armé sous chargement sismique est d'un enjeu majeur. Le dimensionnement vis-à-vis du comportement ultime doit évoluer pour limiter les dommages et les fissurations. La conception se fait à l'échelle globale, or le béton est un matériau quasi fragile à l'échelle des éléments (poteaux /poutres) et fragile à l'échelle des ouvrages. Ce phénomène trouve son explication à l'échelle du matériau. L'évolution des fissures dans le béton est pilotée par l'énergie de fissuration qui est relâchée au niveau des fronts des fissures amorcées.

Les codes de conception produisent des formules empiriques générales appuyées par des données expérimentales. Néanmoins, les dimensions des éléments des structures/ouvrages en béton armé dans la pratique quotidienne sont généralement beaucoup plus grandes que les échantillons testés aux laboratoires. Ne pas prendre en compte ces effets de changement d'échelles peut conduire à une conception dangereuse. Le dimensionnement qui se fait à l'échelle globale doit évoluer pour intégrer de manière correcte les phénomènes qui se passent à l'échelle locale (matériau). Cette étape de dimensionnement nécessite le développement des modèles capables de reproduire ces effets de changement d'échelles.

La modélisation de la réponse non linéaire des structures sous chargements sismiques est souvent effectuée à l'échelle globale ou semi-globale. En effet, le coût réduit d'une modélisation simplifiée permet, tout en tenant compte du comportement non linéaire du matériau, et de vérifier la stabilité structurale à une échelle réelle. Dans la pratique parasismique traditionnelle, la ductilité flexionnelle est assurée par une conception basée sur la notion des rotules plastiques ; des zones de dissipation qui fonctionnent comme des « *fusibles* » lors d'un chargement sismique. Pour reproduire le comportement structurel par une modélisation à l'échelle globale, la non-linéarité dans les rotules plastiques est décrite par des lois moment-courbure (ou moment-rotation). Ces courbes sont basées sur des résultats expérimentaux et des modèles analytiques développés sur des spécimens testés aux laboratoires. Cependant, pour les éléments de structures/ouvrages réels (une pile de pont par exemple), le problème de changement d'échelle peut engendrer de sérieux problèmes.

L'objectif de cette thèse est, d'une part, d'étudier l'effet d'échelle sur les lois moment-courbure qui sont nécessaires pour une modélisation simplifiée, utile pour l'ingénierie pratique. D'autre part, le but final serait de proposer des améliorations aux codes de conception parasismique. Un autre aspect très important dans une conception parasismique est également évoqué ; il s'agit d'étudier la rupture par cisaillement (ou par interaction flexion-cisaillement) pour analyser l'influence des effets d'échelles sur ce mode de rupture. L'objectif général de la thèse est de doter l'ingénieur d'outils de calcul et d'analyse qui permettent, lors d'une conception parasismique, d'assurer des comportements ductiles et d'éviter des ruptures fragiles.

Le contenu de cette thèse est réparti en cinq chapitres :

Le premier chapitre est une étude bibliographique. Après avoir étudié les différentes stratégies de conception parasismique, un bilan des différentes méthodes d'analyse sismique est établi. Un autre bilan est également établi concernant les différentes échelles de modélisation. Dans cette thèse nous nous intéressons à une modélisation à l'échelle globale qui utilise des lois de comportement avec des variables généralisées (moment-courbure par exemple). Un petit passage sur la réglementation parasismique est également proposé afin de pointer les insuffisances des codes de conceptions quant à la prise de ces phénomènes de changement d'échelle.

Le deuxième chapitre est consacré au développement d'un nouveau modèle à l'échelle globale. Tout d'abord, les différentes non-linéarités qui peuvent affecter le comportement des éléments en BA sont discutées. Les bases fondamentales et mathématiques du modèle développé sont présentées. Les différentes non-linéarités sont prises en compte afin d'obtenir un modèle qui représente au mieux le comportement réel d'une structure/ouvrage en béton armé.

Dans le troisième chapitre, nous abordons la validation et la justification du modèle proposé dans le deuxième chapitre sur des cas tests expérimentaux. Par la suite, une analyse critique de l'EC8 vis-à-vis des effets d'échelle est présentée en se basant sur les mêmes résultats expérimentaux. Une comparaison Modèle-EC8-Expérimentation est discutée. Suite à cela, des améliorations de ce code de conception sont proposées et validées.

Dans le quatrième chapitre, la rupture par cisaillement est discutée. Sous chargement sismique, certains éléments structurels sont soumis à des sollicitations de flexion-cisaillement. Dans ce chapitre, la philosophie de l'approche proposée par l'ATC (Applied Technology Council) qui décrit l'interaction flexion-cisaillement est adoptée. Une nouvelle formule sera proposée pour décrire l'interaction flexion-cisaillement (mode de rupture et ductilité correspondante).

Dans le cinquième chapitre, la méthode des éléments finis sera utilisée afin d'étudier des structures à l'échelle globale en introduisant des lois moment-courbure déterminées par le modèle développé dans le deuxième chapitre. Le logiciel Cast3M est utilisé avec une loi de Takeda que nous modifierons afin de décrire la phase de la rupture. Une application structurale est proposée en fin de chapitre.

Nous terminerons cette thèse par des conclusions en discutant l'intérêt du travail proposé et les résultats obtenus. À la lumière de ces discussions, des perspectives pour des travaux futurs sont dressées.

# **CHAPITRE 1 : CONCEPTION SISMIQUE ET MÉTHODES D'ANALYSE DES OUVRAGES & STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ**

## **1.1 Introduction**

Ce chapitre introductif a pour but de positionner les objectifs de notre travail dans leur contexte d'application. Pour cela, nous commençons par dresser un état de l'art des méthodes d'analyse du comportement sismique des ouvrages et des structures de génie civil. En effet, ces méthodes peuvent s'appliquer à différents niveaux. Une conception parasismique peut se baser sur des formules empiriques comme elle peut être issue d'une modélisation assez fine à une échelle de modélisation donnée. Comme le présent travail de recherche est consacré à l'analyse des effets de changement d'échelles, nous présenterons par la suite les différentes échelles (niveaux) de modélisation. Divers travaux scientifiques ont été réalisés dans ce domaine. Ces investigations ont conduit à développer différentes approches qui décrivent plus au moins l'effet d'échelle pour les matériaux quasi-fragiles tel que le béton. Nous exposons dans ce qui suit ces investigations. On terminera ce chapitre en évoquant la réglementation parasismique (Eurocode 8) et ses limitations vis-à-vis de l'effet d'échelle.

## 1.2 Conception parasismique des structures en béton armé

Dans le cadre d'une conception parasismique et pour répondre aux exigences fondamentales, à savoir, la fonctionnalité en état d'urgence, le non-effondrement et la réparabilité des structures après un séisme majeur, on peut distinguer trois grandes familles de conception. Ces types de conception impliquent des méthodes d'analyse différentes, avec des niveaux d'endommagements variables (Davi, 2014; Guide SETRA, 2015). Les trois grandes familles de conception sont : la conception élastique, la conception ductile et la conception par isolation sismique. Ils impliquent des coûts divers et conduisent à des comportements différents sous un séisme donné. Pour cela, le maître d'ouvrage est chargé de choisir l'une de ces méthodes en fonction de : la sismicité, l'importance du projet, la stratégie et l'organisation des secours. D'autres paramètres peuvent également peser sur le choix d'une conception.

### 1.2.1 Conception élastique

La conception élastique est avantageuse dans les zones de faible sismicité. Elle est généralement utilisée pour les ouvrages stratégiques. Ce type de conception consiste à dimensionner les ouvrages/structures dans le domaine élastique des matériaux constitutifs. Par conséquent, le comportement global de la structure est élastique (Figure 1-1). *Théoriquement*, après un séisme, aucune réparation n'est exigée. Dans les zones de forte sismicité, ce type de conception devient extrêmement coûteux.

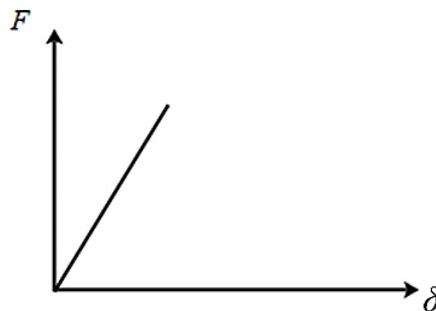


Figure 1-1 : Force-Déplacement, réponse globale de la structure avec un comportement élastique

### 1.2.2 Conception ductile

La conception ductile consiste à dimensionner certaines parties de la structure dans le domaine plastique (non linéaire) des matériaux constitutifs contrairement à la conception élastique. Par conséquent, une autorisation d'incursion dans le domaine plastique (domaine *inélastique* de façon générale) du comportement global de la structure (Figure 1-2) est autorisée. Le concepteur choisit préalablement les zones dissipatives (avec déformation plastique) pour qu'elles soient facilement accessibles et réparables après un séisme. Ces zones dissipatives permettent de réduire les contraintes transmises au reste de la structure. Il convient de noter que, dans le cadre d'une conception ductile, un certain niveau d'endommagement est accepté, voire rechercher pour optimiser la réponse dynamique de la structure. Après un séisme majeur, ce type de conception peut conduire à des travaux de réparation non négligeables.

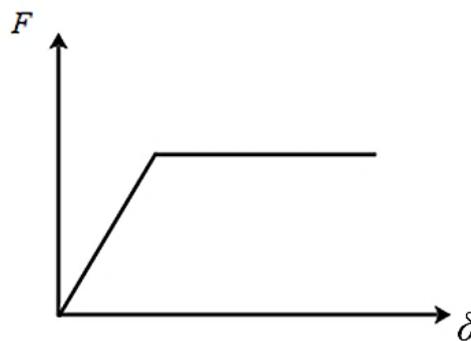


Figure 1-2 : Force-Déplacement, réponse globale de la structure avec un comportement ductile (élastoplastique parfait par exemple)

### 1.2.3 Conception basée sur l'isolation sismique

Ce type de conception est basé sur le principe d'isolation sismique et l'utilisation de dispositifs amortisseurs (Figure 1-3). Cette conception combine les avantages des deux conceptions précédentes : la quasi-totalité de l'énergie du séisme est absorbée par les isolateurs sismiques et les éléments structurels de l'ouvrage restent dans leur domaine élastique (les matériaux constitutifs ne doivent subir aucun dégât). L'avantage de ce type de conception est la facilité d'inspection et de remplacement des isolateurs sismiques après un séisme majeur. Cependant, ce type de conception nécessite un calcul de dimensionnement très complexe avec l'utilisation des outils plus avancés (analyse

dynamique non-linéaire), et par conséquent le coût devient très important (le coût de calcul et celui de la mise en place des dispositifs antisismiques).



Figure 1-3 : Isolation sismique, à gauche : appui en élastomère (grande mosquée d'Alger), à droite : amortisseur dissipatif (VINCI-Construction)

### 1.3 Dimensionnement en capacités

Le dimensionnement en capacité est appliqué dans le cas d'une conception ductile (Dong, 1979). Ce type de dimensionnement permet de concentrer les déformations (dégradations) dans les zones préalablement choisies par le concepteur (les rotules plastiques par exemple) et de protéger les autres parties de la structure (zones non ductiles). Le principe de dimensionnement en capacité peut être illustré par une chaîne en traction. La Figure 1-4 montre une chaîne dont un des maillons est plus faible (maillon 2) par rapport aux autres. L'avantage de ce dimensionnement est que la rupture sera localisée dans le maillon affaibli qui est déjà conçu spécialement pour être très déformable (l'endommagement est en réalité recherché). L'insertion de ce maillon affaibli permet d'assurer une capacité de déformation importante à l'ensemble de la chaîne (principe des zones « fusibles »). Dans cette chaîne (Figure 1-4) l'effort sera limité à la valeur de  $R_{d2}$  pour n'importe quelle valeur de la force  $F$  appliquée. Dans ce cas, il faut surdimensionner les maillons 1 (les deux autres) pour une force  $R_{d1}$  strictement supérieur à la force  $R_{d2}$  de maillon 2. Autrement, la ductilité n'aura pas d'effet sur le comportement global.

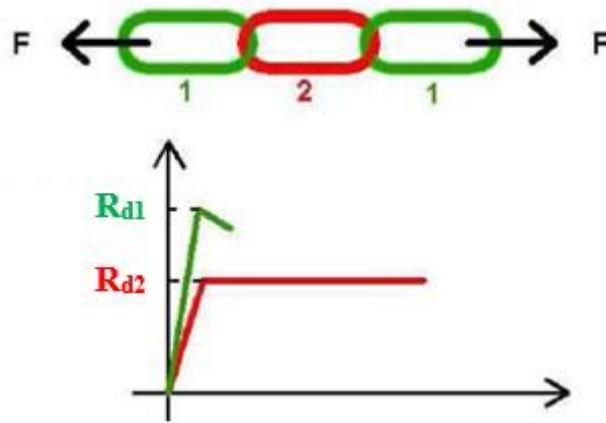


Figure 1-4. Principe de dimensionnement en capacité (Davi, 2014).

Un raisonnement par analogie nous conduit à comparer la chaîne (Figure 1-4) à une structure réelle. Le maillon faible représente les rotules plastiques, la force  $F$  représente la force sismique. Les sollicitations engendrées dans les autres parties de la structure ne dépassent pas la valeur du palier plastique des rotules, quelle que soit l'intensité du chargement sismique. Le rôle de l'ingénieur est de choisir les endroits des rotules plastiques (où les déformations plastiques doivent se concentrer) et de dimensionner ces zones pour supporter des déformations importantes sous l'action d'un séisme, sans menacer la capacité de la structure à porter les charges gravitaires. Le reste de la structure est renforcé (dimensionné) pour garantir sa stabilité dans le domaine élastique (Lestuzzi et al., 2008). Donc, l'ingénieur *dicte* à la structure où elle "doit" se plastifier et où, elle "ne doit pas" le faire.

## 1.4 Méthodes d'analyse sismique

Lorsque des charges ou des déplacements sont appliqués très lentement sur une structure, les vitesses de déformations engendrées sont faibles et les forces d'inertie (issues de la réponse de la masse de la structure) sont négligeables et peuvent être ignorées dans l'équation de l'équilibre. Cela correspond à ce que l'on appelle habituellement la réponse statique (ou quasi-statique) de la structure (Fardis et al., 2015). En revanche, si les charges ou les déplacements sont appliqués rapidement, les forces d'inertie ne peuvent pas être négligées dans l'équation d'équilibre et la structure réagit dynamiquement à ces excitations (les vitesses de déformations sont plus au moins

élevées). En outre, des forces d'amortissement peuvent également se développer et doivent également être considérées dans l'équilibre.

La réponse dynamique d'une structure sous chargement sismique est régie par l'équation (1-1) :

$$f_I + f_D + f_s = P(t) \quad (1-1)$$

La résolution de l'équation (1-1) peut être conduite en utilisant plusieurs méthodes (élastique ou inélastique) qui sont disponibles pour prédire le comportement sismique des structures (voir le Tableau 1-1) :

- (1) Analyse statique linéaire
- (2) Analyse dynamique linéaire (analyse temporelle linéaire)
- (3) Analyse statique non linéaire (pushover)
- (4) Analyse dynamique non linéaire (analyse temporelle non linéaire)

Tableau 1-1 : Méthodes d'analyse sismique

<b>Chargement</b> <b>Comportement</b>	<b>Statique</b>	<b>Dynamique</b>
<b>Linéaire</b>	Méthode en force	Analyse temporelle linéaire
<b>Non linéaire</b>	Pushover	Analyse temporelle non linéaire

Le choix de l'une d'entre elles dépend des résultats attendus, de la complexité du problème traité, et bien entendu des moyens mis à la disposition du concepteur.

### 1.4.1 Méthodes linéaires

Pour une structure ou un ouvrage soumis à un séisme, deux types d'excitations de support peuvent être distingués, à savoir les excitations à support unique et les excitations multi supports (voir la Figure 1-5). Dans le cas de l'excitation à support unique (Figure 1-5-gauche) ; on considère que les masses attachées aux degrés de liberté dynamiques sont excitées par la même accélération. Des exemples de tels systèmes sont les grands bâtiments, les tours ..., pour lesquels les distances entre les supports ne sont pas très importantes par rapport à la longueur d'onde prédominante du mouvement du sol (Datta, 2010). Dans ce cas, l'équation (1-1) s'écrit alors sous la

forme d'un oscillateur composé de multiples oscillateurs simples par l'équation suivante :

$$[M][\ddot{u}(t)] + [C][\dot{u}(t)] + [K][u(t)] = -[M][\ddot{u}_g(t)] \quad (1-2)$$

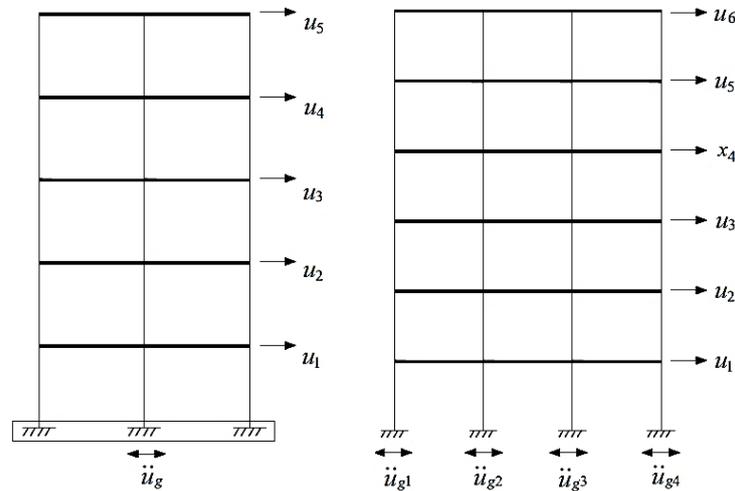


Figure 1-5 : Système multi-degrés de liberté, à gauche : excitation à support unique, à droite : excitations multi supports (Fardis et al., 2015)

Afin de simplifier la résolution de l'équation (1-2), on peut la décomposer dans une base des modes propres de vibration des mouvements de la structure non amortie. Cette analyse multimodale définit chaque mode propre de vibration par une pulsation  $\omega_i$  et un vecteur  $[\phi_i]$  donné par l'équation suivante :

$$-\omega_i^2 [M][\phi_i] + [K][\phi_i] = 0 \quad (1-3)$$

Notons que les spectres de réponse donnent les maxima des réponses des oscillateurs simples. Dans une structure, les maxima n'étant pas atteints en même temps, donc il faut combiner ces maxima de manière adéquate (quadratiquement par exemple) afin d'obtenir la réponse maximale de la structure.

#### 1.4.1.1 Analyse élastique linéaire (méthode en force, méthode spectrale)

Les méthodes en force sont très proches des procédés utilisés pour le dimensionnement des structures vis-à-vis des charges statiques (Vidic et al., 1994). Cette approche consiste à calculer les efforts dans la structure soumise au séisme et de comparer avec le niveau de résistance des sections. Ces résistances sont calculées par

l'utilisation des lois de comportement élastique linéaire pour chaque matériau constitutif.

Les méthodes d'analyse modale sont relativement simples et très utilisées dans la pratique courante pour la conception des structures/ouvrages neufs. Ces méthodes ne prennent pas en compte l'endommagement progressif et les redistributions des contraintes dans la structure. Elles sont recommandées pour les structures régulières dans des zones de faible sismicité. Dans le cas des structures très régulières, une analyse simplifiée dite « monomodale » est généralement suffisante. Cette analyse monomodale se base sur l'analyse du premier mode fondamental de vibration. Pour des structures plus complexes, les autres modes propres de vibration tendent à influencer significativement sur la réponse globale. Dans ce cas, il convient d'utiliser la méthode d'analyse dite « multimodale », où les différents modes propres de vibration sont pris en compte.

Il convient de noter que pour les deux cas (analyse monomodale ou multimodale) l'analyse se fait pour chaque direction de séisme indépendamment. Ensuite, ces résultats sont combinés. Selon l'Eurocode 8 partie 2 (Eurocode 8, 2006), on considère de manière alternative, une direction « prépondérante » (affectée d'un coefficient 1,0) et deux autres directions « concomitantes » (affectées d'un coefficient 0,3).

#### **1.4.1.2 Analyse temporelle linéaire**

Le calcul dynamique temporel est une des formes complètes d'analyse des structures en béton armé. De manière générale, le calcul dynamique temporel est basé sur la résolution de l'équation (1-1) dans le temps dans laquelle les forces élastiques et d'amortissement sont des fonctions linéaires du déplacement et de la vitesse.

La résolution du système d'équations est réalisée sur un domaine discrétisé par éléments finis dans l'espace. Cette discrétisation spatiale est combinée à une discrétisation temporelle pour résoudre le problème dans le temps.

#### **1.4.2 Méthodes linéaires équivalentes (Coefficient de comportement)**

Une structure peut être modélisée avec un comportement élastique pour résister face à un séisme donné, elle doit absorber la totalité de l'énergie sismique sans subir

aucun dommage. Cependant, ce type de conception est coûteux vu la faible probabilité de l'occurrence d'un séisme majeur. Il est plus rentable d'accepter un certain niveau d'endommagement qui sera contrôlable et réparable, sans pour autant causer la rupture de la structure. Pour cela, il faut fournir à la structure une capacité pour qu'elle se déforme d'une manière ductile au-delà de sa limite élastique. Dans ce cas, l'énergie sismique est absorbée dans certaines parties de la structure par un comportement plastique. Par conséquent, les déformations plastiques dans ces zones sont plus grandes que les déformations élastiques, mais la force sismique de dimensionnement de la structure avec ce type d'analyse est moins importante que dans le cas où le comportement est élastique. Pour cela, la plupart des réglementations parasismiques (règles Algériennes RPA et RPOA, règles Européennes EC8, règles Américaines ...) fournit à l'ingénieur concepteur la méthode de coefficient de comportement pour prendre en compte les différentes non-linéarités, cette méthode est basée sur la réduction des forces calculées à partir d'un calcul élastique linéaire par le coefficient de comportement « q » donné par l'équation (1-4) (voir Figure 1-6).

$$q = \frac{F_u}{F_y} \quad (1-4)$$

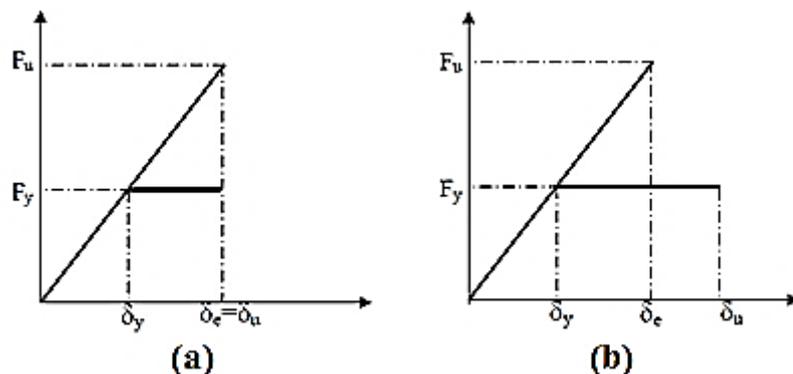


Figure 1-6. Coefficient de comportement : (a) principe d'égalité des déplacements (b) principe d'égalité des énergies (Mouzzoun et al., 2013)

### 1.4.3 Méthodes non-linéaire

L'analyse non linéaire est par définition plus complexe que l'analyse linéaire. Cependant, dans certains cas (structures ou ouvrages existants) c'est souvent le seul choix raisonnable (Eurocode 8, 2006, 2005). L'utilisation de l'analyse non linéaire pour

des applications pratiques est toujours en évolution et il existe de nombreux domaines où les détails de la mise en œuvre sont ouverts au jugement et à des diverses interprétations (Fardis et al., 2015).

Dans ce cas, la force de rappel  $f_s$  doit être remplacée par une relation plus générale entre la force et les déplacements décrivant de manière plus précise le comportement des matériaux constitutifs. La non-linéarité est issue principalement de cette relation, mais elle peut avoir d'autres sources également. En conséquence, l'équation de mouvement (1-1) s'écrit comme suit : (en considérant seulement l'excitation due au mouvement du sol)

$$[M][\ddot{u}(t)] + [C][\dot{u}(t)] + [f_s] = -[M][\ddot{u}_g(t)] \quad (1-5)$$

Dans le domaine non linéaire, la règle de superposition de l'équation du mouvement n'est plus applicable dans ce cas. L'équation (1-5) peut être résolue avec les méthodes numériques d'intégration pas-à-pas des équations différentielles. Cette analyse est appelée une analyse temporelle.

#### 1.4.3.1 Analyse temporelle non-linéaire

La méthode dynamique temporelle non-linéaire est, d'un point de vue *computationnel*, très lourde. En revanche, elle offre des résultats fiables et des informations précises. Elle permet de prendre en compte les non-linéarités des matériaux et des appareils isolateurs. Les sollicitations appliquées à la structure peuvent être des enregistrements d'un séisme ancien ou des signaux sismiques synthétiques compatibles avec un spectre de réponse réglementaire. Ces sollicitations peuvent aussi être de type « déplacement ».

La résolution de l'équation (1-5) se fait par intégration numérique (pas à pas). Dans le cas d'une conception avec des dispositifs parasismiques spéciaux (notamment les amortisseurs visqueux), des lois de comportements spécifiques à ces dispositifs sont introduites. Dans le cadre d'une conception ductile classique à l'échelle globale, ce sont des lois de type moment-courbure qui sont utilisées au niveau des rotules plastiques. Les autres parties de la structure sont modélisées par des lois de comportement élastiques linéaires afin de réduire les temps de calcul (Bathe, 1982). La modélisation de la structure est généralement faite par éléments finis.

En raison de sa complexité, l'analyse temporelle non-linéaire n'est utilisée pour le moment que rarement. Elle n'est pas seulement exigeante du point de vue informatique (ce problème devient moins important avec le développement du matériel informatique), mais nécessite également des données supplémentaires (une suite d'accélérogrammes représentatifs de l'aléa sismique au droit de l'implantation de l'ouvrage en nombre suffisant, des données assez fines sur le comportement des matériaux constituant des éléments structuraux, ...).

D'autre part, certains points sont encore sujets à discussion. Un consensus sur une façon appropriée de modéliser l'amortissement visqueux dans la réponse inélastique des structures en béton armé n'a pas encore été trouvé (Fardis et al., 2015). Cet amortissement peut être remplacé par une modélisation fine du frottement entre lèvres de fissures introduites via des boucles d'hystérésis dans le comportement du matériau (Ragueneau, 1999).

Dans un futur proche, on s'attend à ce que, l'analyse temporelle non linéaire devienne la principale procédure d'analyse dans l'ingénierie parasismique (Fardis et al., 2015). Cependant, pour toutes ces raisons mentionnées ci-dessus, il est actuellement plus rationnel (et plus pratique) d'utiliser des procédures simplifiées, par exemple une analyse basée sur le principe de Pushover.

#### **1.4.3.2 Analyse non linéaire en poussée progressive (Pushover)**

L'analyse en poussée progressive est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui évoluent de façon monotone (Borzi and Elnashai, 2000; Elnashai, 2001; Faella, 1996; Fardis et al., 2015). C'est donc une étude pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux) sont similaires à celles de l'analyse transitoire non linéaire, mais où les difficultés du calcul pas-à-pas temporel sont évitées. Le comportement est supposé quasi-statique. Elle permet d'évaluer les mécanismes non linéaires (plastiques ou autres) attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes. Les méthodes en poussée progressive peuvent être conduites sous un chargement de type déplacement imposé. Elle se base sur l'application d'un déplacement progressif sur l'ouvrage, proportionnel au mode fondamental initial de la structure.

En augmentant progressivement le déplacement imposé, divers éléments structurels se plastifient séquentiellement. Par conséquent, la structure subit une perte de rigidité progressive. Cette analyse aboutit au tracé d'une courbe de capacité globale de la structure, représentant l'évolution de la force totale appliquée en fonction de déplacement.

## **1.5 Les échelles de modélisation**

Pour modéliser une structure en béton armé (à l'aide de n'importe quelles méthodes d'analyse) soumise à un chargement mécanique (statique/dynamique, monotone/cyclique), deux types d'approches (modèles) peuvent être utilisés : les modèles locaux et les modèles globaux (Ragueneau, 1999). Les modèles globaux utilisent des lois de comportement qui relient les quantités structurales globales (moment-courbure, force-déplacement). Elles représentent le comportement des éléments de la structure (assemblage, nœud ...). Ce type de modèles est attractif d'un point de vue temps de calcul et souplesse de mise en œuvre. Par contre, les modèles locaux utilisent des lois de comportement de type contrainte-déformation, ces lois décrivent le comportement intrinsèque de chaque matériau constitutif de la structure. Elle représente de façon plus précise les phénomènes physiques à l'échelle des matériaux. L'identification des paramètres pour ces modèles est accomplie en recourant à des essais expérimentaux.

### **1.5.1 Les modèles globaux**

Généralement ces modèles relient les grandeurs statiques et cinématiques d'une manière uniaxiale. Pour les supports de type poutre, les lois utilisées sont de type moment-courbure. Pour les éléments structurels (assemblage, mûr ...), des lois de type force-déplacement sont utilisées. Des interactions entre les différents types de sollicitations peuvent également être prises en compte.

Dans la littérature, plusieurs familles de lois existent. Elles permettent de décrire le comportement en traction, compression, flexion ou encore cisaillement. Un exemple de lois de flexion utilisant des relations moments-courbures (Takeda et al., 1970) est illustré dans la Figure 1-7. Cette figure montre les trois phases principales de la loi de

Takeda : élastique, fissurations de béton et plastification des aciers. Le modèle de Takeda prend en compte les pertes et les reprises des raideurs dans le cas de chargement cyclique (Ragueneau, 1999). Ce modèle a été modifié afin de prendre en compte le cisaillement (voir la Figure 1-7) (Roufaiel and Meyer, 1987).

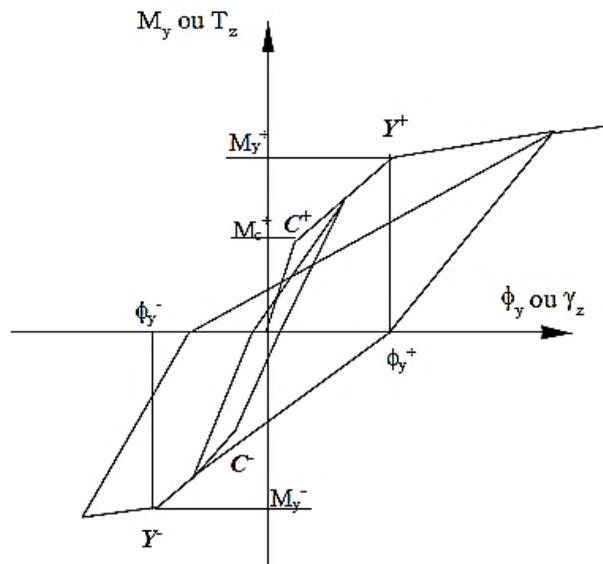


Figure 1-7 : Modèle global de Takeda (Combesure, 2001)

Pour des éléments en béton armé soumis à la traction/compression, d'autres types de lois globales sont utilisés (Fishinger et al., 1991). On trouve dans la littérature divers modèles pour diverses applications (murs de remplissage (Panagiotakos and Fardis, 1994), structures avec assemblages métalliques (Colson, 1984), ...).

### 1.5.2 Les modèles locaux

Ces modèles introduisent les lois de comportement de chaque matériau séparément en utilisant des variables locales (contraintes, déformations ...). En ce qui concerne l'acier, les lois de comportement souvent utilisées sont des lois avec écrouissage cinématique telles que celle liée au critère de plasticité de Von Mises (Mazars and Millard, 2004). En ce qui concerne le béton, les lois de comportement sont issues de la théorie de l'endommagement couplée ou non à la plasticité. Ces modèles peuvent être exprimés à différentes échelles.

### 1.5.2.1 Échelle macroscopique

La modélisation du béton à l'échelle macroscopique (Figure 1-8) a beaucoup évolué. Actuellement, des phénomènes très complexes sont pris en compte par ce type de modélisation. Ces modèles nécessitent un nombre important de paramètres. Ces paramètres permettent de décrire la complexité du comportement du béton. Elles sont exprimées à l'échelle d'un VER (Volume Élémentaire Représentatif). Les lois de comportement couramment utilisées pour modéliser le comportement du béton sont des lois basées sur la théorie de l'endommagement (Laborderie, 1991; Mazars, 1984), le couplage avec la plasticité est également pris en compte (Matallah, 2006; Merabet, 1990; Merabet and Reynouard, 1999). Le comportement monotone du béton sous chargement de traction et de compressions est correctement reproduit. Sous chargement cyclique, de nombreux modèles sont capables de reproduire le caractère unilatéral du béton (Benjamin, 2010; Laborderie, 1991; Matallah, 2006).

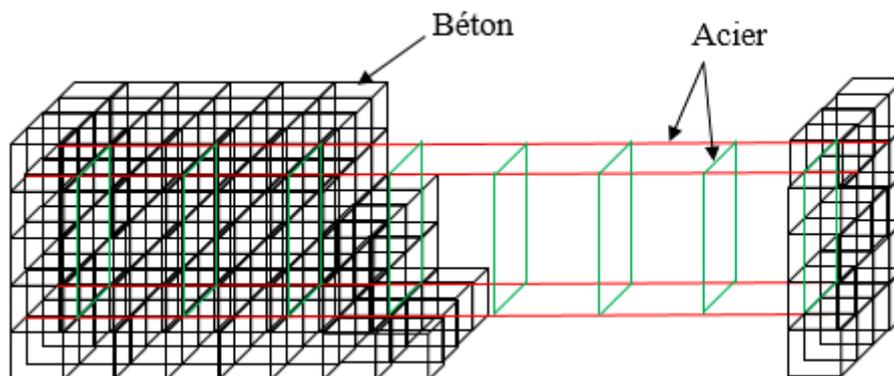


Figure 1-8 : Modélisation à l'échelle macroscopique d'un élément en béton armé

Une modélisation plus fine peut également être entreprise (échelle mésoscopique, ...). Néanmoins, si l'on se restreint à la reproduction du comportement mécanique, l'échelle macroscopique est largement suffisante. Pour reproduire d'autres phénomènes agissant à l'échelle du matériau (transfert, couplage ...), une modélisation plus fine devient indispensable.

### 1.5.2.2 Échelle semi-globale

La modélisation à l'échelle semi-globale est un compromis entre une modélisation locale qui nécessite trop de paramètres et une modélisation globale pauvre

en informations locales à l'échelle du matériau. Tout en profitant d'une cinématique simplifiée, des lois de comportement décrivant le comportement du matériau sont utilisées pour le calcul des variables statiques locales (contraintes) qui sont ensuite intégrées pour déterminer les variables statiques généralisées (moments, efforts). Ce type de modélisation est moins coûteux (temps de calcul) que les méthodes macroscopiques ou mésoscopiques. Elle permet, néanmoins, d'accéder à un niveau d'informations intéressant au niveau local des éléments de la structure.

La stratégie multifibre en est un parfait exemple de la modélisation à l'échelle semi-globale. Dans ce cas, une poutre est considérée comme la constitution de plusieurs fibres, chaque fibre représente un matériau différent. La Figure 1-9 montre le principe de ce type de modélisation. Dans cette figure, la poutre est décomposée en plusieurs parties. Pour le béton, deux lois de comportement sont utilisées avec des paramètres de matériau différents (béton confiné et non confiné), les aciers sont placés dans leurs positions exactes (Lebon, 2011).

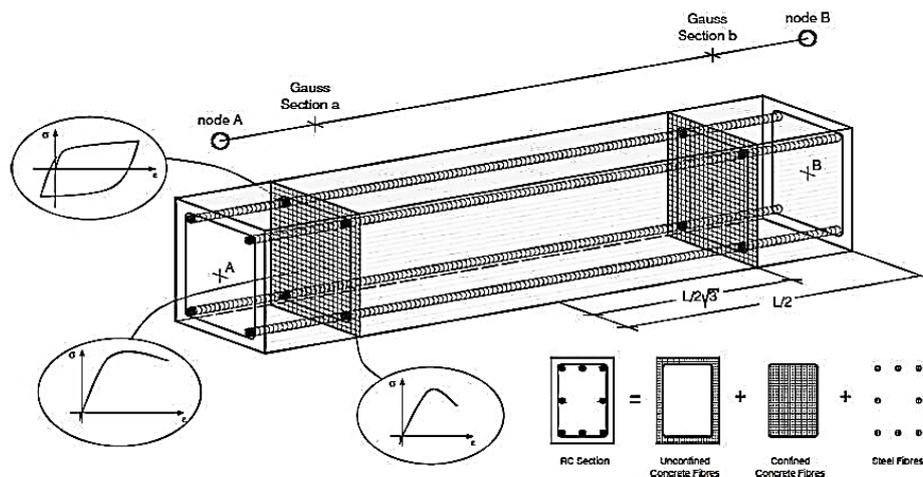


Figure 1-9 : Modélisation multifibre (échelle semi-globale) d'après (Ceresa et al., 2007)

## 1.6 Effet d'échelle

La présence de l'effet d'échelle dans la nature est connue et observée depuis longtemps. La littérature rapporte de nombreux travaux anciens évoquant ce phénomène dans différents contextes et pour différents matériaux (Bazant, 2005). Les pionniers étant Leonard de Vinci (1500), Galileo Galilée (1538), Mariotte (1686),

Thomas Young (1807) ainsi que Griffith (1921). Mais c'est seulement à partir du milieu du 20<sup>ème</sup> siècle que les études sur les effets d'échelle se sont intensifiées. L'effet d'échelle en mécanique se caractérise par la dépendance dimensionnelle des performances des matériaux lors du passage d'une échelle à une autre surtout au voisinage de la rupture (Miled, 2005). Dans la mécanique des solides, ce phénomène se traduit par l'effet de la dimension de structure caractéristique  $D$  sur la résistance nominale  $\sigma_N$  si des structures géométriquement similaires sont comparées (Bazant, 1999). La contrainte nominale (ou la résistance en cas de charge maximale) est définie pour une similarité bidimensionnelle ou tridimensionnelle respectivement par :

$$\sigma_N = \frac{c_N P}{bD} \text{ or } \sigma_N = \frac{c_N P}{D^2} \quad (1-6)$$

Le problème d'effet d'échelle pour le béton est plus complexe, car c'est un matériau quasi fragile dont le comportement à la rupture est fortement non linéaire. La nature de la zone située au front des fissures est la cause principale de cet effet d'échelle.

### **1.6.1 Les différentes approches décrivant l'effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile**

Le phénomène d'effet d'échelle a suscité tellement d'intérêt dans la communauté scientifique que de nombreuses théories ont été proposées afin de le décrire. Nous allons recenser les trois principales approches de base qui permettent d'en tenir compte lors d'une modélisation d'un matériau quasi-fragile comme le béton.

#### **1.6.1.1 Théorie statistique de Weibull**

Weibull a proposé en 1939 une théorie statistique de la résistance des matériaux (Weibull, 1951). Selon cette théorie statistique, une chaîne constituée de « n » maillons se rompt lorsqu'un seul maillon cède (hypothèse du maillon faible). La théorie de Weibull s'appuie sur deux hypothèses de base :

- Lorsqu'un petit élément de matière atteint sa résistance limite, la rupture de la structure est atteinte.
- La probabilité  $P$  pour qu'un petit élément de matière ne cède pas à une contrainte inférieure à  $\sigma$  est donnée par l'équation suivante :

$$P(\sigma) = \left( \frac{\sigma - \sigma_u}{\sigma_0} \right)^m \quad \text{pour } (\sigma > \sigma_u) \quad (1-7)$$

$$P(\sigma) = 0 \quad \text{pour } (\sigma \leq \sigma_u) \quad (1-8)$$

Une généralisation tridimensionnelle de l'équation (1-7) donne la distribution probabiliste suivante (Bazant, 2005):

$$p(\sigma_N) = 1 - \exp \left[ - \int_V C(\sigma(x), \sigma_N) dV(x) \right] \quad (1-9)$$

Pour un volume  $V$  d'une éprouvette d'essai très grande, la présence des défauts dans le matériau est très forte et par conséquent la résistance de cette éprouvette est plus faible (Miled, 2005). C'est une *vulgarisation* simple de l'effet d'échelle probabiliste.

Selon Bazant, (Bazant, 2005), pour les structures en béton et d'autres matériaux quasi-fragiles, la théorie de Weibull ne permet pas d'expliquer les effets d'échelle, ces structures sont conçues pour ne céder qu'après une croissance importante et stable de la fissuration.

### 1.6.1.2 La théorie fractale de Carpinteri

Carpinteri (Carpinteri, 1994a, 1994b; Carpinteri et al., 1995) a fourni une nouvelle explication de l'effet d'échelle en se basant sur de nombreuses études des caractéristiques des fissures réalisées sur différents matériaux. Il conclut que l'effet d'échelle est dû principalement à la différence entre les caractéristiques fractales des fissures (ou micro fissures) qui existent aux différentes échelles d'observation dans les matériaux quasi-fragiles (Figure 1-10).

La théorie fractale ne base pas sur la mécanique de la rupture, mais sur des arguments strictement géométriques (Miled, 2005). Elle a été très critiquée dans la littérature notamment par Bazant (Bazant, 1995). Il a montré que pour des raisons mathématiques et physiques, cette théorie ne peut pas être représentative de l'effet d'échelle observé dans les matériaux quasi-fragiles. Selon Bazant (Bazant, 1995), le concept fractal est en contradiction avec les résultats expérimentaux.

