

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
CENTRE UNIVERSITAIRE DE TISSEMSILT  
INSTITUT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DÉPARTEMENT DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

Visa du chef de département des  
Sciences et de la Technologie  
Signature:.....  
Date :.....

## **Analyse de la ductilité locale des poutres en béton armé selon les différents règlements parasismiques**

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en  
Filière : GENIE CIVIL  
Spécialité : STRUCTURES

Encadreur: A.BESSEGHIER  
Signature: .....  
Date: .....

Réalisé par : FEKHAR FATIHA  
KHAROUBI RACHIDA  
Signature: .....  
Date: .....

### Membres du jury

Bouzriba Asma	(Président)
Bouderba Bachir	(Examineur)
Bouزيد Haytham	(Encadreur)

Tissemsilt - 2018/2019

## **REMERCIEMENTS**

*Premièrement, nous pensons qu'il est inapproprié de commencer à vous remercier avant de remercier **ALLAH** d'avoir facilité toutes les tâches avant d'arriver au terme de ce travail.*

*"إباربي لك الحمد حتى ترضى ، ولك الحمد إذا رضيت ولك الحمد بعد الرضا".*

*Nous voudrions à remercier vivement mon encadrant **M. Haytham BOUZID**, qui a orienté ce modeste travail jusqu'au bout. Nous le remercions pour son aide et sa confiance, sa gentillesse et sa disponibilité. Nous lui devons ses premiers pas dans la recherche.*

*Nos profonds remerciements, notre respect et notre gratitude s'adressent à **Mme. Bouzriba Asmaa** (centre universitaire de Tissemsilte), qui nous a fait l'honneur de présider le jury d'examen.*

*Nous exprimons notre gratitude, notre reconnaissance et notre remerciement à **M. Bouderberba Bachir** (centre universitaire de Tissemsilte), qui nous a fait l'honneur d'être examinateur de ce travail. Leurs remarques, et leurs suggestions seront sans aucun doute très utiles dans la suite de cette recherche.*

*Un grand merci à toutes personnes ayant contribué à l'élaboration de ce mémoire, de près ou de loin.*

**RACHID&FATIHA**



## ***Dédicace***

*Mes premiers remerciements vont pour le bon dieu (الله), le tout puissant, qui nous a donné la santé, la force, la patience et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.*

*Je dédie ce modeste travail, avec tout ce que j'ai de sentiment de respect et d'amour, à mon premier sourire et ma source de tendresse, Ma chère mère et l'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et respect, Mon chère père. C'est à ces deux chères que je me mets à genoux, c'est à eux que je dis merci et je vous aime.*

*Aussi je remercie notre encadreur Mr Bouzid Haythem : qui a fait tout son possible pour nous aider beaucoup pour ses précieux conseils. Je remercie également l'ensemble des enseignants qui nous ont aidé et orienté pour élaboré ce travail.*

*A ce qui sont la source de mon inspiration et mon courage ;à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance Amina aussi à mes deux frères (MOLOUD et KHALED)*

*Je tiens à remercier (Kheira Fatiha Souad) pour leur amitié, leur soutien inconditionnel et leur encouragement.*

*Je remercie infiniment mon binôme FATIHA. Ainsi que toute la promotion de Génie Civil 2018/2019.*

*Un grand merci à toutes personnes ayant contribués à l'élaboration de ce Mémoire, De près ou de loin.*

**RACHIDA KHAROUBI**

## ***Dédicace***

*Mes premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la santé, la force, la patience et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.*

*e remercie mes très chers parents, et, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts.*

*Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier ».*

*Aussi je remercie notre encadreur Mr Bouzid Haythem : qui a fait tout son possible pour nous aider beaucoup pour ses précieux conseils.*

*Je remercie également l'ensemble des enseignants qui nous ont aidé et orienté pour élaboré ce travail.*

*Je remercie aussi mes frères sans oublier ma sœur.*

*Je tiens à remercier (Souad, Fatiha, Kheira et Yacine,) pour leur amitié, leur soutien inconditionnel et leur encouragement.*

*je remercie infiniment mon binôme Rachida. Ainsi que toute la promotion de Génie Civil 2018/2019.*

***FATIHA FEKHAR***

### Résumé

La conception des structures à l'égard de leur sécurité antisismique, repose sur l'approche en capacité qui fait partie intégrante de plusieurs codes. Il est donc primordial de connaître la capacité de résistance et de déformation de chaque élément structurel pour être sûr que le mécanisme de ruine se développe d'une manière désirée. Dans ce mémoire, nous nous intéressons à l'analyse de la ductilité locale des poutres en béton armé en fonction des pourcentages d'armatures longitudinales limites exigés par les règlements parasismiques Algérien, Américain, Européen, Canadien, et de la nouvelle Zélande. Pour répondre à ce sujet une analyse du facteur de ductilité locale en fonction de ces pourcentages limites est menée. Ensuite, une confrontation entre les facteurs obtenus est aussi réalisée. Les résultats obtenus ont montré la bonne performance de certains règlements étudiés.

**Mots clés :** Armatures, Béton armé, Ductilité, Règlements parasismiques, Poutre.

**Abstract**

The design of structures for their earthquake-resistant security is based on the capability approach, which is an integral part of many codes. Therefore, it is essential to know the resistance and deformation capacity of each structural element to be sure that the ruin mechanism is developing in desired manner. In this thesis, we are interested in the analysis of the local ductility of reinforced concrete beams according to limited percentages of longitudinal reinforcement required by the Algerian, American, European, Canadian, and New Zealand earthquake regulations. To answer this question an analysis of the local ductility factor based on these limited percentages is conducted. Then, a confrontation between the factors obtained is also realized. The results obtained showed the good performance of some regulations studied.

**Key words:** Reinforcement, Reinforced Concrete, Ductility, seismic codes, Beam.

## المخلص

يعتمد تصميم الهياكل بالنظر لسلامتها ضد الزلازل على دراسة قدرة التحمل، والذي يعد جزءاً لا يتجزأ من العديد من الانظمة. لذلك من الضروري معرفة قدرة المقاومة والتشوه لكل عنصر هيكلي للتأكد من أن آلية التداعي ستتطور بطريقة مرغوبة. في هذه المذكرة، نحن مهتمون بتحليل الليونة المحلية للروافد الخرسانية المسلحة وفقاً للنسب المنوية للتعزيز الطولي الذي تفرضه الانظمة الجزائرية، الأمريكية، الأوروبية، الكندية والنيوزيلندية. للإجابة على هذا التساؤل، يتم إجراء تحليل لعامل ليونة المحلية بدلالة هذه النسب المنوية. ثم، التحقق أيضاً بمواجهة بين العوامل التي يتم الحصول عليها. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها الأداء الجيد لبعض الأنظمة المدروسة.

الكلمات الدلالية: التسليح؛ الليونة؛ الأنظمة الزلزالية؛ رافده.



# **TABLE DES MATIERES**

<b>RESUME .....</b>	<b>I</b>
<b>TABLE DES MATIERES.....</b>	<b>IV</b>
<b>LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX .....</b>	<b>VIII</b>
<b>NOTATIONS .....</b>	<b>XIII</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>

## CHAPITRE 1 : REVUE GENERALE SUR LA DUCTILITE LOCALE

1.1. INTRODUCTION .....	5
1.2. ASPECTS GENERAUX SUR LA DUCTILITE .....	5
1.2.1. Définition .....	5
1.2.2. Facteur de ductilité .....	5
1.2.3. Relation « Déformabilité – Ductilité » .....	6
1.2.4. Relation « Ductilité – Fragilité » .....	7
1.2.5. Différents types de ductilité .....	8
1.2.5.1. Ductilité de déformation .....	8
1.2.5.2. Ductilité en courbure .....	8
1.2.5.3. Ductilité des éléments .....	9
1.2.5.4. Ductilité de structure .....	9
1.2.5.5. Ductilité énergétique .....	9
1.2.6. Ductilités requise et disponible .....	11
1.2.6.1. Ductilité disponible .....	11
1.2.6.2. Ductilité requise .....	12
1.3. CLASSE DE DUCTILITE .....	13
1.4. CRITERES REQUISE POUR LES STRUCTURES DUCTILE.....	13
1.4.1. Demande de ductilité.....	14
1.4.2. Mécanismes de ruine.....	14
1.5. CONCLUSION .....	14

## CHAPITRE 2 : ASPECT REGLEMENTAIRE SUR LA DUCTILITE LOCALE

2.1.	INTRODUCTION .....	16
2.2.	DUCTILITE LOCALE DANS LES DIFFERENTS CODES PARASISMIQUES .....	16
2.2.1.	Règlement parasismique Algérien RPA 99/V-2003 .....	16
2.2.2.	Code Américain ACI-318 .....	16
2.2.3.	Code Canadien CSA-94 .....	17
2.2.4.	Eurocode 8.....	17
2.2.5.	Code de la Nouvelle Zélande .....	17
2.3.	LES POURCENTAGES LIMITES SELON LES REGLEMENTS PARASISMIQUES .....	17
2.4.	CONCLUSION .....	21

## CHAPITRE 3 : MÉTHODE D'EVALUATION DU FACTEUR DE LA DUCTILITÉ LOCALE

3.1.	INTRODUCTION .....	23
3.2.	LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX .....	23
3.2.1.	Béton .....	23
3.2.2.	Acier .....	25
3.3.	RELATION MOMENT - COURBURE D'UN ELEMENT FLECHI .....	26
3.3.1.	Courbure de l'élément .....	26
3.3.2.	Diagramme Moment - Courbure pour une section fléchie .....	27
3.4.	COURBURE A LA FIN DE LA PHASE ELASTIQUE .....	27
3.5.	COURBURE A L'ETAT LIMITE ULTIME .....	29
3.5.1.	Rupture par écrasement du béton .....	30
3.5.2.	Rupture par plastification des armatures tendues .....	31
3.6.	FACTEUR DE DUCTILITE LOCALE CONVENTIONNELLE .....	33
3.7.	ETAPES D'EVALUATION DU FACTEUR DE LA DUCTILITE LOCALE ....	33
3.9.	CONCLUSION .....	35

## CHAPITRE 4 : PARAMETRES INFLUANT LA DUCTILITE DES POUTRES EN BETON ARME

4.1.	INTRODUCTION .....	37
4.2.	EFFET DU TAUX D'ARMATURES TENDUES SUR LE FACTEUR DE LA DUCTILITE .....	37
4.3.	EFFET DU TAUX D'ARMATURES COMPRIEES SUR LE FACTEUR DE LA DUCTILITE .....	40
4.4.	EFFET DE LA LIMITE ELASTIQUE DES ACIERS SUR LA DUCTILITE LOCALE .....	44
4.5.	EFFET DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON $f_{yk}$ SUR $\mu_\phi$ .....	48
4.6.	CONCLUSION .....	53

## CHAPITRE 5 : ETUDE PARAMÉTRIQUE

5.1.	INTRODUCTION .....	55
5.2.	RÉSULTATS OBTENUS .....	56
5.3.	VARIATION DE LA PROFONDEUR DE L'AXE NEUTRE .....	59
5.4.	RELATION MOMENT- COURBURE .....	66
5.5.	FACTEUR DE DUCTILITE LOCALE.....	76
5.6.	COMPARAISON ENTRE LES DIFFERENTS CODES.....	83
5.7.	CONCLUSION .....	85

	CONCLUSIONS GENERALES .....	86
--	-----------------------------	----

	REFFERNCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	89
--	-----------------------------------	----

Annex

# **LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX**

**LISTE DES FIGURES**

Figure 1.1 :	Facteur de ductilité (Park (1989)) .....	<b>6</b>
Figure 1.2 :	Déformabilité –Ductilité –Facteur de ductilité (Bertero (1988); Kassoul (2015)) .....	<b>6</b>
Figure 1.3 :	Ductilité et fragilité (Gioncu et Mazzolani (2002) ; Sebai (2012)) .....	<b>7</b>
Figure 1.4 :	Comportement « ductile et fragile » (Sebai (2012)) .....	<b>8</b>
Figure 1.5 :	Classe de ductilité des éléments (Gioncu (2002) ; Mazzolani et Piluso (1993)) .....	<b>13</b>
Figure 3.1 :	Diagramme parabole rectangle pour un béton non confiné sous compression d’après l’Eurocode 2 (EN 1992, 2004).....	<b>24</b>
Figure 3.2 :	Diagramme "Contrainte – Déformation" des aciers du béton armé d’après l’Eurocode 2 (EN 1992, 2004) .....	<b>25</b>
Figure 3.3 :	Déformation d’une poutre fléchie en béton armé (Park et Paulay (1975)) .....	<b>26</b>
Figure 3.4 :	Diagramme Moment – Courbure pour les poutres en béton armé (idéalisation bilinéaire et tri-linéaire du diagramme) ( <b>M-φ</b> ) (Park et Paulay (1975)) .....	<b>27</b>
Figure 3.5 :	Comportement d’une section de poutre en béton armé fléchie à l’état limite de service (la fin de phase élastique) .....	<b>28</b>
Figure 3.6 :	Comportement d’une section de poutre en béton armé fléchie à l’état limite ultime .....	<b>30</b>
Figure 3.7 :	Organigramme d’évaluation du facteur de ductilité locale .....	<b>43</b>
Figure 4.1 :	Variation du facteur de ductilité locale en fonction du pourcentage d’armatures tendues pour $f_{yk} = 400 MPa$ .....	<b>38</b>
Figure 4.2 :	Variation du facteur de ductilité locale en fonction du pourcentage d’armatures tendues pour $f_{yk} = 600 MPa$ .....	<b>39</b>
Figure 4.3 :	Effet du taux d’armatures comprimées $\rho'$ sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 20 MPa$ .....	<b>41</b>
Figure 4.4 :	Effet du taux d’armatures comprimées $\rho'$ sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 50 MPa$ .....	<b>42</b>
Figure 4.5 :	Effet du taux d’armatures comprimées $\rho'$ sur le facteur de la ductilité locale pour $f_{ck} = 90 MPa$ .....	<b>43</b>
Figure 4.6 :	Effet de la limite élastique des aciers $f_{yk}$ sur le facteur de la ductilité	

	<b>45</b>
Figure 4.7 : Effet de la limite élastique des aciers $f_{yk}$ sur le facteur de la ductilité locale pour $\rho' / \rho = 0,7$ .....	<b>46</b>
Figure 4.8 : Effet de la limite élastique des aciers $f_{yk}$ sur le facteur de la ductilité locale pour $\rho' / \rho = 0,9$ .....	<b>47</b>
Figure 4.9 : Effet de la résistance du béton $f_{ck}$ sur le facteur de la ductilité locale $\mu_\phi$ pour $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 0,5\%$ .....	<b>49</b>
Figure 4.10 : Effet de la résistance du béton $f_{ck}$ sur le facteur de la ductilité locale $\mu_\phi$ pour $f_{yk} = 400 MPa$ et $\rho' / \rho = 4 \%$ .....	<b>50</b>
Figure 4.11 : Effet de la résistance du béton $f_{ck}$ sur le facteur de la ductilité locale $\mu_\phi$ pour $f_{yk} = 600 MPa$ et $\rho' / \rho = 0,5\%$ .....	<b>51</b>
Figure 4.12 : Effet de la résistance du béton $f_{ck}$ sur le facteur de la ductilité locale $\mu_\phi$ pour $f_{yk} = 600 MPa$ et $\rho' / \rho = 4\%$ .....	<b>52</b>
Figure 5.1 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour $f_{ck} = 20 Mpa$ et $f_{ck} = 400 Mpa$ .....	<b>60</b>
Figure 5.2 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour $f_{ck} = 20 Mpa$ et $f_{ck} = 600 Mpa$ .....	<b>61</b>
Figure 5.3 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour $f_{ck} = 50 Mpa$ et $f_{ck} = 400 Mpa$ .....	<b>62</b>
Figure 5.4 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour $f_{ck} = 50 Mpa$ et $f_{ck} = 600 Mpa$ .....	<b>63</b>
Figure 5.5 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour $f_{ck} = 90 Mpa$ et $f_{ck} = 400 Mpa$ .....	<b>64</b>
Figure 5.6 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour $f_{ck} = 90 Mpa$ et $f_{ck} = 600 Mpa$ .....	<b>65</b>
Figure 5.7 : Diagrammes Moment- courbure ( $M-\phi$ ) pour $f_{ck} = 20 Mpa$ et $f_{yk} = 400 MPa$ .....	<b>70</b>
Figure 5.8 : Diagrammes Moment- courbure ( $M-\phi$ ) pour $f_{ck} = 20 Mpa$ et $f_{yk} = 600 MPa$ .....	<b>71</b>
Figure 5.9 : Diagrammes Moment- courbure ( $M-\phi$ ) pour $f_{ck} = 50 Mpa$ et $f_{yk} = 400 MPa$ .....	<b>72</b>
Figure 5.10 : Diagrammes Moment- courbure ( $M-\phi$ ) pour $f_{ck} = 50 Mpa$ et $f_{yk} = 600 MPa$ .....	<b>73</b>
Figure 5.11 : Diagrammes Moment- courbure ( $M-\phi$ ) pour $f_{ck} = 50 Mpa$ et $f_{yk} = 600 MPa$ .....	<b>74</b>