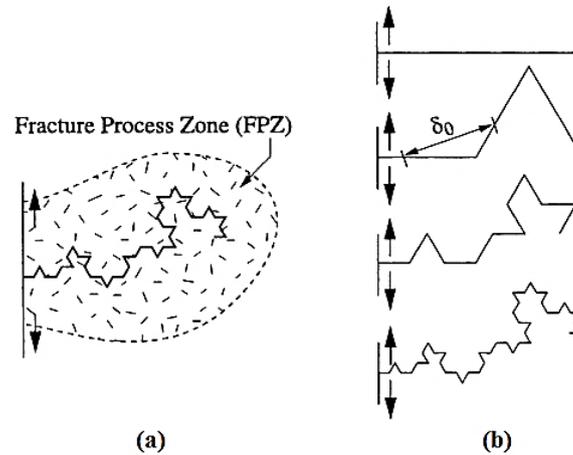


Figure 1-10 : (a) Fissure fractale et la zone d'élaboration, (b) courbe fractale de Von Koch pour différents niveaux de détail (Bazant, 2005)

### 1.6.1.3 La théorie déterministe de Bazant

L'effet d'échelle observé dans les matériaux quasi-fragiles a été exprimé par Bazant à l'aide de la mécanique non linéaire de la rupture (Bazant, 1984, 1983). Selon Bazant, la propagation stable des fissures est suivie par une redistribution des contraintes et une dissipation d'énergie jusqu'à atteindre l'effort maximal. Il en résulte ainsi un effet d'échelle. Pour des structures de grandes dimensions, leur comportement peut être décrit par la mécanique linéaire de la rupture (MLR) (en anglais LEFM : Linear Elastic Fracture Mechanics). En revanche, pour des structures de faibles dimensions, l'analyse plastique est parfaitement applicable. Pour des dimensions habituelles, Bazant (Bazant, 1984, 1983) a proposé une loi permettant de faire la transition entre les deux zones.

La loi d'effet d'échelle de Bazant trouve son explication dans l'existence d'une longueur caractéristique  $l_c$  définie comme la taille de la zone d'élaboration de la fissure (en anglais FPZ : Fracture Process Zone). Pour des structures très grandes, cette longueur caractéristique est liée à la taille des hétérogénéités du matériau, dans ce cas, lors de la présence d'une grande fissure cette longueur est négligeable et sans effet. Pour cela, la MLR peut être appliquée. Pour les structures de faibles dimensions, la FPZ occupe tout le volume de l'élément. Par conséquent, la longueur caractéristique  $l_c$  devienne sans effet. Ainsi, l'analyse plastique (Analyse limite) est applicable.

Il existe une zone de transition dans laquelle, la longueur caractéristique  $l_c$  n'est pas négligeable devant la taille des structures quasi-fragiles de certaines dimensions.

Dans ce cas, on se trouve alors dans la phase de transition entre la plasticité et la MLR. Cette zone peut être décrite par la mécanique de la rupture non linéaire ou d'autres approches qui introduisent la notion de longueur interne (Approche non locale ...). Pour des besoins de dimensionnement, et afin d'identifier la loi de transition entre les deux comportements asymptotiques (grandes et petites échelles), Bazant a considéré une plaque rectangulaire initialement chargée par une contrainte uniforme égale à la contrainte nominale  $\sigma_N$  (Figure 1-11) (Miled, 2005). Selon Bazant, dans la section centrale de la plaque, la formation et l'extension d'un bond des fissures d'épaisseur ( $h_f$ ) précède la rupture de la plaque. Cette extension nécessite un certain niveau d'énergie noté  $G_f$  (énergie de fissuration), cette énergie est une caractéristique intrinsèque du matériau (Griffith, 1920). Dans ce cas, l'énergie emmagasinée doit être égale à l'énergie nécessaire pour la propagation de la bande des fissures en respectant la condition de la conservation d'énergie. Pour un allongement  $\Delta a$  de la bande des fissures, une énergie additionnelle est relâchée (la partie densément hachurée dans la Figure 1-11).

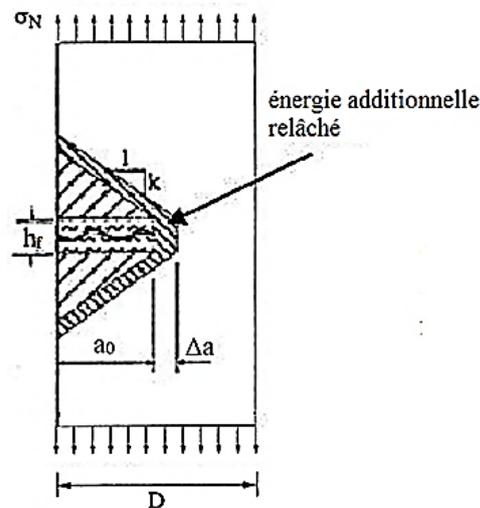


Figure 1-11 : Zones de relâchement des contraintes-épreuve entaillées (Bazant, 2005)

Pour comprendre le phénomène d'effet d'échelle, Bazant choisit deux plaques homothétiques avec un mode de rupture géométriquement similaire (voir la Figure 1-12). La bande des fissures est plus longue dans la plaque la plus large à la rupture, par conséquent l'air de la zone hachurée est plus grand. L'énergie relâchée dans la plaque de petite taille est moins importante que dans la grande plaque pour une même

extension de fissure. Pour cela, la grande plaque aura la petite résistance, ce qui démontre l'existence d'un effet d'échelle.

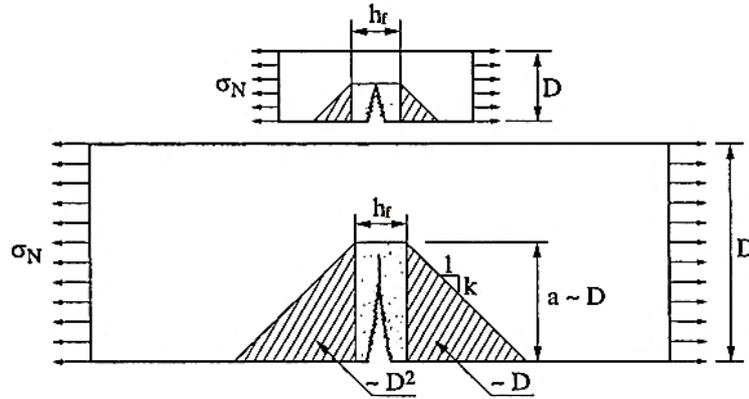


Figure 1-12 : Zones approximatives de soulagement de la contrainte dû à la rupture (Bazant, 2005)

À partir de ce raisonnement énergétique, Bazant a proposé une loi d'effet d'échelle très simple valable pour les structures pré-fissurées (entaillées), cette loi relie la dimension caractéristique  $D$  avec la résistance nominale  $\sigma_N$  par l'équation suivante (Bazant, 1984, 1983) :

$$\sigma_N = \frac{Bf'_t}{\sqrt{1 + D/D_0}} \quad (1-10)$$

L'équation (1-10) peut être représentée dans un diagramme log-log comme le montre la Figure 1-13. Quand  $D/D_0 \gg 1$ , la contrainte normalisée ( $\sigma_N/Bf'_t$ ) varie en fonction de  $(D/D_0)^{-1/2}$ , c'est le cas de la mécanique linéaire de la rupture. Quand  $D/D_0 \ll 1$ , la contrainte normalisée ( $\sigma_N/Bf'_t$ ) se rapproche de la valeur 1, dans ce cas l'effet d'échelle est négligeable. L'asymptote horizontale (Figure 1-13) représente la plasticité (valable pour des petites tailles).

En 1996, Bazant (Bazant, 1996) a généralisé la loi d'effet d'échelle pour qu'elle traite les structures entaillées ou non. Elle est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_N = Bf'_t \left[ 1 + \left( \frac{D}{D_0} \right)^r \right]^{-\frac{1}{2r}} \left[ 1 + s \frac{(2l_f D_0)}{(2\lambda_f + L)(D + D_0)} \right]^{\frac{1}{s}} \quad (1-11)$$

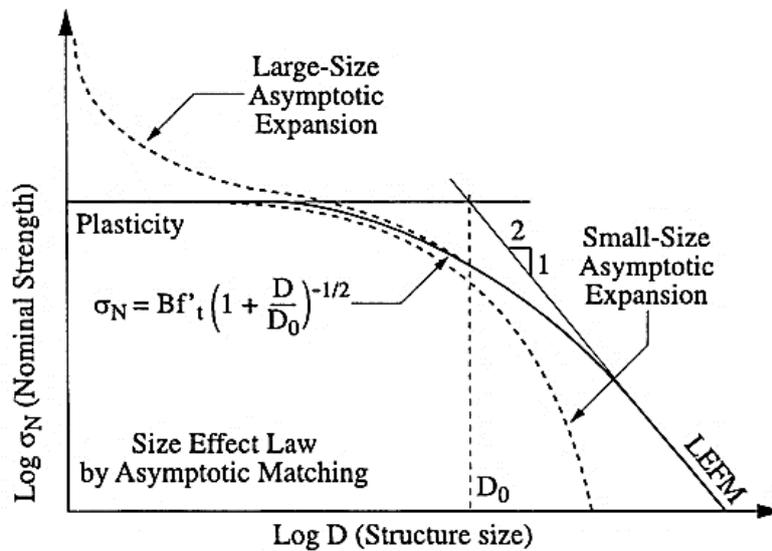


Figure 1-13 : Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant pour des structures entaillées (Bazant, 2005)

L'équation (1-11) a été vérifiée expérimentalement pour différents matériaux (béton, mortier, roches, céramiques, ...), pour différentes géométries (poutres, cylindres) entaillées on non et pour différent type de sollicitations mécaniques (essais de flexion 3-points, essais de compression, ...) (Miled, 2005).

#### 1.6.1.4 Commentaires

Dans ce qui suit, nous adoptons l'explication physique de l'effet d'échelle fournie par Bazant issue d'une théorie déterministe. En fait, nous pensons que la théorie Weibull ne peut pas jouer un rôle important dans les structures quasi fragiles sauf pour de très grandes structures. La théorie fractale de Carpinteri des surfaces des fissures observées dans les matériaux quasi fragiles ne peut pas, non plus, à elle seule, décrire correctement l'effet d'échelle.

#### 1.6.2 Effet d'échelle sur la ductilité (post-pic adoucissement)

Expérimentalement, les tracés de l'évolution de la contrainte nominale en fonction de la déflexion relative de la structure (normalisées pour avoir la même raideur) pour des petites et des grandes structures sont illustrées dans la Figure 1-14. En plus de l'effet d'échelle sur la charge maximale  $P_{max}$  (évoqué précédemment), il existe également un effet d'échelle sur la forme descendante post-pic de la courbe

charge-déflexion. Pour les petites structures, les courbes présentent un comportement post-pic étendu. Cependant, pour les structures plus grandes et pour les structures suffisamment grandes, elles peuvent présenter un retour vers l'arrière (snapback) synonyme d'une rupture brutale. D'un point de vue phénoménologique et comme le montre Bazant dans son célèbre livre sur les effets d'échelles (Bazant, 2005), ce cas de figure, peut être schématisé par une structure chargée sous contrôle de déplacement à travers un dispositif élastique à raideur constante de ressort  $C_s$ . La perte de stabilité intervient au point où le diagramme charge-déflexion atteint d'abord la pente  $-C_s$  (si ce point est atteint). Le rapport entre la déflexion correspondant à ce point et la déflexion élastique caractérise la ductilité de la structure. Comme le montre la Figure 1-14, les petites structures quasi-fragiles ont une grande ductilité tandis que les grandes structures quasi-fragiles ont une faible ductilité.

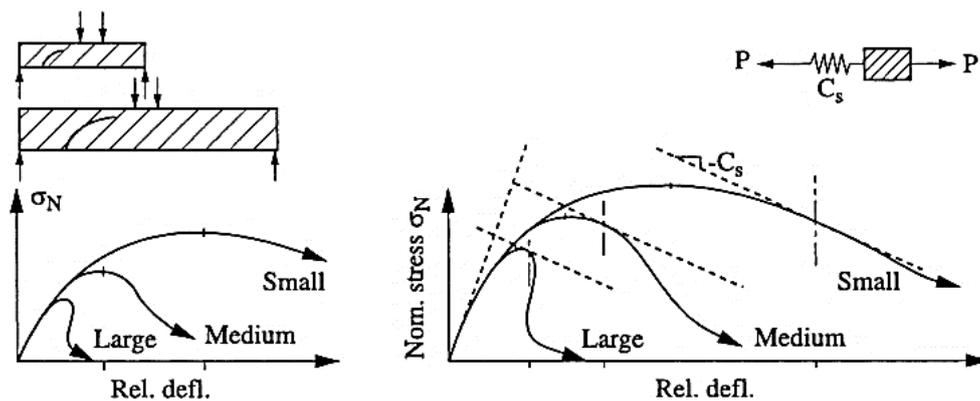


Figure 1-14 : Courbes de charge-déflexion des structures quasi-fragiles des tailles différentes (Bazant, 2005)

Les surfaces sous les courbes charge-déflexion (Figure 1-14) caractérisent l'énergie absorbée par les structures (Ductilité). Cette observation nous permet d'extrapoler l'existence de l'effet d'échelle sur la ductilité flexionnelle. En effet, le présent travail traite principalement de la prise en compte de l'effet d'échelle sur la ductilité flexionnelle lors d'une modélisation de structures en béton armé.

## 1.7 Règlementation et effet d'échelle sur le comportement flexionnelle

Dans le cadre d'une conception parasismique, la ductilité est nécessaire pour permettre une dissipation d'énergie accompagnée de déformations importantes afin

d'éviter une rupture fragile. D'un point de vue pratique, cette exigence est satisfaite en se conformant à certaines prescriptions fournies par les codes de conception existants (RPA, RPOA, EC 8, ...). La plupart de ces prescriptions sont basées sur des approches théoriques simplifiées appuyées par des résultats expérimentaux.

Comme nous l'avons mentionné dans les paragraphes précédents, l'analyse sismique non linéaire pourrait être réalisée en utilisant une approche globale (échelle de modélisation globale) avec la prise en compte des non-linéarités dans les rotules plastiques. La non-linéarité de ces zones dissipatives est décrite par les lois moment-courbure. L'Eurocode 8 (Eurocode 8, 2006, 2005) donne des formules empiriques pour établir ces courbes. Le principal inconvénient de l'utilisation de ce code de conception pratique (EC 8) est que l'effet d'échelle n'est pas pris en compte dans l'évaluation des relations moment-courbure (capacité de rotation). Plus de détail sur les formules empiriques de l'EC 8 est donné dans le chapitre 3 (§3.3).

Concernant la réglementation parasismique algérienne (RPA ou RPOA), la notion de ductilité est évoquée, mais à notre humble avis, peu exploitée. La formation de rotule plastique est recherchée (à travers la notion du coefficient de comportement qui est bien défini dans le RPA et dans le RPOA) afin d'assurer un comportement ductile jusqu'à la ruine. En revanche, la notion de capacité de rotation est totalement absente. Selon les règlements algériens, les méthodes d'analyse avancée doivent faire l'objet d'une justification scientifiquement validée (RPOA, 2008). Ceci ne devrait pas constituer un frein au développement de relations empiriques résultats de calculs par des méthodes avancées afin d'exploiter au mieux la notion de ductilité flexionnelle.

## **1.8 Conclusion**

À travers ce chapitre, nous avons revu les différentes méthodes d'analyse de structures et des ouvrages sous chargement sismique. Ces méthodes d'analyse sont applicables à différentes échelles de modélisation. La modélisation à l'échelle globale est la plus efficace d'un point de vue « coût de calcul ». Nous constatons également à travers cette revue bibliographique que l'effet d'échelle ne peut pas être ignoré dans un calcul à la rupture d'une structure ou d'un ouvrage de génie civil. Dans le cadre d'une

conception parasismique basée sur l'introduction d'une ductilité flexionnelle, l'effet d'échelle n'est jamais pris en compte dans l'élaboration des relations moment-courbure. L'état actuel des connaissances est encore loin de donner une vision claire et simple de ce phénomène.

Dans le chapitre qui se suit, nous développons un modèle simple qui permet de tenir compte des effets de changement d'échelle dans l'élaboration des courbes moment-courbures afin de décrire correctement la ductilité flexionnelle et sa dépendance vis-à-vis des dimensions des structures/ouvrages étudiées.

# **CHAPITRE 2 : UN MODÈLE GLOBAL POUR L'ÉVALUATION DE LA DUCTILITÉ DES ÉLÉMENTS EN BÉTON ARMÉ**

## **2.1 Introduction :**

La ductilité est un paramètre très important dans le processus de conception sismique des structures en béton armé. En cas de chargement sismique, la ductilité est nécessaire pour permettre une déformation importante et une dissipation d'énergie avant l'effondrement. La conception parasismique classique est basée sur la formation de rotules plastiques. La dissipation est caractérisée par la capacité de rotation de ces zones. Dans l'ingénierie parasismique pratique, l'analyse sismique non linéaire des structures en béton armé pourrait être réalisée en utilisant une approche globale basée sur l'utilisation directe des lois moment-courbure (ou moment-rotation) dans les zones de rotules plastiques afin de rendre compte des non-linéarités matérielles.

Au début de ce chapitre, nous allons présenter une étude bibliographique détaillée sur l'évaluation de la capacité de rotation (ductilité flexionnelle) des éléments en béton armé en mettant en évidence l'influence des effets d'échelles. Nous présenterons par la suite un nouveau modèle pour l'évaluation de la capacité de rotation des éléments en béton armé qui prend en compte les effets d'échelles. Les bases fondamentales et mathématiques de ce modèle sont explicitées dans ce chapitre.

## 2.2 Revue de la littérature

Les bases de la théorie de la flexion élastique ou plastique sont aujourd'hui bien établies. L'hypothèse des sections planes reste dument justifiée pour l'analyse en flexion (sans interactions). Cependant, l'évaluation de la ductilité en flexion reste encore difficile à réaliser en raison de la complexité du phénomène de dissipation plastique dans une section en béton armé. La ductilité flexionnelle est caractérisée par la capacité de rotation des rotules plastiques. Pour un élément en béton armé fléchi, différents mécanismes non linéaires affectent le comportement mécanique global des zones de dissipation (les rotules) : fissuration du béton en traction, comportement de l'acier, liaison acier-béton, écrasement du béton en compression.

Une des premières grandes contributions à l'étude de la capacité de rotation est celle réalisée dans le cadre des programmes expérimentaux coordonnés par la CEB au début des années soixante (Comité Euro-International du Béton, 1961). Ce travail, développé sur la base d'essais expérimentaux, a conduit à la proposition d'une relation hyperbolique (équation (2.1)) entre la rotation plastique et la profondeur relative de l'axe neutre  $x/d$  :

$$\theta_{pl} = \frac{0.004}{x/d} \quad (2.1)$$

Dans la Figure 2.1 Siviero (Siviero, 1974) a présenté les résultats de 350 essais réalisés sur des poutres entre 1960 et 1970. Sur cette figure, une comparaison entre la rotation plastique mesurée et l'équation (2.1) en fonction de la profondeur relative de l'axe neutre  $x/d$  est présentée.

Pour des raisons pratiques, le CEB-FIP 78 (CEB-FIP model code, 1978) a validé l'équation (2.1) afin de résoudre le problème de l'évaluation de la rotation plastique admissible.

Jusqu'à 1987, aucune étude n'a été relancée pour traiter ce sujet. Plus tard avec les études de Eligehausen et Langer (Eligehausen and Langer, 1987), en raison de l'introduction d'un nouveau type d'acier (nommé Tempcore), un modèle analytique (modèle de STUTT GART) a été développé pour décrire le comportement des rotules plastiques. Sur la base des dimensions de la section transversale (section de béton et

des armatures) et les relations contrainte-déformation décrivant le comportement de l'acier et de béton, la relation moment-courbure (voir la Figure 2.2) de la section a été décrite en se servant de l'hypothèse de planéité des sections.

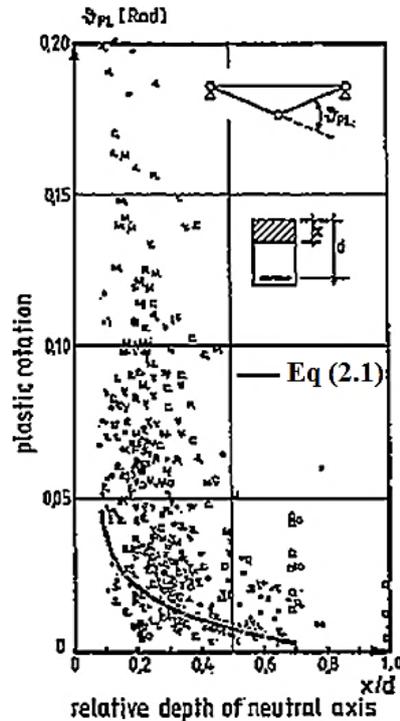


Figure 2.1 : Comparaison : Rotation plastique selon l'équation (2.1) et les résultats expérimentaux (Siviero, 1974)

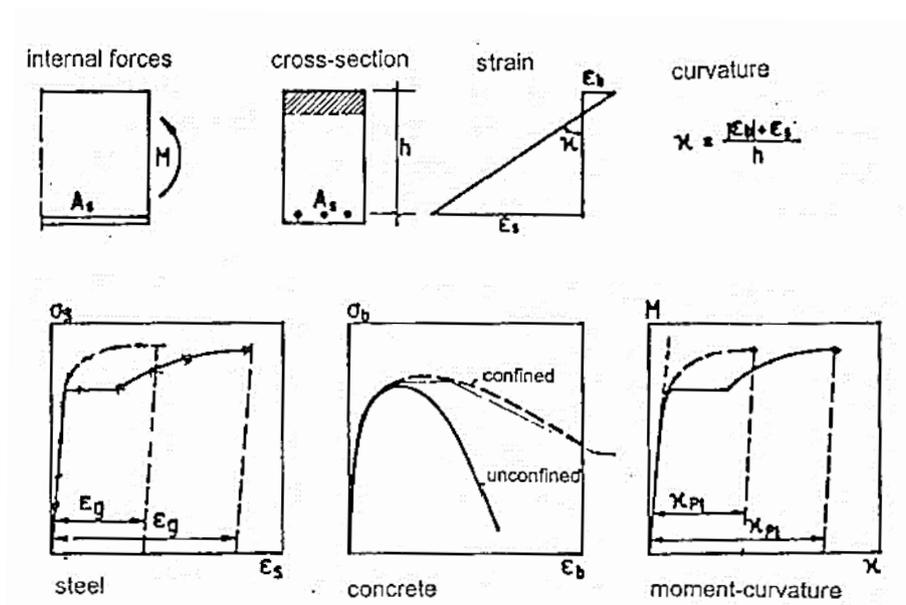


Figure 2.2 : Relation moment-courbure dans le modèle numérique de STUTTGART (Eligehausen and Langer, 1987)

La rotation plastique est calculée à partir de la relation moment-courbure. Dans ce modèle (modèle de STUTTART), la rupture peut être causée soit par la rupture des aciers tendus ou par l'écrasement du béton comprimé. Deux aspects sont mis en évidence (Figure 2.3) : la branche ascendante pour des valeurs faibles de  $x/d$  en raison de la rupture de l'acier et l'introduction de deux classes d'acier avec une ductilité différente.

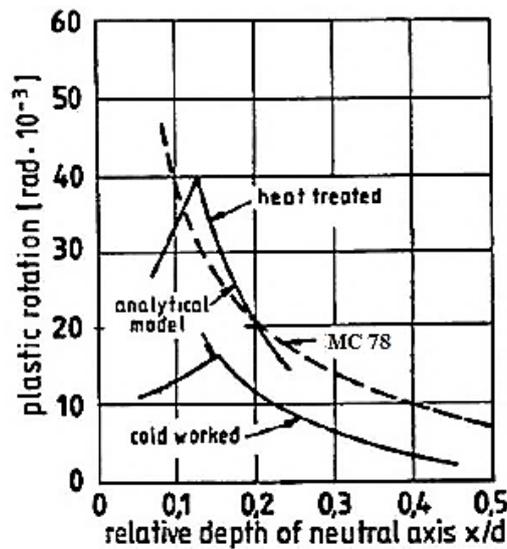


Figure 2.3 : Rotation plastique selon Model Code 78 (équation (2.1)) et le modèle analytique STUTTART pour différents types d'aciers (Eligehausen and Langer, 1987)

L'équation (2.1) qui a été proposée dans le Model Code 78 s'est révélée insuffisante (voir la Figure 2.3). Cette équation a été remplacée dans le Model Code 90 (CEB-FIP model code, 1990) par un graphique destiné pour la conception. Dans ce graphique, la rotation plastique admissible est liée à la position de l'axe neutre relatif  $x/d$  pour diverses classes d'acier (voir Figure 2.4).

L'Eurocode 2 (Eurocode 2, 2004) fournit un diagramme de conception similaire de Model Code 90 pour évaluer la capacité de rotation des poutres en béton armé (voir Figure 2.5). Les valeurs sont données en fonction de la classe d'acier ; les lignes pointillées se réfèrent à l'acier à haute ductilité (classe C), et les lignes pleines se réfèrent à l'acier à ductilité normale (classe B).

Sur la base des travaux de Eligehausen et Langer (Eligehausen and Langer, 1987), plusieurs travaux ont été lancés pour étudier les non-linéarités qui affectent la capacité de rotation (en particulier la rotation ultime). Parmi ces non-linéarités, la localisation

des déformations dans le béton en compression. Cette dernière délimite le plateau plastique du moment si la rupture est atteinte par écrasement du béton. Pour la partie tendue, la localisation des déformations dans l'acier près des zones fissurées a été également évoquée, car elle délimite le plateau plastique du moment si la rupture est atteinte par plastification des aciers tendus.

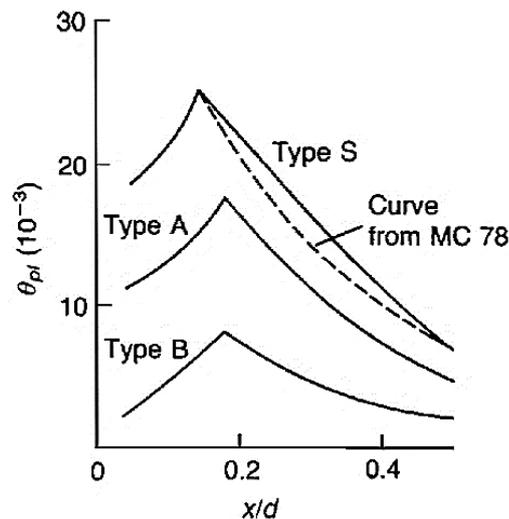


Figure 2.4 : Capacité de rotation par rapport à la profondeur relative de l'axe neutre  $x/d$  pour diverses classes d'acier (CEB-FIP model code, 1990)

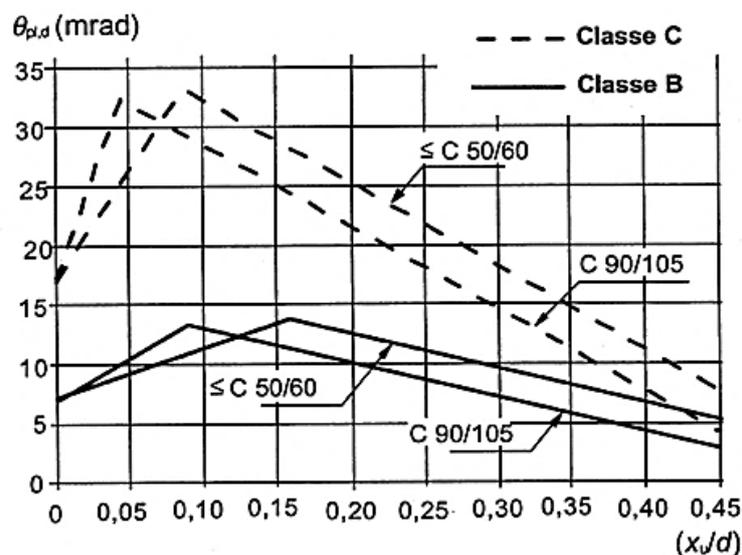


Figure 2.5 : Valeur de base de la capacité rotation admissible des sections en béton armé pour des aciers de classe B et C (haute ductilité) (Eurocode 2-1992, 2004)

En ce qui concerne le phénomène de localisation de la déformation au cours de l'écrasement du béton, Hillerborg (Hillerborg, 1990) a proposé initialement de modéliser le phénomène d'écrasement du béton par une déformation localisée sur une

longueur proportionnelle à la profondeur de la zone de compression (l'effet d'échelle peut être ressenti dans cette réflexion). Ce modèle permet d'aborder la question des effets d'échelles, bien que la définition de la longueur sur laquelle survient la localisation de la déformation soit un paramètre libre et sa valeur ne soit pas définie sur la base d'arguments théoriques. L'évaluation de cette longueur caractéristique est toutefois assez complexe, car la profondeur de la zone de compression n'est pas constante, mais varie pendant le processus de plastification. Cette condition ne permet pas le développement d'une description complète de la loi de comportement de béton en compression. Expérimentalement, les essais réalisés par Dahl et Brincker (Dahl and Brincker, 1989), Ferrara et Gobbi (Ferrara and Gobbi, 1995), Van Mier et van Vliet (Van Vliet and Van Mier, 1996) et Jansen et Shah (Jansen and Shah, 1997) révèlent que les effets d'échelles sont dus à deux phénomènes interconnectés: la localisation de la déformation après la charge maximale et la dissipation d'énergie consécutive sur une surface dont la valeur (en tant que surface unitaire) peut être considérée comme un paramètre matériel. Cette localisation est à l'origine de la dépendance de la réponse du matériau aux dimensions de la structure. D'une manière générale, au cours d'un processus de fissuration localisé, le comportement local est régi par une dissipation d'énergie (par unité de surface) en réponse à une contrainte appliquée. La relation entre ces deux paramètres (énergie/contrainte) révèle une dépendance aux dimensions dans le comportement global des structures. À partir de ces études expérimentales; certains auteurs (Bigaj et Walraven (Bigaj and Walraven, 2002)) ont développé un modèle pour le calcul de la capacité de rotation qui prend en compte le phénomène de la localisation des déformations dans les régions des rotules plastiques en traction et en compression. Carpinteri (Carpinteri et al., 2009) est un des premiers chercheurs ayant traité ce phénomène. Il a développé un modèle simple « Cohesive/Overlapping Crack Model » afin de prendre en compte l'effet d'échelle dans l'évaluation de la ductilité des poutres en béton armé, la loi de comportement du béton en compression utilisée dans ce modèle est présentée dans la Figure 2.6.

D'autre part, le phénomène de localisation des déformations dans l'acier près des zones fissurées est devenu problématique avec l'apparition des nouveaux types d'acier nommés « Tempcore ». Maintenant, ce type d'acier est répandu dans le monde entier, ce sont des aciers caractérisés par une résistance élevée, mais avec un faible coefficient de durcissement ( $f_u/f_y$ ) et une déformation ultime faiblement uniforme. Ces paramètres

jouent un rôle clé dans la ductilité locale et globale de la structure. En effet, dans une section fissurée, lorsque l'acier atteint la limite élastique, une augmentation supplémentaire de la charge provoque une augmentation de la contrainte de l'acier. L'absence de propagation uniforme de la déformation plastique dans l'armature peut réduire la ductilité de l'acier et provoque, par conséquent, un comportement fragile de la structure globale. Le Bulletin CEB n ° 242 (Comité Euro-International du Béton, 1998) contient un état de l'art complet sur ce sujet. Rinaldi (Rinaldi, 1998) a proposé un modèle analytique simplifié pour évaluer la répartition des contraintes et des déformations dans un élément en béton armé fissuré. Ce modèle permet de traiter le phénomène de localisation des déformations dans l'acier près des zones fissurées, en particulier, dans le cas où le comportement de l'acier serait élastique parfaitement plastique. Lorsque l'acier se plastifie dans les zones fissurées, une localisation des déformations produit une rupture de l'armature et un comportement global fragile.

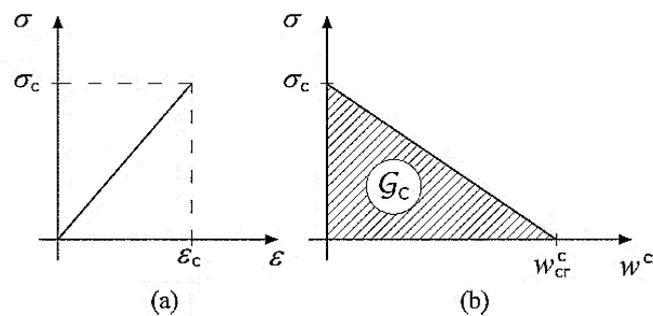


Figure 2.6 : Loi de comportement du béton en compression a)  $\sigma$ - $\varepsilon$  loi linéaire élastique, et (b)  $\sigma$ - $w$  loi post-pic adoucissement (Carpinteri et al., 2009)

Dans la section suivante, un modèle global qui prend en compte l'influence des phénomènes de localisation de la déformation sur la capacité de rotation est présenté. Les bases fondamentales et mathématiques de ce modèle sont discutées.

### 2.3 Bases fondamentales et mathématiques du modèle proposé

Dans cette section, un nouveau modèle est développé pour l'évaluation de la ductilité des éléments en béton armé. Comme nous l'avons souligné auparavant, une évaluation précise est difficile à atteindre en raison de la présence simultanée de plusieurs contributions non linéaires affectant le comportement mécanique global des éléments en BA, tel que la fissuration de béton en traction, la plastification de l'acier,

le glissement acier-béton, et l'écrasement du béton en compression. Il est à noter que, parmi les différentes formes de non-linéarité, deux non-linéarités influent fondamentalement sur la prédiction de la rotation ultime : l'écrasement de béton qui dépend fortement des dimensions des poutres (Carpinteri et al., 2009), et d'autre part, la localisation des déformations dans l'acier qui peut se produire près des fissures et qui provoque (Rinaldi, 1998) une rupture prématurée de l'armature. Ces deux non-linéarités influent fondamentalement sur la prédiction de la rotation ultime, car elles délimitent la zone de dissipation plastique.

Ce modèle est basé sur le concept de la plasticité (même si certaines notions sont similaires à celles trouvées en mécanique de la rupture). Expérimentalement, il est prouvé que les structures en béton armé s'endommagent et se fissurent. La mécanique de l'endommagement ou la mécanique de la rupture peuvent décrire de manière plus précise les phases de rupture du béton armé. Néanmoins, la plasticité reste un outil pratique pour le calcul des structures en béton armé à l'état limite (Nielsen and Hoang, 2010). Elle permet principalement de développer des outils accessibles à l'ingénierie pratique. L'objectif du modèle développé est l'évaluation de la capacité de rotation des poutres/poteaux en BA en flexion en tenant compte des effets d'échelles à travers la prise en compte du phénomène de localisation.

Le principe de base est le suivant : un élément BA soumis à un moment de flexion est considéré. Cet élément, ayant un rapport longueur-hauteur égale à l'unité, est supposé être représentatif de la zone centrale de la poutre (dans le cas d'un poteau, cet élément représente la zone adjacente de l'encastrement) où la rotule plastique est censée apparaître. Il est supposé que la section à mi-portée de cet élément est pleinement représentative de son comportement mécanique.

Dans ce modèle, les principales non-linéarités observées dans un élément en BA sont considérées afin d'obtenir une évaluation précise de la ductilité. Pour un élément soumis à la flexion, la distribution des contraintes se fait en deux parties : une partie comprimée et une autre tendue. La rupture de cet élément se fait soit par traction des armatures tendues, soit par écrasement du béton comprimé. Afin de décortiquer le problème, nous avons étudié chaque partie séparément pour voir l'influence de chaque phénomène. Les lois de comportement de l'acier et du béton qui introduisent l'influence

des effets d'échelles sont développées. Le processus de localisation des déformations est pris en compte à la fois en traction et en compression.

### **2.3.1 Comportement du béton sous chargement de compression**

Les lois de comportement les plus fréquemment adoptées pour modéliser le béton en compression sont : élastique parfaitement plastique, parabolique parfaitement plastique, parabole de Sargin (Carpinteri et al., 2009). Ces approches impliquent que l'énergie est dissipée dans un volume, alors que les résultats expérimentaux montrent que l'énergie est dissipée sensiblement sur une surface en raison de la localisation des déformations, quelle que soit la géométrie de l'éprouvette (Jansen and Shah, 1997).

La localisation des déformations est un phénomène associé aux phases adoucissantes. Il est bien connu que ce phénomène est plus prononcé en traction qu'en compression. Ce caractère adoucissant du comportement du béton sous compression conduit à une localisation de la déformation qui doit être traitée pour contrôler la dissipation de l'énergie pendant le processus de localisation. Expérimentalement, ce phénomène a déjà été observé (Dahl and Brincker, 1989; Ferrara and Gobbi, 1995; Jansen and Shah, 1997; Van Vliet and Van Mier, 1996).

La Figure 2.7 montre les résultats des essais expérimentaux effectués par Ferrara et Gobbi (Ferrara and Gobbi, 1995) sur des échantillons de béton de différentes dimensions soumis à la compression uniaxiale. Cette figure montre que la réponse post-pic contrainte-déplacement ne dépend pas de la dimension de l'échantillon. En revanche, la réponse post-pic contrainte-déformation dépend fortement de la dimension de l'échantillon. Une rupture des éléments en BA causée par l'écrasement du béton pourrait être atteinte avant la rupture de l'acier. Ce processus se caractérise par une dissipation d'énergie qui doit être « régularisée » pour assurer un comportement « objectif ».

L'énergie d'écrasement  $G_c$ , est définie comme étant la surface de zone située sous la courbe post-pic contrainte-déplacement. Dahl et Brincker (Dahl and Brincker, 1989) ont effectué une série d'essais de compression uniaxiale dans le but de mesurer l'énergie dissipée par unité de surface. Ils ont confirmé que cette énergie dissipée est indépendante de la taille de l'échantillon si l'échantillon est assez grand.

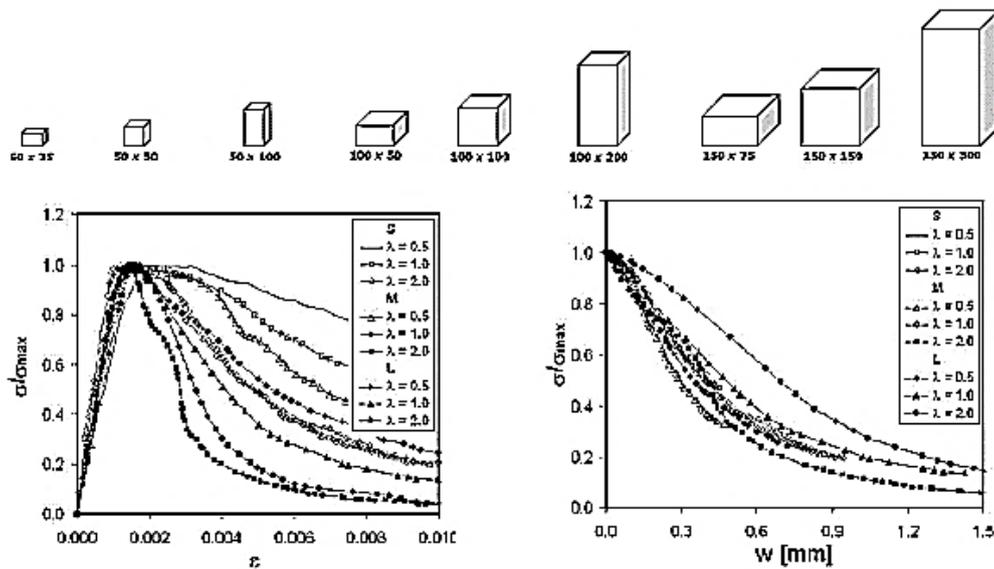


Figure 2.7 : Résultats des essais expérimentaux effectués par Ferrara et Gobbi (Ferrara and Gobbi, 1995)

Nous proposons de décrire le comportement du béton sous compression par une courbe contrainte-déformation à trois phases (voir Figure 2.8). L'énergie d'écrasement  $G_c$  est censée être un paramètre matériel, c'est-à-dire indépendant de la taille (*Size-independent*).

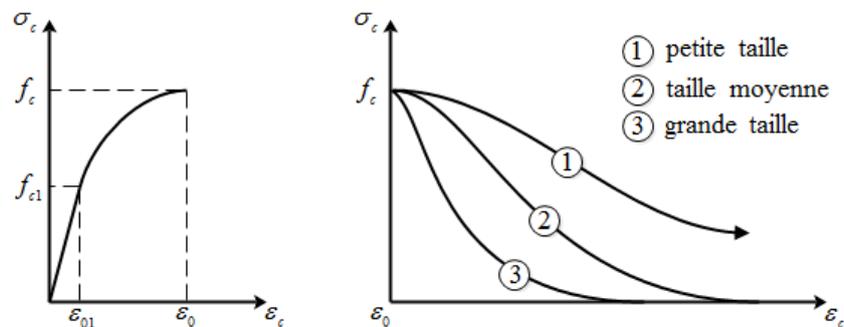


Figure 2.8 : Relation contrainte-déformation pour le béton en compression

Le comportement de béton en compression est décrit par trois phases :

**Phase 1** ( $0 \rightarrow \varepsilon_{01}$ ) : le matériau est sain. La loi de comportement est linéairement élastique.

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \quad (2.2)$$

**Phase 2** ( $\varepsilon_{01} \rightarrow \varepsilon_0$ ) : le béton rentre dans le domaine plastique avec présence des déformations irréversibles avant que la contrainte de compression maximale ne soit atteinte. La loi de comportement est une parabole de 2<sup>ème</sup> degré.

$$\sigma_c = f_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] + A_1(\varepsilon_c - \varepsilon_{01}) - A_2 \quad (2.3)$$

Dans la Figure 2.8, les valeurs de  $\varepsilon_{01}$  et  $\varepsilon_0$  sont exprimées en fonction des caractéristiques du béton (le module de Young  $E_c$  et la résistance à la compression  $f_c$  comme dans l'EC 2 ((Eurocode 2, 2004),  $\varepsilon_{01}=0.4f_c/E_c$  et  $\varepsilon_0=0.7f_c^{0.31}$ ).  $A_1$ , et  $A_2$  sont des constantes pour assurer la continuité entre les deux phases 1 et 2.