Figure 5.12 :	Diagrammes Moment- courbure ( $M-\phi$ ) pour $f_{ck} = 90 \text{ Mpa}$ et $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .....	75
Figure 5.13 :	Facteur de ductilité locale en fonction du règlement Algérien <i>RPA99-v2003</i> .....	78
Figure 5.14 :	Facteur de ductilité locale en fonction du règlement Américain <i>ACI-318</i> .....	79
Figure 5.15 :	Facteur de ductilité locale en fonction du règlement Européen <i>EC8</i> .....	80
Figure 5.16 :	Facteur de ductilité locale en fonction du règlement Canadien <i>CSA-04</i> ..	81
Figure 5.17 :	Facteur de ductilité locale en fonction du règlement de la nouvelle Zélande <i>NZS-3101</i> .....	82

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 1.1 :	Différent types de ductilité (Park (1989) ; Gioncu (2000)) .....	10
Tableau 1.2 :	Paramètres influençant sur la ductilité locale (Gioncu (2000)) .....	11
Tableau 1.3 :	Paramètres influençant sur la ductilité globale (Gioncu (2000)) .....	12
Tableau 2.1 :	Pourcentages d'armatures tendues ( $\rho\%$ ) pour $f_{yk}=400 \text{ Mpa}$ .....	20
Tableau 2.2 :	Pourcentages d'armatures tendues ( $\rho\%$ ) pour $f_{yk}=400 \text{ Mpa}$ .....	21
Tableau 5.1 :	$f_{yk}=400 \text{ Mpa}$ et $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$ .....	56
Tableau 5.2 :	$f_{yk}=600 \text{ Mpa}$ et $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$ .....	56
Tableau 5.3 :	$f_{yk}=400 \text{ Mpa}$ et $f_{ck} = 50 \text{ Mpa}$ .....	57
Tableau 5.4 :	$f_{yk}=600 \text{ Mpa}$ et $f_{ck} = 50 \text{ Mpa}$ .....	57
Tableau 5.5 :	$f_{yk}=400 \text{ Mpa}$ et $f_{ck} = 90 \text{ Mpa}$ .....	58
Tableau 5.6 :	$f_{yk}=600 \text{ Mpa}$ et $f_{ck} = 90 \text{ Mpa}$ .....	58
Tableau 5.7 :	Facteur de ductilité locale (RPA).....	76
Tableau 5.8 :	Facteur de ductilité locale (ACI).....	76
Tableau 5.9 :	Facteur de ductilité locale (EC8).....	77
Tableau 5.10 :	Facteur de ductilité locale (CSA).....	77
Tableau 5.11 :	Facteur de ductilité locale (NZS).....	77
Tableau 5.12 :	Codes fournissant une ductilité minimale .....	83



Tableau 5.13 : Codes fournissant une ductilité maximale..... 83

# **NOTATIONS**

## NOTATIONS

$A_s$	:	Section des armatures tendues.
$A'_s$	:	Section des armatures comprimées.
$b$	:	Largeur de la poutre.
$d$	:	Hauteur utile de la poutre.
$d'$	:	Enrobage de béton.
$E_p$	:	Energies maximales absorbées en élasto-plasticité.
$E_s$	:	Module d'élasticité de l'acier.
$E_y$	:	Energies maximales absorbées en élasticité.
$f_{cd}$	:	Contrainte maximale de calcul de béton.
$f_{ck}, f'_c$	:	Résistance du béton à la compression sur éprouvette cylindrique.
$f_{ctm}$	:	Résistance moyenne du béton à la traction.
$f_y, f_{yk}$	:	Limite élastique des aciers.
$f_{yd}$	:	Contrainte de calcul des armatures.
$h$	:	Hauteur de la poutre.
$kd$	:	Profondeur de l'axe neutre.
$K_1$	:	Coefficient de sécurité pour le béton.
$K_3$	:	Coefficient de sécurité pour l'acier.
$L$	:	Longueur de la poutre.
$M$	:	Moment résistant.
$M_u$	:	Moment résistant ultime.
$M_y$	:	Moment résistant à la fin de la phase élastique.
$q_0$	:	Coefficient du comportement des structures.
$R$	:	Rayon de courbure.
$T_1$	:	Période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion à lieu.
$T_C$	:	Période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre.
$\alpha_{cc}$	:	Coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance à la compression du béton.
$\beta_1$	:	Rapport entre le rectangle de béton équivalent et la profondeur de l'axe neutre.
$\gamma_c$	:	Facteur partiel de sécurité pour le béton.
$\gamma_s$	:	Facteur partiel de sécurité pour l'acier.
$A_u$	:	Déformation maximale.
$A_y$	:	Déformation à la fin de la phase élastique.
$\varepsilon_b$	:	Déformation du béton comprimé dans la fibre extrême.
$\varepsilon_c$	:	Déformation résultant de la compression du béton.
$\varepsilon_{cu}$	:	Déformation de compression ultime du béton.
$\varepsilon_{c2}$	:	Déformation de compression du béton sous la contrainte maximale $f_{cd}$ .
$\varepsilon_s$	:	Déformation des armatures tendues.
$\varepsilon_{sy}$	:	Déformation de l'armature sous charge maximale.
$\varepsilon_{sy,d}$	:	Allongement élastique de l'armature sous charge maximale.
$\varepsilon'_s$	:	Déformation dans les armatures comprimées.
$\varepsilon_u$	:	Déformation de rupture.
$\varepsilon_y$	:	Déformation à la fin de la phase élastique du matériau.

## NOTATIONS

---

---

$\dot{\epsilon}$	: Taux de déformation.
$\dot{\epsilon}_{max}$	: Taux de déformation maximal.
$\eta$	: Facteur de la résistance effective du béton.
$\theta_u$	: Rotation ultime.
$\theta_y$	: Rotation à la fin de la phase élastique.
$\lambda$	: Facteur de la hauteur effective de la zone comprimée.
$\mu$	: Facteur de ductilité de déplacement.
$\mu_E$	: Facteur de ductilité énergétique.
$\mu_{\Delta}$	: Facteur de ductilité.
$\mu_{\epsilon}$	: Facteur de ductilité de déformation.
$\mu_{\theta}$	: Facteur de ductilité en rotation.
$\mu_{\varphi}$	: Facteur de ductilité en courbure.
$\nu_d$	: Force axiale normalisée.
$\xi_b$	: Facteur de la hauteur de la zone comprimée correspond à une section balancée.
$\xi_u$	: Facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état ultime.
$\xi_y$	: Facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique.
$\rho$	: Pourcentage d'armatures tendues.
$\rho_b$	: Pourcentage de balancement.
$\rho_{lim}$	: Pourcentage d'armatures limite
$\rho_{max}$	: Pourcentage d'armatures tendues maximal.
$\rho_{min}$	: Pourcentage d'armatures tendues minimal.
$\rho'$	: Pourcentage d'armatures comprimées.
$\sigma'_s$	: Contrainte dans les armatures comprimées.
$\phi$	: Courbure.
$\varphi_y$	: Courbure à la fin de la phase élastique.
$\varphi_u$	: Courbure ultime.

# **INTRODUCTION GENERALE**

L'action sismique est un déplacement imposé variable dans le temps. Au cours du mouvement, le séisme « injecte » dans la structure une certaine quantité d'énergie, une partie est restituée au sol, par le phénomène sol-structure, une autre partie est dissipée par amortissement le surplus se retrouve dans la structure sous forme d'énergie cinétique et en énergie de déformation élastiques et inélastiques des éléments structuraux.

Cependant l'analyse dynamique des structures répondant à des séismes sévères a montré que les forces élastiques d'inertie sont beaucoup plus grandes que celles préconisées par les normes et que cette différence est trop grande pour qu'elle soit compensée par des coefficients de sécurité. Ce dilemme peut être attribué à la capacité importante de déformation plastique avant rupture des matériaux, cette propriété fondamentale est appelée ductilité.

Dans les zones fortement sollicitées par le chargement sismique, la ductilité devient une considération extrêmement importante. D'ailleurs la philosophie actuelle des codes est basée sur une conception sismique stipulant que les structures doivent résister élastiquement aux séismes relativement modérés ; et développer la ductilité dans le cas d'un séisme sévère, pour garantir la survie de la structure.

Aussi bien, la ductilité est une propriété importante à considérer, et la conception des poteaux et des poutres n'est jamais complète sans la prise en compte de cet aspect. Par conséquent, une attention particulière a été donnée par les différents codes parasismiques aux taux d'armatures tendues pour assurer un comportement ductile aux ces éléments.

Le but fondamental de cette étude est de faire une analyse de la ductilité locale des poutres en béton armé selon les recommandations des différents règlements parasismiques Algérien (RPA 99-v2003, 2004), Américain (ACI-318, 2014), Canadien (CSA-04, 2004), l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003), ainsi que le code de la Nouvelle Zélande (NZS-3101, 2006). Cette vérification de la compatibilité des facteurs de ductilité implique la connaissance des critères de ductilité locale.

En plus de cette introduction, ce mémoire est structuré en cinq chapitres. Le premier chapitre présente une revue générale sur la ductilité locale, où, on expose des notions et des définitions sur la ductilité des structures en béton armé. Ensuite, on donne une typologie ainsi

que les classes de ductilité. Dans le même contexte, le deuxième chapitre expose un aspect réglementaire sur la ductilité locale des poutres en béton armé dans les différents codes, à savoir : le code Algérien (RPA99-v2003, 2004), le code Américain (ACI 318, 2014), le code Canadien (CSA-04, 2004), le code européen « Eurocode8 » (EN 1998-1, 2003), ainsi que le code de la Nouvelle Zélande (NZS-3101, 2006). D'autre part, le troisième chapitre présente la méthode d'évaluation du facteur de ductilité locale. En premier lieu, le chapitre illustre les lois de comportements des matériaux acier et béton utilisés dans cette étude. Ensuite, il expose une méthode bien détaillée sur le calcul du facteur de la ductilité locale des poutres en béton armé.

L'étude des facteurs influençant la ductilité locale des poutres en béton armé fera l'objet du chapitre quatre. En effet, une importance particulière sera réservée pour éclairer l'incidence du taux d'armatures tendues. Dans la deuxième partie de l'étude paramétrique, le chapitre cinq sera spécifié pour répondre à la problématique par une analyse et une comparaison entre les résultats du facteur de ductilité obtenus en fonction des pourcentages limites exigés par les différents règlements parasismiques cités précédemment.

Enfin, ce travail sera clôturé par une conclusion générale de l'ensemble des résultats obtenus afin de les utiliser pour améliorer la performance des différents codes parasismiques dans le domaine de ductilité.

# **Chapitre1**

## **REVUE GENERALE SUR LA DUCTILITE LOCALE**



## 1.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente une revue générale sur la ductilité locale. Premièrement, nous allons donner un aspect général sur la ductilité des structures en béton armé, où on présente une définition de la ductilité, suivie par la relation entre la ductilité, la déformabilité et la fragilité, ensuite, on présente les différents types de ductilité. En dernier lieu, on présente la relation entre les différentes classes de ductilité selon le règlement Eurocode 8, ainsi que les critères requis pour les structures ductiles.

## 1.2. ASPECT GENERAL SUR LA DUCTILITE

### 1.2.1. Définition

Dans la conception parasismique, le terme ductilité est utilisé pour évaluer la performance des structures, en indiquant la quantité d'énergie sismique qui peut être dissipée par les déformations plastiques. L'utilisation de la notion de ductilité donne la possibilité de réduire les efforts de conception sismiques, et permet de produire des dégâts contrôlés dans la structure même en cas de fortes secousses sismiques. Dans l'analyse non linéaire des structures en béton armé, la ductilité définit la capacité d'une structure de subir une déformation après la fin de sa phase élastique, avec une dégradation significative de sa rigidité. Cette ductilité permet de prédire la capacité de déformation ultime d'une structure qui constitue la propriété la plus importante pour la conception des structures sous charges exceptionnelles ou accidentelles (Gioncu et Mazzolani (2002), Bouzid et Kassoul (2017)).

### 1.2.2. Facteur de ductilité

Le facteur de ductilité  $\mu$  est défini par le rapport entre la déformation maximale  $\Delta_u$  et la déformation à la fin de la phase élastique  $\Delta_y$  (Bertero (1988) ; Park (1989)):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1.1)$$

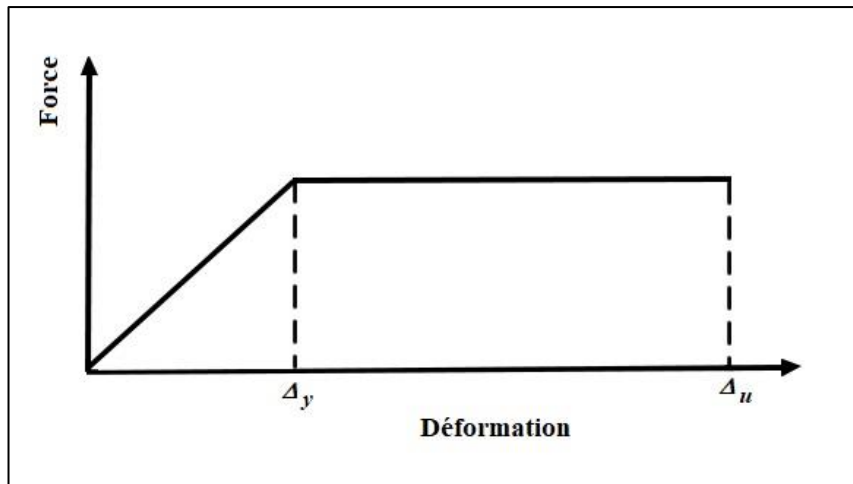


Figure 1.1 : Facteur de ductilité (Park (1989)).

### 1.2.3. Relation « Déformabilité – Ductilité »

La déformabilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de structure ou d'une structure entière à se déformer avant la rupture. Par contre la ductilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de structure ou d'une structure entière à subir une déformation après la fin de sa phase élastique, avec une réduction significative de sa rigidité (Bertero (1988)). La Figure 1.2 montre la différence entre la ductilité et la déformabilité

Il est noté qu'une structure peut avoir une grande déformabilité mais aura une faible ductilité.