**Phase 3** ( $\varepsilon_0 \rightarrow \infty$ ) : lorsque l'on dépasse la contrainte maximale  $f_c$ , la phase d'écrasement du béton est amorcée avec une dissipation d'énergie  $G_c$ . La loi de comportement est une loi exponentielle dépendante de la taille de l'élément.

$$\sigma_c = f_c \text{Exp} [B(\varepsilon_0 - \varepsilon_c)] \quad (2.4)$$

B est un paramètre qui dépend de la taille des éléments, il est calculé comme suit (Figure 2.9) :

$$G_c = \int_{w_0}^{\infty} \sigma_c dw \quad (2.5)$$

$$G_c = h \int_{\varepsilon_0}^{\infty} \sigma_c d\varepsilon_c \quad (2.6)$$

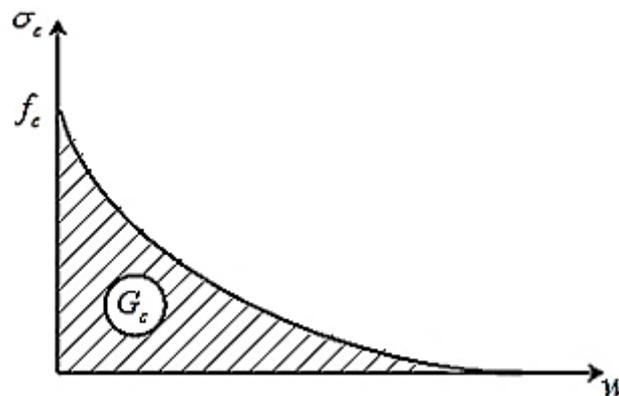


Figure 2.9 : Contraint-déplacement et l'Énergie dissipée  $G_c$

$$G_c = h \int_{\varepsilon_0}^{\infty} f_c \text{Exp} [B (\varepsilon_0 - \varepsilon_c)] d\varepsilon_c \quad (2.7)$$

$$G_c = h f_c \left[ \frac{-\text{Exp} [B (\varepsilon_0 - \varepsilon_c)]}{B} \right]_{\varepsilon_0}^{\infty} \quad (2.8)$$

$$G_c = \frac{h f_c}{B} \quad (2.9)$$

$$B = \frac{h f_c}{G_c} \quad (2.10)$$

Il convient de noter que le paramètre  $G_c$  ne représente que l'énergie d'écrasement (nous avons adopté cette définition pour identifier la dissipation sous la partie adoucissante). Nous pourrions aussi réécrire les équations en fonction de l'énergie totale dissipée (sous la zone de la courbe contrainte-déplacement totale).

### 2.3.2 Comportement acier-béton dans la zone de traction

Concernant la partie tendue, nous adoptons une loi de comportement élastique parfaitement plastique pour modéliser la contribution de l'acier. La possibilité de la localisation des déformations dans l'acier près des zones fissurées est prise en compte. Dans ces zones (Figure 2.10), l'augmentation des contraintes implique une augmentation des déformations dans l'acier. La déformation dans ces zones est supérieure à la déformation moyenne dans la barre d'acier ; ce phénomène s'amplifie quand le comportement des armatures est élastique parfaitement plastique (Grimaldi and Rinaldi, 2004; Rinaldi, 1998). Dans ce cas, lorsque la contrainte maximale  $f_y$  est atteinte dans l'acier, la déformation dans les zones fissurées atteint, instantanément, sa valeur ultime. La rupture de la barre est atteinte immédiatement.

Le phénomène de la localisation des déformations dans l'acier est lié au glissement qui se produit entre le béton et l'acier dans les zones fissurées. Afin d'expliquer ce phénomène, une analyse d'un élément en BA soumis à une force de traction (voir la Figure 2.11) est réalisée. En raison de la symétrie du problème, nous allons étudier seulement une demi-longueur.

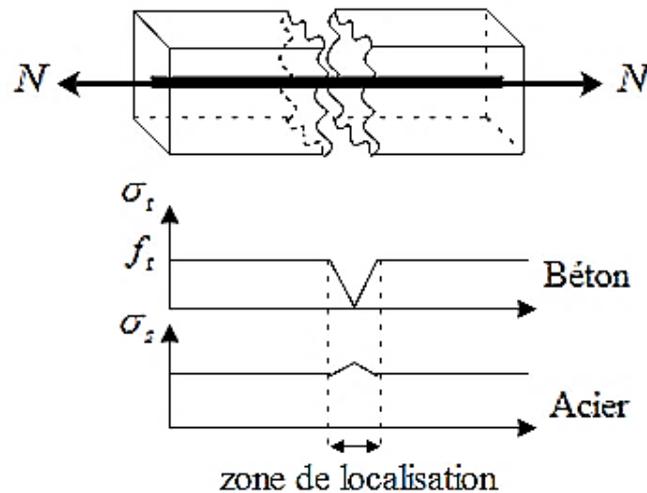


Figure 2.10 : Répartition des contraintes dans l'acier et le béton après la première fissure

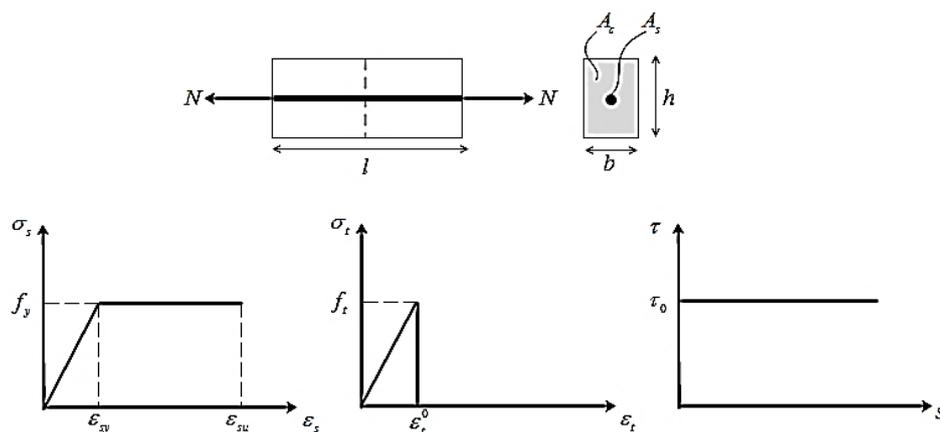


Figure 2.11 : Modèle et lois de comportement acier-béton

Le paramètre de chargement est la déformation moyenne appliquée à l'élément. Après le comportement élastique initial, la fissuration dans le béton et le glissement se produisent avec une redistribution des contraintes et des déformations. En augmentant la déformation appliquée, la plastification d'acier est atteinte dans la section fissurée au milieu. L'évolution des contraintes et des déformations dans l'élément de poutre est décrite par la résolution des deux équations d'équilibre suivantes :

- Équilibre de la section à mi- portée (Figure 2.12) :

$$A_s \sigma_s + A_c \sigma_t = N \quad (2.11)$$

- Équilibre de la barre d'acier (Figure 2.13) :

$$A_s d\sigma_s = -\tau \pi d_s dy \quad (2.12)$$

Avec :  $d_s$  est le diamètre de l'armature.

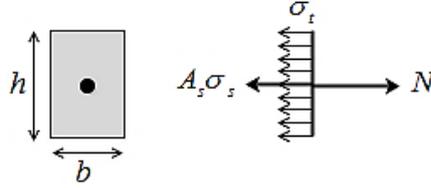


Figure 2.12 : Équilibre de la section

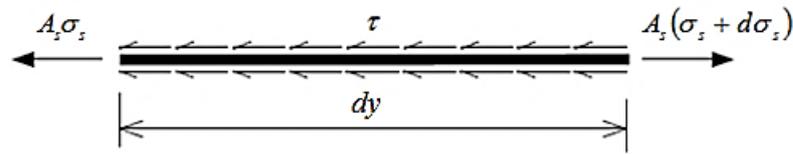


Figure 2.13 : Équilibre de la barre d'acier

À partir de l'équation (2.12), on peut trouver l'expression de la contrainte  $\sigma_s$  en fonction de la position  $y$  :

$$\frac{d\sigma_s}{dy} = \frac{-\tau \pi d_s}{A_s} = \frac{-4\tau}{d_s} \quad (2.13)$$

$$\sigma_s(y) = \frac{-4\tau}{d_s} y + K \quad (2.14)$$

Pour  $y=0$  :

$$\sigma_s(0) = \frac{N}{A_s} \Rightarrow K = \frac{N}{A_s} \quad (2.15)$$

$$\sigma_s(y) = \frac{-4\tau}{d_s} y + \frac{N}{A_s} \quad (2.16)$$

La déformation ultime moyenne  $\varepsilon_{su}^m$  dans l'acier sur une longueur  $l/2$  correspondante à la déformation ultime  $\varepsilon_{su}$  sur la longueur de la localisation des déformations  $l_{max}$  est définie par la relation suivante :

$$\varepsilon_{su}^m \frac{l}{2} = \varepsilon_{su} l_{max} \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_{su}^m = \frac{2l_{max}}{l} \varepsilon_{su} \quad (2.18)$$

$l_{max}$  est déterminée à partir de l'équation (2.13) lorsque  $\sigma_s = f_y$  (en valeur absolue):

$$\frac{f_y}{l_{max}} = \frac{4\tau}{d_s} \Rightarrow l_{max} = \frac{f_y d_s}{4\tau} \quad (2.19)$$

On remplace  $l_{max}$  dans l'équation (2.18) :

$$\varepsilon_{su}^m = \frac{d_s}{2l\tau} f_y \varepsilon_{su} \quad (2.20)$$

Le paramètre  $l\tau$  est déterminé par la condition d'équilibre de l'armature, lorsque  $\varepsilon = \varepsilon_t^0$  (formation de la première fissure  $\sigma_c = f_t$ ) dans la section à mi-portée  $y=l/2$  :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{-2\tau l}{d_s} + \frac{N}{A_s} \\ A_s \sigma_s + A_c f_t = N \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{-2A_s \tau l}{d_s} + N + A_c f_t = N \quad (2.21)$$

$$l\tau = \frac{A_c f_t d_s}{2A_s} \quad (2.22)$$

Donc, la déformation ultime moyenne  $\varepsilon_{su}^m$  est liée à la déformation ultime  $\varepsilon_{su}$  par la relation suivante (en remplaçant l'équation (2.22) dans l'équation (2.20)) :

$$\varepsilon_{su}^m = \frac{A_s f_y}{A_c f_t} \varepsilon_{su}, \text{ Avec : } \varepsilon_{su}^m \leq \varepsilon_{su} \quad (2.23)$$

La Figure 2.14 montre la loi de comportement de l'acier utilisé dans notre modèle, avec cette loi de comportement (ou la notion de déformation ultime moyenne est introduite), on peut prendre en compte le phénomène de localisation des déformations dans l'acier près des zones fissurées.

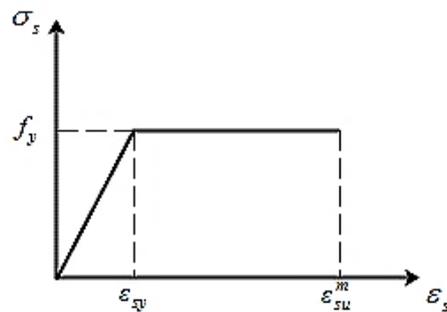


Figure 2.14 : Relation contrainte-déformation pour l'acier

En flexion, pour estimer la déformation ultime moyenne  $\varepsilon_{su}^m$ , la contrainte de traction du béton est donnée par l'intégrale de la distribution triangulaire  $A_c f_t = 0.5b(h-x)f_t$ .

### 2.3.3 Réponse globale du modèle

La combinaison des deux parties décrites précédemment donne un modèle capable de reproduire les différentes non-linéarités dans un élément en BA. Pour calculer la capacité de rotation de cet élément, on calcule tout d'abord la rotation qui est évaluée à partir de la courbure. Le chargement de la section à mi-portée se fait par augmentation de la déformation moyenne du béton  $\varepsilon_c$ . Pour chaque phase, nous pouvons calculer le moment et la courbure correspondants par la résolution de l'équation d'équilibre (Figure 2.15-4). Ce calcul est itératif (pas à pas). Pour chaque valeur de déformation  $\varepsilon_c$  nous déterminons la position de l'axe neutre  $x$  puis on calcule les déformations dans l'acier  $\varepsilon_s$  et  $\varepsilon'_s$ . En augmentant les déformations, la plastification de l'acier est atteinte, puis les déformations plastiques se propagent sur l'élément jusqu'à la rupture de cet élément soit par plastification des aciers tendus, soit par écrasement du béton comprimé.

Notre algorithme de calcul peut être résumé par les étapes suivantes :

➤ **Étape 1** : Pour chaque valeur de déformation  $\varepsilon_c$ , on transforme la distribution des contraintes dans le béton (Figure 2.15-2) en une distribution rectangulaire (Figure 2.15-3). Pour cela, on remplace le diagramme des contraintes du béton par un diagramme rectangulaire (Figure 2.16) qui vérifie les deux conditions suivantes :

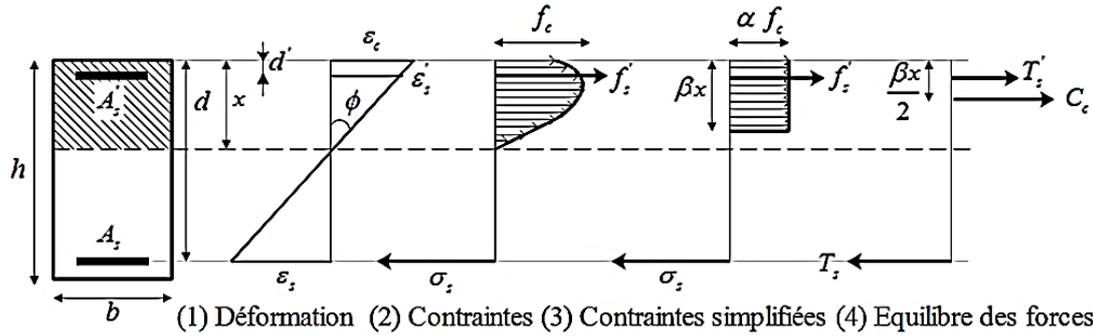


Figure 2.15 : La distribution des déformations et des contraintes dans la section BA

- La surface de ce rectangle doit être égale à la surface sous la courbe contrainte-déformation de béton (équation (2.24)).
- Les deux résultantes ont la même distance à l'origine des déformations (équation (2.25)).

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha f_c \beta \varepsilon_c = \int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c d\varepsilon \end{array} \right. \quad (2.24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha f_c \beta \varepsilon_c \left( \varepsilon_c - \frac{\beta \varepsilon_c}{2} \right) = \int_0^{\varepsilon_c} \sigma_c \varepsilon d\varepsilon \end{array} \right. \quad (2.25)$$

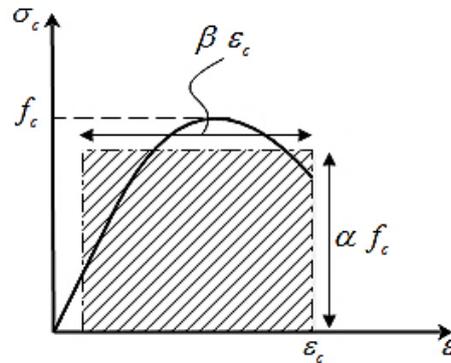


Figure 2.16 : Simplification de diagramme contrainte-déformation de béton

On résout le système d'équations ci-dessus pour trouver  $\alpha$  et  $\beta$ .

➤ **Étape 2 :** On résout l'équation (2.26) d'équilibre (Figure 2.15-4), pour trouver la position de l'axe neutre (la distance  $x$ ) :

$$T_s' + \alpha f_c \beta x b = T_s \quad (2.26)$$

Avec :

$$T_s = \sigma_s A_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s A_s & \text{Si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy} \\ f_y A_s & \text{Si } \varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (2.27)$$

$$T'_s = \sigma'_s A'_s = \begin{cases} E_s \varepsilon'_s A'_s & \text{Si } \varepsilon'_s \leq \varepsilon_{sy} \\ f_y A'_s & \text{Si } \varepsilon'_s > \varepsilon_{sy} \end{cases} \quad (2.28)$$

$$\varepsilon_s = \frac{(d-x)\varepsilon_c}{x} \quad (2.29)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{(x-d')\varepsilon_c}{x} \quad (2.30)$$

On distingue quatre cas possibles :

**1<sup>er</sup> cas :** avant la plastification des armatures, l'équation (2.26) s'écrit :

$$A'_s E_s \varepsilon_c \frac{x-d'}{x} + \alpha f_c \beta x b = A_s E_s \varepsilon_c \frac{d-x}{x} \quad (2.31)$$

Dans ce cas, la position de l'axe neutre est donnée par l'équation suivante :

$$x = x_1 = \frac{\sqrt{4b\alpha\beta f_c (dA_s + d'A'_s) + (A_s + A'_s)^2 \varepsilon_c E_s \sqrt{\varepsilon_c E_s}} + (A_s + A'_s) \varepsilon_c E_s}{2\alpha\beta f_c b} \quad (2.32)$$

**2<sup>ème</sup> cas :** si les aciers tendus se plastifient avant les aciers comprimés, l'équation (2.26) s'écrit :

$$A'_s E_s \varepsilon_c \frac{x-d'}{x} + \alpha f_c \beta x b = A_s f_y \quad (2.33)$$

Dans ce cas, la position de l'axe neutre est donnée par l'équation suivante :

$$x = x_2 = \frac{\sqrt{4b\alpha f_c d' A'_s \varepsilon_c E_s + (A_s f_y - A'_s \varepsilon_c E_s)^2} + A_s f_y - A'_s \varepsilon_c E_s}{2\alpha\beta f_c b} \quad (2.34)$$

**3<sup>ème</sup> cas :** si les aciers comprimés se plastifient avant les aciers tendus, l'équation (2.26) s'écrit :

$$A_s f_y + \alpha f_c \beta x b = A_s E_s \varepsilon_c \frac{d-x}{x} \quad (2.35)$$

Dans ce cas, la position de l'axe neutre est donnée par l'équation suivante :

$$x = x_3 = \frac{\sqrt{4b\alpha\beta f_c d A_s \varepsilon_c E_s + (A_s \varepsilon_c E_s + A'_s f_y)^2} - A'_s f_y - A_s \varepsilon_c E_s}{2\alpha\beta f_c b} \quad (2.36)$$

**4<sup>ème</sup> cas :** lorsque les deux aciers tendus et comprimés seront plastifiés, l'équation (2.26) s'écrit :

$$A'_s f_y + \alpha f_c \beta x b = A_s f_y \quad (2.37)$$

Dans ce cas, la position de l'axe neutre est donnée par l'équation suivante :

$$x = x_4 = \frac{f_y (A_s - A'_s)}{\alpha\beta f_c b} \quad (2.38)$$

➤ **Étape 3 :** On calcule les déformations dans les armatures tendues et comprimées par les équations : (2.29) et (2.30).

➤ **Étape 4 :** On calcule le moment et la courbure par les équations suivantes :

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{x} \quad (2.39)$$

$$M = T_s \left( d - \frac{\beta x}{2} \right) + T'_s \left( \frac{\beta x}{2} - d' \right) \quad (2.40)$$

Pour la rotation, c'est l'intégrale de la courbure sur la longueur de l'élément. Le déplacement est obtenu par un double intégral de la courbure.

➤ Le calcul est réitéré jusqu'à la rupture de l'élément, soit par écrasement de béton ( $\varepsilon_c \rightarrow \infty$ ), soit par le dépassement de la déformation moyenne ultime dans l'acier tendu ( $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}^m$ ).

Ces étapes sont résumées par l'algorithme présenté dans la Figure 2.17.

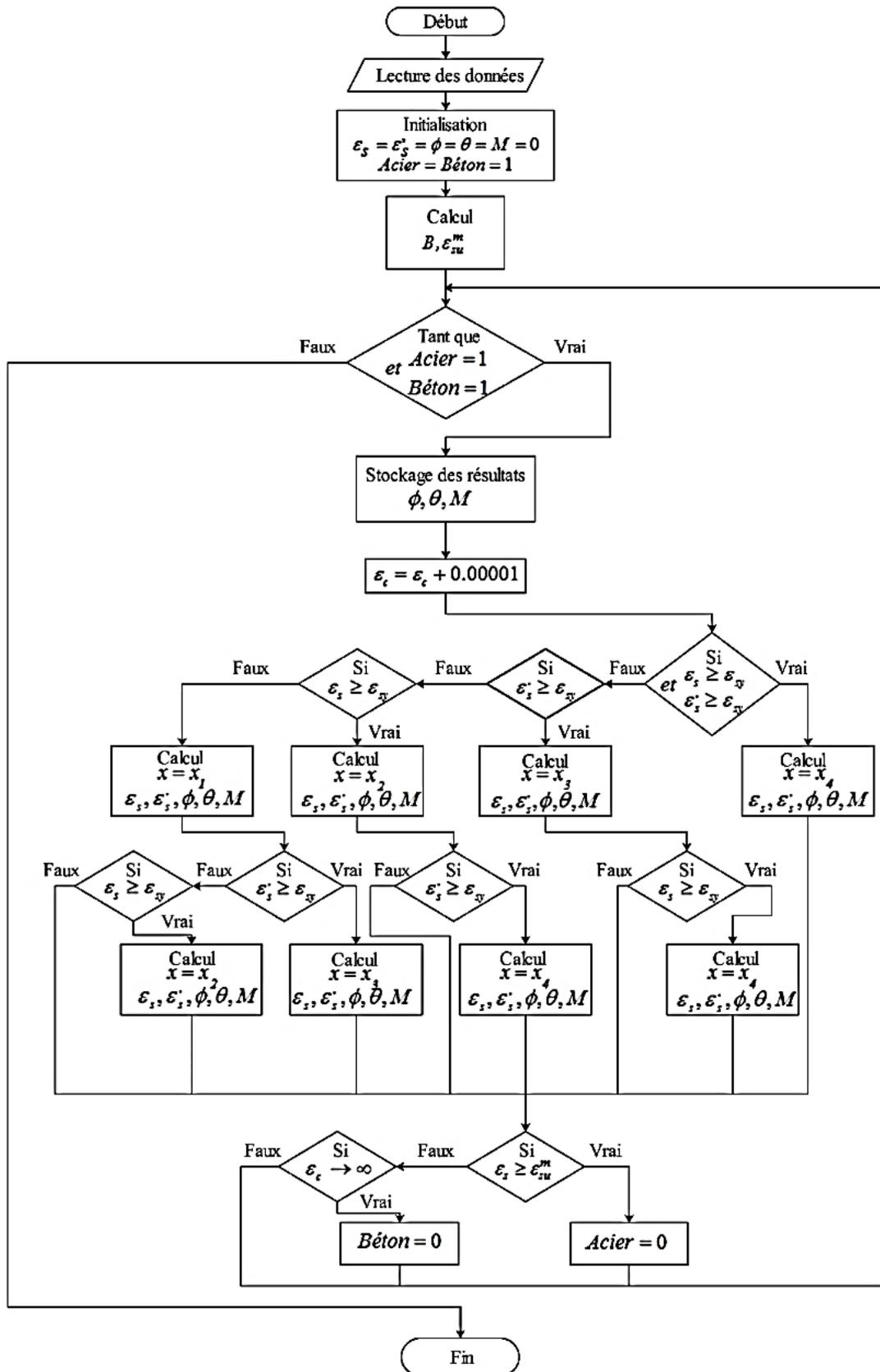


Figure 2.17 : Algorithme du modèle proposé

## **2.4 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté un nouveau modèle simplifié pour décrire la dépendance dimensionnelle de la capacité de rotation des éléments en béton armé. Dans ce modèle, les processus de localisation des déformations dans les zones comprimées et tendues ont été pris en compte. Pour le béton, une méthode de régularisation énergétique est utilisée pour préserver la dissipation d'énergie. Pour l'acier, la longueur de la zone de localisation  $l_{max}$  (considérée comme limiteur de localisation) est introduite.

Dans le chapitre qui suit, une validation de ce modèle est présentée, en comparant les résultats des essais expérimentaux et les résultats reproduits par le modèle développé. Une discussion de la réglementation parasismique (EC8) est également entamée.

# **CHAPITRE 3 : VALIDATION DU MODÈLE PROPOSÉ ET DISCUSSION DE LA PRISE EN COMPTE DE L'EFFET D'ÉCHELLE DANS LA RÉGLEMENTATION**

## **3.1 Introduction**

Cette section traite la validation du modèle proposé dans le deuxième chapitre. Afin de démontrer sa capacité à décrire l'influence des effets d'échelles sur la capacité de rotation, une confrontation avec des résultats expérimentaux est proposée. L'objectif final est de se servir de ce modèle pour comprendre les différents mécanismes influençant la ductilité flexionnelle afin de proposer des améliorations à la réglementation parasismique. Pour se faire, une analyse critique de l'EC 8 (partie 2 et 3) vis-à-vis de l'effet d'échelle est initialement proposée. Sur la base d'une analyse approfondie réalisée avec le modèle développé, nous proposons des modifications des formules de l'EC 8 pour la prise en compte de la dépendance dimensionnelle de la capacité de rotation. Enfin, les avantages des améliorations proposées seront discutés.

## 3.2 Validation élémentaire du modèle

Afin de valider le modèle numérique proposé dans le deuxième chapitre, une comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux de différents tests est proposée (cas des poutres et des poteaux). Ces programmes expérimentaux sont utilisés pour la validation du modèle en flexion (ductilité flexionnelle).

### 3.2.1 Tests de Bosco et Debernardi

Le premier programme expérimental utilisé pour la validation a été réalisé par Bosco et Debernardi (Bosco and Debernardi, 1992). Bosco et Debernardi ont testé onze poutres en béton armé simplement appuyées. Ces poutres sont chargées par une force concentrée appliquée à mi-portée (voir Figure 3-1). Ce programme d'essai était réalisé dans le laboratoire « Matériaux et Structures » du département de génie des structures et géotechniques de la polytechnique de Torino. Le Tableau 3-1 donne les données relatives aux onze poutres testées expérimentalement.

L'acier utilisé est un B500H (haute ductilité). Le béton à une contrainte maximale de traction de l'ordre de 2.97 MPa et une contrainte de compression de 30.9 MPa.

Tableau 3-1 : Données relatives aux onze poutres (Bosco and Debernardi, 1992)

Poutre	$L$ (m)	$h$ (m)	$b$ (m)	$\rho$ (%)	$\rho'$ (%)
T1	2	0.2	0.1	0.57	0.2
T2				1.13	0.5
T3				1.71	0.5
T4	4	0.4	0.2	0.28	0.2
T5				0.57	0.2
T6				1.13	0.2
T7				1.71	0.2
T8	6	0.6	0.3	0.13	0.12
T9				0.25	0.12
T10				0.57	0.12
T11				1.13	0.12

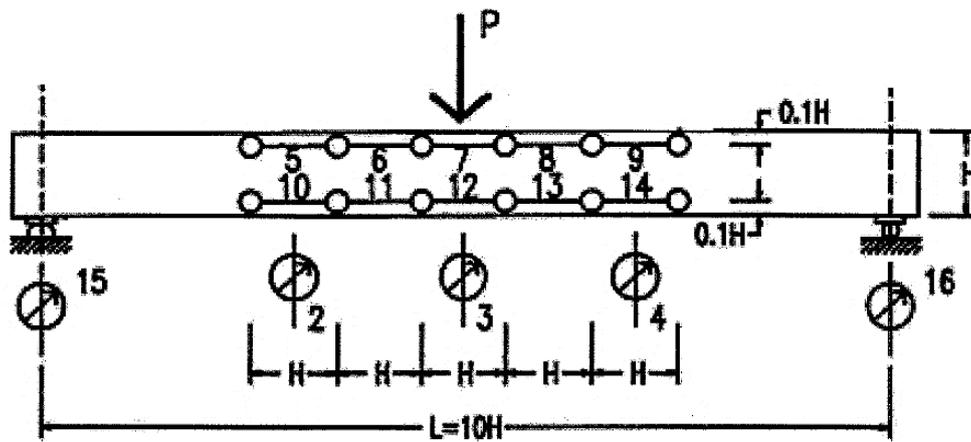


Figure 3-1 : Chargement et emplacement des instruments de mesure (Bosco and Debernardi, 1992)

Les courbes numériques moment-rotation obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux dans les Figures 3-2, 3-3 et 3-4 pour différentes hauteurs des poutres et différents pourcentages de renforcement. Pour un faible pourcentage, la rupture finale des poutres est causée par la rupture de l'acier. Pour les poutres de 0,4 m (Figure 3-3) et de 0,6 m (Figure 3-4) de hauteur, la ductilité maximale est obtenue pour un pourcentage d'armature de 0,57% et de 0,25% respectivement (la réponse mécanique est presque plastique). Ces valeurs correspondent à des pourcentages optimaux (pourcentage minimum). Un pourcentage plus faible entraîne une diminution de la capacité de rotation en raison du phénomène de localisation des déformations à proximité des zones fissurées (propagation instable de fissures). Le modèle est capable de reproduire correctement ce phénomène.

Pour tous les échantillons de différentes hauteurs, le dépassement du pourcentage optimal conduit à des poutres sur-renforcées où la rupture finale est provoquée inévitablement par l'écrasement du béton (apparition d'une branche descendante à l'extrémité du plateau plastique). La rupture en compression des poutres sur-renforcées se produit « sans avertissement ». Plus la hauteur de poutre est élevée, plus le comportement est fragile.

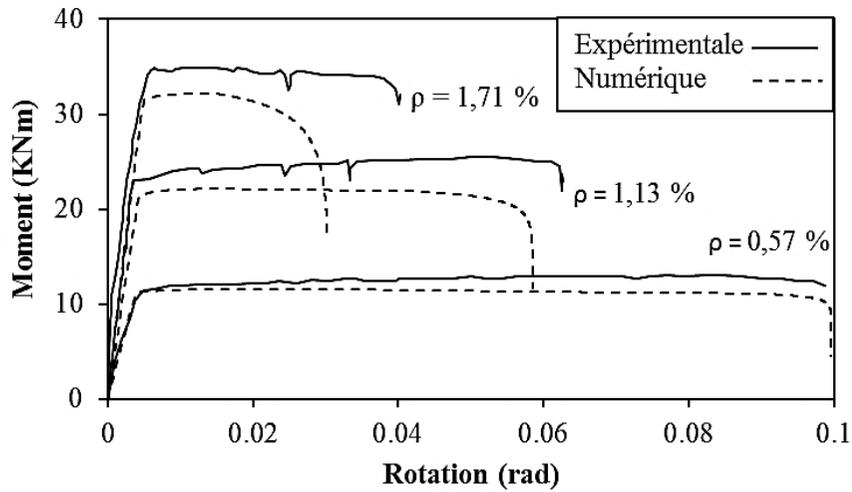


Figure 3-2 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour  $h=0.2\text{m}$ ,  $\rho$  variable

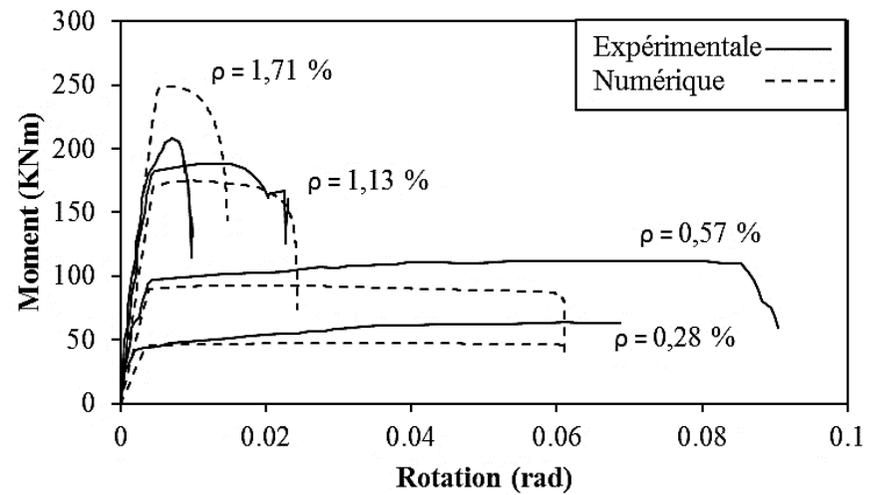


Figure 3-3 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour  $h=0.4\text{m}$ ,  $\rho$  variable

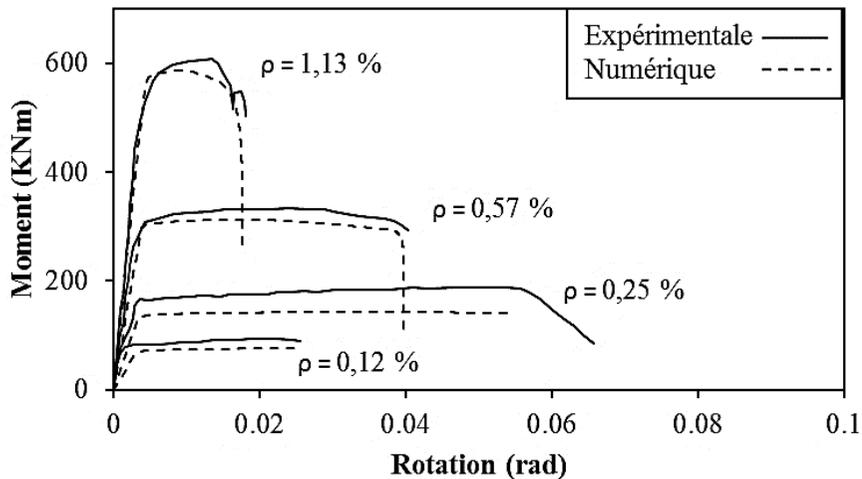


Figure 3-4 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour  $h=0.6\text{m}$ ,  $\rho$  variable

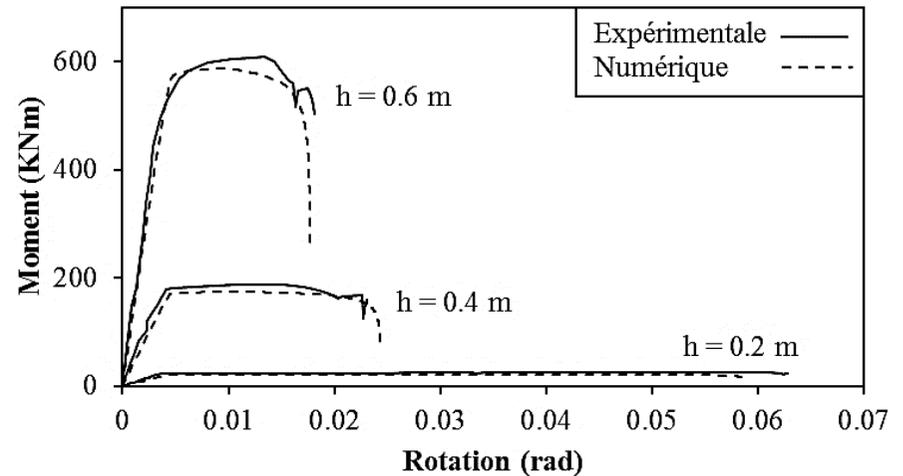


Figure 3-5 : Moment-rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour  $\rho=1.13\%$ ,  $h$  variable

La Figure 3-5 montre clairement l'influence de l'effet d'échelle sur la capacité de rotation. Les courbes moment-rotation numériques des poutres de différentes hauteurs ( $h$  varie de 0,2 à 0,6 m) avec un pourcentage de renforcement unique (1,13%) sont comparées aux données expérimentales. Le modèle reproduit correctement le comportement fragile des grandes poutres. Pour illustrer ces conclusions, le diagramme fournissant la capacité de rotation des poutres en BA en fonction de la profondeur relative de l'axe neutre  $x/d$  est proposé dans la Figure 3-6. Les dispositions relatives aux codes de conception pour l'évaluation de la capacité de rotation admissible utilisent souvent ce type de diagramme.

La Figure 3-6 montre les deux phases de la courbe décrivant la capacité de rotation. Une phase ascendante où l'état ultime est causé par rupture d'acier et la phase descendante où la rupture est due à l'écrasement du béton.

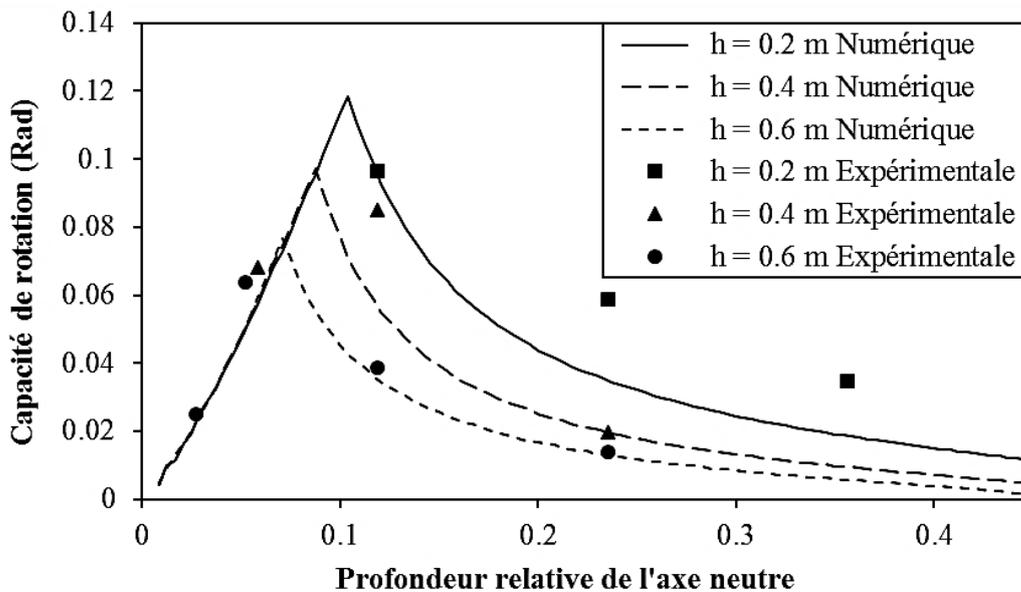


Figure 3-6 : Capacité de rotation en fonction de la profondeur relative de l'axe neutre : résultats expérimentaux et numériques

### 3.2.2 Test de Bigaj et Walraven

Le deuxième programme de test utilisé pour la validation a été réalisé par Bigaj et Walraven (Bigaj and Walraven, 2002). Bigaj et Walraven ont testé des poutres en béton armé simplement appuyées. Ces poutres sont chargées par une force concentrée appliquée à mi-portée (voir Figure 3-7). Le Tableau 3-2 fournit les données relatives

aux deux poutres B.0.2.4 et B.1.2.4 testées expérimentalement. La comparaison porte sur les courbes de capacité (force-déplacement).

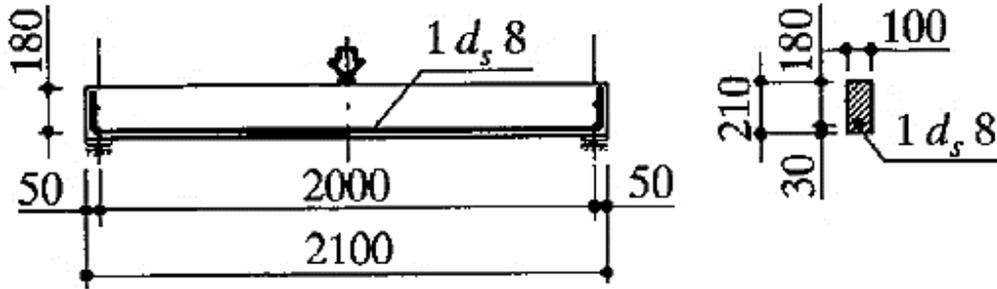


Figure 3-7 : Géométrie de spécimens B.0.2.4 (taux d'armature 0,28%)

Tableau 3-2 : Géométrie des deux poutres B.0.2.4 et B.1.2.4.

Poutre	$h$ (mm)	$b$ (mm)	$l$ (mm)	$\rho_s$ (%)
B.0.2.4	210	100	2100	0.28
B.1.2.4	210	100	2100	1.12

Les courbes numériques force-déplacement obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux dans les deux Figures 3-8 et 3-9. Un très bon accord est observé. Le modèle est capable de reproduire la ductilité en déplacement des poutres en béton armé.

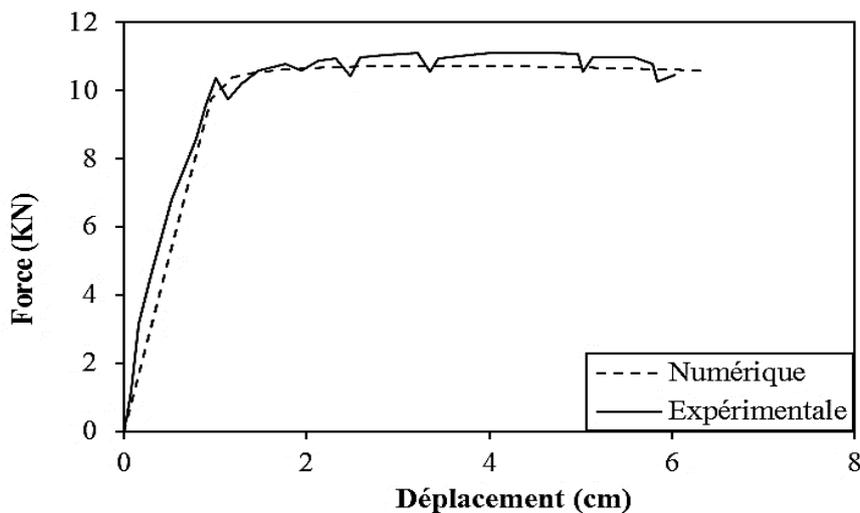


Figure 3-8 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour la poutre B.0.2.4

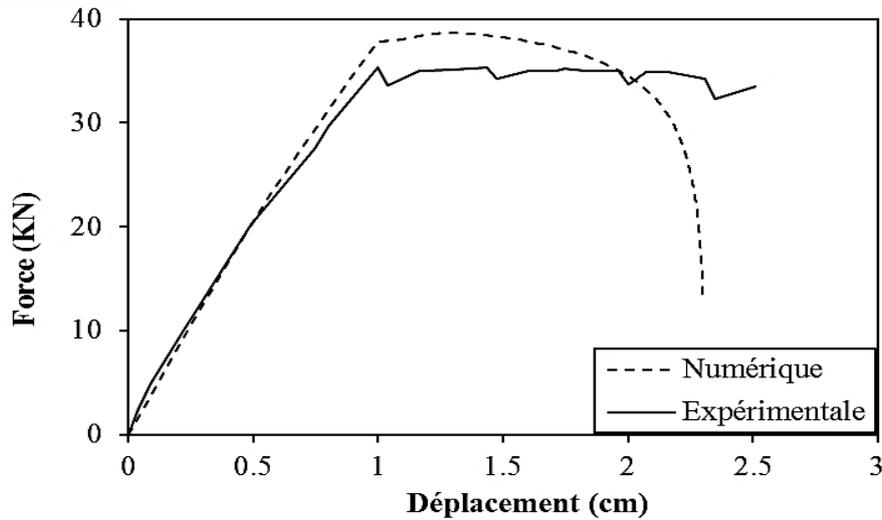


Figure 3-9 : Force-déplacement, comparaison entre résultat expérimental et numérique pour la poutre B.1.2.4

### 3.2.3 Tests de Rodrigues et al

Le troisième programme d'essais utilisé pour la validation a été réalisé par Rodrigues et al. (Rodrigues et al., 2013). Ils ont construit vingt-quatre poteaux rectangulaires en BA avec des caractéristiques géométriques et des renforcements différents. Ces poteaux ont été soumis à des charges cycliques avec des historiques différents et une charge axiale constante. Pour chaque type de poteaux, deux éléments ont été testés sous chargement uniaxial (dans les directions fortes et faibles) et les autres poteaux ont été testés sous chargement biaxial. Ces essais sont contrôlés par déplacement. Notre comparaison s'intéresse aux poteaux où le chargement est uniaxial dans la direction forte. Les dimensions en coupe transversale et les détails de renforcement sont présentés dans la Figure 3-10 et regroupés dans le Tableau 3-3.

Tableau 3-3 : Les données relatives aux poteaux testés par Rodrigues et al.

Poteau	Section (cm×cm)	$f_c$ (MPa)	$N$ (KN)
PB01-N01	20×40	48.35	170
PB01-N13	30×30	21.57	210
PB01-N09	30×50	24.39	300
PB01-N05	30×40	21.40	300

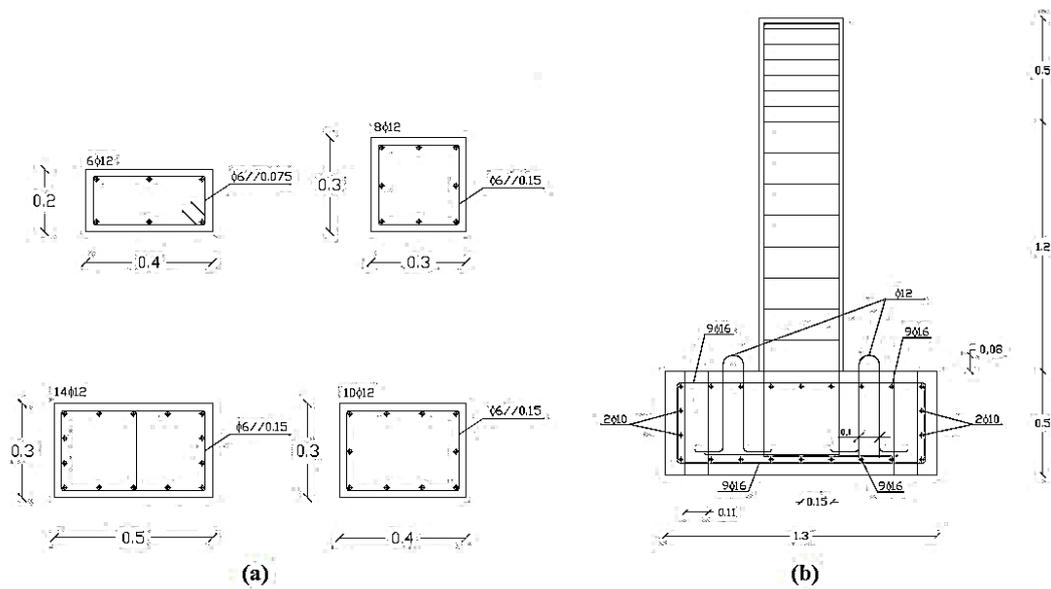


Figure 3-10 : Dimensions des poteaux et détails des armatures : (a) détails de la section transversale et (b) schéma général de la disposition des armatures

Les courbes numériques force-déplacement obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux dans la Figure 3-11 pour les différentes sections. On obtient un bon accord entre les courbes force-déplacement numériques et expérimentales pour les quatre poteaux. Le modèle est capable de reproduire la ductilité de déplacement des poteaux en BA.

### 3.2.4 Test de Su et al

Le quatrième programme d'essais utilisé pour la validation a été réalisé par Su et al (Su et al., 2015). La Figure 3-12 montre les détails de renforcement et la configuration du poteau testé. Ce poteau a une section rectangulaire de 50 x 60 (cm). Les caractéristiques de l'acier utilisé sont fournies dans le Tableau 3-4 et le Tableau 3-5.

Tableau 3-4 : Les données relatives au poteau testé par Su et al. (Diamètre en mm)

Poteau	Acier longitudinal			Acier transversal			$f_c$ (MPa)	$N$ (KN)
	Diamètre	Classe	Nombre	Diamètre	Classe	$S_h$		
R-ML-C40	20	HBR500	14	10	HBR500	60	C40	810

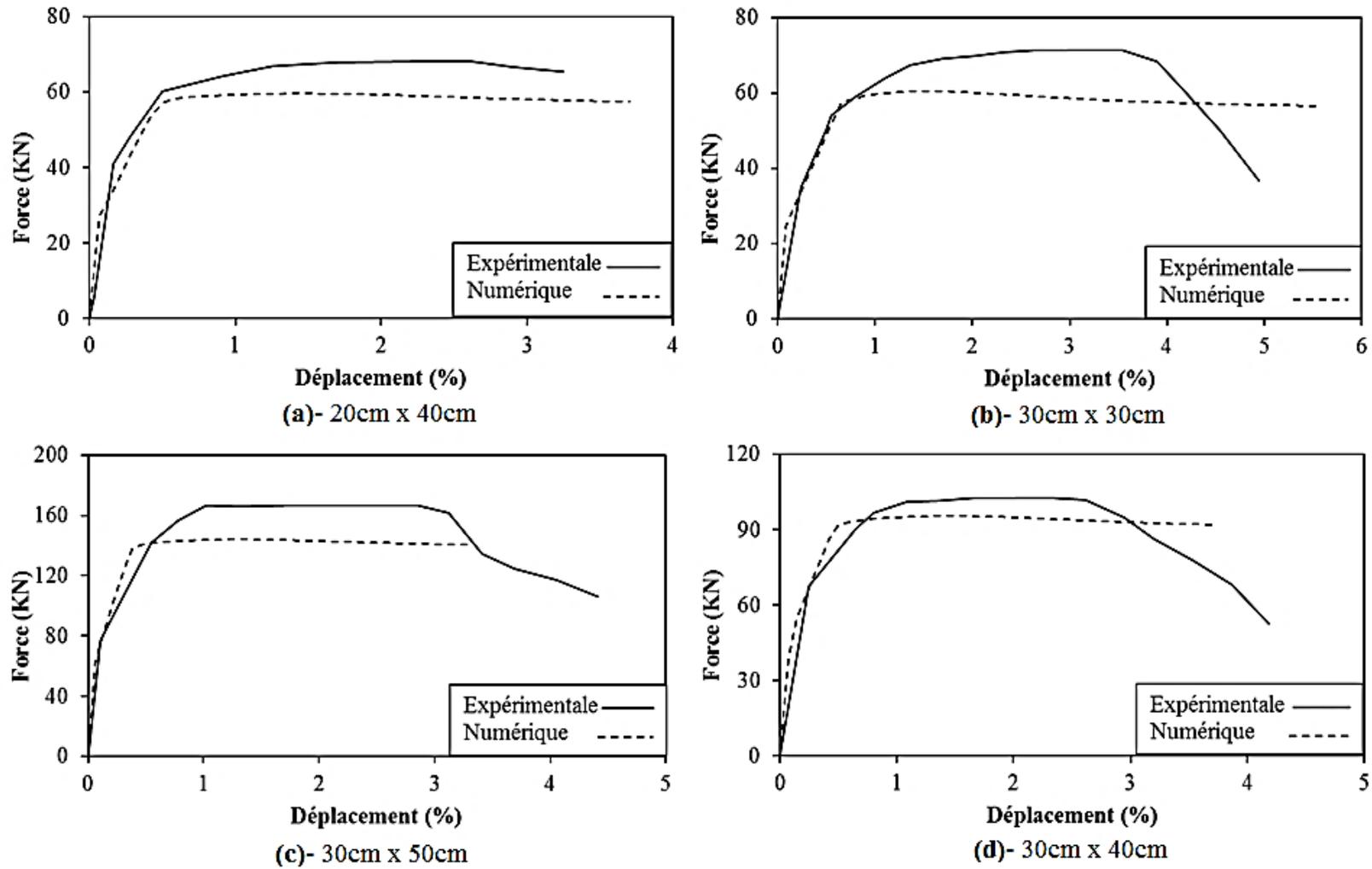


Figure 3-11 : Force-déplacement, comparaison entre résultats expérimentaux ((Rodrigues et al., 2013) et numérique pour différentes sections des poteaux

Tableau 3-5 : Les propriétés de l'acier mesuré

Classe	$D$ (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$\epsilon_{su}$ (%)
HBR500E	10	536	729	151	7.4
	20	534	717	193	10.1

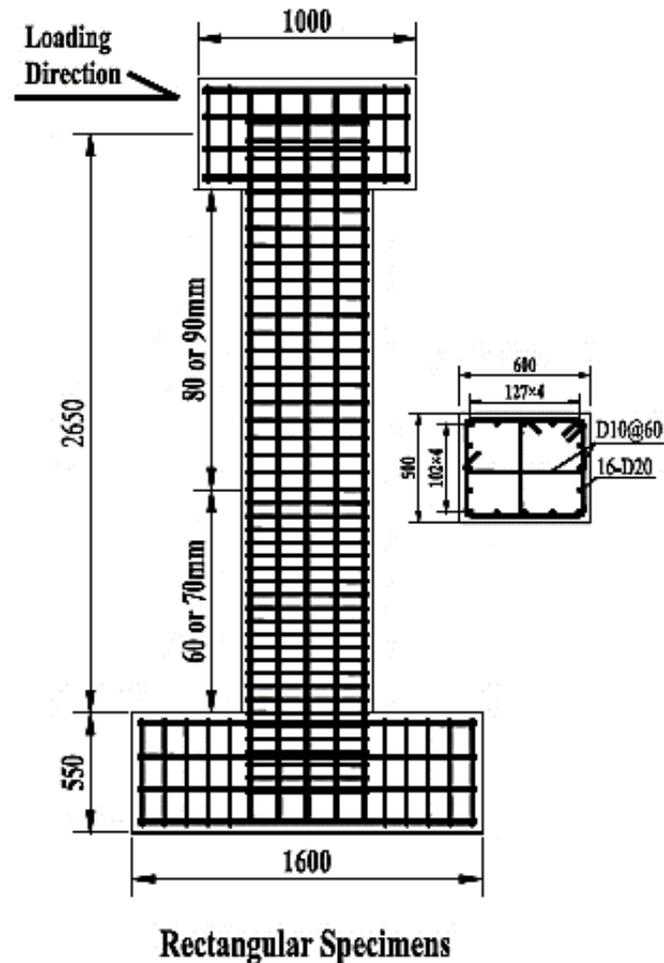


Figure 3-12 : Géométrie et détails de renforcement de l'éprouvette (en millimètre)

La courbe numérique force-déplacement obtenue à partir du modèle proposé est comparée avec le résultat expérimental dans la Figure 3-13. On obtient un bon accord entre la courbe force-déplacement numérique et expérimentale.

### 3.2.5 Test de Pecce et Fabbrocino

Le cinquième et dernier programme d'essais utilisé pour la validation a été réalisé par Pecce et Fabbrocino à l'université de Naples sur neuf poutres en BA simplement

appuyées (Pecce and Fabbrocino, 1999). Trois combinaisons différentes de dimensions de poutre et de pourcentage d'armature ont été utilisées comme indiqué dans le Tableau 3-6.

Les courbes numériques moment-rotation obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux dans la Figure 3-14.

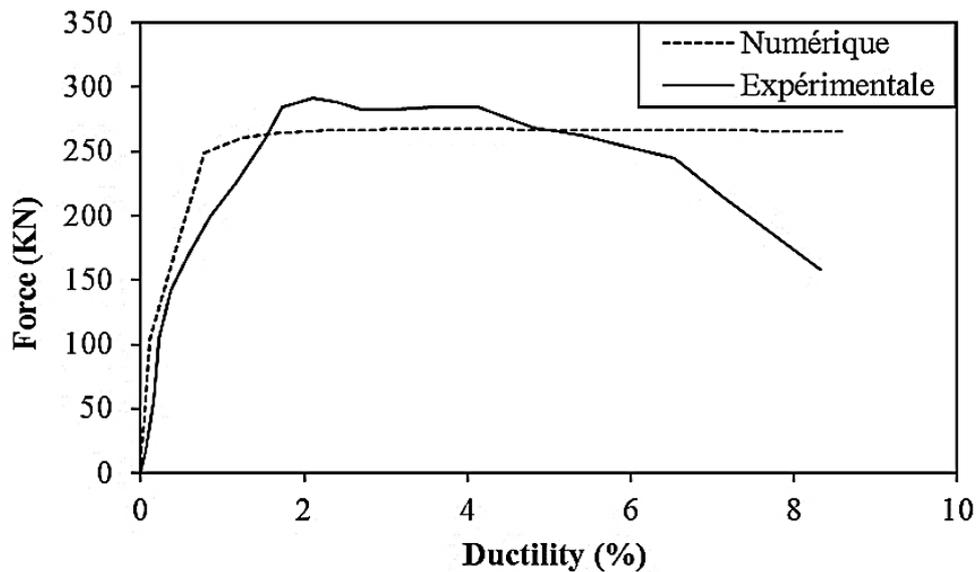


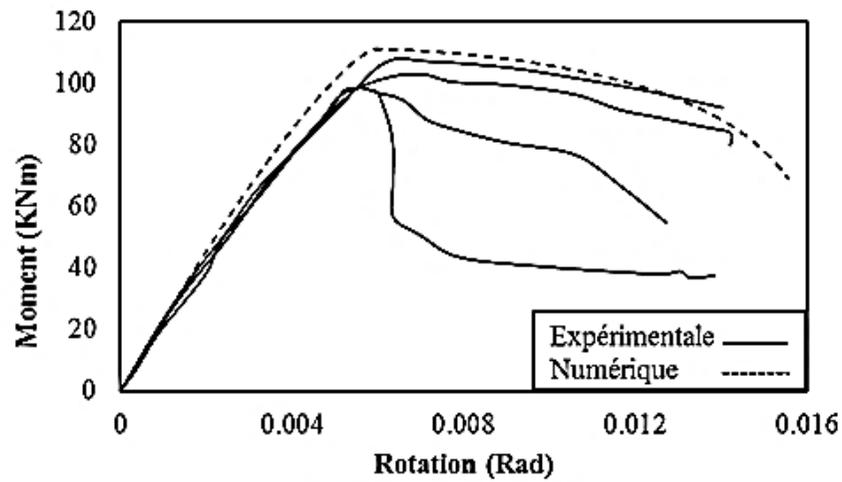
Figure 3-13: Force-déplacement, comparaison entre résultats expérimentaux (Su et al., 2015) et numériques pour le poteau testé par Su et al.

Tableau 3-6 : Les données relatives aux poutres testées par Pecce et Fabbrocino

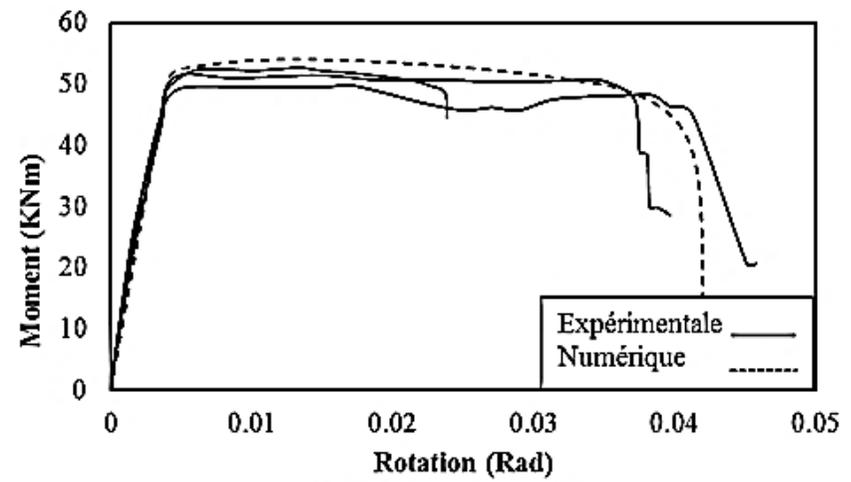
Poutre	$L$ (m)	$b$ (m)	$h$ (m)	$\rho$ (%)	$\rho'$ (mm)	$f_c$ (MPa)
A	3.2	0.18	0.4	2.6	2 $\phi$ 6	41.8
B	3.2	0.18	0.4	1.1		
C	5	0.52	0.32	2.2		

### 3.2.6 Capacité de rotation, comparaison globale

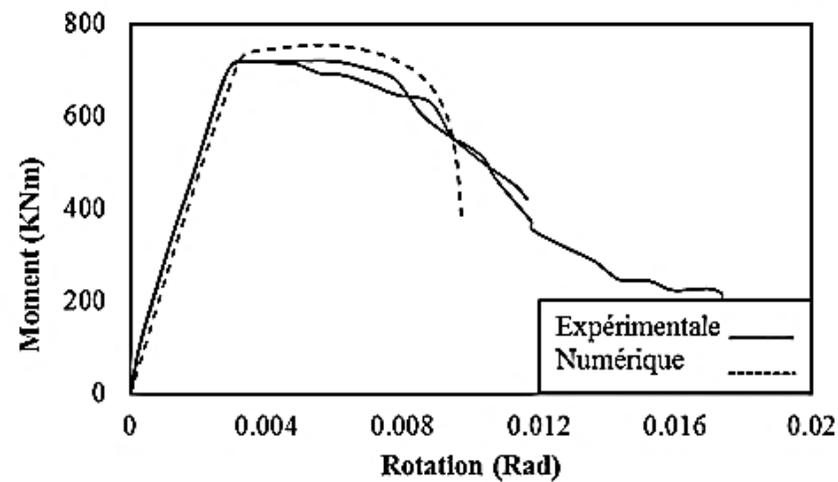
Une comparaison globale de la capacité de rotation des éléments testés dans les campagnes d'essais que l'on vient de présenter est illustrée sur la Figure 3-15. Une bonne concordance est observée.



(a)- Poutres type A



(b)- Poutres type B



(c)- Poutres type C

Figure 3-14 : Moment-rotation, comparaison entre résultat expérimental (Pecce and Fabbrocino, 1999) et numérique. (a) poutres type A, (b) poutres type B, (c) poutres type C.

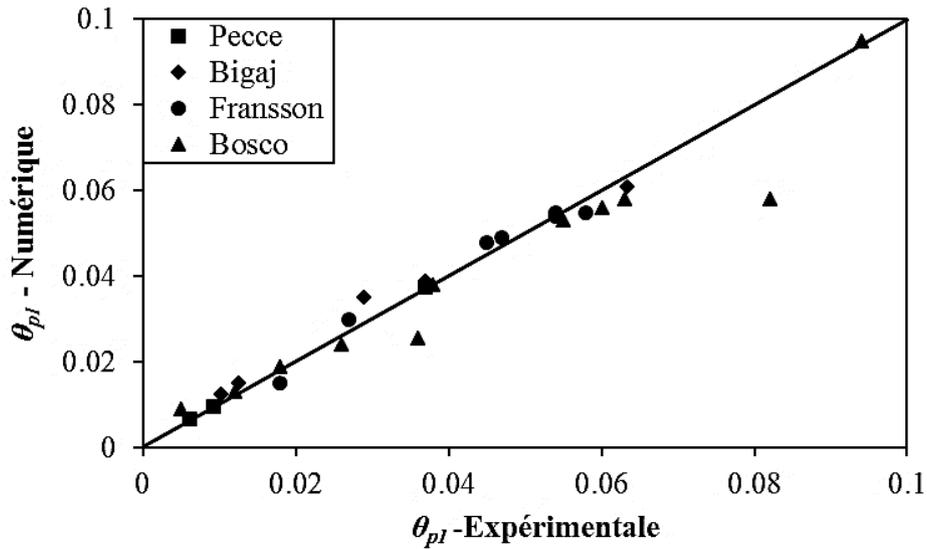


Figure 3-15 : Capacité de rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques.

### 3.3 Évaluation de la capacité de rotation selon l'Eurocode 8

Pour des structures complexes (irrégulières ...), la notion de ductilité n'est pas simple à appréhender. A cet effet, des méthodes d'analyse avancées doivent être envisagées (Eurocode 8, 2006). Pour l'analyse dynamique non linéaire des éléments de structure en flexion, la non-linéarité matérielle est prise en compte par le développement de rotules plastiques. Elle est introduite via des lois moment-courbure déterminées par les formules des courbures et de moment résistant (Eurocode 8, 2006).

La courbure à la limite élastique pour les sections rectangulaires est donnée par :

$$\phi_y = \frac{2.1 \varepsilon_{sy}}{d} \quad (3.1)$$

La courbure ultime est donnée par :

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} \quad (3.2)$$

$\varepsilon_s$  et  $\varepsilon_c$  représentent respectivement les déformations des armatures et du béton (déformations de compression négatives), déduites de la condition selon laquelle l'une de ces déformations ou les deux ont atteint leurs valeurs ultimes  $\varepsilon_{su}$  et  $\varepsilon_{cu,c}$ .

Selon l'EC8 partie 2 (Eurocode 8, 2006), la déformation  $\varepsilon_{su}$  pour l'acier à haute ductilité est considérée comme une valeur fixe égale à 7.5%. Pour le béton non confiné,  $\varepsilon_{cu,c}$  est égale à 0.35%, et pour le béton confiné l'EC 8 partie 2 donne deux valeurs selon le type de confinement. Pour le type de confinement décrit dans l'EC 8 partie 2 (annexe E §2.1(3)(c)) (Eurocode 8, 2006), la valeur de  $\varepsilon_{cu,c}$  est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + 1.4 \rho_{sw} f_{yw} \varepsilon_{su} / f_{cc} \quad (3-3)$$

Pour le type de confinement décrit dans Eurocode 2 partie 1-1 (§3.1.9(2)) (Eurocode 2, 2004), la valeur de  $\varepsilon_{cu,c}$  est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2 \sigma_2 / f_c \quad (3-4)$$

La longueur de la rotule plastique  $L_p$  pour les deux types de confinement est donnée par l'équation suivante :

$$L_p = 0.1 L_v + 0.015 d_{bl} f_y (MPa) \quad (3-5)$$

Selon l'EC 8 partie 3 (Eurocode 8, 2005),  $\varepsilon_{su}$  pour l'acier à haute ductilité est une valeur fixe égale à 6%, par contre, pour  $\varepsilon_{cu,c}$ , l'EC 8 partie 3 donne deux valeurs selon le type de confinement. Pour le type de confinement décrit dans l'EC 8 partie 3 (annexe A §3.2.2(8)) (Eurocode 8, 2005), la valeur de  $\varepsilon_{cu,c}$  est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.5 \alpha \rho_{sw} f_{yw} / f_{cc} \quad (3-6)$$

Dans ce cas, la longueur de la rotule plastique  $L_p$  pour ce type confinement est exprimée par l'équation suivante :

$$L_p = \frac{L_v}{30} + 0.2h + 0.11 \frac{d_{bl} f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} \quad (3-7)$$

Pour le type de confinement décrit dans l'Eurocode 2 partie 1-1 (§3.1.9(2)) (Eurocode 2, 2004), la valeur de  $\varepsilon_{cu,c}$  est donnée par l'équation (3-4), la longueur de la rotule plastique  $L_p$  pour ce type confinement est exprimée par l'équation suivante :

$$L_p = 0.1 L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl} f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} \quad (3-8)$$

L'ensemble de ces équations sont récapitulées dans le Tableau 3-7.

Tableau 3-7 : Les valeurs maximales de la déformation et de la longueur de rotule plastique selon l'EC 8.

	$\varepsilon_{cu,c}$ Modèle de confinement	$\varepsilon_{su}$ Acier classe C	Longueur de rotule plastique
Eurocode 8 partie 2 (Eurocode 8, 2006)	$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + 1.4 \rho_{sw} f_{yw} \varepsilon_{su} / f_{cc}$	$\varepsilon_{su} = 7.5\%$	$L_p = 0.1L_v + 0.015 d_{bl} f_y (MPa)$
	$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu2} + 0.2 \sigma_2 / f_c$ Eurocode 2 partie 1-1 (§3.1.9(2)) (Eurocode 2, 2004)		
Eurocode 8 partie 3 (Eurocode 8, 2005)	$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.5 \alpha \rho_{sw} f_{yw} / f_{cc}$	$\varepsilon_{su} = 6\%$	$L_p = 0.1 L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl} f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}}$
	Eurocode 8 partie 3 (annexe A §3.2.2(8)) (Eurocode 8, 2005)		$L_p = \frac{L_v}{30} + 0.2h + 0.11 \frac{d_{bl} f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}}$

À partir de la loi moment-courbure (Figure 3-16), la loi moment-rotation (Figure 3-17) et force-déplacement (Figure 3-18) sont obtenues en se servant des équations : (3.9), (3.10), (3.11) et (3.12).

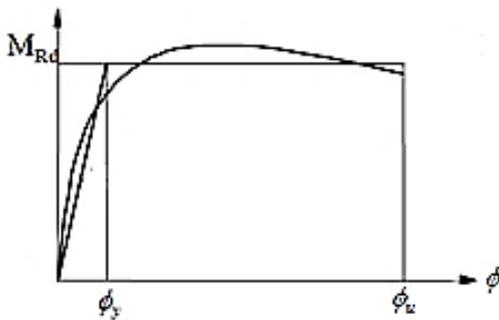


Figure 3-16 : Bi-linéarisation de la courbe moment-courbure (Eurocode 8, 2006)

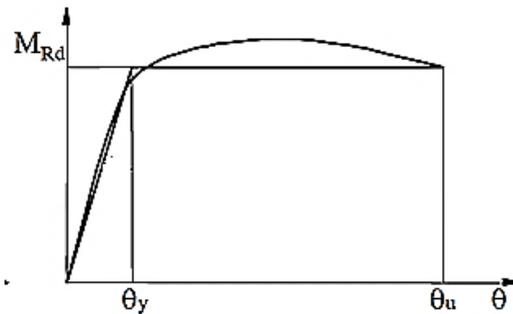


Figure 3-17 : Bi-linéarisation de la courbe moment-rotation (Eurocode 8, 2006)

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_p}{2} \left( 1 + \left( 1 - \frac{0.5L_p}{L_v} \right) \right) \quad (3.9)$$

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p \left( 1 - \frac{0.5L_p}{L_v} \right) \quad (3.10)$$

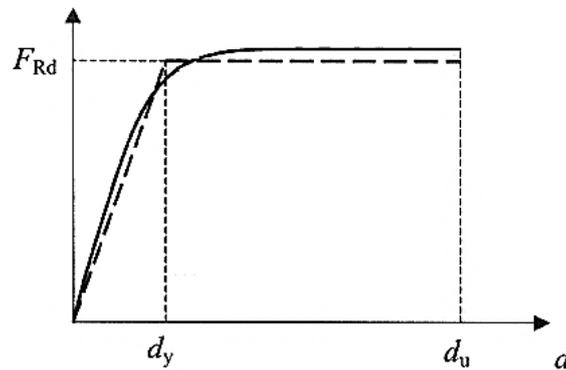


Figure 3-18 : Bi-linéarisation de la courbe fore-déplacement (Eurocode 8, 2006)

$$d_y = \phi_y \frac{H^2}{3} \quad (3.11)$$

$$d_u = d_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (H - 0.5L_p) \quad (3.12)$$

La capacité de rotation d'un élément en béton armé est donnée par la formule suivante (Eurocode 8, 2006, 2005):

$$\theta_{pl} = (\phi_u - \phi_y) L_p \left( 1 - \frac{0.5 L_p}{L_v} \right) \quad (3.13)$$

Il convient de noter que dans l'EC 8 partie 2, deux formules pour le béton confiné pourraient être utilisées. La première est donnée dans l'annexe E et la seconde peut être tirée du document de l'EC 2 partie 1-1 (voir Tableau 3-7). L'estimation de la capacité de rotation plastique (équation (3.13)) est valable pour les piles avec un rapport de cisaillement  $L_v/d \geq 3$ , dans d'autres cas, il est nécessaire de multiplier la capacité de rotation plastique par un coefficient de réduction  $\lambda(\alpha_s)$  (Eurocode 8, 2006). Pour l'EC 8 partie 3, deux formules pour le béton confiné et pour la longueur de rotule plastique sont proposées (voir Tableau 3-7), dans ce cas la capacité de rotation est divisée par un facteur  $\gamma_{el}$  qui dépend du type d'élément et du confinement du béton (pour plus de détails voir l'Eurocode 8 Partie 3 (Eurocode 8, 2005)).

Dans les formules données par l'Eurocode 8, l'influence des effets d'échelles n'est pas considérée dans l'évaluation de la loi moment-courbure. Par conséquent, un effet d'échelle sur la ductilité flexionnelle (capacité de rotation) est évidemment présent.

### **3.4 Analyse critique de l'EC 8 vis-à-vis des effets d'échelles**

La comparaison avec les résultats expérimentaux montre que le modèle développé dans le deuxième chapitre est capable de reproduire la dépendance dimensionnelle de la capacité de rotation. Afin de mettre en évidence l'insuffisance de l'EC 8 (partie 2 et 3) en ce qui concerne cet effet d'échelle, une autre comparaison est proposée. Cette comparaison est basée sur la courbe donnant l'évolution de la capacité de rotation en fonction de la profondeur relative de l'axe neutre. Les résultats prévus par l'EC 8 (partie 2 et 3) sont comparés aux résultats numériques et expérimentaux dans la Figure 3-20. Pour chaque partie de l'EC8, la comparaison est faite pour les deux formules de confinement du béton (voir Tableau 3-7). Dans la zone où la rupture est provoquée par la plastification de l'acier, l'EC 8 surestime la capacité de rotation. En fait, la localisation de la déformation près des zones fissurée provoque une diminution de la déformation moyenne de l'armature. L'EC 8 fixe la déformation ultime de l'acier (EC 8 partie 2 à 7,5% et EC 8 partie 3 à 6%), c'est pourquoi, dans cette région, le taux de capacité de rotation reste quasi constant. En ce qui concerne Eurocode 8 partie 3, la longueur de rotule plastique n'est pas la même. Pour chaque expression de confinement du béton, on utilise une formule différente (voir Tableau 3-7). Ceci explique la différence obtenue pour les valeurs initiales de la capacité de rotation.

D'autre part, dans la branche descendante, la rupture est provoquée par l'écrasement du béton. L'EC 8 donne les mêmes valeurs indépendamment de la taille (à l'exception de la petite poutre de 0,2 m de hauteur (Figure 3-20-a)). La raison principale est que dans l'EC8, la déformation ultime du béton sous compression est fixée à 0,35% pour le béton non confiné (béton de classe  $\leq C50 / 60$ ) et pour le béton confiné, la valeur de la déformation ultime est donnée en fonction de l'intensité du confinement. Cependant, dans les deux cas, la valeur de la déformation ultime du béton ne dépend pas de la dimension de l'élément. Dans cette phase, l'EC 8 donne une mauvaise estimation de la capacité de rotation (Figure 3-20). Pour les résultats expérimentaux basés sur les programmes de tests effectués par Bosco et Debernardi, l'EC 8 sous-estime les valeurs de capacité de rotation. Pour des hauteurs plus grandes, l'EC 8 surestimera les valeurs de la capacité de rotation. L'effet d'échelle n'est pas décrit et la zone de transition entre les deux phases n'est pas bien reproduite. La fixation de la

déformation ultime du béton et de l'acier indépendamment de la taille induit une mauvaise estimation de la capacité de rotation des éléments en BA.

D'autres comparaisons sont données dans la Figure 3-20. Les résultats expérimentaux des tests effectués par Pecce & Fabbrocino (Pecce and Fabbrocino, 1999), Bigaj & Walraven (Bigaj and Walraven, 2002) et Fransson (Fransson, 1997) sont utilisés pour mettre en évidence l'insuffisance de l'EC 8 (partie 2 et 3) à décrire l'effet d'échelle dans l'évaluation de la capacité de rotation.

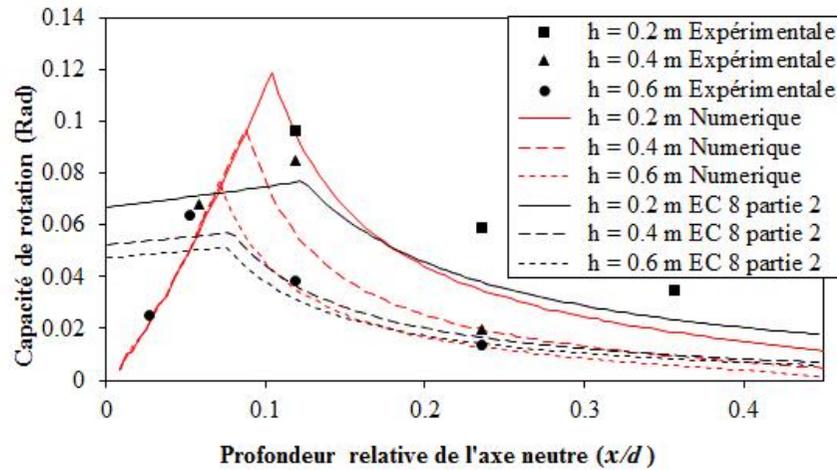
Au vu des résultats obtenus, on peut conclure que la réglementation parasismique (Eurocode 8) doit évoluer pour prendre en compte les phénomènes d'effets d'échelles afin d'assurer une bonne prédiction de la loi moment-courbure nécessaire pour une analyse sismique non linéaire.

### **3.5 Quelques propositions d'amélioration de l'EC 8**

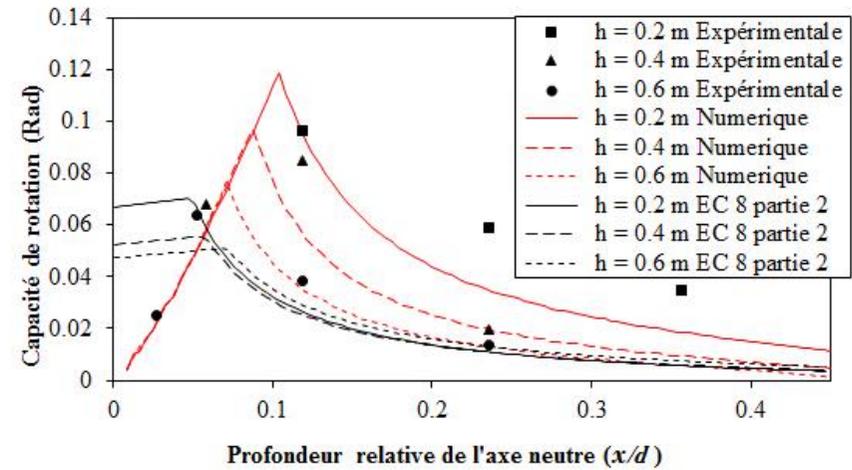
Avant de prétendre à une quelconque proposition d'amélioration de l'Eurocode 8, nous devons, tout d'abord, analyser l'influence de chaque paramètre sur la capacité de rotation d'un élément en BA. Pour cela, une étude paramétrique est réalisée en utilisant notre modèle développé dans le deuxième chapitre. Étant donné que ce modèle a déjà été validé.

Les deux figures 3-21 et 3-22 montrent que l'augmentation de la section d'acier (pourcentage d'armature  $\rho$ ) ne produit pas, systématiquement, une augmentation de la capacité de rotation. Lorsque la rupture est générée par le comportement des aciers, l'augmentation de la section en acier augmente la capacité de rotation. En revanche, lorsque la rupture est provoquée par écrasement du béton, l'augmentation de la section d'acier provoque une diminution de la capacité de rotation.

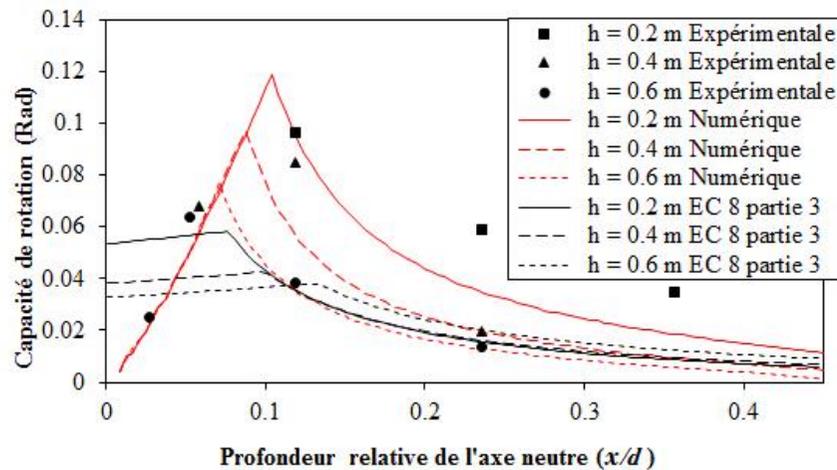
Dans la Figure 3-23, on observe que dans le cas où la rupture est par écrasement du béton, on peut augmenter la capacité de rotation (ductilité) en augmentant le pourcentage des armatures supérieures  $\rho'$ .