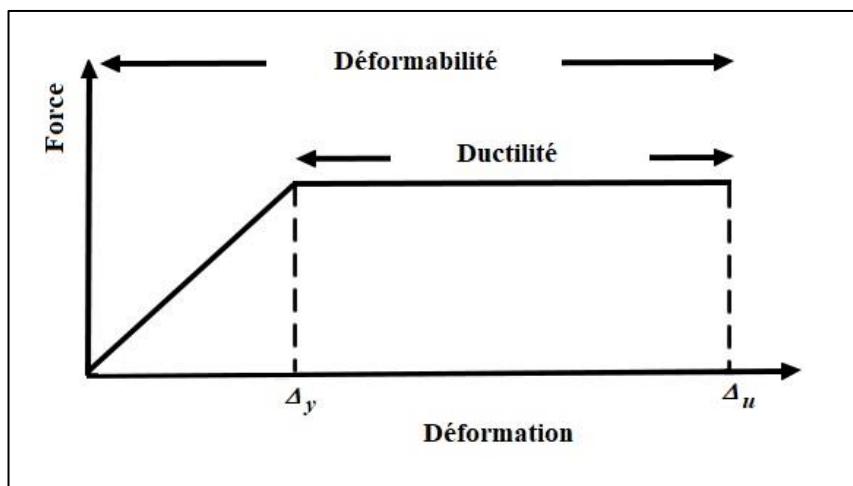


Figure 1.2 : Déformabilité – Ductilité – Facteur de ductilité (Bertero (1988) ; Kassoul (2015)).

### 1.2.4. Relation « Ductilité – Fragilité »

La ductilité est l'un des paramètres qui caractérisent le comportement post élastique de la structure. Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de plasticité est important, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsque ce palier est court, on dit que l'élément est fragile (Figures 1.3 et 1.4). Généralement, un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est insuffisamment armé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide (Park (1989) ; Sebai (2012)).

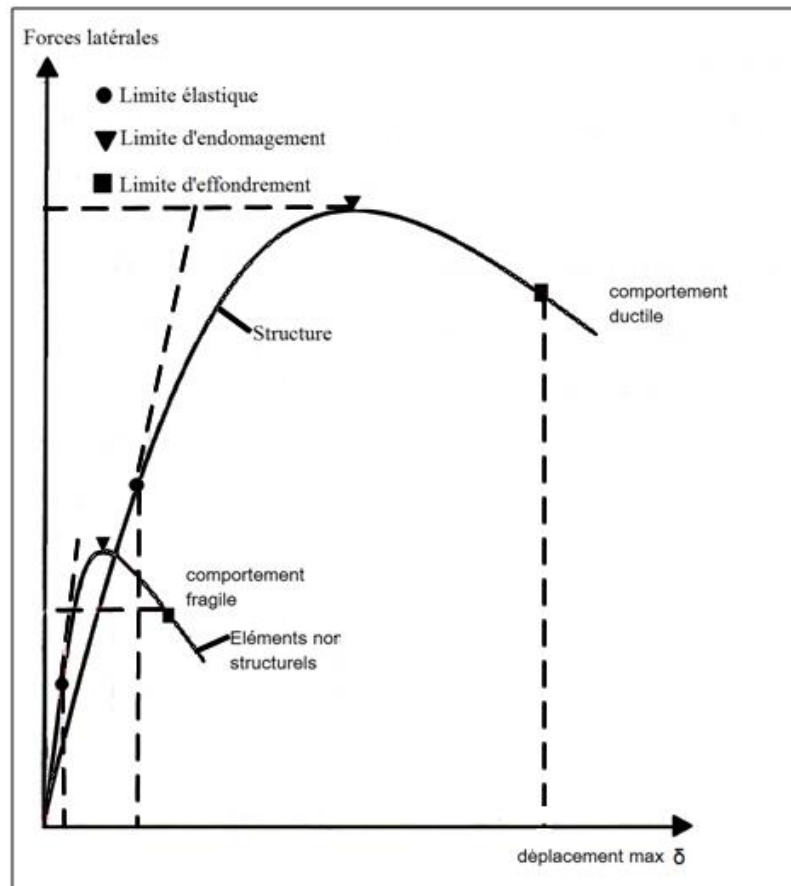


Figure 1.3 : Ductilité et fragilité (Gioncuet Mazzolani (2002) ; Sebai (2012)).

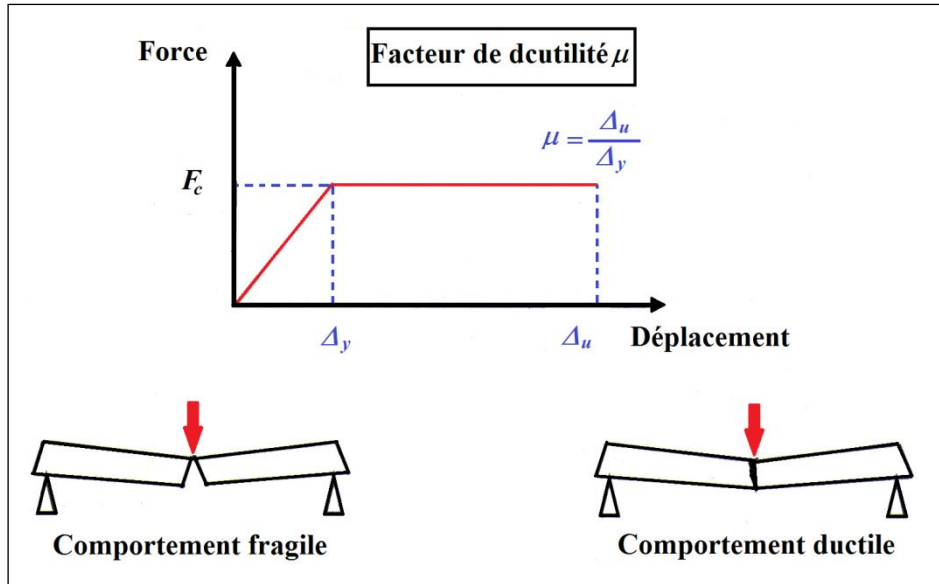


Figure 1.4 : Comportement « ductile et fragile » (Sebai (2012)).

### 1.2.5. Différents types de ductilité

L'analyse du comportement des structures nécessite la connaissance des critères caractérisant le domaine non linéaire de la structure, et de leurs composantes, à savoir ; les matériaux constituants, poutres, poteaux, voiles, .....etc. Dans la littérature, on rencontre cinq types de ductilité, qui sont résumés dans le Tableau 1.1 (Park (1989) ; Gioncu (2000)).

#### 1.2.5.1. Ductilité de déformation

La ductilité de déformation ou la ductilité axiale caractérise les déformations élasto-plastique des matériaux pour différents types de chargement. Le facteur de cette ductilité est quantifié par le rapport de la déformation de rupture  $\varepsilon_u$  et la déformation à la fin de la phase élastique du matériau  $\varepsilon_y$  (Gioncu (2000)) ; où :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (1.2)$$

#### 1.2.5.2. Ductilité en courbure

La ductilité en courbure ou la ductilité locale renvoie à la déformation plastique de la section transversale, en considérant l'interaction entre les parties qui composent la section elle-même (Park (1989)) ; son facteur est exprimé par le rapport de la courbure ultime  $\varphi_u$  et la

courbure à la fin de la phase élastique  $\varphi_y$  (MacGREGOR (1974) ; Park et Ruitong (1988) ; Nakamura *et al.*(1992) ; Ziara *et al.*(1995) ;Al-Haddad(1995));où :

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (1.3)$$

#### ***1.2.5.3. Ductilité des éléments***

La ductilité des éléments ou la ductilité en rotation considère les propriétés de l'élément entier (poutre ou poteaux), son facteur est déterminé par le rapport de la rotation ultime  $\theta_u$  et la rotation à la fin de la phase élastique  $\theta_y$  (Park (1989)) :

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (1.4)$$

#### ***1.2.5.4. Ductilité de structure***

La ductilité de structure ou la ductilité globale interpelle le comportement global de la structure entière. Ce type est exprimé par le rapport du déplacement ultime  $\delta_u$  et le déplacement à la fin de la phase élastique  $\delta_y$ , où :

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (1.5)$$

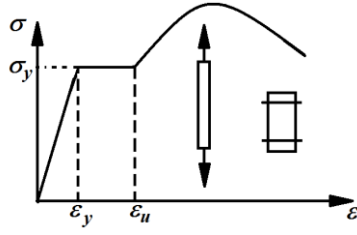
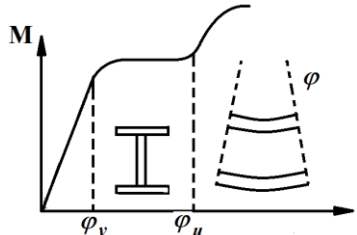
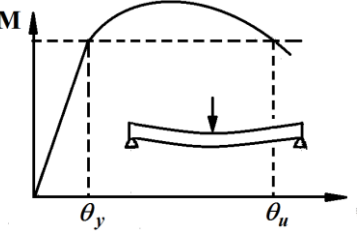
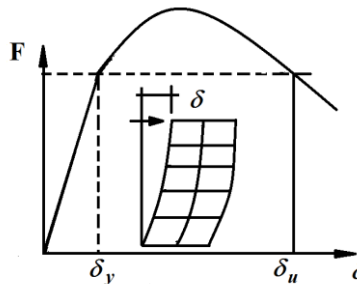
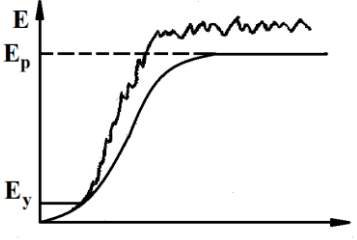
Généralement, ce facteur traduit le comportement des structures dans les codes parasismiques (Park (1989) ; Gioncu (2000)).