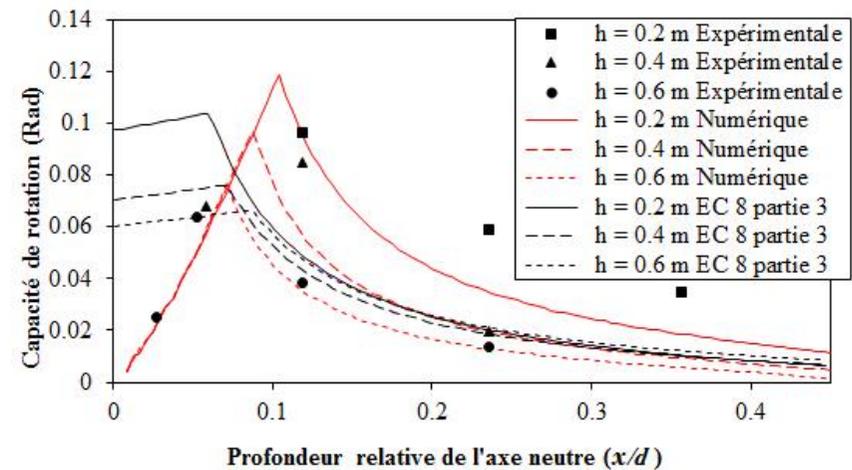
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3-19 : Capacité de rotation en fonction de la profondeur relative de l'axe neutre, comparaison entre les résultats expérimentaux et EC 8, (a) EC 8 partie 2 (confinement modèle de l'annexe E §2.1(3)(c)) – (b) EC 8 partie 2 (confinement modèle de Eurocode 2 partie 1-1 §3.1.9(2)), (c) EC 8 partie 3 (confinement modèle de l'annexe A §3.2.2(8)) – (d) EC 8 partie 3 (confinement modèle de Eurocode 2 partie 1-1 §3.1.9(2))

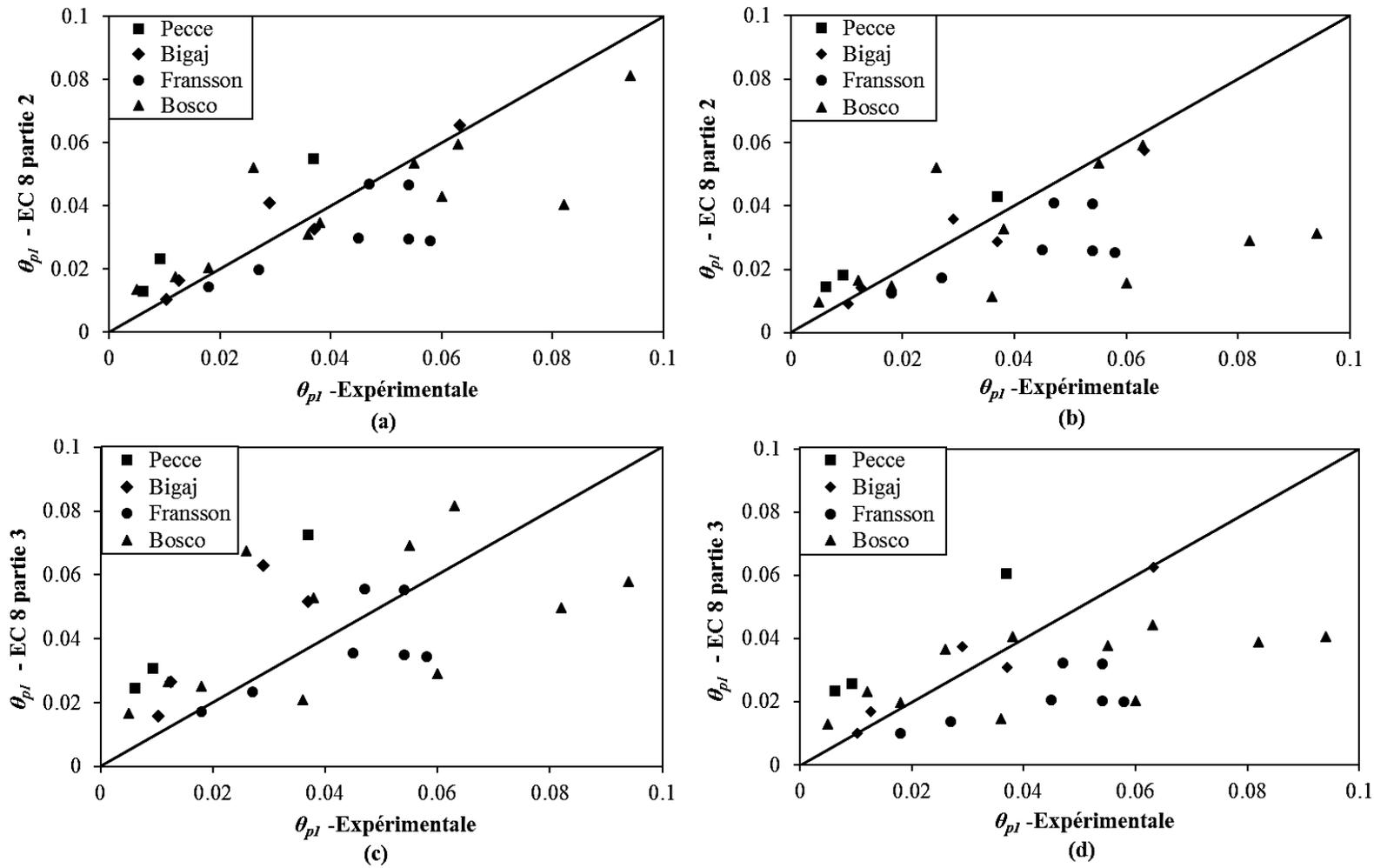


Figure 3-20 : Capacité de rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et EC 8, (a) EC 8 partie 2 (confinement modèle de l'annexe E §2.1(3)(c)) – (b) EC 8 partie 2 (confinement modèle de Eurocode 2 partie 1-1 §3.1.9(2)), (c) EC 8 partie 3 (confinement modèle de l'annexe A §3.2.2(8)) – (d) EC 8 partie 3 (confinement modèle de Eurocode 2 partie 1-1 §3.1.9(2))

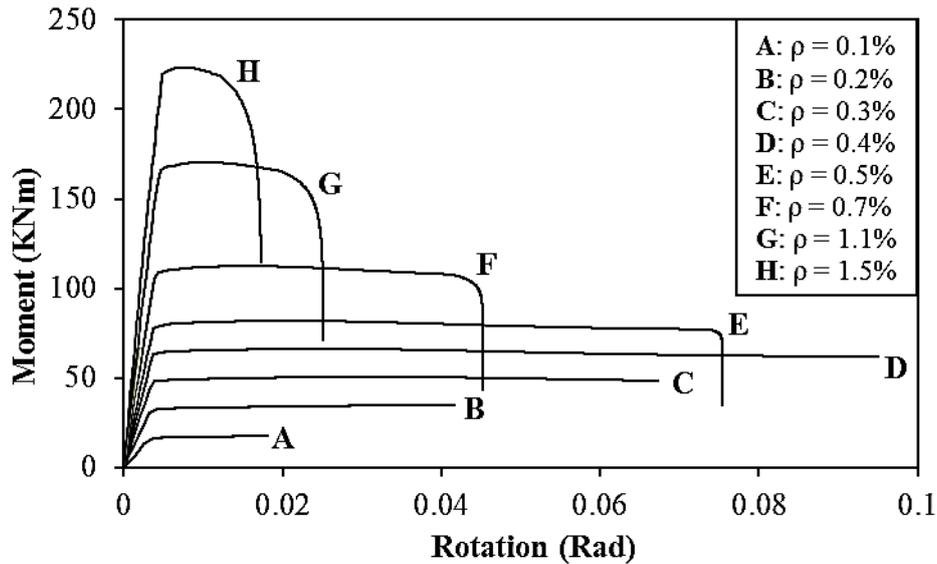


Figure 3-21 : Moment-rotation en fonction du pourcentage d'armatures tendues  $\rho$ , avec  $h = 0,4m$  et  $\rho' = 0,2\%$

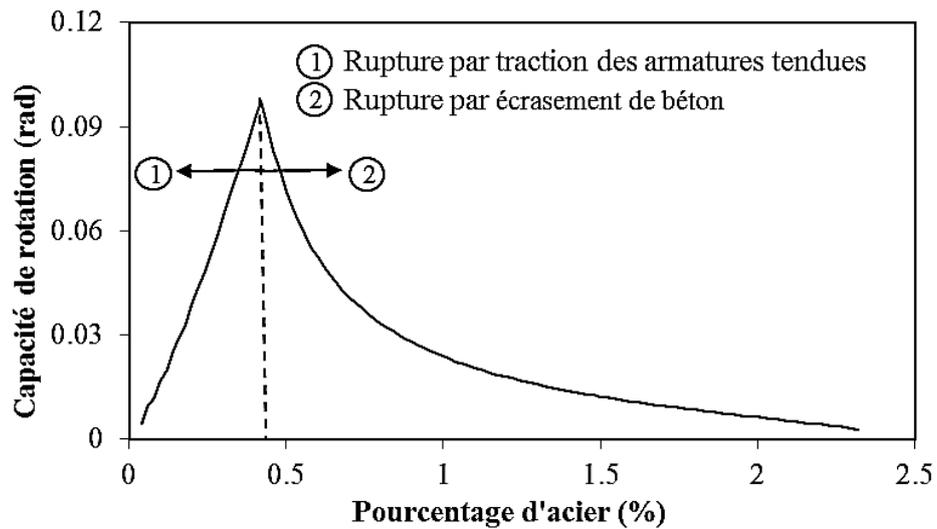


Figure 3-22 : Capacité de rotation en fonction de pourcentage des armatures tendues  $\rho$ , avec  $h = 0,4m$  et  $\rho' = 0,2\%$

La Figure 3-24 montre clairement l'influence de l'effet d'échelle sur la capacité de rotation. La réponse moment-rotation pour différentes hauteurs ( $h$  varie de 0,2 à 2 m) est tracée pour un seul pourcentage de renforcement ( $\rho = 1,5\%$ ). L'augmentation de la hauteur de la poutre implique une diminution de la capacité de rotation.

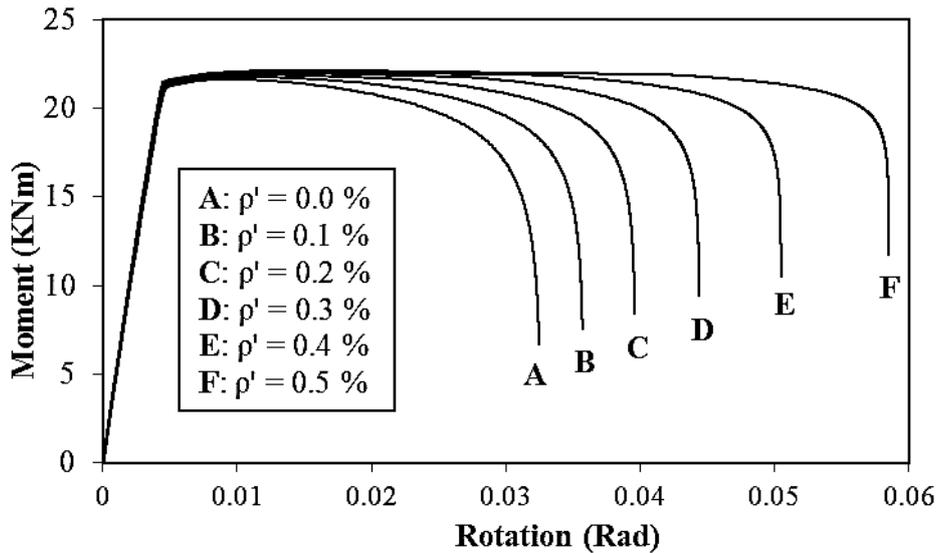


Figure 3-23 : Moment-rotation en fonction de pourcentage d'armatures comprimées  $\rho'$  avec  $h = 0,4\text{m}$ ,  $\rho = 1,5\%$

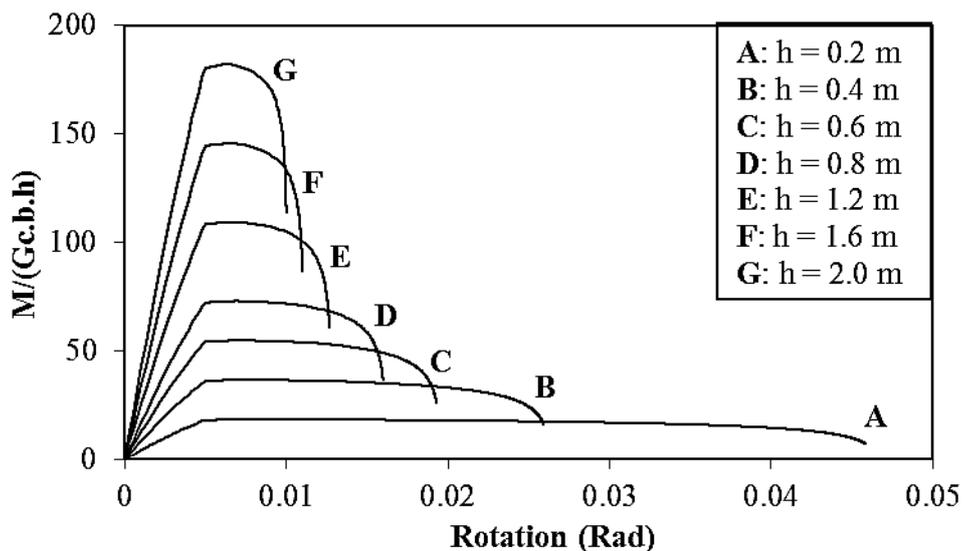


Figure 3-24 : Non-dimensions courbes moment-rotation en fonction de la hauteur  $h$  avec  $\rho = 1,5\%$ ,  $\rho' = 0,2\%$

Après avoir analysé l'influence de chaque paramètre sur la capacité de rotation d'un élément en béton armé, nous proposons des corrections des formules données par l'EC 8. Notons que les formules des courbures restent les mêmes (équation (3.1) et (3.2)). Les modifications portent principalement sur les déformations ultimes du béton et de l'acier. Elles devront désormais s'exprimer en fonction des paramètres étudiés précédemment.

La courbure ultime est calculée par l'équation (3.2) lorsqu'une des deux déformations  $\varepsilon_c$  et  $\varepsilon_s$  (béton ou acier), ou les deux atteignent leurs valeurs ultimes  $\varepsilon_{cu}$  et  $\varepsilon_{su}^m$ . Pour ces déformations ultimes ( $\varepsilon_{cu}$  et  $\varepsilon_{su}^m$ ), sur la base du modèle présenté dans le deuxième chapitre et à travers d'une étude comparative (graphique) avec notre modèle, nous proposons les deux équations (3.14) et (3.15) :

$$\varepsilon_{cu} = \rho' + 0.0026 d^{-0.452} \quad (3.14)$$

$$\varepsilon_{su}^m = \frac{\rho f_y \varepsilon_{su}}{f_t (1 - 2,2266 \rho^{0,5237})} \quad (3.15)$$

Pour la longueur de rotule plastique, on propose une nouvelle formule :

$$L_p = h + 0.015 d_{bl} f_y (MPa) \quad (3.16)$$

L'équation (3.12) du déplacement ultime est remplacée par l'équation (3.17):

$$d_u = d_y + (\phi_u - \phi_y) 0.5 L_p (H - 0.5 L_p) \lambda(\alpha_s) \quad (3.17)$$

Avec ces corrections, la prédiction de la capacité de rotation est améliorée. La Figure 3-25 montre une comparaison entre les résultats expérimentaux et L'EC8 modifié. Avec ces nouvelles formules, les valeurs des déformations ultimes du béton et de l'acier ne sont plus constantes mais évoluent en fonction de plusieurs paramètres (équations (3.14) et (3.15)).

Dans la Figure 3-25, la phase ascendante dans laquelle la rupture est provoquée par défaillance de l'acier est bien reproduite à l'aide de l'équation (3.15). Cette équation nous a permis d'introduire le phénomène de localisation des déformations dans l'acier près des zones fissurées. D'autre part, la phase descendante où la rupture est provoquée par écrasement du béton est correctement reproduite en utilisant l'équation (3.14). Cette équation nous a permis d'introduire le phénomène de l'effet d'échelle (localisation des déformations lors de l'écrasement de béton).

La Figure 3-26 montre une comparaison entre les formules de l'EC 8 modifié et les résultats expérimentaux (Bigaj and Walraven, 2002; Bosco and Debernardi, 1992; Fransson, 1997; Pecce and Fabbrocino, 1999). Avec la nouvelle amélioration proposée, le code de conception sismique EC8 est capable de reproduire l'effet d'échelle sur la capacité de rotation.

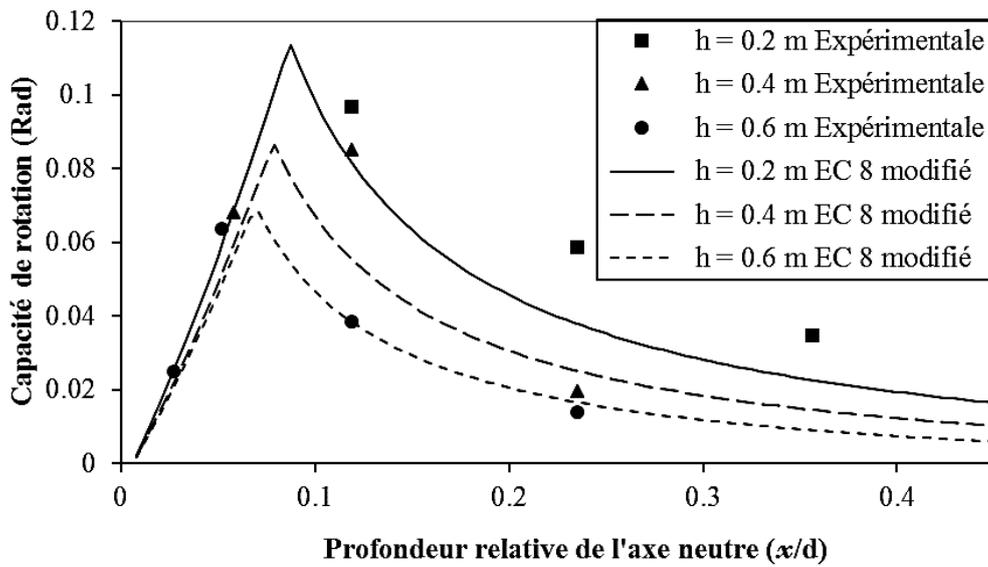


Figure 3-25 : Capacité de rotation en fonction de la profondeur relative de l'axe neutre : résultats expérimentaux et Eurocode 8 modifié

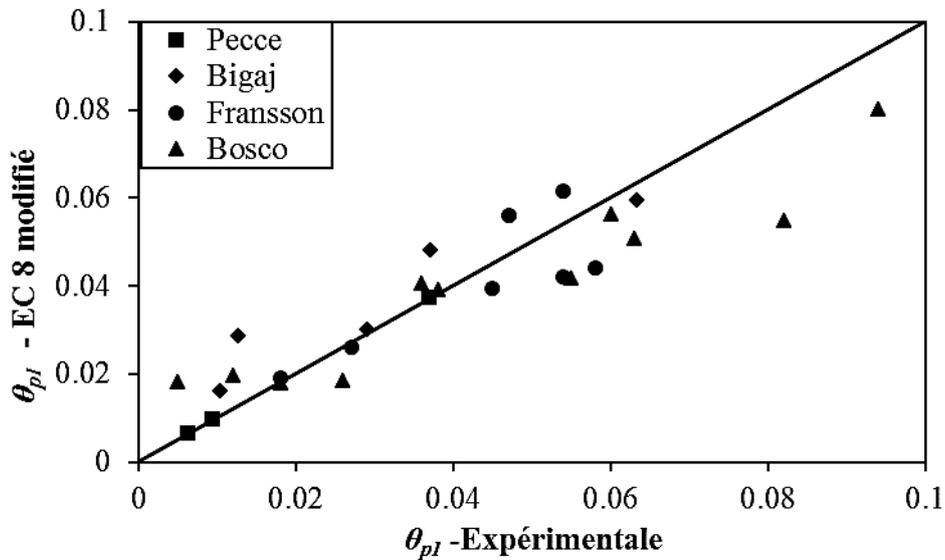


Figure 3-26 : Capacité de rotation, comparaison entre les résultats expérimentaux et EC 8 modifiée

### 3.6 Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons validé le modèle "global" simplifié proposé dans le deuxième chapitre. Ce modèle est capable de décrire le comportement flexionnel. Dans ce modèle, le processus de localisation des déformations dans les zones comprimées et tendues est pris en compte. L'influence des effets d'échelle sur l'évaluation de la

ductilité est reproduite correctement. Un pourcentage d'armature inférieur au pourcentage d'armature minimale conduit à une propagation de fissure instable. D'autre part, un pourcentage d'armature élevé conduit à des poutres sur-renforcées où la rupture est provoquée inévitablement par écrasement du béton qui génère une dépendance vis-à-vis de la taille des éléments.

Les formules proposées par l'Eurocode 8 pour évaluer la ductilité doivent évoluer pour tenir compte des effets d'échelles et pour assurer une bonne prédiction des courbes moment-courbure nécessaires pour l'analyse sismique non linéaire à l'échelle globale.

A la fin de ce chapitre, de nouvelles formules ont été proposées sur la base d'une étude paramétrique. Ce travail pourrait être considéré comme un premier pas vers une amélioration de l'EC 8. Des analyses plus approfondies pourraient être envisagées. Les principales modifications concernent les valeurs des déformations ultimes. Ces deux variables ne doivent plus être considérées comme des valeurs constantes.

# **CHAPITRE 4 : UNE APPROCHE SIMPLIFIÉE POUR LA PRISE EN COMPTE DE L'EFFET D'ÉCHELLE SUR LA RUPTURE PAR FLEXION-CISAILLEMENT**

## **4.1 Introduction**

Dans le cadre d'une conception sismique basée sur un dimensionnement en capacité, l'objectif principal est d'assurer un comportement ductile et d'éviter des ruptures fragiles. Pour les éléments en BA, les rotules plastiques avec un comportement flexionnel inélastique sont des sources importantes de dissipation d'énergie (ductilité). Sous chargement sismique, certains éléments structurels (par exemple les piles de ponts) sont soumis à des sollicitations de flexion-cisaillement. La rupture par cisaillement de ces éléments doit être empêchée pour éviter un effondrement brutal. La résistance au cisaillement doit dépasser la résistance à la flexion (Priestley et al., 1996).

Nous débutons le présent chapitre par la présentation du modèle ATC (Applied Technology Council, 1983) qui décrit l'interaction flexion-cisaillement. Puis, nous exposons les études pionnières traitant l'évaluation de la capacité de cisaillement. Afin de souligner l'insuffisance des différentes formules proposées dans la littérature, une comparaison avec les résultats expérimentaux est élaborée. L'objectif final de ce chapitre est de proposer une nouvelle formule pour décrire l'interaction flexion-cisaillement.

A la fin de ce chapitre, on essaiera de répondre à la question : comment assurer un comportement ductile ?

## **4.2 Interaction flexion-cisaillement**

L'interaction ductilité - résistance au cisaillement est complexe. Dans les zones de rotules plastiques, la résistance au cisaillement diminue quand la ductilité augmente (Priestley et al., 1996). L'ouverture des fissures de flexion affecte les mécanismes de transfert de l'effort tranchant (zone de compression, l'engrènement des granulats ...). Les ouvertures de fissures de flexion provoquent une diminution de la capacité de ces mécanismes à transférer des efforts de cisaillement. Ainsi, une rupture brutale par cisaillement peut se produire. Pour éviter une rupture fragile, une bonne estimation de l'interaction flexion-cisaillement est nécessaire.

Un certain nombre des modèles ont été proposés pour décrire l'interaction entre la ductilité flexionnelle et le cisaillement. Les modèles d'endommagement couplés ou non à la plasticité sont capables de décrire cette interaction par le biais de lois de comportements constitutifs conçues à l'échelle du matériau dans le cadre de la méthode des éléments finis. La théorie du champ de compression modifiée "MCFT" (Bentz et al., 2006) est considérée comme une approche simplifiée qui pourrait être utilisée pour traiter l'interaction flexion-cisaillement. D'autre part, des modèles de calcul de la capacité de cisaillement basés sur la notion de déplacement ont été développés pour traiter la dégradation de la résistance au cisaillement due à des déformations inélastiques en flexion. Pour l'ingénierie pratique, le modèle ATC-6 (Applied Technology Council, 1983) reste une approche performante simplifiée pour décrire cette interaction. Elle permet d'évaluer la réduction de la résistance au cisaillement provoquée par un comportement ductile (Figure 4-1).

Dans le cadre du concept ATC, trois modes de rupture pourraient être distingués en fonction de l'intersection entre la courbe enveloppe de capacité de cisaillement et la courbe de demande de cisaillement qui correspond à la résistance à la flexion (ou courbe P- $\delta$ ). Une rupture ductile (A) est produite lorsque la courbe P- $\delta$  et la courbe de cisaillement n'intersectent pas. Dans ce cas, la force de cisaillement correspondante à la résistance à la flexion est inférieure à la valeur de cisaillement résiduelle. La rupture de type « C » (brutale) apparaît dans la situation où l'intersection se produit avant le début de flexion. Une autre situation existe où la rupture par cisaillement se produit après la flexion à un certain niveau de ductilité (Cas B). La résistance au cisaillement

résiduelle est définie comme étant la résistance au cisaillement initiale réduite du fait de la dégradation du béton avec l'augmentation de la ductilité en déplacement.

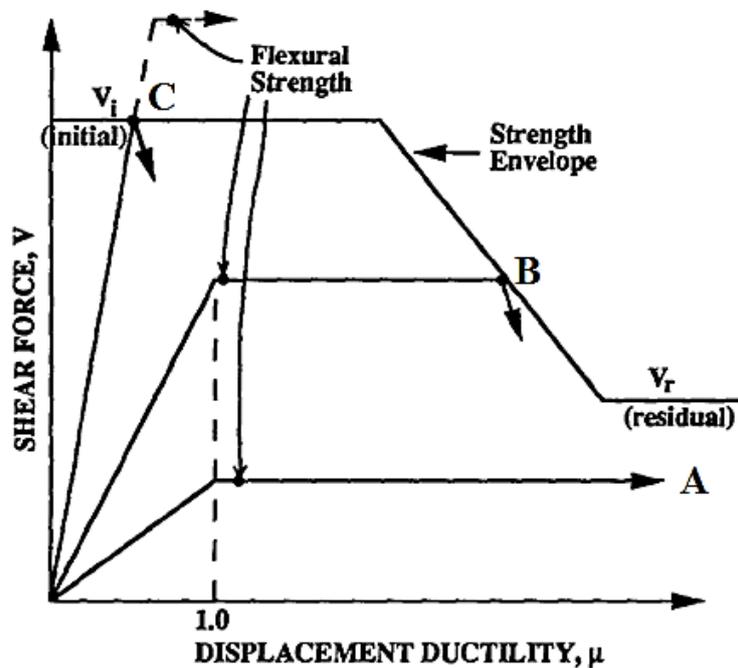


Figure 4-1 : Modèle ATC-6 (Applied Technology Council, 1983) - Interaction entre la résistance au cisaillement et la ductilité

### 4.3 Comparaison des différents modèles de cisaillement

Les résultats des tests expérimentaux sous chargements cycliques fournis dans (Ang et al. (Ang et al., 1989), Aschheim & Moehle (Ascheim and Moehle, 1992), Wong et al. (Wong et al., 1993), Moretti & Tassios (Moretti and Tassios, 2007), Ho & Pam (Ho and Pam, 2003), et Lee & Watanabe (Lee and Watanabe, 2003)) montrent que, dans de nombreux cas, la rupture par cisaillement se produit après flexion (après la plastification des armatures longitudinales). La dégradation de la résistance au cisaillement est attribuée au développement des fissures diagonales dans les zones de rotule plastique. Ainsi l'évaluation de l'interaction cisaillement-ductilité est importante.

Dans cette section, des modèles simplifiés d'évaluation de la capacité de cisaillement des éléments en BA sont examinés et comparés aux résultats expérimentaux de la littérature. Les modèles suivants : Caltrans (Caltrans, 2004), Priestley (Priestley et al., 1994), Sezen AMD Moehle (Sezen and Moehle, 2004), Xiao AMD Martirosyan (Yan and Armen, 1998), Maekawa et An (Maekawaa and An,

2000) ainsi que les codes de conception ACI 318-08 (ACI Committee 318, 2014), EC2 partie 1-1 (Eurocode 2, 2004) et EC8 partie 3 (Eurocode 8, 2005) sont discutés.

### 4.3.1 Priestley et al (1994)

Priestley et al (Priestley et al., 1994) considéraient que la résistance au cisaillement d'un poteau en BA est constituée de trois composantes indépendantes: une composante béton  $V_c$  dont l'amplitude dépend du niveau de ductilité ; une composante de charge axiale  $V_p$  dont l'amplitude dépend du rapport ( $a/H$ ) de poteau et une dernière composante des armatures transversaux  $V_s$  dont l'amplitude dépend de la quantité d'armatures transversales.

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (4.1)$$

Avec :

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \quad (4.2)$$

$$V_s = A_v f_{yh} D' \cot 30^\circ / s \quad (4.3)$$

$$V_p = P \tan \alpha = \frac{D - c}{2a} P \quad (4.4)$$

Dans ce cas, le facteur  $k$  est pris égal à 0,29 lorsque  $\mu \leq 2$  (ductilité en déplacement) et 0,10 lorsque  $\mu \geq 4$ , la surface efficace de cisaillement est prise égale à  $A_e = 0,8A_g$ ,  $A_v$  est la surface de renforcement transversal totale par couche,  $D'$  la distance entre les centres du cercle périphérique ou de la spirale,  $P$  la force axiale,  $D$  la profondeur ou le diamètre global de la section,  $c$  la profondeur de la zone de compression et  $a$  la portée du cisaillement.

### 4.3.2 Xiao et Martirosyan (1998)

Sur la base de résultats expérimentaux et dans le cas du béton à haute résistance, Xiao et Martirosyan (Yan AMD Armen, 1998) proposent de modifier le facteur  $k$  du modèle de Priestley et al (Priestley et al., 1994) présenté précédemment comme suit:

$$k = \begin{cases} 0.29 & \text{for } \mu \leq 2 \\ 0.29 - 0.12(\mu - 2) & \text{for } 2 \leq \mu \leq 4 \\ 0.05 - 0.025(\mu - 4) & \text{for } 4 \leq \mu \leq 6 \\ 0 & \text{for } \mu \geq 6 \end{cases} \quad (4.5)$$

### 4.3.3 Maekawa et An (2000)

Maekawa et An (Maekawaa and An, 2000) adoptent les formules de « Japanese Society of Civil Engineers » (JSCE, 2007) pour l'évaluation de la capacité de cisaillement, mais introduisent le facteur  $k$  pour prendre en compte la dégradation du béton ( $V_{c,JSCE}$ ) en fonction de la ductilité.

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.6)$$

Avec :

$$V_s = (1 - k(\mu - 1))V_{s,JSCE} = (1 - k(\mu - 1))0.9\sqrt[3]{f'_{cd}} \beta_p \beta_n \beta_d b_w d \quad (4.7)$$

$$k = \frac{1}{2(9 - a/d)} \quad (4.8)$$

$$V_s = V_{s,JSCE} = A_w f_{wyd} z (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s \quad (4.9)$$

Dans ce cas, le facteur de modification ( $1 - k(\mu - 1)$ ) est pris égal à 1 lorsque  $\mu \leq 1$  et pris égal à 0 lorsque  $\mu \geq 1 + 1/k, f'_{cd}$ . La résistance à la compression du béton,  $\beta_p$  facteur pour la prise en compte de l'influence de la zone de renforcement en traction,  $\beta_n$  facteur pour prendre en compte l'influence de la force axiale,  $\beta_d$  facteur pour prendre en compte l'influence de la profondeur effective  $d$ ,  $A_w$  section totale d'armature de cisaillement placée sur un espacement  $S_s$ ,  $f_{wyd}$  est la limite d'élasticité de l'acier, et  $\alpha_s$  l'angle entre le renforcement de cisaillement et l'axe d'élément.

### 4.3.4 Sezen et Moehle (2004)

Sezen et Moehle (Sezen and Moehle, 2004), estiment la résistance au cisaillement des poteaux comme la somme du cisaillement porté par le béton  $V_c$  et le cisaillement porté par le renforcement transversal  $V_s$  à travers un modèle de treillis à 45 °.

$$V_n = k(V_c + V_s) \quad (4.10)$$

Avec :

$$V_c = \frac{0.5\sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} 0.8A_g \quad (4.11)$$

$$V_s = A_{st}f_{yt}d/s \quad (4.12)$$

Dans ce cas, le facteur  $k$  est pris égal à 1 lorsque  $\mu \leq 2$ , et 0,7 lorsque  $\mu \geq 6$ ,  $f_c$  la résistance à la compression du béton,  $a/d$  est le rapport de forme,  $P$  la charge axiale,  $A_g$  est la surface transversale brute de poteau,  $A_{st}$  la surface d'armature transversale à l'intérieur de l'espacement  $s$ , et  $f_{yt}$  est la contrainte d'élasticité maximale du renforcement transversal.

### 4.3.5 Caltrans, Seismic Design Criteria (2002)

Selon le modèle Caltrans (Caltrans, 2004), la capacité de cisaillement des éléments en béton ductiles doit être exprimée en fonction des résistances nominales du matériau.

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.13)$$

Avec :

$$V_c = F_1 F_2 \sqrt{f'_c} A_e \quad (4.14)$$

$$F_1 = 0.025 \leq 0.08\rho_s f_y + 0.305 - 0.083\mu \leq 0.25 \quad (4.15)$$

$$F_2 = 1 + \frac{P}{13.8A_g} \leq 1.5 \quad (4.16)$$

$$V_s = A_v f_{yh} D' / s \quad (4.17)$$

Dans ce cas,  $F_1$  facteur permettant la prise en compte de la dégradation du béton avec l'augmentation de la ductilité,  $F_2$  facteur permettant de prendre en compte la contribution de la charge axiale, la zone de cisaillement effective est prise égale à  $A_e = 0.8A_g$ ,  $\rho_s$  est le pourcentage d'armature transversale.  $A_v$  la section des armatures de

cisaillement sur un espacement  $s$ , et  $f_{yh}$  la contrainte d'élasticité maximale du renforcement transversal.

### 4.3.6 Eurocode 2 partie 1-1 (2005)

Selon l'EC 2 partie 1-1 (Eurocode 2, 2004), pour les éléments nécessitant des armatures de cisaillement, et dans le cas où les armatures de cisaillement sont verticales, la résistance de cisaillement  $V_{Rd}$  est calculée par l'équation suivante :

$$V_{Rd} = \min\left(A_{sw} z f_{ywd} \cot \theta / s; \alpha_{cw} b_w z v_l f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)\right) \quad (4.18)$$

$A_{sw}$  est la section des armatures transversale,  $z$  est la longueur du bras de levier intensif,  $f_{ywd}$  la limite d'élasticité des armatures de cisaillement,  $\theta$  l'angle entre la bielle de compression du béton et l'axe de l'élément,  $s$  l'espacement des étriers,  $v_l$  facteur de réduction de résistance pour le béton fissuré dans le cisaillement et  $\alpha_{cw}$  coefficient tenant compte de l'état de la contrainte dans la bielle de compression. L'angle  $\theta$  est limité par :  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ . La dégradation de la résistance au cisaillement en fonction de la ductilité n'est pas prise en compte dans ce code de conception.

### 4.3.7 Eurocode 8 partie 3 (2005)

Selon l'EC 8 partie 3 (Eurocode 8, 2005), la résistance cyclique au cisaillement  $V_R$  diminue avec la demande en ductilité, exprimée en fonction du facteur de ductilité de la déflexion transversale de la portée de cisaillement ou celle de la rotation de la corde à l'extrémité de l'élément:  $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$ . L'EC8 partie 3 propose l'expression suivante pour calculer la résistance au cisaillement, en tenant compte de la dégradation (avec les unités : Méga Newton et mètres):

$$V_{Rd} = \frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55 A_c f_c) + \left(1 - 0.05 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \cdot \left[0.16 \max(0.5; 100 \rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min(5; L_v / h)\right) \sqrt{f_c} A_c + \rho_w b_w z f_{yw}\right] \quad (4.19)$$

Dans ce cas,  $h$  est la profondeur de la section,  $x$  la profondeur de la zone de compression,  $L_v$  le rapport moment/effort tranchant à la section d'extrémité,  $N$  la force axiale de compression,  $A_c$  la section transversale,  $\rho_{tot}$  le rapport de renforcement

longitudinal total,  $\rho_w$  le rapport de renforcement transversal,  $z$  est la longueur du bras de levier intensif, et  $f_{yw}$  est la limite d'élasticité du renforcement transversal.

#### 4.3.8 ACI 318-08 (2008)

Selon l'ACI 318-08 (ACI Committee 318, 2014), la conception des sections soumises au cisaillement doit être basée sur la valeur de la résistance au cisaillement nominale  $V_n$  calculée par :

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.20)$$

Avec :

$$V_c = \left( 0.16\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_m} \right) b_w d \quad (4.21)$$

$$V_s = A_v f_{yt} d (\sin \alpha + \cos \alpha) / s \quad (4.22)$$

Dans ce cas,  $\rho_w$  est le taux de renforcement longitudinal,  $V_u$  est la force de cisaillement ultime,  $M_m$  est la demande de moment maximum et  $A_v$  représente la section de renforcement de cisaillement sur l'espacement  $s$ . La dégradation de la résistance au cisaillement en fonction de la ductilité n'est pas prise en compte dans ce code de conception.

#### 4.3.9 Comparaison des différents modèles de prédiction de la résistance de cisaillement

La comparaison est faite entre les modèles présentés précédemment et les résultats des essais expérimentaux effectués par Weijian et Yanmei (Weijian and Yanmei, 2009). Les détails des quatre spécimens utilisés dans cette comparaison sont donnés dans le Tableau 4-1 et la comparaison est donnée dans la Figure 4-2.

En ce qui concerne la résistance initiale au cisaillement (Figure 4-2), une différence notable est observée entre les différents modèles. Les modèles de Xiao et Martirosyan (Yan and Armen, 1998) et Priestley (Priestley et al., 1994) donnent des valeurs supérieures (sauf pour l'EC8-3 sans renforcement de cisaillement). Tous les modèles présentés ci-dessus tiennent compte de la réduction de la résistance au

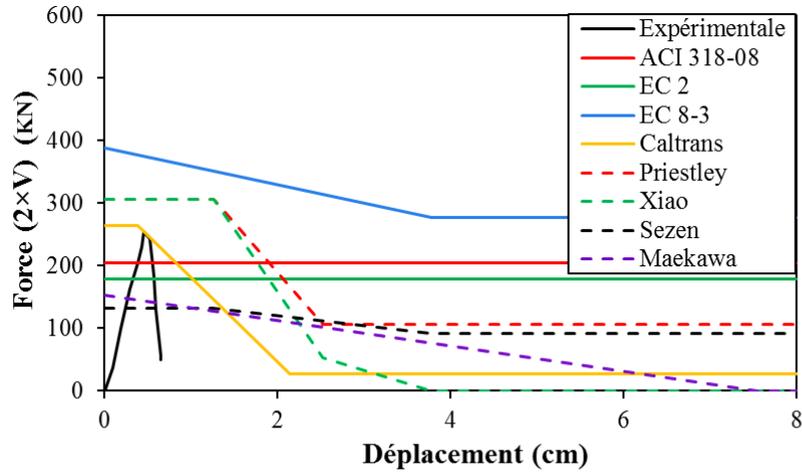
cisaillement du fait de la ductilité, à l'exception des codes de conception EC 2 et ACI318-08. Lorsque la ductilité augmente, la dégradation du cisaillement s'amorce à des niveaux de ductilité différents. Le taux de réduction diffère également. Pour les éléments présentant une rupture par cisaillement (B60-04 et B60-08), les modèles suivants : ACI318-08, Priestley et Xiao et Martirosyan surestiment la résistance au cisaillement. Aucune intersection avec la courbe P- $\delta$  expérimentale n'est observée. Aucune intersection signifie une rupture par flexion. Quand la rupture est par flexion (B60-05), l'EC-8 prédit la résistance au cisaillement la plus faible. Une valeur égale à la résistance à la flexion expérimentale.

Tableau 4-1 : Les données relatives aux poutres testées par Weijian et Yanmei (Weijian and Yanmei, 2009) (F: Flexion, S: Cisaillement, F-S: Flexion-Cisaillement)

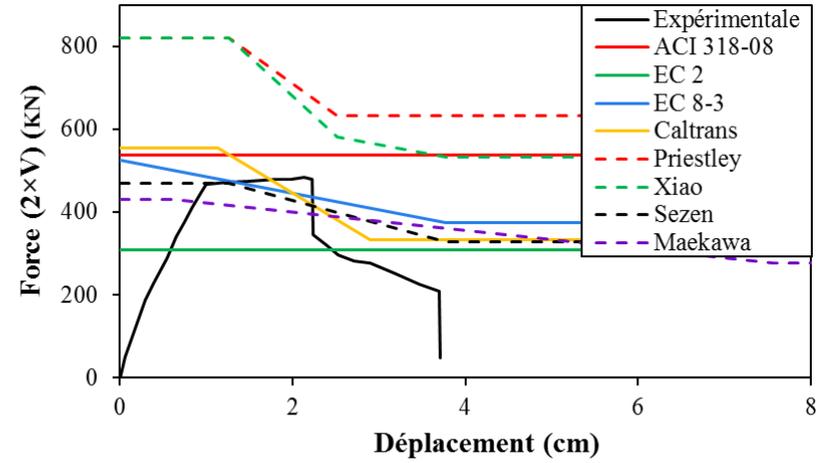
Poutre	$L$ (mm)	$h$ (mm)	$b$ (mm)	$f_c$ (MPa)	$\rho$ (%)	Cadre (mm)	$f_y$ (MPa)	Mode de rupture
B60-01	2600	400	200	68	2.03	/	/	S
B60-04				60	2.03	$\phi$ 8/200 (0.25%)	478	F-S
B60-05				64	0.65	$\phi$ 8/200 (0.25%)	443	F
B60-08				66	2.03	$\phi$ 8/200 (0.25%)	478	F-S

Afin de faire une comparaison des différents modèles décrivant l'effet de la ductilité sur la résistance au cisaillement, les courbes P- $\delta$  prédites à l'aide du modèle que nous avons développé (qui tient compte de l'effet d'échelle) sont introduites pour estimer le mode de rupture. L'intersection (si elle existe) est indiquée pour chaque modèle et la comparaison avec les résultats expérimentaux à la fois de la résistance au cisaillement et de la ductilité de déplacement est effectuée dans la Figure 4-3.

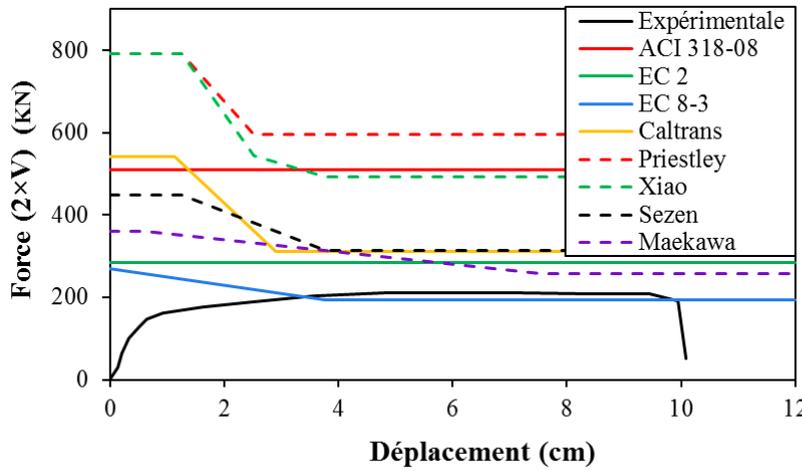
Pour les éléments présentant une rupture par cisaillement (B60-01), l'intersection entre la courbe numérique P- $\delta$  et la capacité de cisaillement donnée par chaque modèle indique que tous les modèles prédisent une rupture par cisaillement avec des valeurs de résistance au cisaillement plus ou moins élevées. Pour les éléments où la rupture se produit après un écoulement plastique en flexion (B60-04 et B60-08), comme indiqué précédemment, certains modèles ne montrent aucune intersection.



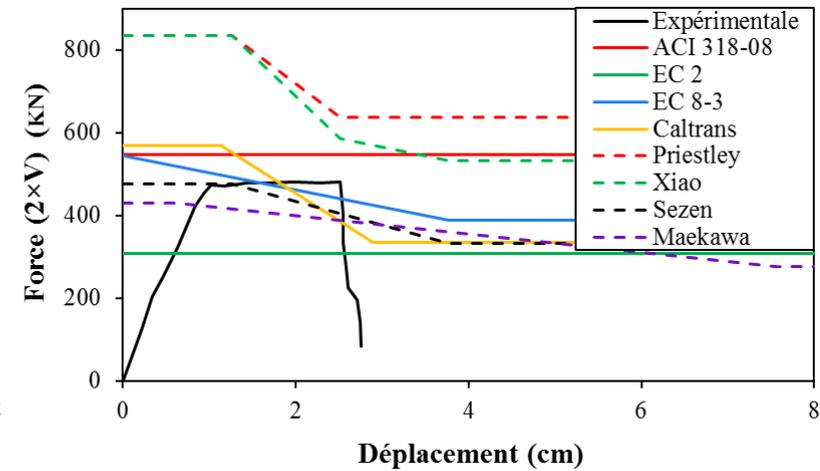
(a)- B60-01



(b)- B60-04

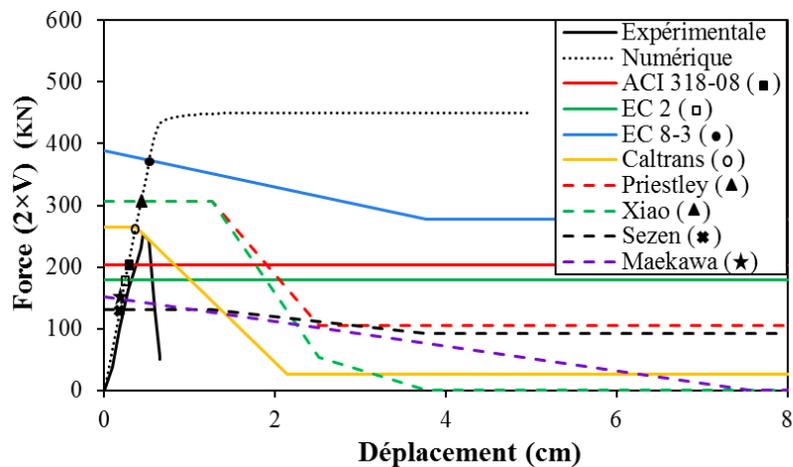


(c)- B60-05

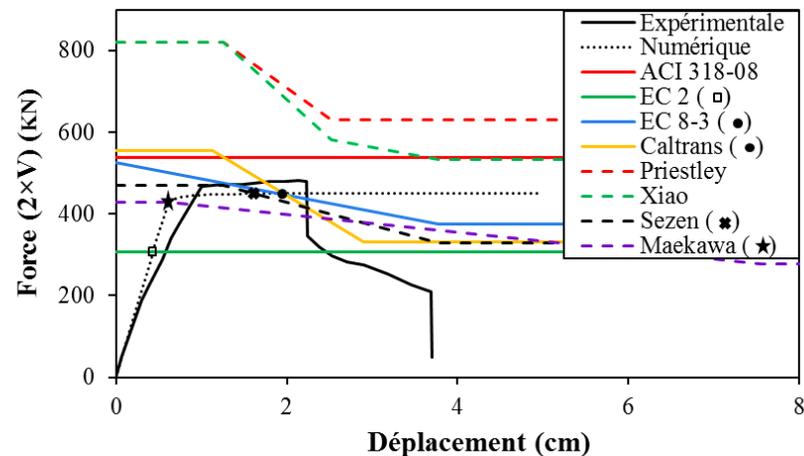


(d)- B60-08

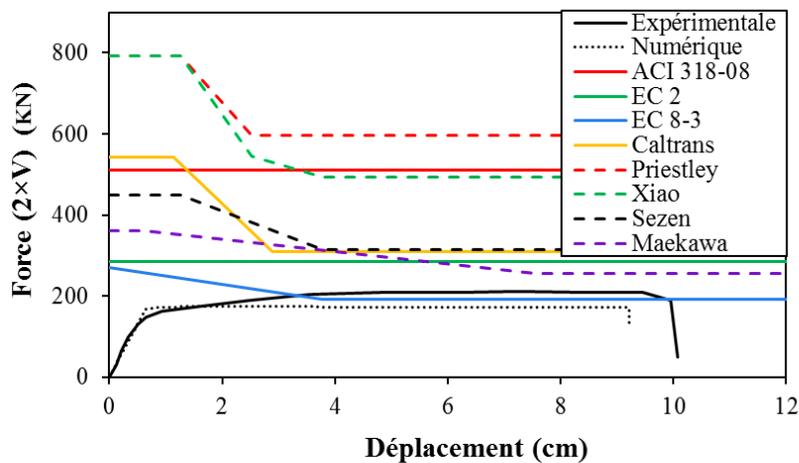
Figure 4-2 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux et la capacité de cisaillement obtenue par différents modèles



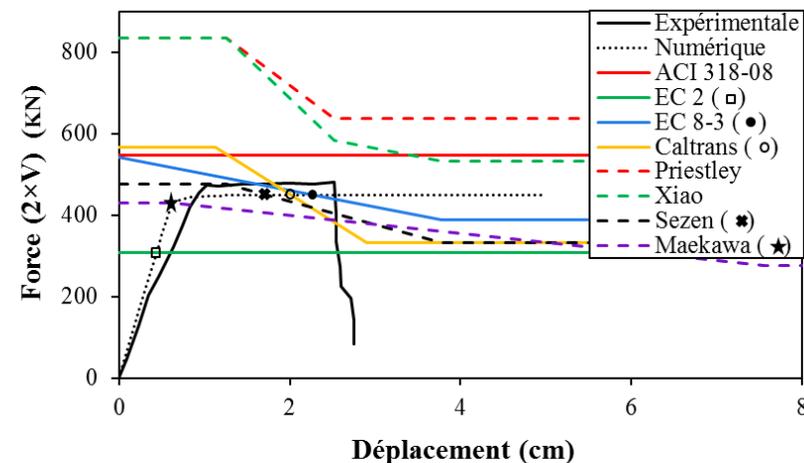
(a)- B60-01



(b)- B60-04



(c)- B60-05



(d)- B60-08

Figure 4-3 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux et l'interaction de la capacité de cisaillement obtenue par différents modèles avec les résultats numériques

Pour les modèles présentant des intersections avec la courbe numérique P- $\delta$ , les modèles EC-2 et Maekawa prédisent des ruptures par cisaillement. Les modèles Caltrans, EC8-3 et Sezen & Moehle prédisent le mode de rupture correcte avec moins ou plus de ductilité.

#### 4.4 Une nouvelle formule pour l'interaction flexion-cisaillement

Sur la base de la comparaison faite précédemment, une formule simplifiée est proposée pour décrire l'effet de la ductilité sur l'évolution de la résistance au cisaillement. Nous proposons la formule suivante pour décrire l'évolution de la force correspondante à la résistance au cisaillement d'un élément en béton armé en fonction de la ductilité en déplacement :

$$V_R(\mu) = k_\mu (V_c + V_s) \quad (4.23)$$

avec  $V_s$  et  $V_c$  sont calculés par les équations de ASCE-ACI de la Commission 426 (ASCE-ACI Joint Task Committee, 1973) :

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yst} d}{s} \quad (4.24)$$

$$V_c = v_c \left( 1 + \frac{3N}{f_c A_c} \right) b d \sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ MPa}) \quad (4.25)$$

$$v_c = (0.067 + 10\rho) \leq 0.2 \quad (4.26)$$

Le facteur  $k_\mu$  dépend de la ductilité en déplacement. Nous proposons les expressions suivantes :

$$k_\mu = \begin{cases} 1 & \text{si } \mu \leq 2 \\ 1.2 - 0.1\mu & \text{si } 2 < \mu < 5 \\ 0.7 & \text{si } \mu \geq 5 \end{cases} \quad (4.27)$$

Conformément à la philosophie de conception ATC, nous considérons trois modes de rupture (Figure 4-4) : - Rupture par flexion : provoquée par écrasement du béton ou par rupture des aciers longitudinaux (acier ayant atteint la déformation moyenne ultime). -Rupture par cisaillement : où la force de cisaillement dépasse la résistance de cisaillement avant la plastification des aciers longitudinaux (fissuration diagonale) -Une rupture par flexion-cisaillement combinée : après la plastification des

aciers longitudinaux, la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la ductilité en raison de la dégradation du béton.

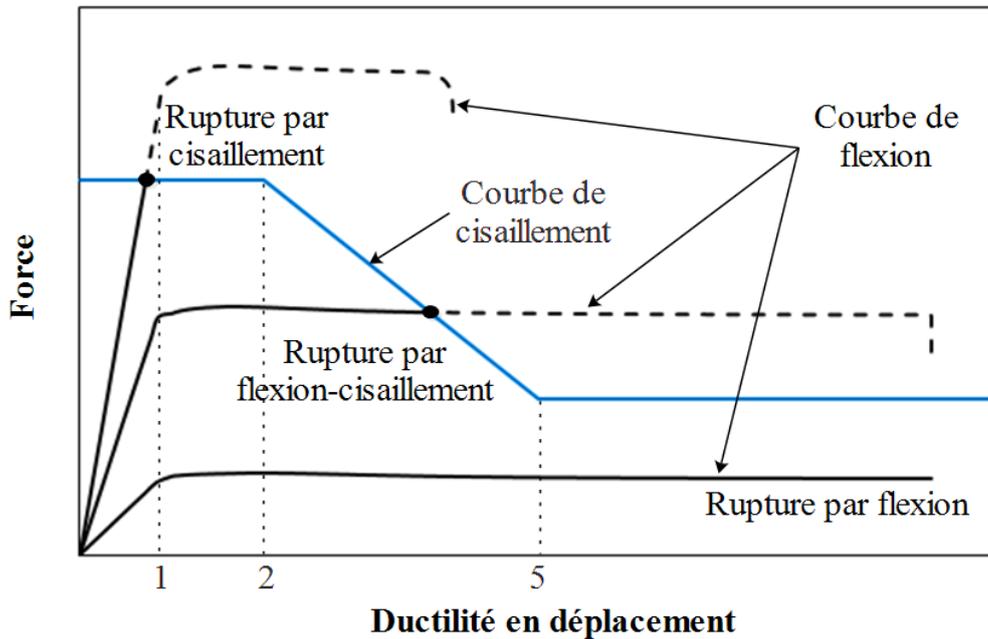


Figure 4-4 : Interaction flexion-cisaillement et modes de ruptures

L'interaction flexion-cisaillement proposée dans ce chapitre est présentée dans la Figure 4-4. Le principe est très simple.

- 1- Sur la base du modèle développé dans le deuxième chapitre, on détermine la courbe force-déplacement ( $p-\delta$ ) de flexion des éléments en BA.
- 2- On calcule la capacité de cet élément (capacité à la force appliquée) à résister au cisaillement (par l'équation (4.23)) en tenant compte de la contribution des armatures transversales et longitudinales et de la contribution du béton.
- 3- On cherche l'intersection de la courbe force-déplacement ( $p-\delta$ ) avec la courbe de cisaillement, si elle existe, puis on déduit le mode de rupture de cet élément.

## 4.5 Validation de l'approche proposée

Afin de valider l'approche proposée décrivant l'interaction flexion-cisaillement, une comparaison entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux des différents tests est proposée (cas des poutres et des poteaux).

La comparaison avec les résultats expérimentaux concerne le mode de rupture, la résistance au cisaillement et la ductilité en déplacement. Pour une rupture par flexion-cisaillement, la comparaison est faite à la fois pour la résistance au cisaillement et la ductilité en déplacement. Pour les éléments présentant une rupture par cisaillement, la comparaison ne concerne que la résistance au cisaillement. Pour la rupture de flexion, la ductilité en déplacement à la rupture est comparée.

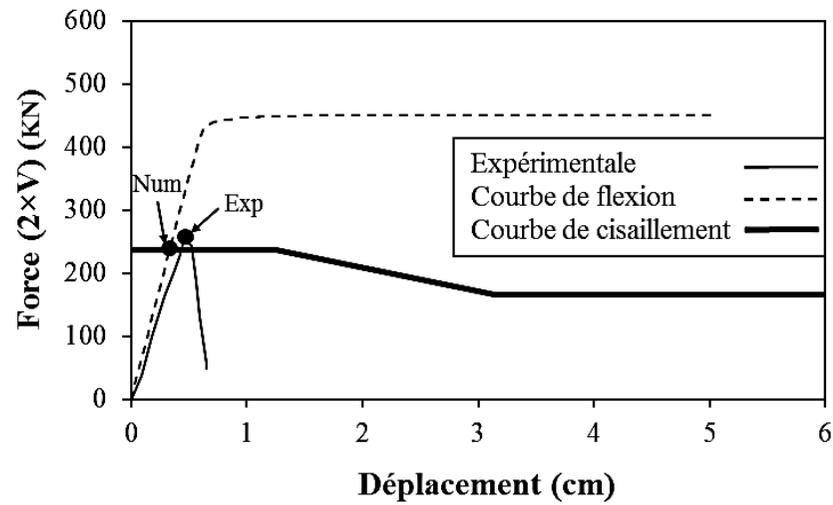
#### **4.5.1 Tests de Weijian et Yanmei**

Les résultats expérimentaux des essais réalisés par Weijian et Yanmei (Weijian and Yanmei, 2009) sont comparés avec les résultats numériques. Les données relatives aux quatre poutres utilisées pour validation sont regroupées dans le Tableau 4-1 donné précédemment. Les courbes numériques force-déplacement obtenues à partir du modèle proposé sont comparées aux résultats expérimentaux dans la Figure 4-5.

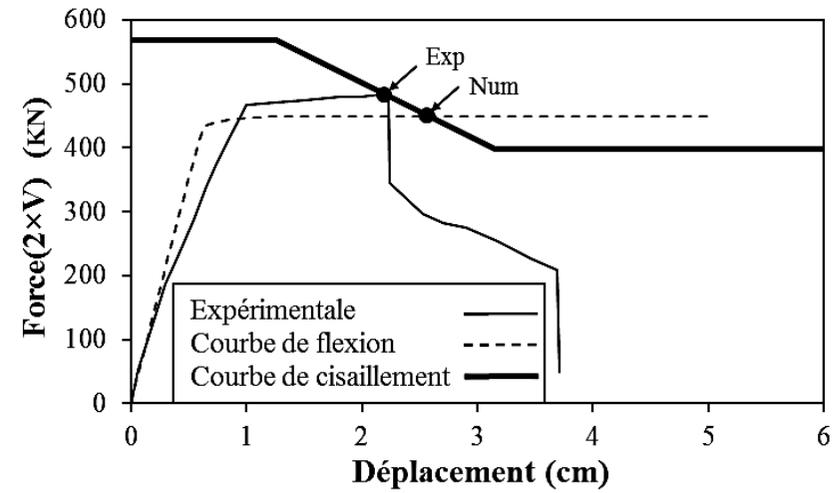
Pour les quatre poutres, le modèle proposé dans le deuxième chapitre fournit les courbes force-déplacement pour une rupture par flexion. Pour la poutre B60-01 (Figure 4-5), la rupture dans l'essai expérimentale est par cisaillement. Cette rupture survient avant la plastification des aciers. La présence d'un pourcentage élevé d'armatures longitudinales (2,03%) et l'absence des armatures transversales (0%) conduisent à une rupture fragile.

L'intersection entre la courbe force-déplacement du modèle et la courbe de cisaillement décrite par la formule que nous avons proposée est en bon accord avec les résultats expérimentaux.

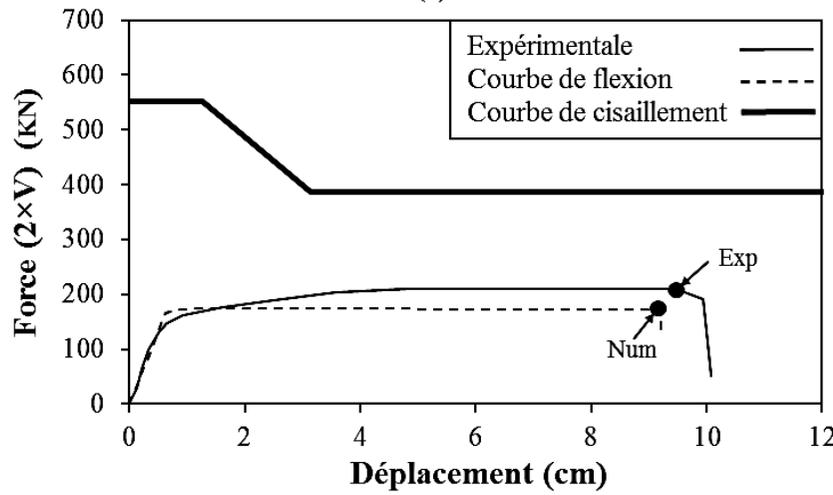
Pour la poutre B60-05 (Figure 4-5), la rupture dans l'essai expérimentale est par flexion. Le pourcentage d'armatures longitudinales est réduit dans cette poutre à 0,65%. La force appliquée pour atteindre le moment de résistance est donc réduite. La présence d'un renforcement transversal (0,25%) augmente la capacité de résistance au cisaillement de cette poutre. Aucune intersection entre la courbe de flexion et celle de cisaillement n'est observée. Un bon accord entre les courbes force-déplacement de notre modèle et le résultat expérimental est également observé.



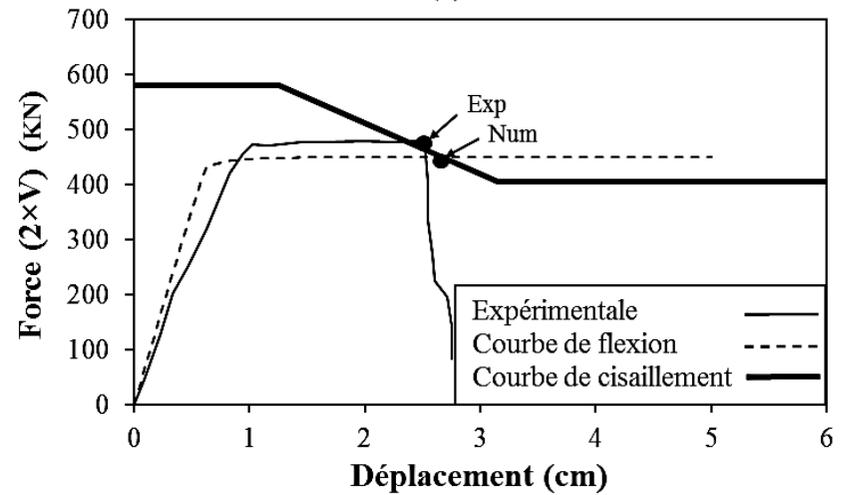
(a)- B60-01



(b)- B60-04



(c)- B60-05



(d)- B60-08

Figure 4-5 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Weijian and Yanmei, 2009) et les résultats de l'approche d'interaction flexion-cisaillement

Les deux poutres B60-04 et B60-08 (Figure 4-5) ont les mêmes caractéristiques à l'exception d'une faible différence pour la contrainte de compression du béton. Une certaine ductilité est observée avant la rupture de ces poutres. Cette ductilité est due au développement de la rotule plastique au milieu de la poutre. Avec le développement de ces rotules plastiques, le béton commence à se dégrader et la capacité de ces poutres à résister à la force de cisaillement est réduite. Les résultats expérimentaux indiquent un mode de rupture par flexion-cisaillement. Le bon mode de rupture est prédit par l'approche proposée ainsi que la ductilité de déplacement correspondante.

#### 4.5.2 Tests de Ohta

Le deuxième programme de test utilisé pour la validation a été réalisé par Ohta (Ohta, 1980), les détails des poteaux testés expérimentalement sont présentés dans le Tableau 4-2. Trois poteaux similaires avec différents pourcentages d'armatures transversales.

Une comparaison entre les résultats expérimentaux de Ohta (Ohta 1980) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement proposé est présentée dans la Figure 4-6. Cette figure indique que l'approche simplifiée proposée est capable de reproduire le mode de rupture et la ductilité de déplacement correspondante.

Tableau 4-2 : Les données relatives aux poteaux testés par Ohta (Ohta, 1980)

	b (cm)	d (cm)	a/d	$\rho$ (%)	$\rho_{st}$ (%)
Poteaux	80	35	4	0.86	0.04
					0.08
					0.16

#### 4.5.3 Tests de Bigaj et Walraven

Les essais réalisés sur des poutres par Bigaj et Walraven (Bigaj and Walraven, 2002) sont utilisés pour la validation de l'approche simplifiée. Les détails des poutres testés expérimentalement sont donnés dans le chapitre 3 (§3.2.2).

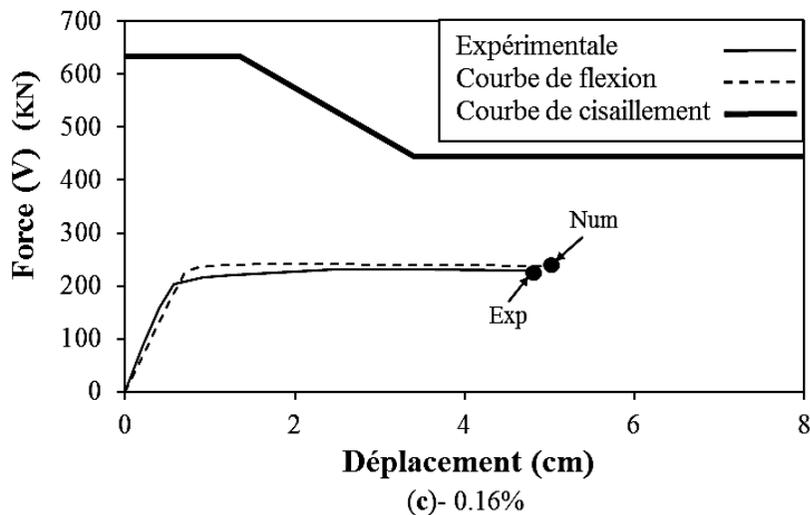
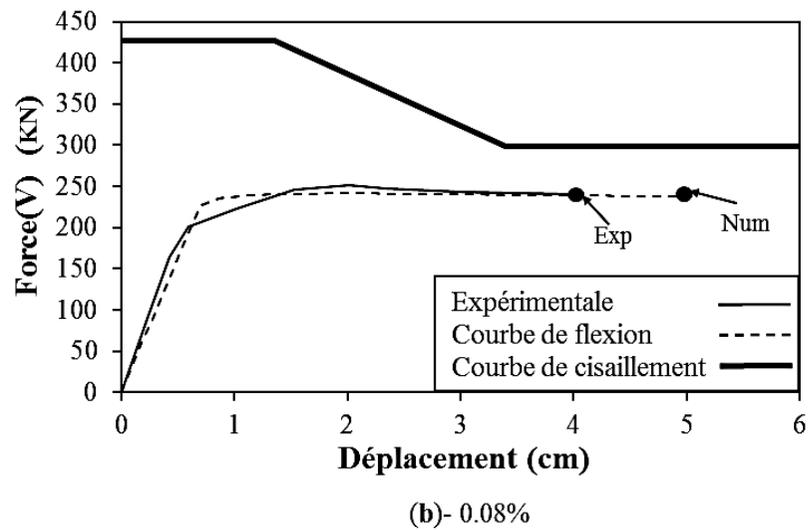
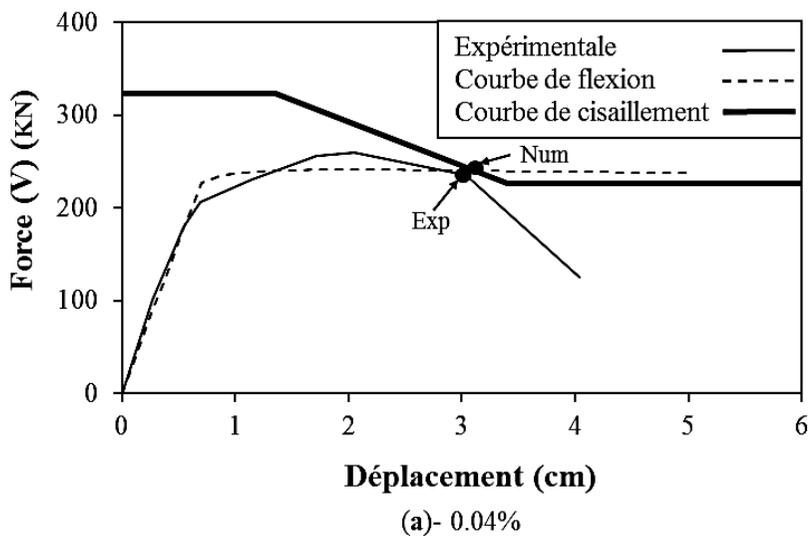


Figure 4-6 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Ohta, 1980) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement

Une comparaison entre les résultats expérimentaux de Bigaj et Walraven (Bigaj and Walraven, 2002) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement est présentée dans la Figure 4-7. Encore une fois, un très bon accord est observé.

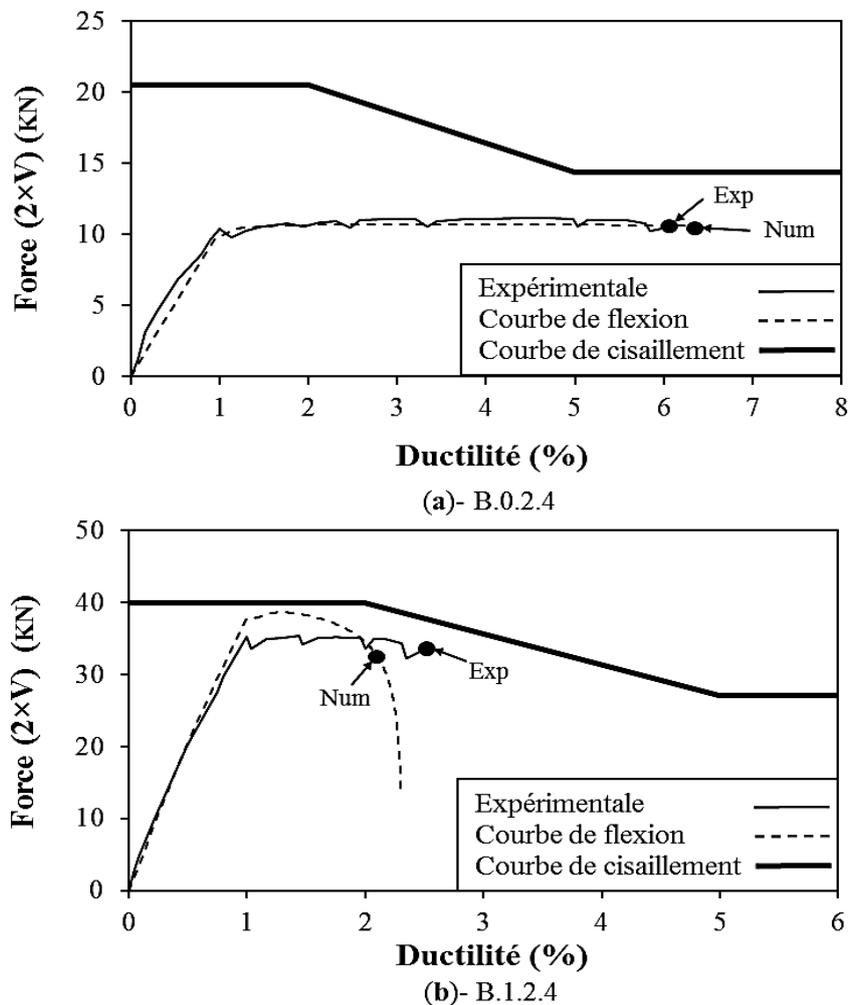


Figure 4-7 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Bigaj and Walraven, 2002) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement

#### 4.5.4 Tests de Rombach et Kohl

Une des poutres des essais réalisés par Rombach et Kohl. (Rombach and Kohl, 2016) est utilisée pour la validation de l'approche simplifiée. Les détails de cette poutre testée expérimentalement sont donnés dans la Figure 4-8.

La comparaison entre le résultat expérimental de Rombach et Kohl. (Rombach and Kohl, 2016) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement est présentée dans la Figure 4-9.

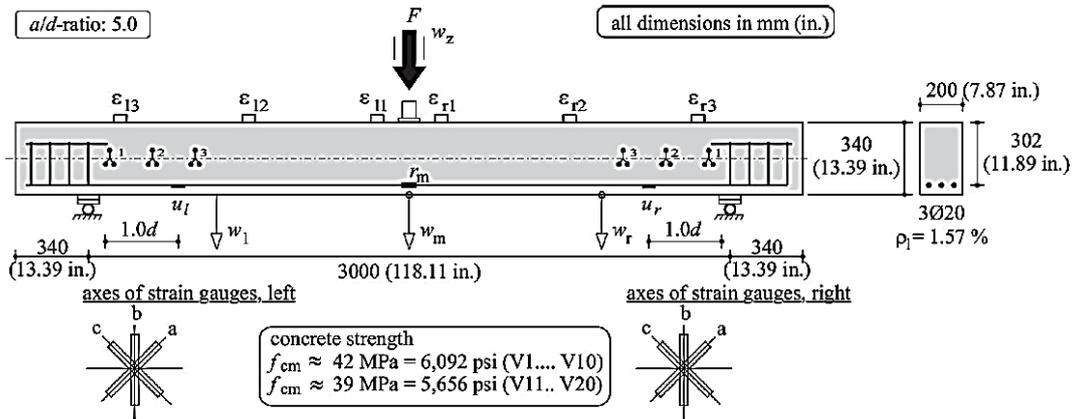


Figure 4-8 : Détails de poutre et configuration de l'essai

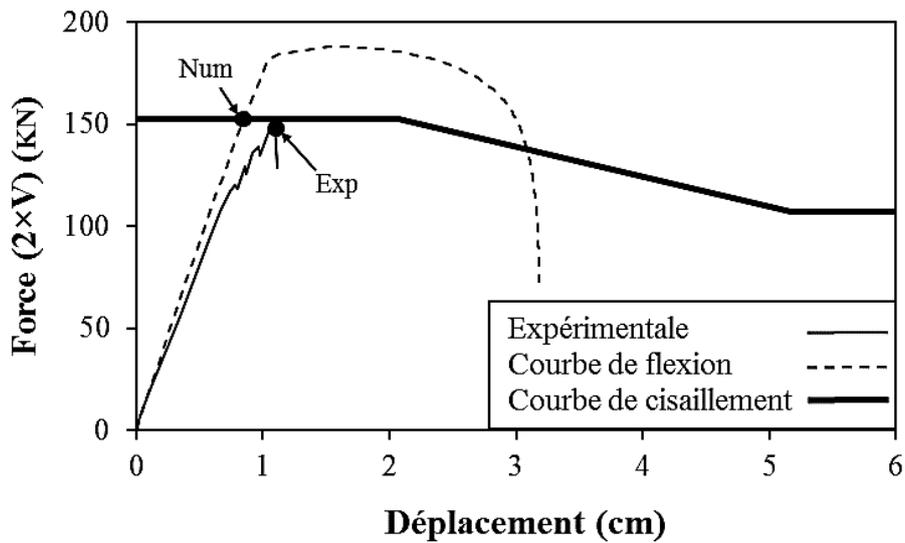


Figure 4-9 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Rombach and Kohl, 2016) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement

#### 4.5.5 Tests de Zhang et Tan

Le cinquième programme de test utilisé pour la validation a été réalisé par Zhang et Tan (Zhang and Tan, 2007). Les détails des poutres testées expérimentalement sont présentés dans le Tableau 4-3 et la Figure 4-10.

Tableau 4-3 : Les données relatives aux poutres testés par Zhang et Tan (Zhang and Tan, 2007)

Poutres	$b$ (mm)	$d$ (mm)	$a/d$	$\rho$ (%)	$\rho_{st}$ (%)
1DB35bw	80	313	1.1	1.25	0.4
1DB50bw	115	454		1.28	0.39
1DB70bw	160	642		1.22	0.45
1DB100bw	230	904		1.2	0.41

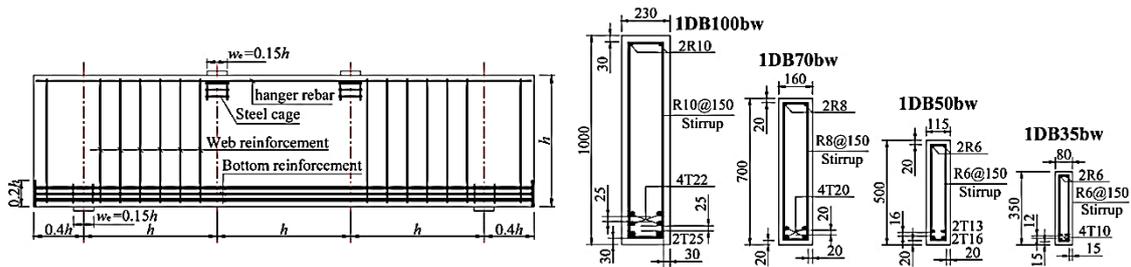


Figure 4-10 : Dimensions des poutres et détails des armatures

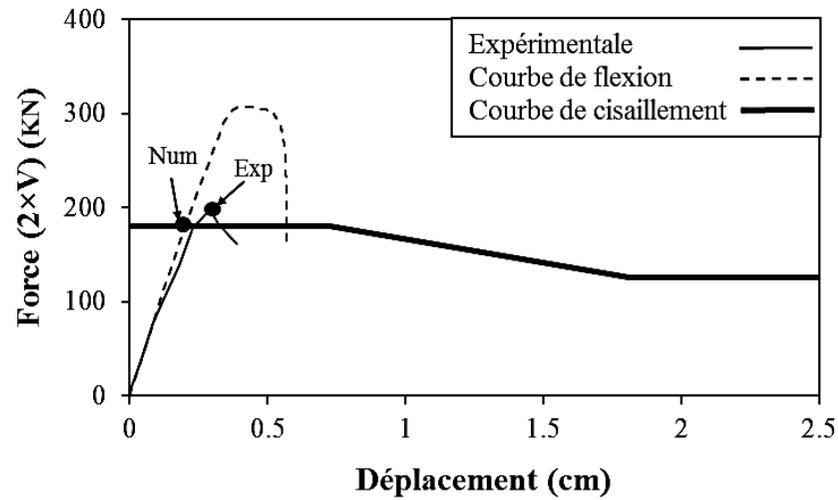
Une comparaison entre les résultats expérimentaux de Zhang et Tan (Zhang and Tan, 2007) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement est présentée dans la Figure 4-11. Un bon accord est ainsi observé.

#### 4.5.6 Tests de Rodrigues et al.

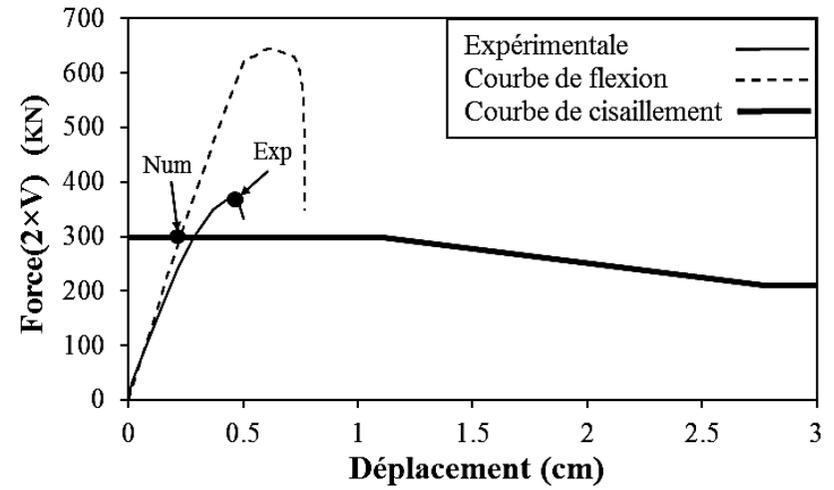
Les essais réalisés sur des poteaux par Rodrigues et al. (Rodrigues et al., 2013) sont utilisés pour validation. Les détails des poteaux testés expérimentalement sont donnés dans le chapitre 3 (§3.2.3) et la comparaison est donnée dans la Figure 4-12.

#### 4.5.7 Synthèse des résultats de comparaison

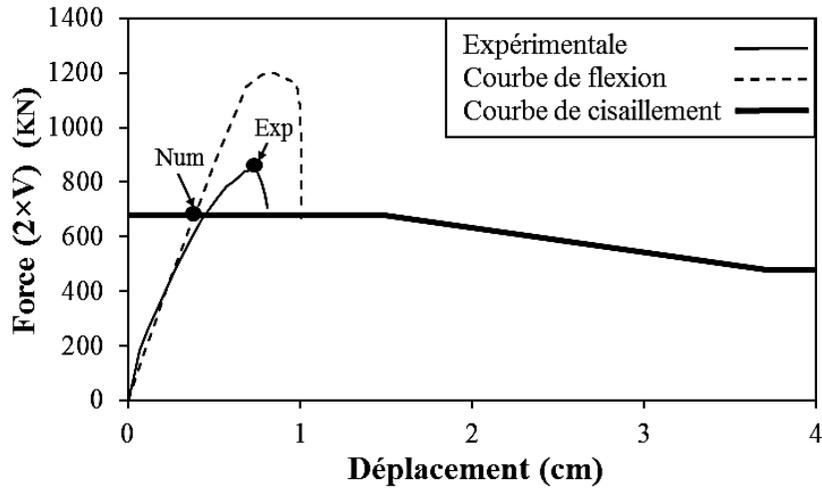
Dans le Tableau 4-4, une synthèse des différentes comparaisons est réalisée. Les résultats expérimentaux des tests réalisés par Ohta (Ohta, 1980), Bigaj & Walraven (Bigaj and Walraven, 2002), Rombach & Matthias (Rombach and Kohl, 2016), Zhang & Tan (Zhang and Tan, 2007) et Rodrigues et al. (Rodrigues et al., 2013) sont regroupés dans le Tableau 4-4. Les résultats numériques sont également présentés. On désigne par F : la rupture par flexion, S : la rupture par cisaillement, F-S : la rupture par flexion-cisaillement).