#### ***1.2.5.5. Ductilité énergétique***

La ductilité énergétique considère le niveau de l'énergie sismique dissipée par la structure. Elle traduit l'aptitude de la construction à l'absorption et la dissipation d'énergie (Gioncu (2000)). Ce type de ductilité repose sur le critère d'égalité des énergies. Il est exprimé par le rapport entre les énergies maximales absorbées respectivement en élasticité ( $E_e$ ) et en élasto-plasticité ( $E_p$ ) :

$$\mu_E = \frac{E_p}{E_e} \quad (1.6)$$

Tableau 1.1 : Différent types de la ductilité (Park (1989) ; Gioncu (2000)).

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

### 1.2.6. Ductilité disponible et requise

#### 1.2.6.1. Ductilité disponible

La ductilité disponible résulte du comportement de la structure en tenant compte de sa performance, des propriétés des matériaux, du type de section, des charges gravitationnelles et de la dégradation de rigidité (Gionçu et Mazzolani (2002)). Elle est déterminée soit par la ductilité axiale, en courbure ou en rotation, selon les sollicitations des éléments. Ce type de ductilité est influencé par plusieurs paramètres. Le tableau 1.2 résume les éléments en béton armé et métalliques concernés et les paramètres influençant ce type de ductilité (Sebai (2012)).

*Tableau 1.2 : Paramètres influençant la ductilité locale (Gioncu (2000)).*

<b>La ductilité disponible</b>	
<b>Éléments en béton armé</b>	<b>Assemblages métalliques</b>
Matériau	Panneau d'assemblage
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nuance d'acier</li> <li>• La vitesse de déformation</li> <li>• Qualité de béton</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Type de panneau</li> <li>• Mécanisme de cisaillement</li> <li>• Mécanisme d'écrasement</li> </ul>
Section transversale	Les semelles des poteaux en I
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Type de section</li> <li>• Élancement du mur</li> <li>• Interaction du mur</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Type de poteau</li> <li>• Mécanisme plastique</li> </ul>
Eléments	Liens
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Déformation-durcissement</li> <li>• Flambement</li> <li>• Les forces axiales</li> <li>• Charges cycliques</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Type de liens</li> <li>• Mécanisme plastique local</li> <li>• Chargement cyclique</li> <li>• La vitesse de déformation</li> </ul>

**1.2.6.2. Ductilité requise**

Une valeur très importante dans la conception sismique la limite de ductilité ou la ductilité minimale que doit avoir la structure. Cette limite n'est pas nécessairement la plus grande dissipation d'énergie possible, mais un changement significatif du comportement structural, c'est la ductilité requise ou la demande d'une structure à un certain niveau de ductilité (Gioncu *et al.* (1997) ; Gioncu (1998) ; Gioncu et Mazzolani (2002)). Elle est quantifiée par la ductilité de déplacement ou la ductilité énergétique. Le tableau 1.3 résume les paramètres influençant ce type de ductilité (Sebai (2012)).

**Tableau 1.3 : Paramètres influençant la ductilité globale (Gioncu (2000)).**

<b>La ductilité requise</b>	
<b>Mouvements de terre</b>	<b>Réponse de la structure</b>
Source <ul style="list-style-type: none"> <li>• Type de séisme</li> <li>• Profondeur du centre de séisme</li> </ul>	Fondation <ul style="list-style-type: none"> <li>• Type de fondation</li> <li>• L'isolement de la base</li> <li>• Mécanisme d'écrasement</li> </ul>
Distance à la source <ul style="list-style-type: none"> <li>• Prés ou loin à la source</li> <li>• Atténuation</li> </ul>	Système de structure <ul style="list-style-type: none"> <li>• Type de structure</li> <li>• Mécanisme d'effondrement</li> </ul>
Le site <ul style="list-style-type: none"> <li>• Profil de sol</li> <li>• Amplification</li> <li>• Durée</li> </ul>	Éléments non structuraux <ul style="list-style-type: none"> <li>• Interaction</li> <li>• Limite d'endommagement</li> <li>• Limite d'effondrement</li> </ul>



### 1.3. CLASSE DE DUCTILITE

L'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003) divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : la classe de ductilité limitée (DCL), la classe de ductilité moyenne (DCM) et la classe de ductilité élevée (DCH). Ce code fait un lien direct entre la ductilité locale disponible durant le dimensionnement de chaque section et la ductilité globale, en imposant des critères de ductilité locale. Il est à noter que le règlement parasismique Algérien (RPA99/V-2003, 2003) appuie directement ces recommandations sur la conception des structures avec une classe de ductilité élevée (Kassoul (2015)). La Figure 1.6 montre bien les trois classes de la ductilité.

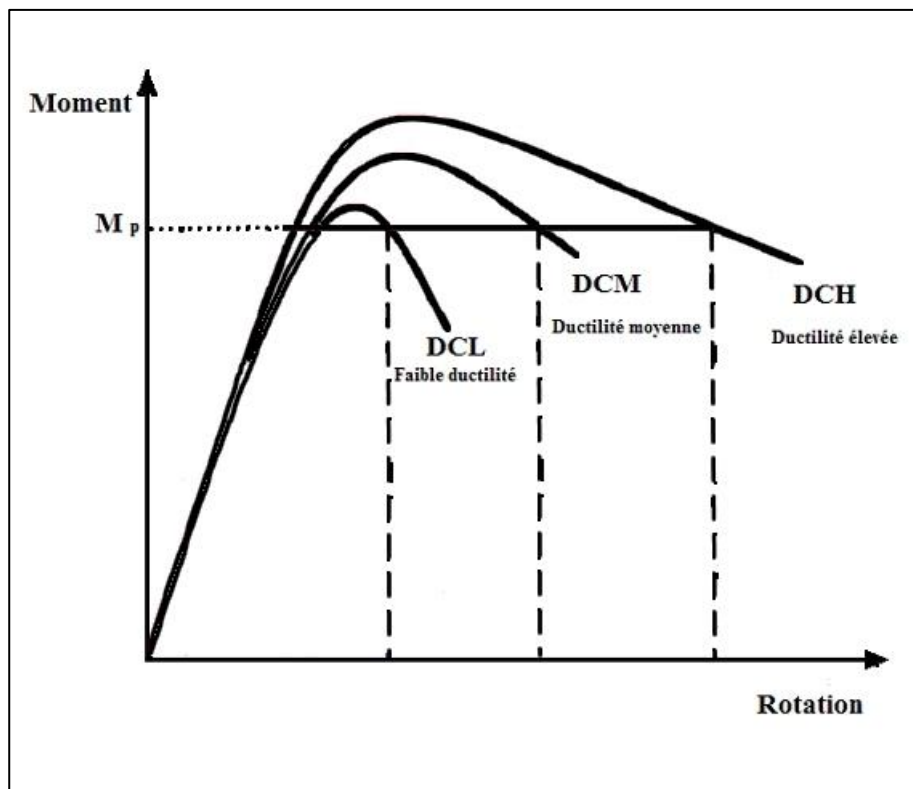


Figure 1.5 : Classes de ductilité des éléments (Gioncu et Mazzolani (2002) ; Mazzolani et Piluso(1993)).