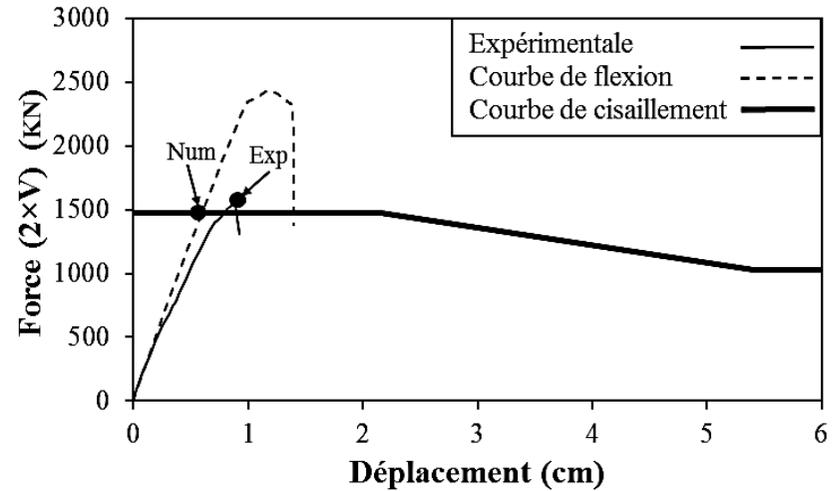
(a)- 1DB35bw



(b)- 1DB50bw

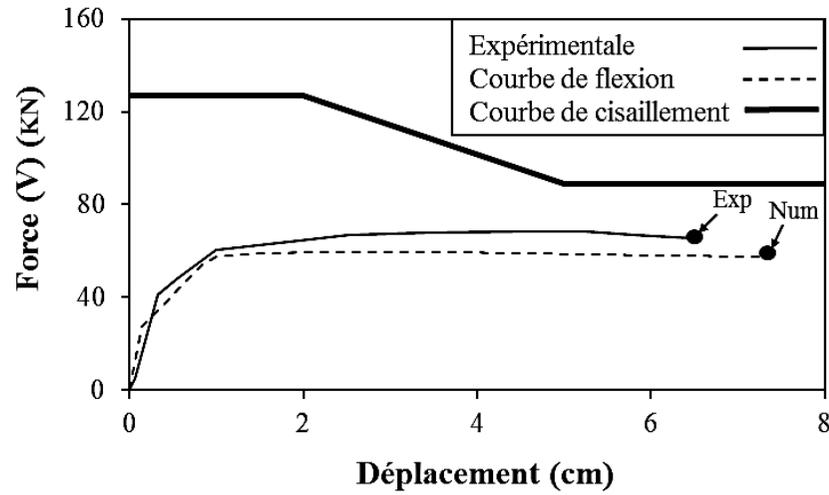


(c)- 1DB70bw

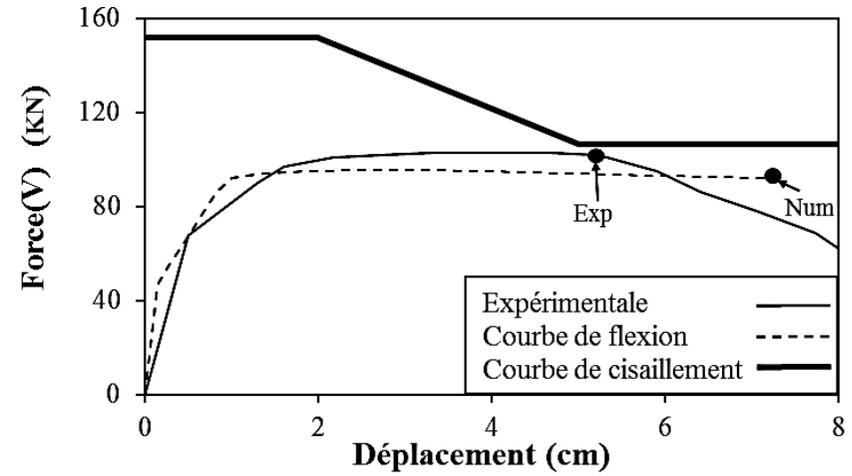


(d)- 1DB100bw

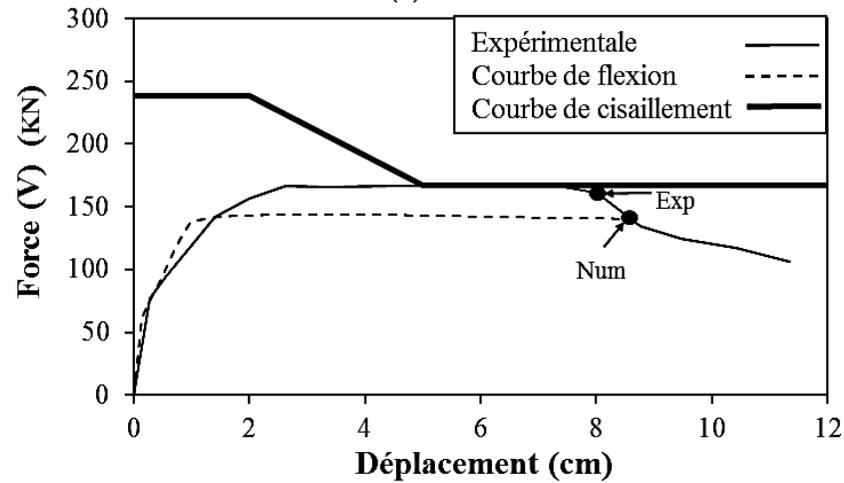
Figure 4-11 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Zhang and Tan, 2007) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement



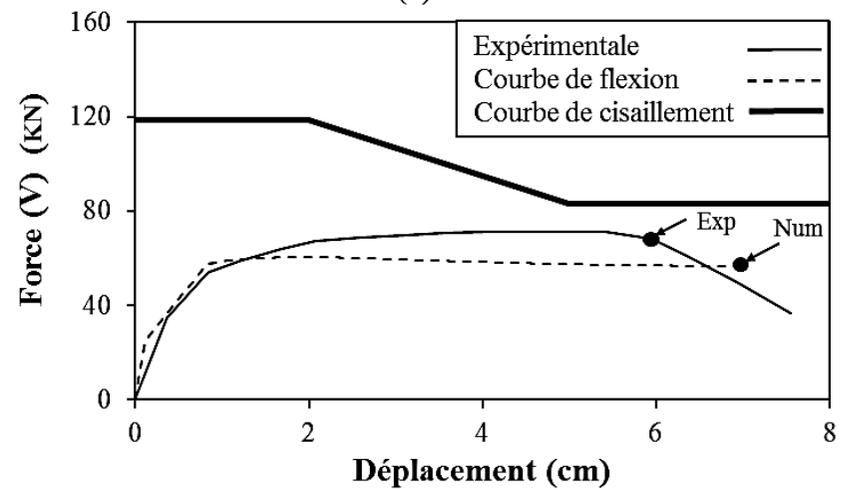
(a)- 20cm×40cm



(b)- 30cm×40cm



(c)- 30cm×50cm



(d)- 30cm×30cm

Figure 4-12 : Force-déplacement, comparaison entre les résultats expérimentaux (Rodrigues et al., 2013) et le modèle d'interaction flexion-cisaillement

Tableau 4-4 : Comparaison entre les résultats expérimentaux des différents essais et les résultats de l'approche interaction flexion-cisaillement

Spécimens		Expérimental			Numérique		
		Type de rupture	Résistance au cisaillement (KN)	Ductilité en déplacement	Type de rupture	Résistance au cisaillement (KN)	Ductilité en déplacement
Weijian & Yanmei (Weijian and Yanmei, 2009)	B60-01	S	128	/	S	118	/
	B60-04	F-S	240	2.22	F-S	225	3.2
	B60-05	F	/	16.57	F	/	15.35
	B60-08	F-S	241	2.51	F-S	225	3.52
Ohta (Ohta, 1980)	1-0.04%	F-S	260	3.9	F-S	240	4.11
	1-0.08%	F	/	6.66	F	/	7.14
	1-0.16%	F	/	7.22	F	/	7.14
Bigaj & Walraven (Bigaj and Walraven, 2002)	B.0.2.4	F	/	6.02	F	/	6.35
	B.1.2.4	F	/	2.51	F	/	2.29
Rombach & Kohl (Rombach and Kohl, 2016)	V11	S	74	/	S	76	/
Zhang & Tan (Zhang and Tan, 2007)	35bw	S	99	/	S	90	/
	50bw	S	183	/	S	149	/
	70bw	S	405	/	S	341	/
	100bw	S	766	/	S	776	/
Rodrigues et al. (Rodrigues et al., 2013)	PB01-N01	F	/	6.51	F	/	7.33
	PB01-N13	F	/	5.23	F	/	6.5
	PB01-N09	F	/	8.02	F	/	8.57
	PB01-N05	F	/	5.96	F	/	7.01

## 4.6 Rupture ductile Vs. Rupture fragile : rôle du confinement

Afin de scruter l'interaction flexion-cisaillement et le rôle que peuvent jouer les armatures transversales, nous proposons de regarder de près les résultats des essais réalisés par Weijian et Yanmei (Weijian and Yanmei, 2009) présenté dans la Figure 4-5. La poutre B60-1 ne possède aucune armature transversale. En revanche, la poutre B60-8 contient des cadres de 8mm de diamètre avec un espacement de 20cm (soit un pourcentage de 0,25%). Ces deux poutres (B60-1 et B60-8) ont les mêmes caractéristiques excepté les armatures transversales, cependant le mode de rupture est différent. La poutre B60-1 rompt par cisaillement (rupture fragile), tandis que la poutre B60-08 rompt par cisaillement après flexion (rupture flexion-cisaillement). Il est tout à fait classique de conclure sur le rôle des cadres qui assurent une certaine ductilité.

Sur la Figure 4-13, on propose une autre configuration pour la poutre B60-1 en gardant un espacement constant ( $S=20\text{cm}$ ) et en modifiant la section des cadres (de 2mm à 10mm), le mode de rupture change totalement. La poutre B60-1 passe d'une poutre fragile à une poutre ductile en augmentant les diamètres des cadres. Les résultats d'une deuxième configuration sont présentés sur la Figure 4-14, avec un diamètre constant ( $d_s=8\text{mm}$ ), mais un espacement réduit (diminution de 55cm à 15cm), la poutre B60-1 passe d'une poutre fragile à une poutre ductile. Le confinement permet d'assurer un comportement ductile.

Sous chargement sismique, la ductilité est nécessaire pour permettre une dissipation d'énergie avant la rupture. Cette énergie est dissipée avec la formation des rotules plastique dans les zones les plus sollicitées. Ces zones sont soumises à des sollicitations de flexion (moment) et de cisaillement (effort tranchant). Dans ce contexte, le rôle de l'ingénieur est d'assurer un comportement ductile (rupture par flexion) de ces éléments en évitant une rupture fragile par cisaillement. Une des clefs de cette conception ductile réside dans le confinement assuré par les armatures transversales.

Pour un élément en béton armé où la rotule est censée apparaître, la force de cisaillement  $V_u$  correspondant à la résistance à la flexion  $M_u$  doit être inférieure à la valeur de cisaillement résiduelle (équation (4.28)).

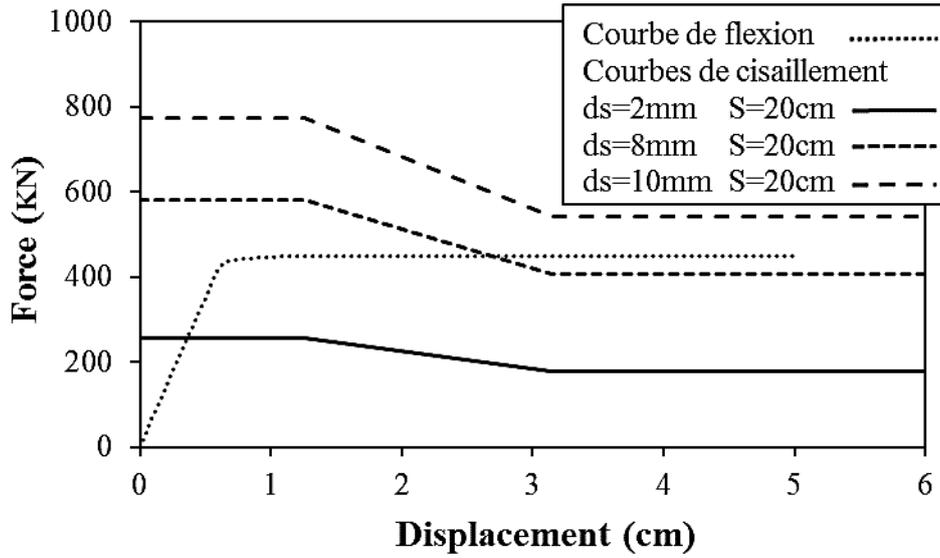


Figure 4-13 : Interaction flexion-cisaillement, entre la courbe de flexion (numérique) de la poutre B60-1 et différentes courbes de cisaillement (influence de diamètre des cadres)

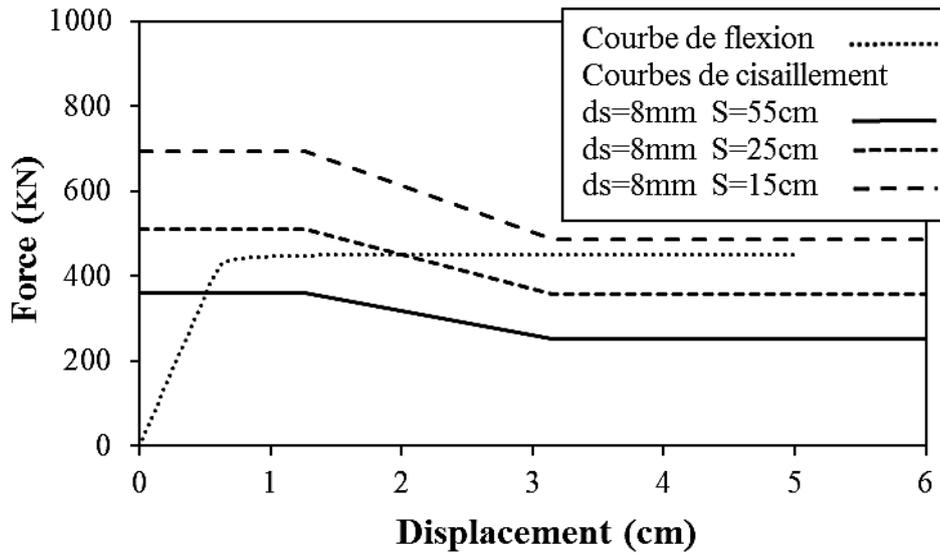


Figure 4-14 : Interaction flexion-cisaillement, entre la courbe de flexion (numérique) de la poutre B60-1 et différentes courbes de cisaillement (influence de l'espacement des cadres)

$$V_u < 0.7(V_c + V_s) \tag{4.28}$$

Avec :

$$V_u = M_{Rd} / L_v \tag{4.29}$$

$L_v$  : longueur de cisaillement.

Remplaçons l'équation (4.24) dans l'équation (4.28), on peut déterminer le rapport section-espacement des cadres par l'équation suivante :

$$\frac{A_{st}}{S} > \frac{I}{f_{yst}d} \left( \frac{V_u}{0.7} - V_c \right) \quad (4.30)$$

À partir de l'équation (4.30), on peut déterminer l'espacement maximal pour une section des cadres donnée par l'équation suivante :

$$S < S_{max} = \frac{0.7 A_{st} f_{yst} d}{V_u - 0.7 V_c} \quad (4.31)$$

## 4.7 Conclusions

Les modes de rupture classiques (chargement classique) d'un élément en béton armé peuvent être classés en trois catégories : une rupture par flexion (ductile), une rupture par flexion-cisaillement (rupture par cisaillement après plastification des armatures longitudinales) et une rupture par cisaillement (fragile). La rupture fragile des éléments en BA doit être évitée. Le modèle ATC constitue une bonne approche pratique pour prédire le mode de rupture des éléments en BA sous la combinaison flexion-cisaillement. Cependant, pour une meilleure utilisation de ce concept, la capacité de flexion (force et ductilité) et la capacité de cisaillement doivent être correctement estimées.

Dans ce chapitre, nous avons exposé brièvement les différentes formules qui permettent l'évaluation de la capacité de cisaillement. À partir de ces études, nous avons proposé une nouvelle formule pour prédire la capacité de cisaillement et sa dégradation causée par la ductilité flexionnelle. Une combinaison de cette nouvelle formule avec le modèle développé dans le deuxième chapitre (qui fournit la courbe de capacité flexionnelle P- $\delta$ ) a été réalisée pour prédire le mode de rupture des différents éléments en béton armé sous diverses configurations. Une bonne estimation du mode de rupture et de la ductilité correspondante a été observée.

# **CHAPITRE 5 : ANALYSE À L'ÉCHELLE GLOBALE - APPLICATIONS STRUCTURALES**

## **5.1 Introduction**

Comme nous l'avons déjà mentionné auparavant, l'analyse sismique non linéaire des structures en béton armé pourrait être réalisée en utilisant une approche globale basée sur l'introduction des lois moment-courbure dans les zones de rotule plastiques. Au début de ce chapitre, on donnera un aperçu général sur l'analyse à l'échelle globale. Les calculs seront réalisés à l'aide d'un logiciel élément fini CAST3M en utilisant la loi globale de Takeda-modifié. La loi de Takeda-modifié sera modifiée une deuxième fois afin d'introduire la phase de rupture, car dans sa version actuelle, cette loi permet de reproduire la non-linéarité du matériau, mais pas l'état de ruine (effondrement). Une validation de ces modifications est proposée via une comparaison des résultats de modélisation avec ceux d'un portique testé expérimentalement. Enfin, une application structurale est réalisée afin de mettre en évidence les avantages des améliorations des formules de l'EC 8 proposées dans le chapitre 4. Les lois moment courbures utilisées dans la modélisation sont celles obtenues par le modèle développé qui tient compte de l'effet d'échelle.

## 5.2 Analyse à l'échelle globale

À l'échelle globale, les lois de comportement utilisées sont des lois exprimées en fonction des variables généralisées. Ces lois globales sont des relations entre une déformation généralisée (courbure, rotation, déplacement) et sa contrainte associée (moment, force). L'analyse sismique non linéaire à l'échelle globale peut se faire par l'introduction des lois moment-courbure aux endroits des rotules plastiques.

Pour les éléments en béton armé (poteau ou poutre), notre modèle (développé dans le chapitre 2) est capable de fournir les lois de comportement global des sections en béton armé en tenant en compte de l'effet d'échelle. Afin d'obtenir une réponse globale d'un élément (poutre ou poteau), une double intégration de la loi moment-courbure donne la courbe force-déplacement. Dans le cas des éléments d'un ouvrage ou d'une structure (pile de pont, bâtiment...), il est nécessaire d'utiliser un logiciel aux éléments finis afin de déterminer la courbe enveloppe (de capacité) par une analyse de type Pushover ou une analyse dynamique temporelle non linéaire.

## 5.3 Le modèle de Takeda

Le modèle qui sera utilisé est celui de Takeda-modifié implémenté dans le logiciel Cast3M. Cast3M est un logiciel de calcul par la méthode des éléments finis pour la mécanique des structures et des fluides. Plusieurs modèles sont implémentés dans ce logiciel pour la modélisation des structures à l'échelle globale. La loi de Takeda (appelée TAKEMO-MOMY et TAKEMO\_EFFZ) est la loi simplifiée la plus répandue pour modéliser les structures en béton armé (Takeda et al., 1970). La loi disponible dans Cast3M est une loi modifiée valable pour le comportement en flexion et en cisaillement. Une description détaillée de cette loi est donnée dans la thèse de Arède (Arède, 1997).

Dans la loi de Takeda modifiée, le comportement non linéaire nécessite trois paramètres (ou six paramètres pour une section non symétrique). Cette courbe est trilineaire (Figure 5-1-a). Elle peut être différente dans les deux sens de chargement (positive et négative) : le premier segment caractérise le comportement élastique, le

deuxième segment représente la phase de fissuration du béton et le troisième segment correspond à la plastification des aciers.

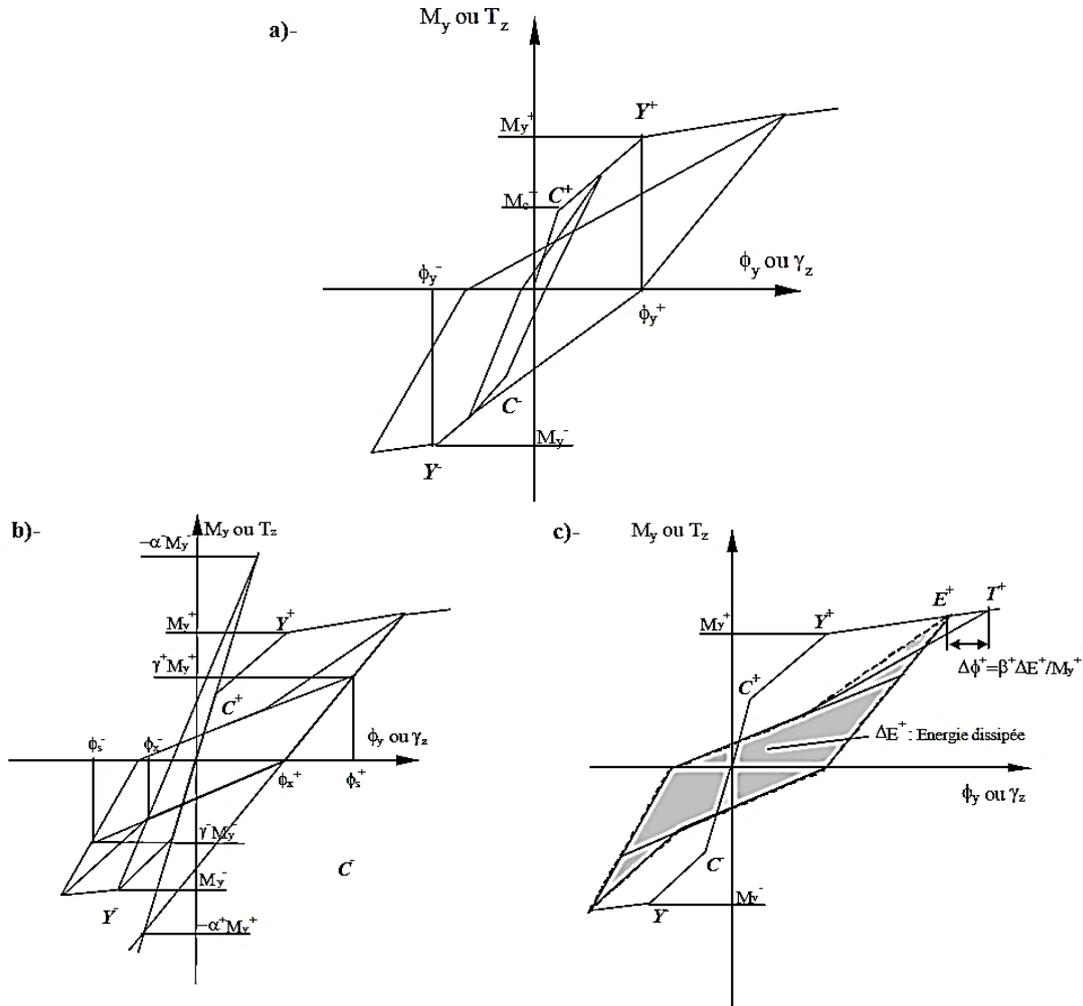


Figure 5-1: Modèle de Takeda implémenté dans Cast3M (flexion et cisaillement) : (a) la courbe de première charge, (b) et (c) Signification des paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  (Combesure, 2001)

Les trois (ou six) paramètres scalaires décrivant le comportement cyclique sont les suivants (voir la Figure 5-1-b et c-) :

- Les deux paramètres  $\alpha^+$  et  $\alpha^-$  définissent le module de décharge élastique. Dans Cast3M, le paramètre  $\alpha^+$  est noté : *SFDP*, et le paramètre  $\alpha^-$  est noté : *SFDN*.
- Les deux paramètres  $\gamma^+$  et  $\gamma^-$  définissent le pincement des courbes sous chargement cyclique. Dans Cast3M, ces paramètres sont notés : *PINP* et *PINN* respectivement.
- Les deux paramètres  $\beta^+$  et  $\beta^-$  définissent la dégradation de résistance sous chargement cyclique. Ces paramètres sont notés : *SRDP* et *SRDN*.

L'inconvénient majeur de la loi de Takeda-modifié dans sa version actuelle (celle implantée dans Cast3M) est que le point correspondant à la rupture n'est pas introduit. Autrement le troisième segment de la courbe de première charge correspondant à la plastification des aciers n'a pas de limite pour une courbure ultime  $\phi_u$  (dans le cas de flexion ou pour un déplacement ultime  $\gamma_u$  dans le cas de cisaillement). Dans la section suivante, des améliorations de cette loi sont proposées.

## 5.4 Amélioration de la loi de Takeda

Le chemin de chargement-déchargement général et les caractéristiques typiques du processus hystérétique de la loi de Takeda-Modifié sont illustrés sur la Figure 5-2. Le pincement et les cycles intérieurs sont donnés dans la Figure 5-3. Les deux figures 5-2 et 5-3 donnent les 15 règles décrivant le comportement cyclique selon la loi de Takeda. Dans Cast3M, ce modèle est « codé » dans le fichier source DDNSTH.eso.

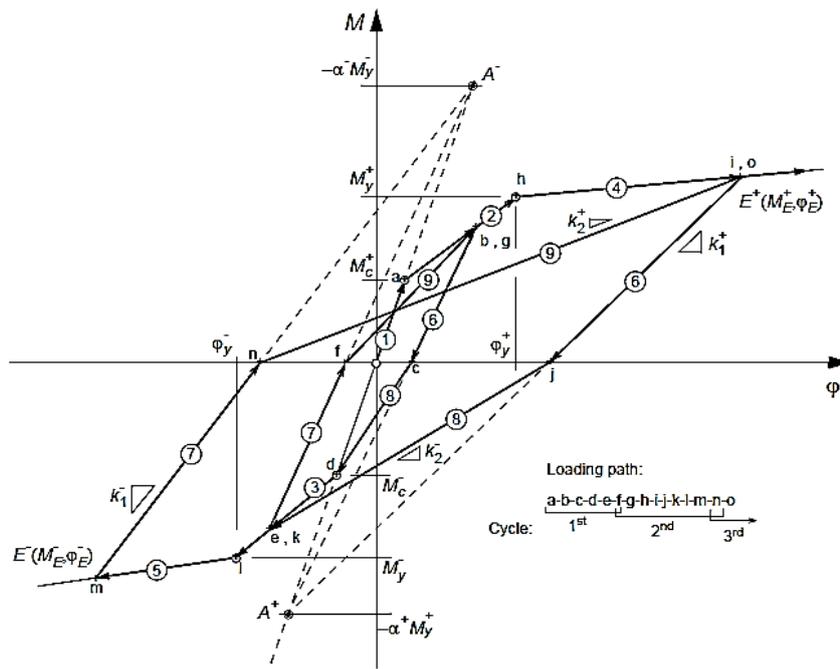


Figure 5-2 : Boucles d'hystérésis du modèle trilineaire (Takeda-Modifié). Chemin de chargement-déchargement général (Arède, 1997)

À partir de la Figure 5-2, on peut constater que le segment n°4 qui correspond à la plastification des aciers (et le segment n°5) ne sont pas limités par la courbure ultime  $\phi_u$ . Des nouvelles modifications sont mises en place dans le fichier source DDNSTH.eso afin de définir le point de rupture après plastification. Nous introduisons

une limitation du segment n°4 par une courbure ultime  $\phi_u$  (et une limitation de segment n°5 par  $-\phi_u$  dans le cas de courbe symétrique). Deux nouveaux segments sont introduits dans le fichier DDNSTH.eso (le segment 16 et 17 (voir la Figure 5-4)).

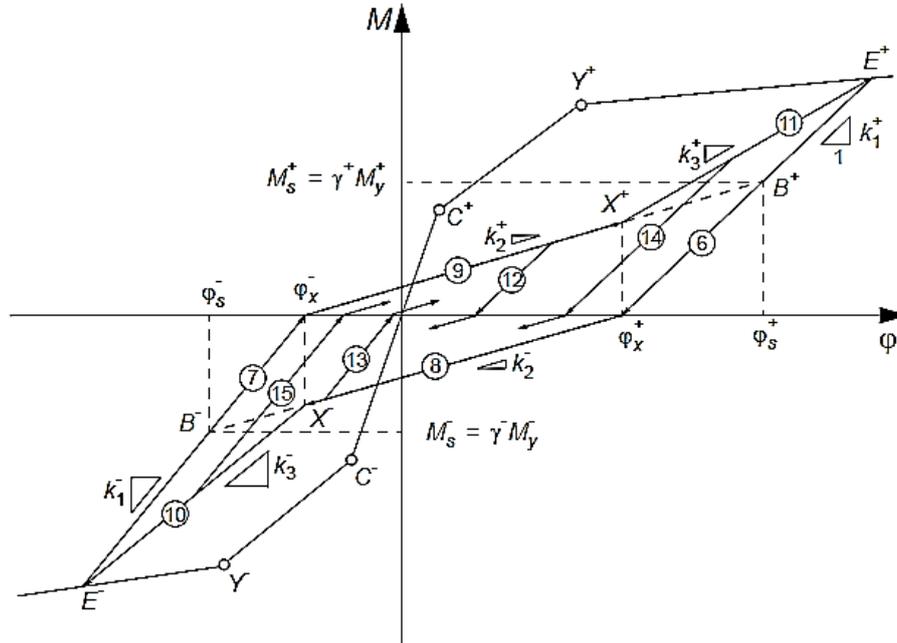


Figure 5-3 : Boucles d'hystérésis modèle trilineaire (Takeda-Modifié). L'effet de pincement et les cycles intérieurs (Arêde, 1997)

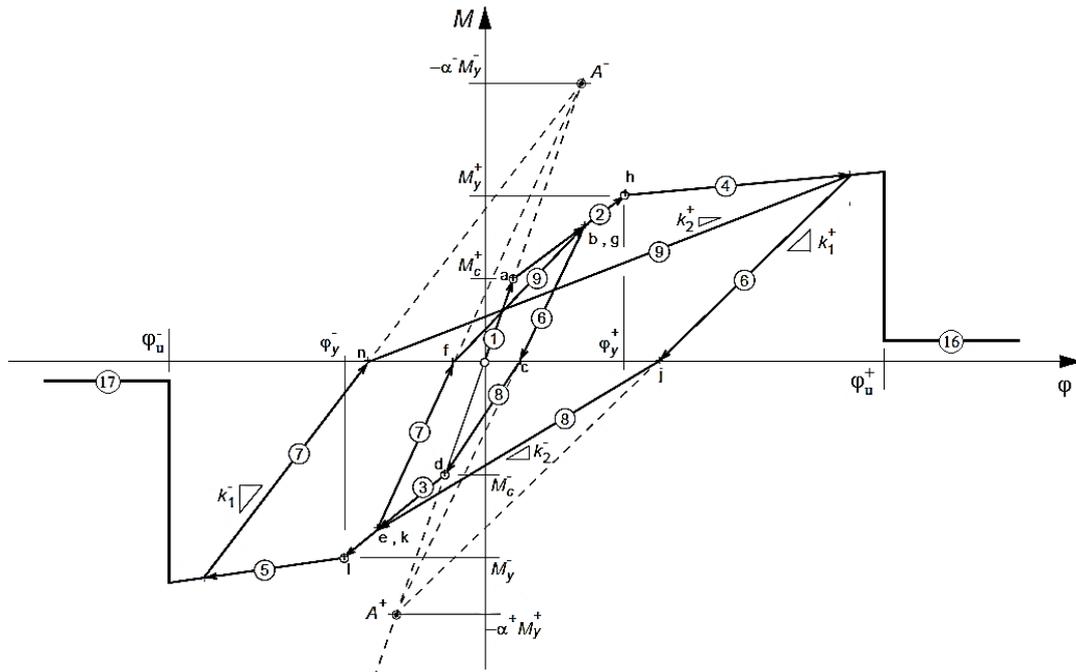


Figure 5-4 : Boucles d'hystérésis du modèle trilineaire (Takeda-Modifié) avec modification. Les modifications apportées sont l'introduction des segments 16 et 17

Afin de voir l'intérêt de ces modifications, on propose une comparaison sur une analyse d'un portique simple (voir la Figure 5-5) par les deux versions : la version avec modification et la version originale. Les sections des poteaux et des poutres sont identiques (une section de 30cm×40cm,  $\rho=0.57\%$  et  $\rho'=0.12\%$ ), la loi moment courbure de cette section est présentée dans la Figure 5-6, cette loi est calculée par le modèle développé dans le deuxième chapitre.

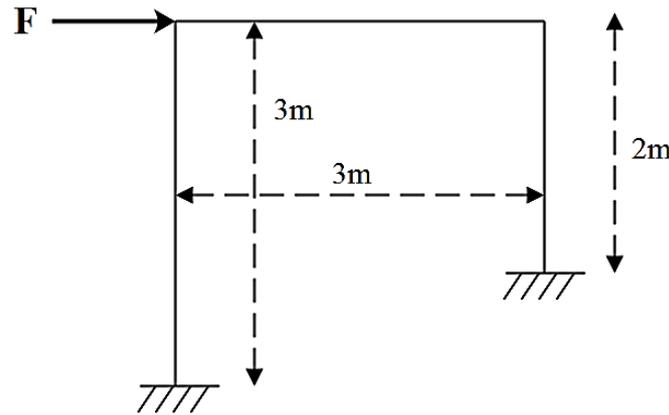


Figure 5-5 : Dimensions de portique, chargement et conditions aux limites

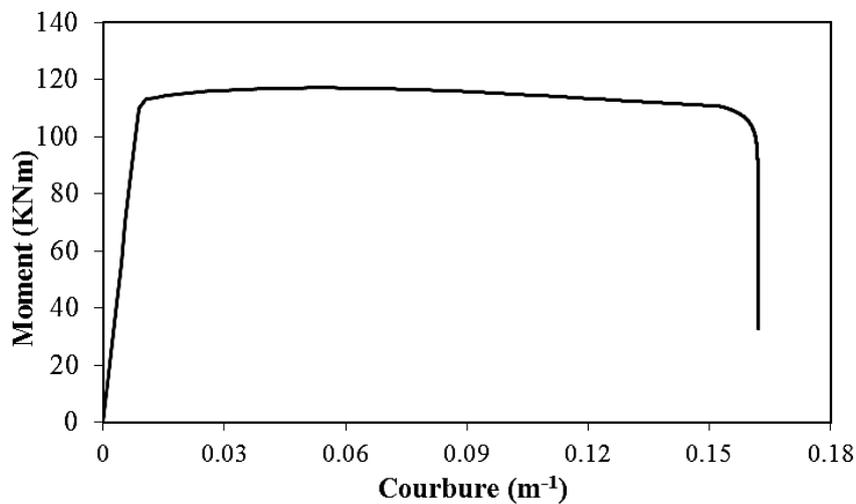


Figure 5-6 : Moment-Courbure de la section BA : 30cm×40cm,  $\rho=0.57\%$  et  $\rho'=0.12\%$

Une analyse Pushover est réalisée sur ce portique avec les deux versions. Les deux résultats sont présentés dans la Figure 5-7. Cette figure montre que les modifications apportées permettent de simuler la rupture (voir Figure 5-7-b) en introduisant les deux segments 16 et 17 (courbure ultime). La version originale se limite au palier plastique. Une autre validation est proposée dans le paragraphe suivant.

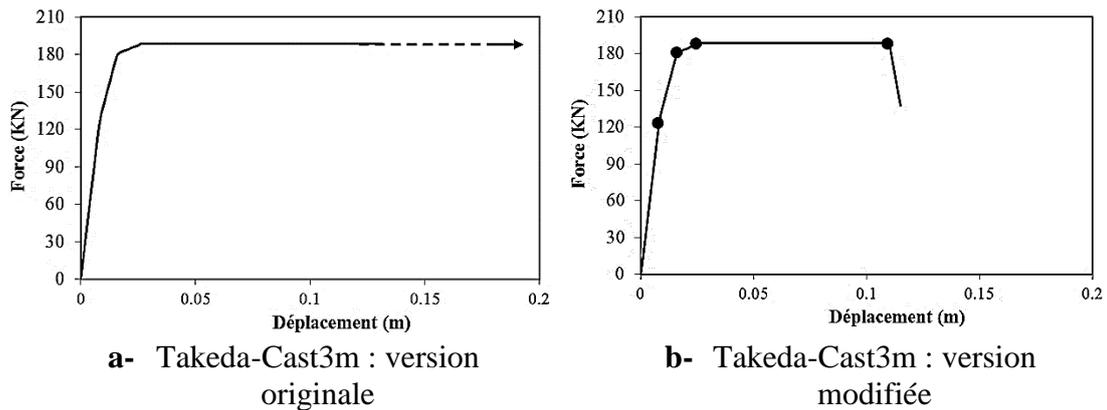


Figure 5-7 : Réponse globale de portique (force-déplacement), comparaison entre la version originale et modifiée

## 5.5 Application structurale (portique testé expérimentalement)

Un portique testé expérimentalement à l'échelle réelle est proposé pour la validation. Une comparaison entre le résultat expérimental et numérique obtenus avec la nouvelle version de Takeda est proposée.

La Figure 5-8 montre la géométrie et le ferrailage du portique testé par Vecchio et Emara (Vecchio and Emara, 1992). C'est un portique à grande échelle, avec une portée de 3.5m et une hauteur totale de 4.6m. Toutes les sections des éléments sont de 30cm de largeur et 40cm de profondeur.

Un chargement monotone a été appliqué jusqu'à ce que la capacité finale du portique soit atteinte (voir Figure 5-9). Les étapes de chargement ont été initialement fixées à des incréments de charge d'environ 25 kN, réduits à 10 kN aux stades intermédiaires du test. Les essais se sont poursuivis pendant plusieurs jours. À la fin de chaque journée, le portique était déchargé et les conditions résiduelles ont été enregistrées. Le lendemain, l'étape de charge initiale serait à un niveau de charge approximativement égal à la charge finale obtenue le jour précédent.

Dans la Figure 5-10, le déplacement latéral mesuré est tracé au sommet du portique par rapport à la charge latérale appliquée

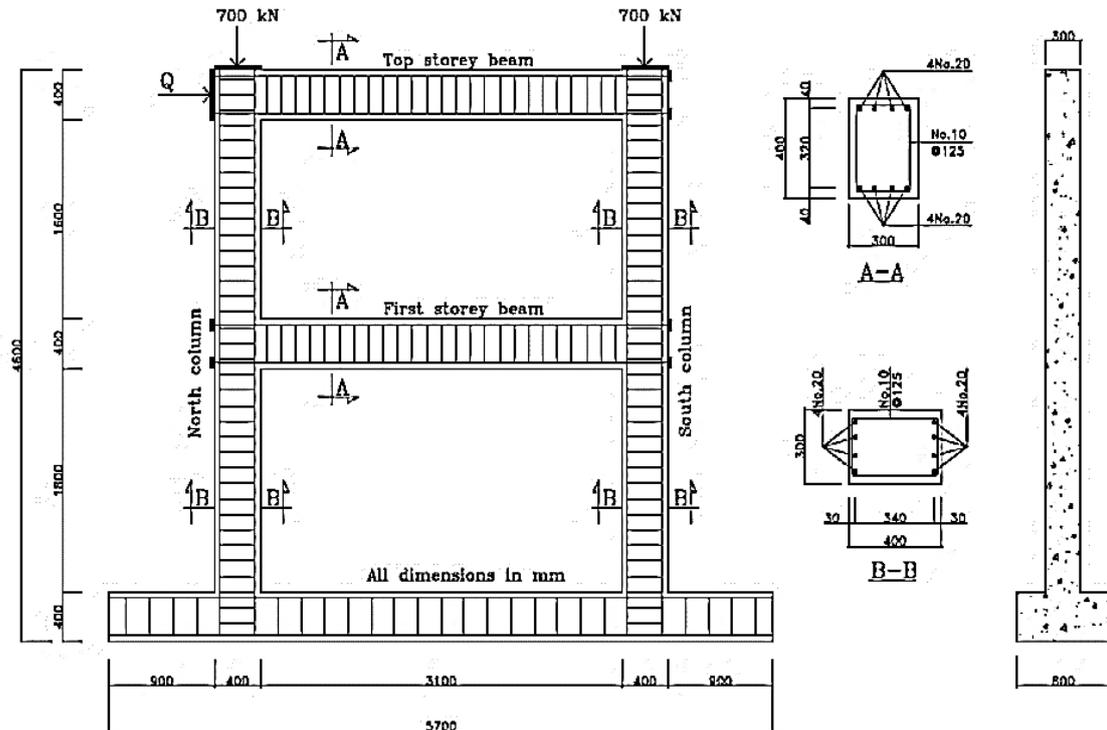


Figure 5-8 : Géométrie, ferrailage du portique

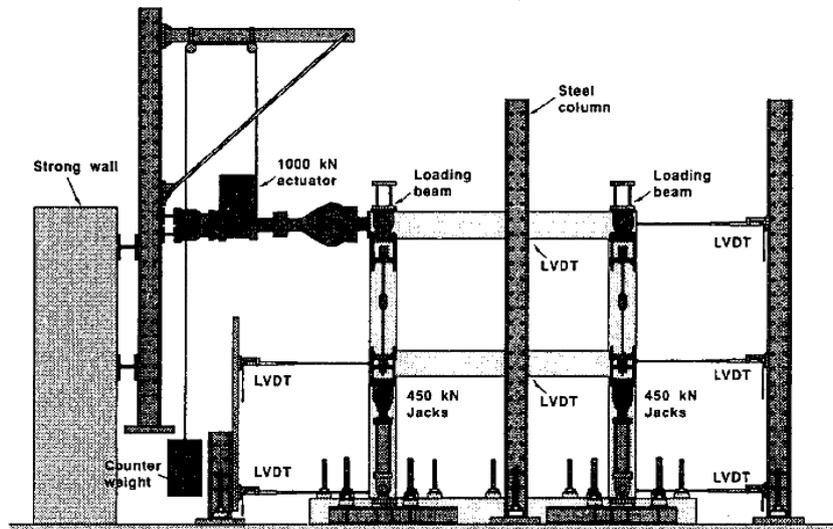


Figure 5-9 : Programme de test

### 5.5.1 Simulation numérique du portique par le modèle de Takeda-modifié-modifié

Avant de simuler le portique dans Cast3M, il faut déterminer d'abord la loi moment courbure de la section béton armé utilisé dans ce portique. À l'aide du modèle

développé dans le deuxième chapitre, nous obtenons la loi moment-courbure présentée dans la Figure 5-11.

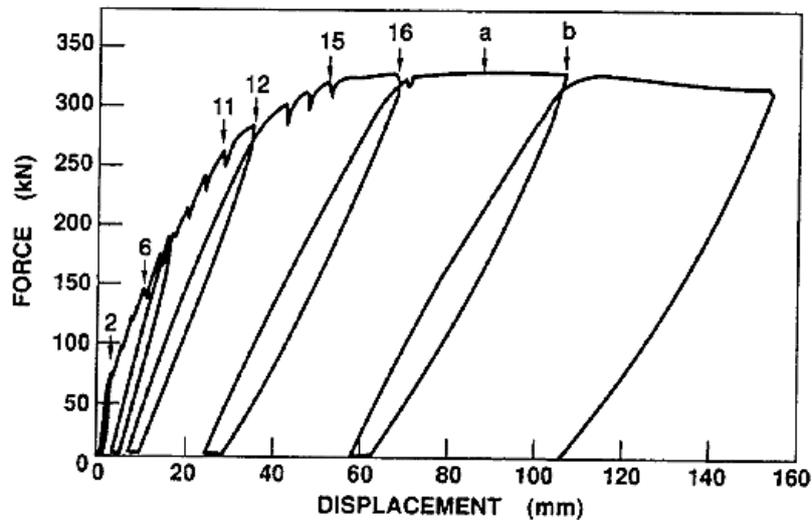


Figure 5-10 : Force latérale appliquée en fonction de déplacement à l'étage supérieur (Résultat expérimental)

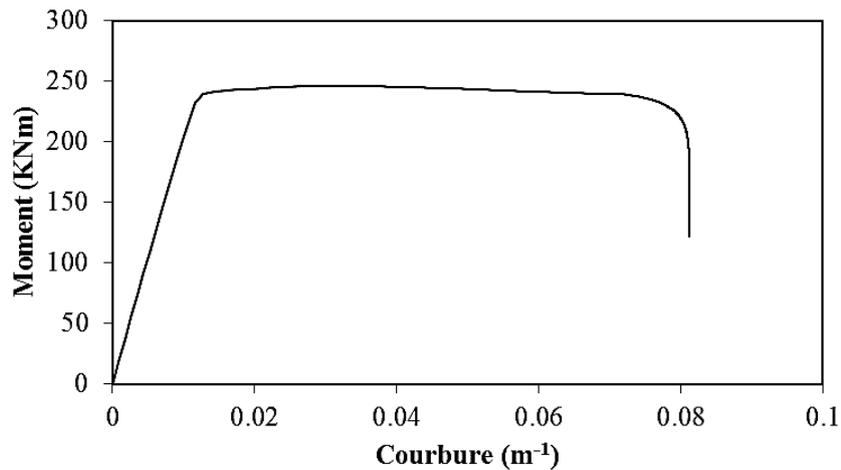


Figure 5-11 : La loi moment-courbure de la section BA de portique

La Figure 5-12 illustrant la courbe de capacité montre une bonne concordance entre les deux courbes numérique et expérimentale. Le comportement global du portique est très bien reproduit en termes de l'évolution de la force en fonction du déplacement en tête. Cette figure montre la pertinence des modifications que nous avons apportées au modèle de Takeda. Sans cette modification, le modèle original de Takeda serait limité à la reproduction du palier plastique.