### 1.4. CRITERES REQUIS POUR LES STRUCTURES DUCTILES :

Le niveau de sécurité optimal est assuré à travers un comportement élastique lors d'un séisme modéré, l'endurance des déformations post-élastiques lors d'un séisme sévère, sans jamais mettre en danger les vies humaines et la préservation de l'intégrité structurelle. Ainsi dans les différents règlements courants, le critère de calcul de la force sismique pour des structures ductiles a été établi sur la base que ces dernières seraient aptes à résister à des

séismes modérés sans dommages structurels et aptes à résister à des séismes sévères sans s'effondrer mais subissant éventuellement des dommages structurels et non structurels. Il devient donc nécessaire de définir au préalable le niveau ou la demande de ductilité (Hachemi (2004) ; Park (1992))

#### 1.4.1. Demande de ductilité

Pour mieux visualiser le concept de demande de ductilité, considérons un portique à  $r$  niveaux soumis à un chargement monotone croissant. L'approche rationnelle consiste à :

- Choisir le mécanisme de déformation post-élastique favorisant un comportement flexionnel approprié,
- Garantir un mode de plastification conforme à la manière préconçue tout en évitant l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence,
- Fournir une certaine capacité de résistance à ces structures.

Les régions dissipatives d'énergie sont alors :

- Préalablement choisies,
- Convenablement conçues,
- Soigneusement ferrillées afin de fournir une capacité de résistance et de déformation adéquates.

#### 1.4.2. Mécanismes de ruine

La position des rotules plastiques dépend essentiellement de la demande de ductilité souhaitée (Bousalem et *al.* (1999)).

### 1.5. CONCLUSION

Une revue générale sur la ductilité des structures en béton armé et sur la ductilité locale en particulier a été présentée dans cette section. La lecture de ce chapitre nous a permis de tirer les conclusions principales suivantes :

- La ductilité est une propriété indispensable dans la conception parasismique ;
- La ductilité est définie par un facteur qui reflète le niveau de ductilité ;
- Il existe cinq types de ductilité ;
- Il existe trois classes de ductilité : faible, moyenne et élevée ;

# **Chapitre2**

## **ASPECT REGLEMENTAIRE SUR LA DUCTILITE LOCALE**

## 2.1. INTRODUCTION

Actuellement, les codes parasismiques récents exigent des dispositions constructives assez spéciales dans les zones critiques des éléments résistants des constructions, afin de préserver d'une manière implicite une ductilité locale suffisante. Dans cette partie, on essaye de montrer l'importance accordée à la ductilité locale des poutres en béton armé et leur prise en compte dans les différents codes sismiques à savoir : le règlement parasismique Algérien (RPA 99, 2003), le code Américain (ACI 318, 2014), le code Canadien (CSA-A23.3-04, 2004), l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003), et le code de la Nouvelle Zélande (NZS 3101, 2006). Dans ce contexte, ce chapitre se divise en deux sections, la première présente une revue réglementaire sur la ductilité locale des poutres en béton armé. La deuxième présente les résultats des pourcentages limites obtenus en fonction des différents règlements.

## 2.2. DUCTILITE LOCALE DANS LES DIFFERENTS CODES PARASISMIQUES

### 2.2.1. Règlement parasismique Algérien RPA 99/V-2003

On rappelle les pourcentages d'armatures exigés par le règlement parasismique Algérien (RPA 99, 2003) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre égal à 0,5% ;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en zone courante égal à 4% ;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en zone de recouvrement égal à 6%.

Comme, il exige certaines dispositions pour les armatures comprimées qui doivent être supérieures à 50% des armatures tendues.

Il est à noter que ces pourcentages du règlement RPA sont considérés pour une classe de ductilité élevée (DCH). Ces valeurs seront discutées largement dans l'étude paramétrique.

### 2.2.2. Code Américain ACI-318

Le code américain ACI-318 (ACI 318, 2014) limite le rapport d'armatures tendues par  $0,75\rho_b$ , Cette valeur ( $0,75\rho_b$ ) fournira un comportement ductile pour la plupart des structures :

$$\rho \leq 0,75\rho_b \quad (2.7)$$

Où,  $\rho_b$  est le coefficient de balancement, il est donné par la relation suivante :

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (2.8)$$

Avec :

$f'_c$  est la résistance du béton,  $f_y$  est la limite élastique des aciers ;

$\beta_1$  est le rapport entre le rectangle de béton équivalent et la profondeur de l'axe neutre, où il égale à :

$$\beta_1 = \begin{cases} 0,85 & \text{si } f'_c \leq 30MPa \\ 0,85 - 0,008(f_c - 30) \geq 0,65 & \text{si } f'_c > 30MPa \end{cases} \quad (2.9)$$

Pour les structures avec une ductilité importante, le rapport d'armatures tendues dans les régions critiques est limité par la valeur  $0,5\rho_b$  :

$$\rho \leq 0,5\rho_b \quad (2.10)$$

Dans le cas des poutres avec armatures comprimées, le code américain ACI-318 (ACI 318, 2014) limite la section totale d'armatures longitudinales ( $\rho - \rho'$ ) par la valeur  $0,5\rho_b$  :

$$(\rho - \rho') \leq 0,5\rho_b \quad (2.11)$$

### 2.2.3. Code Canadien CSA-94

Selon le code canadien CSA (CSA-A23.3-04, 2004), les sections d'armatures tendues ( $A_s$ ) et comprimées ( $A'_s$ ) doivent respecter la condition suivante :

$$A_s, A'_s \geq 1,4 \frac{b_w d}{f_{yk}} \quad (2.12)$$

Où,  $b_w$  est la largeur de la section du béton,  $d$  est la hauteur utile de la section du béton et  $f_{yk}$  est la limite élastique des aciers.

Pour assurer un comportement ductile le code CSA (CSA-A23.3-04, 2004) limite le rapport d'armatures tendues  $\rho$  par 0,025 (2,5 %).

### 2.2.4. Eurocode 8

#### a- Rapport d'armatures maximal

L'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003) relie le rapport d'armatures tendue maximal dans les poutres avec la ductilité locale requise comme suit :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018f_{cd}}{\mu_{\varphi}\varepsilon_{sy}f_{yd}} \quad (2.13)$$

Où,  $\rho_{max}$  est le rapport d'armatures tendues maximal,  $\rho'$  est le rapport d'armatures comprimées,  $\mu_{\varphi}$  est le facteur de la ductilité locale,  $f_{cd}$  est la résistance à la compression du béton,  $f_{yd}$  est la contrainte dans l'armature et  $\varepsilon_{sy}$  est la déformation de l'armature sous charge maximale.

Aussi, un rapport d'armatures tendues minimal a été exigé :

$$\rho_{min} = 0,5 \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (2.14)$$

Où,  $f_{ctm}$  est la résistance moyenne du béton à la traction et  $f_{yk}$  est la limite élastique des aciers.

Dans les longueurs critiques prévues pour la formation des rotules plastiques des poutres, l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2003) exige en outre des détails constructifs assez spéciaux, des résistances appropriées du béton et des aciers utilisés ainsi qu'une ductilité locale suffisante. En effet, il offre un lien direct entre la ductilité locale et la ductilité globale, en proposant des valeurs minimales pour  $\mu_{\varphi}$  (noté  $\mu_{\varphi min}$ ) en fonction du coefficient du comportement des structures  $q_0$ . En conséquence, il recommande que le facteur de ductilité locale disponible dans les poutres devrait être supérieur ou égal à la valeur minimale obtenue par les deux expressions suivantes (Kassoul, 2010) :

$$\mu_{\varphi, min} = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{si } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} & \text{si } T_1 < T_C \end{cases} \quad (2.15)$$

Où  $T_1$  est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu et  $T_C$  est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre, ainsi que  $q_0$  est le coefficient du comportement des structures exprimé par :

- $q_0 = 3 \alpha_u / \alpha_I$  pour la classe de ductilité moyenne (DCM)

- $q_0 = 4,5 \alpha_u/\alpha_1$  pour la classe de haute ductilité (DCH)

Avec  $\alpha_u/\alpha_1$  égal à 1,1 pour les constructions en portiques à un seul étage, et à 1,3 pour les constructions à plusieurs étages et plusieurs travées.