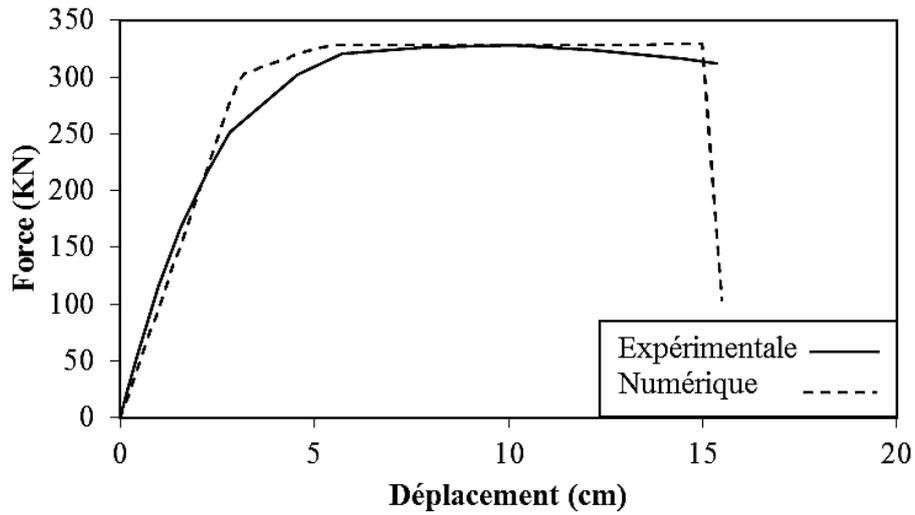


Figure 5-12 : Comparaison des courbes force déplacement : Numérique Vs Expérimentale

## 5.6 Application structurale (pont Koudia à Tlemcen)

Dans cette partie, l'ouvrage étudié est un échangeur reliant Koudia à Boudjlida, permettant le franchissement de la route RN22 qui est une route reliant la ville de Tlemcen et la ville d'Oran avec un trafic très important (voir Figure 5-13).

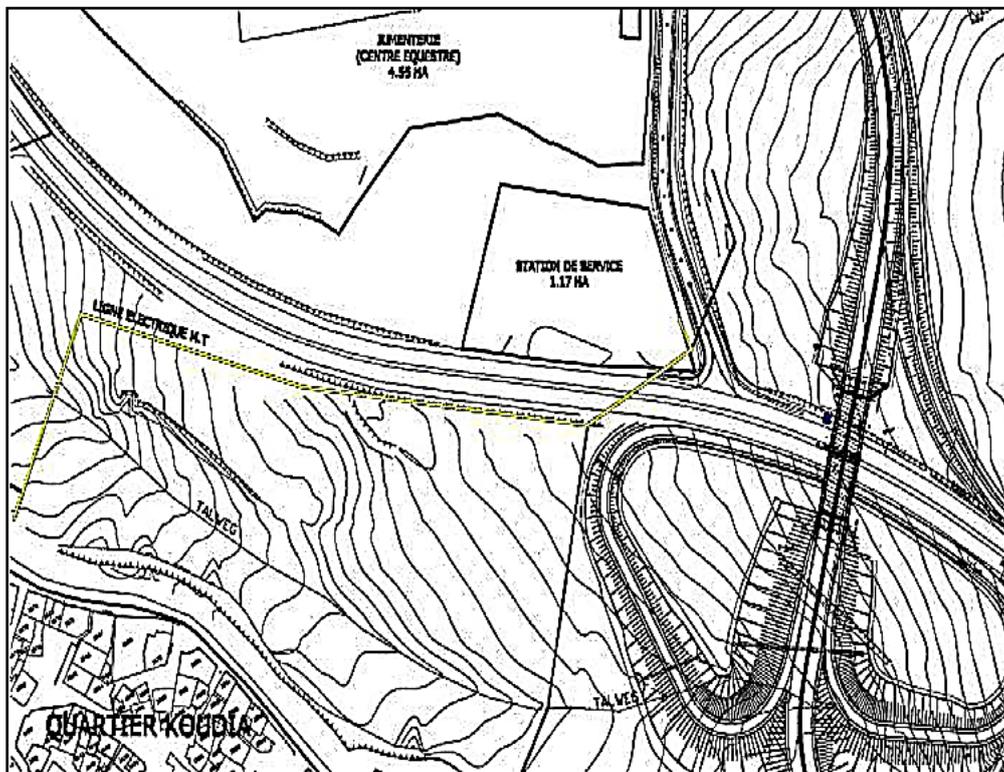


Figure 5-13 : Localisation de l'échangeur Koudia-Boudjlida

La structure du pont se compose de deux travées droites en béton armé de 9.85m de largeur, 66.90m de longueur totale Figure 5-16. Le tablier est composé de deux travées indépendantes de 33,40 m de portée. Chaque travée contient six poutres précontraintes de 1,50 m de hauteur et un hourdis de 20cm d'épaisseur qui repose sur ces poutres.

La Figure 5-14 montre la liaison entre le tablier et l'appui intermédiaire (pile), cette liaison a été effectuée par un chevêtre. Cet appui à une hauteur de 6.5m avec une section variable (voir la Figure 5-15), il est encastré dans le sol par des fondations semi-profondes.

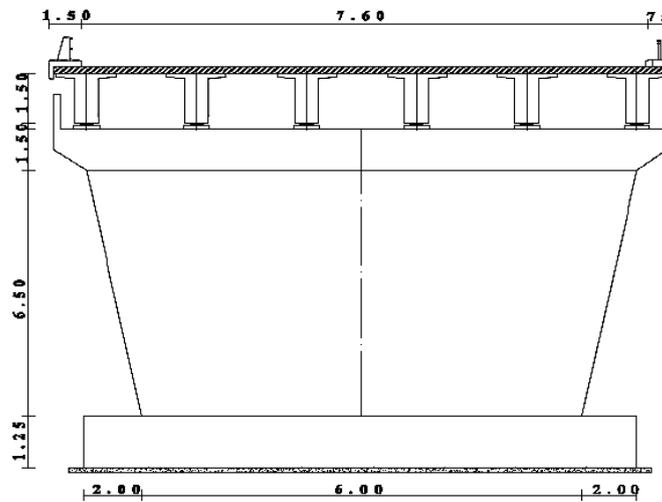


Figure 5-14 : Coupe transversale sur la pile

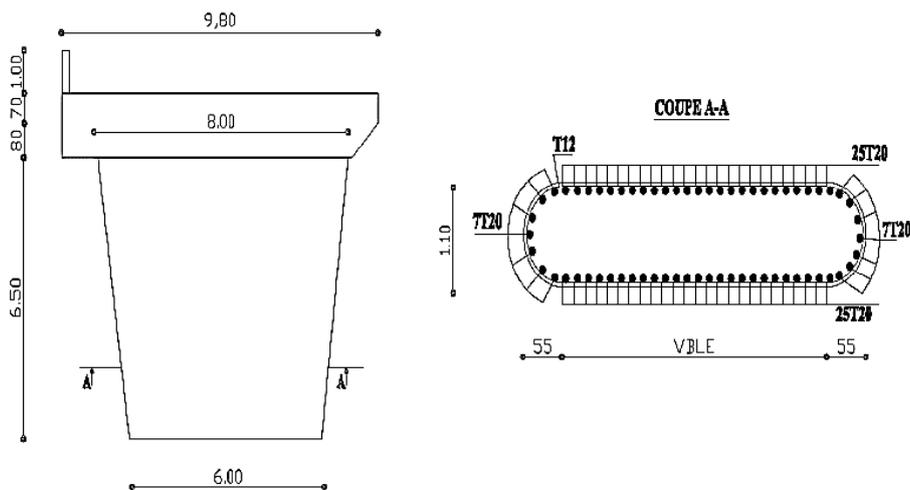
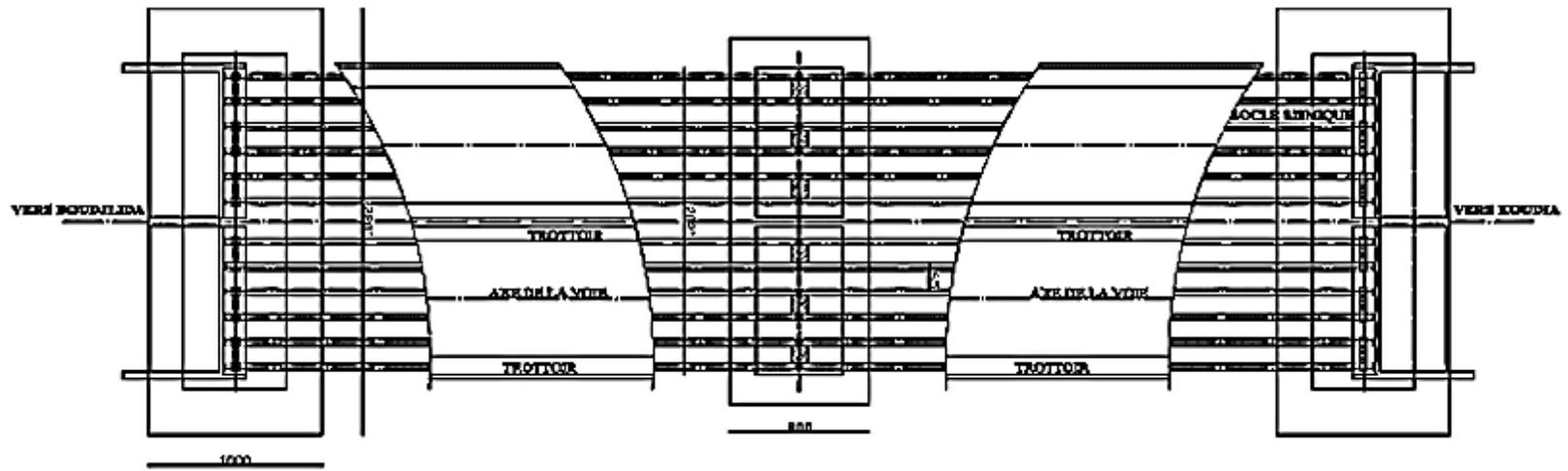
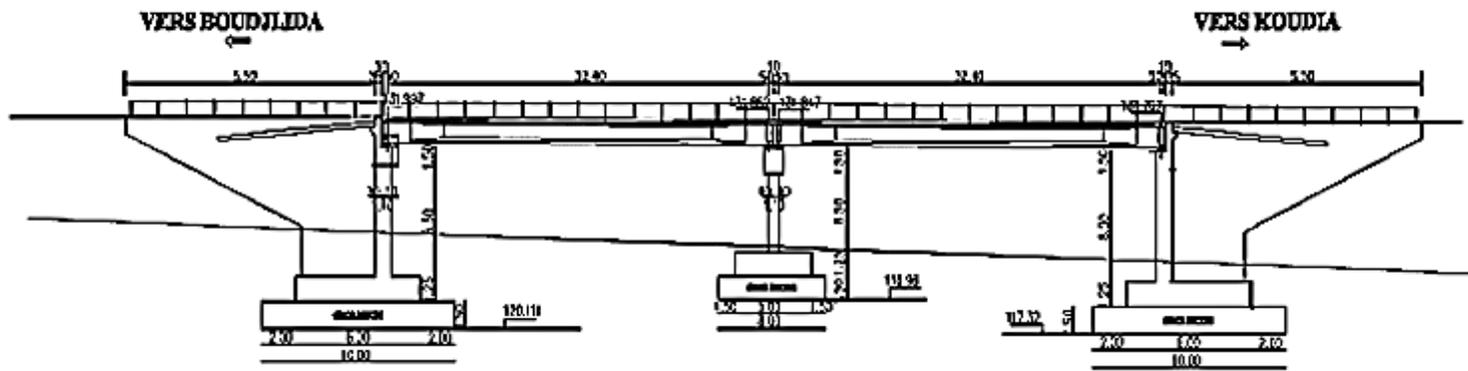


Figure 5-15 : Pile centrale du pont.



**Vue en plan**



**Vue en élévation**

Figure 5-16 : Vues en plan et en élévation de l'échangeur Koudia-Boudjlida

Dans cette étude, nous nous intéressons à un élément de cet ouvrage, à savoir la pile. La Figure 5-15 montre la géométrie de la pile et les détails de renforcement. Cette pile est renforcée verticalement par 64 armatures T20 uniformément espacées sur la périphérie. Les armatures transversales sont des T12 espacées de 10cm le long de la hauteur de la pile. Les culées et le tablier sont séparés par un joint de 10cm. Le béton utilisé à une résistance à la compression de 28,25 MPa et un coefficient de poisson de 0,3.

La Figure 5-17 présent une comparaison des courbes moment-courbures obtenus par le modèle numérique et l'EC 8 partie 2 (originale et modifiée). La rupture de cette pile se fait par rupture d'aciers. L'EC 8-2 surestime la courbure ultime. Pour l'EC 8 modifiée, les modifications des valeurs des déformations ultimes (équation 3.14 et 3.15) permettent une meilleure estimation de la courbure ultime.

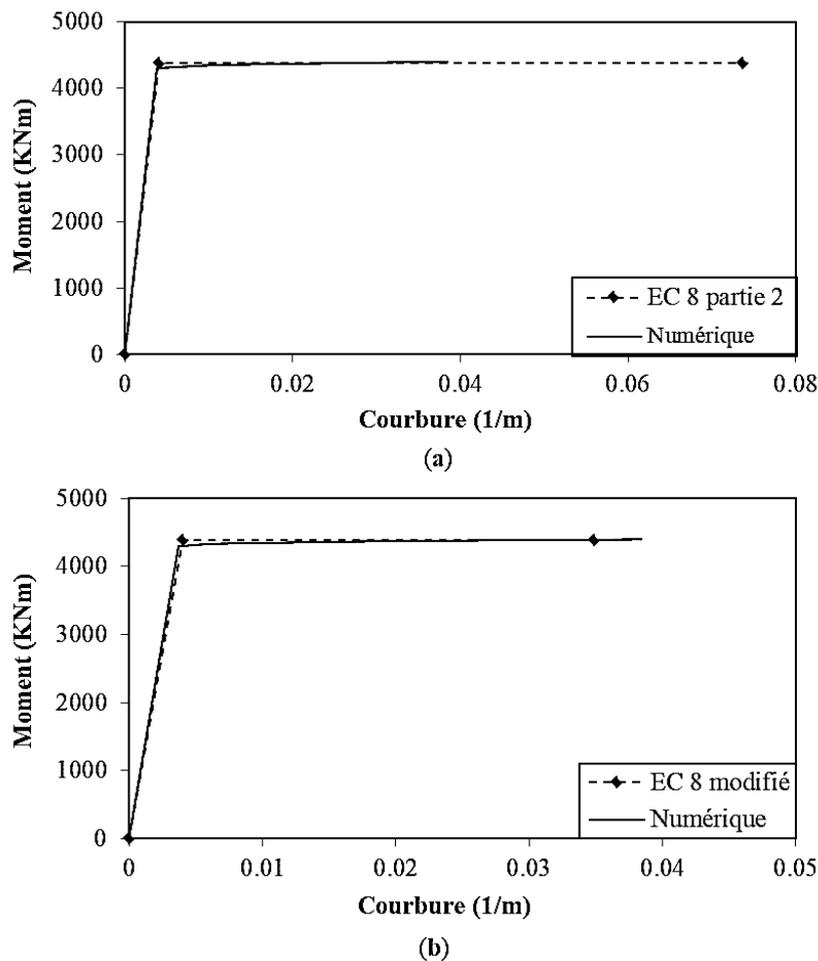
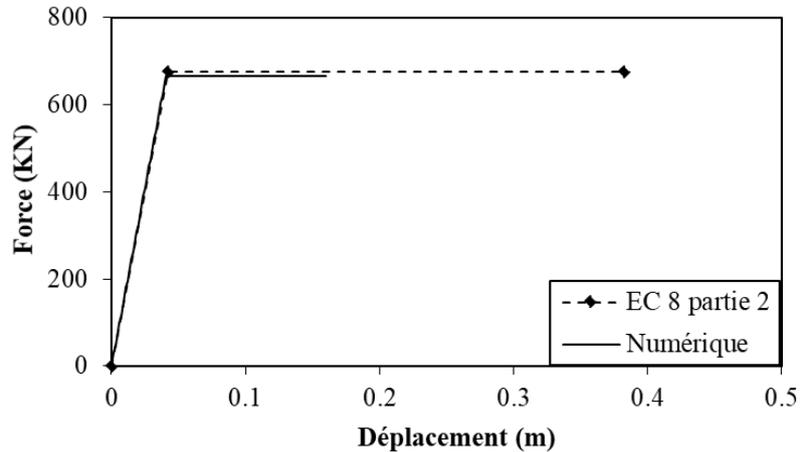
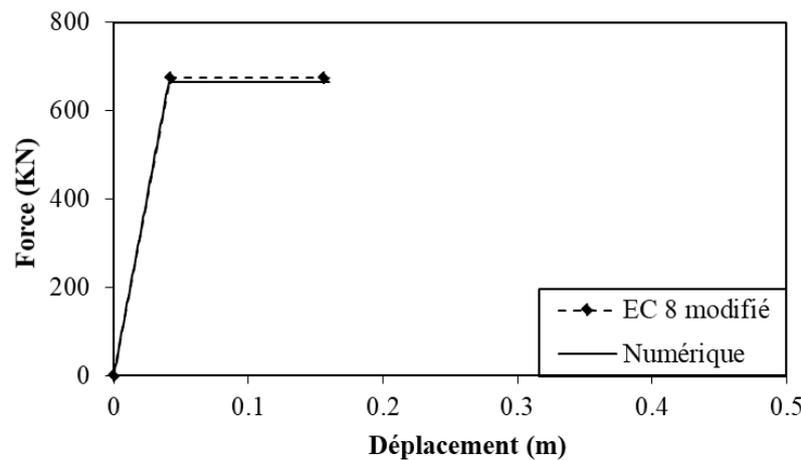


Figure 5-17 : Comparaison moment-courbure : (a) Numérique Vs Eurocode 8, (b) Numérique Vs. Eurocode 8 modifié.

Dans la Figure 5-18, la courbe force-déplacement numérique est comparée aux résultats issus de l'utilisation de l'EC 8 partie 2 originale et de l'EC 8 modifiée. Une meilleure estimation de la courbe de capacité est observée en utilisant l'EC 8 modifié. Les avantages des nouvelles formules proposées dans le chapitre 3 sont ainsi mis en valeur.



(a)



(b)

Figure 5-18 : Comparaison force-déplacement : (a) Numérique Vs Eurocode 8, (b) Numérique Vs. Eurocode 8 modifié.

## 5.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons donné un aperçu général sur l'analyse à l'échelle globale par la loi de Takeda implémenté dans Cast3M. Cette loi nécessite des modifications afin de reproduire la rupture des rotules plastiques. Les améliorations proposées dans la loi de Takeda ont été validées par une comparaison avec les résultats expérimentaux d'un portique en béton armé. Une fois ce modèle validé, nous avons

proposé une application concernant un élément d'ouvrage (une pile de ponts de Koudia-Tlemcen). La comparaison des résultats numériques obtenus avec la loi de Takeda et ceux prédits par l'EC8 (originale et modifié) a permis de mettre en valeur les avantages des nouvelles formules proposées pour l'amélioration de l'EC8.

## CONCLUSIONS & PERSPECTIVES

La construction parasismique reste, à l'heure actuelle, le moyen de prévention le plus efficace face aux risques sismiques. Ceci exige essentiellement une meilleure représentation des caractéristiques structurales par les réglementations parasismiques.

Le présent travail de recherche s'inscrit dans le cadre de l'analyse de la réponse sismique non linéaire des structures/ouvrages en béton armé. À la lumière d'une recherche bibliographique, nous avons constaté dans le premier chapitre que l'effet d'échelle est un fait. Sa prise en compte dans la réglementation parasismique n'est pas encore discutée et loin d'être standardisée. A cet effet, dans une perspective d'amélioration des réglementations parasismiques, nous avons tenté de comprendre les différents paramètres qui jouent un rôle important dans les effets d'échelles. Pour se faire, nous avons développé un nouveau modèle simple capable de reproduire l'effet de changement d'échelle à travers une description précise des phénomènes de localisation associée à la rupture d'un élément en béton armé. Après une validation de ce modèle et à la lumière d'une étude paramétrique détaillée, nous avons fait des propositions d'amélioration de l'EC8 concernant la reproduction de la ductilité flexionnelle avec effet d'échelle.

Une première analyse nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- L'Eurocode 8 fournit des formules empiriques afin d'obtenir des relations moment-courbures. L'inconvénient de ces formules est que l'effet d'échelle n'est pas pris en compte. Cette conclusion a été démontrée par une comparaison avec des résultats expérimentaux.
- Le modèle "global" proposé dans cette thèse (chapitre 2) est capable de fournir des lois moment-courbures en tenant en compte de l'effet d'échelle. Ce modèle

permet de décrire le comportement flexionnel des éléments en BA. Dans ce modèle, le processus de localisation des déformations dans les zones comprimées et tendues est pris en compte. L'influence des effets d'échelle sur l'évolution de la ductilité est correctement reproduite par le modèle.

- Les avantages des modifications proposées sur les formules de l'EC8 pour prendre en compte l'effet d'échelle sont prouvés.

Ces conclusions ne concernent que le comportement flexionnel des éléments en béton armé. Sous chargement sismique, certains éléments structurels sont soumis à des sollicitations de flexion-cisaillement. Pour cela, dans le quatrième chapitre, nous avons comparé les différentes approches d'interaction flexion-cisaillement qui existent dans la littérature en vue d'une analyse critique vis-à-vis des effets d'échelles. Une nouvelle formule a été proposée dans ce chapitre pour décrire l'interaction flexion-cisaillement des éléments en BA. Concernant cette partie, nous pouvons lister les observations suivantes :

- Dans le cadre d'une conception parasismique, le rôle de l'ingénieur est d'assurer un comportement ductile et d'éviter les ruptures fragiles. Un bon modèle d'interaction flexion-cisaillement est nécessaire pour assurer une telle conception.
- L'approche d'interaction flexion-cisaillement proposée dans cette thèse fournit une bonne estimation du mode de rupture et de la ductilité correspondante. Cette approche utilise le modèle proposé dans le deuxième chapitre pour déterminer la courbe de flexion. Cette dernière est combinée à une nouvelle formule proposée dans le quatrième chapitre permettant de prédire la capacité au cisaillement.

Le dernier chapitre de cette thèse a été consacré à des applications structurales, en utilisant une modélisation à l'échelle globale. On peut conclure ce qui suit :

- L'application structurale effectuée sur la pile de pont de Koudia-Tlemcen a montré davantage les apports des nouvelles formules proposées pour l'EC8.
- De façon générale, on peut conclure que la modélisation à l'échelle globale de la réponse non linéaire des structures sous chargements sismiques est une modélisation simplifiée avec un coût réduit. Elle permet de prendre en compte

le comportement non linéaire des matériaux et de vérifier la stabilité des structures à une échelle réelle avec un rapport efficacité/coût très appréciable.

Ce travail est un nouvel effort fourni dans la perspective d'amélioration de la réglementation parasismique concernant les effets d'échelles. C'est un premier pas qui nous a permis de comprendre mieux ces phénomènes. D'autres travaux sont nécessaires. Des simplifications ont été prises en compte dans ce travail (lois de comportement de l'acier, glissement acier/béton...) d'où la nécessité de réaliser d'autres travaux scientifiques pour voir l'influence d'une prise en compte d'une description plus fine des lois de comportement. La nature de chargement (cyclique...) est aussi une problématique ouverte à discussion.

# RÉFÉRENCES

- ACI Committee 318, 2014. Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute.
- Ang, B.G., Priestley, M.J.N., Paulay, T., 1989. Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal* 86, 45–59.
- Applied Technology Council, 1983. Seismic retrofitting guidelines for highway bridges. Technical report ATC 6-2.
- Arêde, A., 1997. Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element. Thèse de doctorat. Université de Porto.
- ASCE-ACI Joint Task Committee, 1973. Shear strength of reinforced concrete members.
- Ascheim, M., Moehle, J., 1992. Shear strength and deformability of RC bridge columns subjected to inelastic cyclic displacements. Report to the California Department of Transportation.
- Bathe, K.-J., 1982. Finite element procedures in engineering analysis.
- Bazant, Z., 2005. Scaling of structural strength (Second Edition).
- Bazant, Z., 1999. Size effect on structural strength: a review. *Archive of applied Mechanics* 69, 703–725.
- Bazant, Z., 1996. Size effect aspects of measurement of fracture characteristics of quasibrittle material. *Advanced Cement Based Materials* 4, 128–137.
- Bazant, Z., 1995. Scaling of quasi-brittle fracture and the fractal question. *Journal of engineering materials and technology* 117, 361–376.
- Bazant, Z., 1984. Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal. *Journal of Engineering Mechanics* 110, 518–535.
- Bazant, Z., 1983. Fracture in concrete and reinforced concrete. *Pager Symposium on Mechanics of Geomaterials : Rocks, Concretes, soils* 281–316.
- Benjamin, R., 2010. Modélisation d'éléments de structure en béton armé dégradés par corrosion : la problématique de l'interface acier/béton en présence de corrosion. Thèse de doctorat. Université de Paris-Est.
- Bentz, E.C., Vecchio, F.J., Collins, M.P., 2006. Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. *ACI Structural Journal* 103, 614–624.
- Bigaj, J.A., Walraven, J., 2002. Size effect in plastic hinges of reinforced concrete

- members. *Heron* 47, 53–75.
- Borzi, B., Elnashai, A., 2000. Assessment of inelastic response of buildings using force- and displacement-based approaches. *The Structural Design of Tall Buildings* 9, 271–277.
- Bosco, C., Debernardi, P.G., 1992. Experimental investigation on the ultimate rotational capacity of R.C. beams. Report No. 36, *Atti del Dipartimento, Politecnico di Torino, Ingegneria Strutturale* 119.
- Caltrans, 2004. *Seismic Design Criteria Version 1 . 3*.
- Carpinteri, A., 1994a. Fractal nature of material microstructure and size effects on apparent mechanical properties. *Mechanics of materials* 18, 89–101.
- Carpinteri, A., 1994b. Scaling laws and renormalization groups for strength and toughness of disordered materials. *International Journal of solids and structures* 31, 291–302.
- Carpinteri, A., Chiaia, B., Ferro, G., 1995. Size effects on nominal tensile strength of concrete structures: multifractality of material ligaments and dimensional transition from order to disorder. *Materials and Structures* 28, 311–317.
- Carpinteri, A., Corrado, M., Mancini, G., Paggi, M., 2009. Size-scale effects on plastic rotational capacity of reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal* 106, 887–896.
- CEB-FIP model code, 1990. Design code (MC 90).
- CEB-FIP model code, 1978. Design code (MC 78).
- Ceresa, P., Petrini, L., Pinho, R., 2007. Flexure-Shear Fiber Beam-Column Elements for Modeling Frame Structures Under Seismic Loading — State of the Art. *Journal of Earthquake Engineering* 11, 46–88.
- Colson, A., 1984. Modélisation des conditions aux limites de liaisons et d’assemblages en mécanique des structures métalliques. Thèse de doctorat. université de Paris VI.
- Combescure, D., 2001. Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l’aide de Castem 2000.
- Comité Euro-International du Béton, 1998. Ductility of Reinforced Concrete Structures, CEB Bulletins No. 242.
- Comité Euro-International du Béton, 1961. Rapport de la commission CEB “Hyperstatiques,” CEB Bulletins No. 30.
- Dahl, H., Brincker, R., 1989. Fictitious crack model of concrete fracture. *Magazine of Concrete Research* 41, 79–86.
- Datta, T., 2010. *Seismic analysis of structures*.
- Davi, D., 2014. Conception et dimensionnement parasismiques des ponts selon l’ EC8-2.
- Dong, P., 1979. Capacity design of earthquake resisting ductile multi-storey reinforced concrete frames, in: *The 3rd Canadian Conference on Earthquake Engineering*. pp. 917–948.

- Eligehausen, R., Langer, P., 1987. Rotation capacity of plastic hinges and allowable degree of moment redistribution, CEB Bulletins No. 175.
- Elnashai, A., 2001. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural engineering and mechanics* 12, 51–70.
- Eurocode 2, 2004. European Standard EN 1992-1-1:2004: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- Eurocode 2-1992, 2004. Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- Eurocode 8, 2006. European Standard EN 1998-2:2006: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- Eurocode 8, 2005. European Standard EN 1998-3:2005: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
- Faella, G., 1996. Evaluation of the rc frame structures seismic response by means of nonlinear static pushover analyses., in: *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*.
- Fardis, M.N., Carvalho, E., Fajfar, P., Pecker, A., 2015. Seismic design of concrete buildings to Eurocode 8.
- Ferrara, G., Gobbi, M.E., 1995. Strain softening of concrete under compression. Report to RILEM Committee 148 SCC, Enel-CRIS Laboratory, Milano, Italy.
- Fishinger, M., Vidic, T., Fajfar, P., 1991. Evaluation of WC building with a structural wall designed according to Eurocode 8, in: *Bâtiment À Murs Porteurs En Béton En Zone*.
- Fransson, H., 1997. Rotation capacity of reinforced high strength concrete beams. Thèse de doctorat. Institutionen för byggkonstruktion.
- Griffith, A., 1920. The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical transactions of the royal society* 221, 163–198.
- Grimaldi, A., Rinaldi, Z., 2004. Influence of the steel properties on the ductility of R.C. structures. *Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics - Novel Approaches in Civil Engineering* 14, 297–309.
- Guide SETRA, 2015. Ponts en zone Sismique: Conception et dimensionnement selon l’Eurocode 8.
- Hillerborg, A., 1990. Fracture mechanics concepts applied to moment capacity and rotational capacity of reinforced concrete beams. *Engineering Fracture Mechanics* 35, 233–240.
- Ho, J., Pam, H., 2003. Inelastic design of low-axially loaded high-strength reinforced concrete columns. *Engineering Structures* 25, 1083–1096.
- Jansen, D.C., Shah, S.P., 1997. Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete. *Journal of Engineering Mechanics* 123, 25–35.

- JSCE, 2007. Standard specifications for concrete structures. Japan Society of Civil Engineers.
- Laborderie, C., 1991. Phénomènes Unilatéraux dans un Matériau Endommageable : Modélisation et Application à l'Analyse de Structures en Béton. Thèse de doctorat. Université Paris 6, École Normale Supérieure de Cachan.
- Lebon, G., 2011. Analyse de l'endommagement des structures de génie civil: techniques de sous-structuration hybride couplées à un modèle d'endommagement anisotrope. Thèse de doctorat. Ecole normale supérieure de Cachan.
- Lee, J.-Y., Watanabe, F., 2003. Predicting the longitudinal axial strain in the plastic hinge regions of reinforced concrete beams subjected to reversed cyclic loading. *Engineering Structures* 25, 927–939.
- Lestuzzi, P., Sellami, S., Badoux, M., 2008. Génie parasismique: Conception et dimensionnement des bâtiments.
- Maekawaa, K., An, X., 2000. Shear failure and ductility of RC columns after yielding of main reinforcement. *Engineering Fracture Mechanics* 65, 1–34.
- Matallah, M., 2006. Modélisation numérique de l'endommagement anisotrope et unilatéral dans les structures en béton. Thèse de doctorat. Université de Pau et des pays de l'Adour.
- Mazars, J., 1984. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de doctorat. Université Pierre et Marie Curie.
- Mazars, J., Millard, A., 2004. Comportement dynamique des bétons et génie parasismique. Lavoisier.
- Merabet, O., 1990. Modélisation des structures planes en béton armé sous chargements monotone et cyclique: construction et validation d'un modèle numérique. Thèse de doctorat. INSA de Lyon.
- Merabet, O., Reynouard, J., 1999. "Formulation d'un modèle elasto-plastique fissurable pour le béton sous chargement cyclique", Contract Study EDF/DER, Final Report, No. 1/943/002.
- Miled, K., 2005. Effet de taille dans le béton léger de polystyrène expansé. Thèse de doctorat. Ecole nationale des ponts et chaussées.
- Moretti, M., Tassios, T., 2007. Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: Experimental results. *Engineering structures* 29, 2018–2029.
- Mouzzoun, M., Moustachi, O., Taleb, A., 2013. Evaluation du facteur de comportement pour le calcul parasismique des bâtiments en béton armé. *J. Mater. Environ. Sci* 4, 23–32.
- Nielsen, M.P., Hoang, L.C., 2010. Limit analysis and concrete plasticity.
- Ohta, M., 1980. A study on earthquake resistant design for reinforced concrete bridge piers of single-column type. Report of civil research institute, No.153.
- Panagiotakos, T., Fardis, M., 1994. Proposed nonlinear strut models for infill panels, Note for the PREC8 network.

- Pecce, M., Fabbrocino, G., 1999. Plastic Rotation Capacity of Beams in Normal and High-Performance Concrete. *ACI Structural Journal* 96, 290–296.
- Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M., 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. Wiley.
- Priestley, M.J.N., Verma, R., Xiao, Y., 1994. Seismic shear strength of reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering* 120, 2310–2329.
- Ragueneau, F., 1999. *Fonctionnement dynamique des structures en beton- influence des comportements hysteretiques locaux*. Thèse de doctorat. Ecole normale supérieure de Cachan.
- Rinaldi, Z., 1998. *Duttilita e resistenza di elementi in c.a.: influenza della localizzazione delle deformazione nell'acciaio*. Thèse de doctorat. Université de Roma.
- Rodrigues, H., Arêde, A., Varum, H., Costa, A.G., 2013. Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42, 239–259.
- Rombach, G.A., Kohl, M., 2016. Fatigue strength of reinforced concrete beams without links under shear loads. *ACI Structural Journal* 113, 941–950.
- Roufaiel, M., Meyer, C., 1987. Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames. *Journal of Structural Engineering* 113, 429–444.
- RPOA, 2008. *Document Technique Reglementaire - Regles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art*.
- Sezen, H., Moehle, J.P., 2004. Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* 130, 1692–1703.
- Siviero, E., 1974. Rotation capacity of monodimensional members in structural concrete. *CEB Bulletins No. 105* 206–222.
- Su, J., Wang, J., Bai, Z., Wang, W., Zhao, D., 2015. Influence of reinforcement buckling on the seismic performance of reinforced concrete columns. *Engineering Structures* 103, 174–188.
- Takeda, T., Sozen, M., Nielsen, N., 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division* 96, 2557–2573.
- Van Vliet, M., Van Mier, J., 1996. Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 1, 115–127.
- Vecchio, F., Emara, M., 1992. Shear deformations in reinforced concrete frames. *ACI Structural Journal* 89, 46–56.
- Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M., 1994. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 23, 507–521.
- Weibull, W., 1951. A statistical distribution function of wide applicability. *Journal of applied mechanics* 18, 293–297.
- Weijian, Y., Yanmei, L., 2009. Experimental Study on Shear Failure of High-Strength Concrete Beams with High-Strength Stirrups. *Key Engineering Materials* 400–402, 857–863.

- Wong, Y.L., Paulay, T., Priestley, M.J.N., 1993. Response of circular reinforced concrete columns to multi-directional seismic attack. *Structural Journal* 90, 180–191.
- Yan, X., Armen, M., 1998. Seismic performance of high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering* 124, 241–251.
- Zhang, N., Tan, K.-H., 2007. Size effect in RC deep beams: Experimental investigation and STM verification. *Engineering Structures* 29, 3241–3254.

## RÉSUMÉ

Dans la pratique quotidienne de l'ingénierie civile, les structures et les ouvrages en béton armé sont généralement beaucoup plus grands que les échantillons testés aux laboratoires. Ces effets d'échelles sont à l'origine de nombreux problèmes. Ne pas prendre en compte l'effet d'échelle lors du dimensionnement peut conduire à une conception dangereuse.

Dans l'ingénierie pratique, la modélisation avancée de la réponse non linéaire des structures sous chargements sismiques est souvent effectuée à l'échelle globale ou semi-globale. Ces méthodes de modélisation sont principalement utilisées pour leur souplesse et engendrent souvent un coût de calcul réduit. À l'échelle globale, les lois de comportement utilisées sont des lois globales qui décrivent le comportement à l'échelle des éléments structurels au moyen de lois reliant des variables généralisées (Moment, courbure, ...). Ces lois globales permettent ainsi de décrire la rupture sous les différentes sollicitations (flexion, cisaillement, interaction flexion/cisaillement ...) avec des informations plus au moins correctes. Dans le cadre de ce type de modélisation, le problème d'effet d'échelle est rarement évoqué et sa prise en compte reste une problématique d'actualité. L'objectif de cette thèse est triple. Tout d'abord, en se basant sur des résultats expérimentaux de la littérature, le premier objectif est de mettre en exergue la présence de l'effet de changement d'échelle sur la capacité de rotation des éléments en béton armé (ductilité flexionnelle). A la suite de cette analyse, un nouveau modèle est élaboré permettant de reproduire les effets d'échelles sur la ductilité. Le deuxième objectif est de discuter la réglementation parasismique (Eurocode 8) en fournissant une analyse critique vis-à-vis de ce phénomène. Des propositions d'améliorations sont ainsi avancées en se servant du modèle développé. Le troisième objectif est de traiter les effets d'échelles sur la rupture par interaction flexion/cisaillement en proposant une approche simplifiée qui fournit à l'ingénieur un outil de conception permettant d'assurer un comportement ductile (par flexion) toute en évitant des ruptures fragiles (par cisaillement). Les développements réalisés sont accompagnés d'applications élémentaires et structurales.

## ABSTRACT

Sizes of real life civil engineering RC structures are much larger than those of laboratory specimens. This scaling phenomenon can cause many design problems. Do not take into account the size effect in structural design leads to a bad estimation of the real capacity.

In practical engineering, modeling of the nonlinear behavior of structures under seismic loading is often performed at the global or semi-global scale. These modeling methods are mainly used for their flexibility and their reduced computational-cost. On the global scale, the behavior laws are described at the scale of the real structural elements size by means of relationships linking generalized kinematic variables (rotation, curvature, displacement...) to generalized static variables (moment, force...). These behavior laws allow describing the failure under different loading conditions (bending, shear, bending-shear interaction ...) with an accepted description of the structural behavior. In the context of this modeling, the size-effect problem is not considered and its introduction in the behavior laws remains an issue of great interest. The objective of this thesis is threefold. First, based on experimental results from the literature, the first objective is to highlight the effect of size-dependency of the rotational capacity of reinforced concrete elements (flexural ductility). Furthermore, a new model is developed to reproduce the sizes effects on ductility. The second objective is to discuss seismic design codes (Eurocode 8) by providing a critical analysis of this phenomenon. Based on a parametrical study, more advanced improvements are proposed using the developed model. The third objective is studying the size effects on the failure caused by bending/shear interaction by proposing a simplified approach. This new approach proposed could be considered as a design tool that can ensure a ductile behavior (bending failure) and avoiding a brittle failure (shear failure). Structural and elementary applications are considered to validate the developed models and the proposed approach.

## ملخص

ان الاستعمالات اليومية لهياكل الهندسة المدنية المصنوعة من الخرسانة المسلحة عادة ما تكون أكبر بكثير من العينات المفحوصة في المختبرات. هذا الاختلاف في المقياس يسبب العديد من المشاكل. فعدم الأخذ بعين الاعتبار هذا التغير في المقياس يمكن أن يؤدي إلى تصاميم خطيرة.

في المجال العملي للهندسة المدنية، غالباً ما يتم نمذجة الاستجابة الغير خطية للهياكل تحت التأثير الزلزالي باستعمال النمذجة على مستوى المقياس الكلي أو الشبه الكلي. هذه الأساليب تُستخدم بسبب مرونتها، وفي الغالب تؤدي إلى خفض تكاليف الحسابات. في المقياس الكلي، تكون قوانين السلوك المستخدمة عبارة عن قوانين شاملة تصف سلوك العناصر الهيكلية بشكل كامل من خلال قوانين تربط المتغيرات المعممة (عزم الدوران، الانحناء، ...) ويمكن لهذه القوانين الشاملة أن تصف استجابة البناءات تحت مختلف الضغوطات (الانحناء، القص، التراكب بين الانحناء/القص ...) مع توفير معلومات محلية إلى حد ما صحيحة. في إطار هذا النموذج، نادراً ما تُذكر مشكلة التغير في المقياس ويبقى أخذها بعين الاعتبار إحدى قضايا الساعة. الهدف من هذه الرسالة مقسم إلى ثلاثة أقسام: أولاً، استناداً على نتائج تجريبية في بحوث سابقة، الهدف الأول هو شرح تأثير التغير في المقياس على قدرة دوران عنصر مصنوع من الخرسانة المسلحة (الليونة الانحنائية)، وإعداد نموذج جديد حتى تتمكن من الأخذ بعين الاعتبار تأثير التغير في المقياس على الليونة. الهدف الثاني هو مناقشة القوانين الزلزالية (الكود الأوربي رقم 8) من خلال تقديم تحليل نقدي لها بالنسبة لهذه الظاهرة (التغير في المقياس)، وكذلك تقديم مقترحات لإدخال تحسينات جذّ متقدمة باستخدام النموذج المطور. الهدف الثالث يتمثل في دراسة تأثيرات التغير في المقياس على الانكسار المترابك الانحناء/القص من خلال تقديم مقاربة مبسطة التي بدورها يمكن ان توفر للمهندس أداة تصميم لضمان السلوك اللين (الانحناء) وتجنب السلوك الهش (القص). هذه التطويرات المنجزة ترافقها تطبيقات على عناصر وهياكل من الخرسانة المسلحة.