### 2.2.5. Code de la Nouvelle Zélande NZS-3101

Le code de la nouvelle Zélande NZS-3101 (NZS 3101, 2006) limite le rapport d'armatures tendues dans les régions critiques par l'expression suivante :

$$\rho_{max} = \frac{f'_c + 10}{6f_y} \leq 0,025 \quad (2.16)$$

Où,  $f'_c$  est la résistance du béton et  $f_y$  est la limite élastique des aciers.

## 2.3. LES POURCENTAGES LIMITES SELON LES REGLEMENTS PARASISMIQUES

Les tableaux 2.1 et 2.2 présentent les pourcentages d'armatures tendues fournis par les différents codes parasismiques. Les résultats montrent que le code RPA exhibe des valeurs de pourcentages d'armatures tendues varies entre 2.11 et 2.67, ces pourcentages ne sont pas affectés par les variations de la résistance du béton et de la limite élastique des aciers, par contre, ils sont affectés négativement par le rapport  $\rho'/\rho$ .

Par ailleurs, le code Américain ACI-318, Canadien CSA-04 et Européen fournissent presque des valeurs constantes, sauf quelques cas pour les codes Américain et Européen. Dans le même contexte, les pourcentages fournis par le code de la nouvelle Zélande NZS-3110 sont influencés par le changement de la résistance du béton et la limite élastique des aciers.

**Tableau 2.1 : Pourcentages d'armatures tendues ( $\rho\%$ ) pour  $f_{yk}=400$  Mpa.**

$\rho'/\rho$	$f_{ck}$ (Mpa)	RPA	ACI	EC8	CSA	NZS
<b>0,5</b>	20	2,67	2,17	2,25	2,50	1,25
	30	2,67	2,50	3,38	2,50	1,67
	40	2,67	2,50	4,00	2,50	2,08
	50	2,67	2,50	4,00	2,50	2,50
	60	2,67	2,50	4,00	2,50	2,50
	70	2,67	2,50	4,00	2,50	2,50
	80	2,67	2,50	4,00	2,50	2,50
	90	2,67	2,50	4,00	2,50	2,50
<b>0,7</b>	20	2,35	2,50	3,75	2,50	1,25
	30	2,35	2,50	4,00	2,50	1,67
	40	2,35	2,50	4,00	2,50	2,08
	50	2,35	2,50	4,00	2,50	2,50
	60	2,35	2,50	4,00	2,50	2,50
	70	2,35	2,50	4,00	2,50	2,50
	80	2,35	2,50	4,00	2,50	2,50
	90	2,35	2,50	4,00	2,50	2,50
<b>0,9</b>	20	2,11	2,50	4,00	2,50	1,25
	30	2,11	2,50	4,00	2,50	1,67
	40	2,11	2,50	4,00	2,50	2,08
	50	2,11	2,50	4,00	2,50	2,50
	60	2,11	2,50	4,00	2,50	2,50
	70	2,11	2,50	4,00	2,50	2,50
	80	2,11	2,50	4,00	2,50	2,50
	90	2,11	2,50	4,00	2,50	2,50



Tableau 2.2 : Pourcentages d'armatures tendues ( $\rho\%$ ) pour  $f_{yk} = 600$  Mpa.

$\rho'/\rho$	$f_{ck}$ (Mpa)	RPA	ACI	EC8	CSA	NZS
0,5	20	2,67	1,20	1,00	2,50	0,83
	30	2,67	1,80	1,50	2,50	1,11
	40	2,67	2,18	2,00	2,50	1,39
	50	2,67	2,44	2,5	2,50	1,67
	60	2,67	2,50	3,00	2,50	1,94
	70	2,67	2,50	3,5	2,50	2,22
	80	2,67	2,50	4,00	2,50	2,50
	90	2,67	2,50	4,00	2,50	2,50
0,7	20	2,35	2,00	1,67	2,50	0,83
	30	2,35	2,50	2,50	2,50	1,11
	40	2,35	2,50	3,34	2,50	1,39
	50	2,35	2,50	4,00	2,50	1,67
	60	2,35	2,50	4,00	2,50	1,94
	70	2,35	2,50	4,00	2,50	2,22
	80	2,35	2,50	4,00	2,50	2,50
	90	2,35	2,50	4,00	2,50	2,50
0,9	20	2,11	2,50	4,00	2,50	0,83
	30	2,11	2,50	4,00	2,50	1,11
	40	2,11	2,50	4,00	2,50	1,39
	50	2,11	2,50	4,00	2,50	1,67
	60	2,11	2,50	4,00	2,50	1,94
	70	2,11	2,50	4,00	2,50	2,22
	80	2,11	2,50	4,00	2,50	2,50
	90	2,11	2,50	4,00	2,50	2,50

## 2.4. CONCLUSION

A la lecture de ce chapitre, on peut noter que :

- Certains codes parasismiques limitent le taux d'armatures tendues en fonction des caractéristiques des matériaux utilisés. Par ailleurs le RPA 99/V2003 exige des valeurs strictes pour la limitation du rapport d'armatures tendues  $\rho_{max}$ . Bien que, ce rapport  $\rho_{max}$  exigé par les différents codes parasismiques diffère d'un code à l'autre.
- Les différents codes parasismiques limitent le rapport d'armatures tendues pour fournir une classe de ductilité minimale.

# **Chapitre3**

## **MÉTHODE D'EVALUATION DU FACTEUR DE DUCTILITÉ LOCALE**

### 3.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente en détail la méthode de calcul du facteur de ductilité locale des poutres en béton doublement armée (c.-à-d. avec armatures tendues et comprimées). L'analyse du comportement non linéaire d'une section transversale d'une poutre en béton armé sollicitée en flexion simple, nécessite le plus souvent une étude aux états limites. La méthode d'évaluation du facteur de la ductilité locale présentée dans ce chapitre utilise les lois de comportement des matériaux béton et acier selon le règlement Eurocode 2 (EN 1992, 2004) et s'articule autour de l'utilisation des relations de compatibilités des déformations et les équations d'équilibres des efforts internes de la compression du béton et de la traction des armatures. Cette méthode est basée sur la procédure de (Park et Ruitong, 1988).

### 3.2. LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

#### 3.2.1. Béton

L'étude du comportement des structures en béton armé, selon l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004) utilise la classe de résistance notée  $C_{maximum}$ . Elle est basée sur la résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{ck}$ . La valeur maximale de cette résistance à 28 jours est limitée sur une éprouvette cylindrique à 90 MPa et à 105 MPa sur une éprouvette cubique. Elle varie entre C12/15 pour le béton ordinaire et C90/105 pour le béton à haute performance. La valeur de calcul de la résistance en compression du béton sur cylindre  $f_{cd}$  est définie par :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.1)$$

Où,  $\gamma_c$  est le facteur partiel de sécurité pour le béton, égal à 1.5 pour les situations durables et 1.2 pour les situations accidentelles,  $\alpha_{cc}$  est un coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance à la compression du béton, sa valeur varie entre 0.8 et 1. Dans la suite, la situation accidentelle est totalement considérée.

Ainsi, pour le dimensionnement des sections transversales d'un élément en béton armé, on utilise le diagramme contrainte - déformation du calcul illustré dans la figure 3.1, caractérisé par les relations des contraintes et des déformations suivantes :

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (3.2)$$

Où,  $\varepsilon_c$  est la déformation résultant de la compression du béton et  $\varepsilon_{c2}$  est la déformation de compression du béton sous la contrainte maximale  $f_{cd}$  et  $\varepsilon_{cu}$  est la déformation de compression ultime du béton, définie par:

$$\varepsilon_{cu} (\text{‰}) = \begin{cases} 3.5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.6 + 35 \left( \frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.3)$$

$n$  : est un exposant qui prend les valeurs suivantes :

$$n = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.4 + 23.4 \left( \frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.4)$$

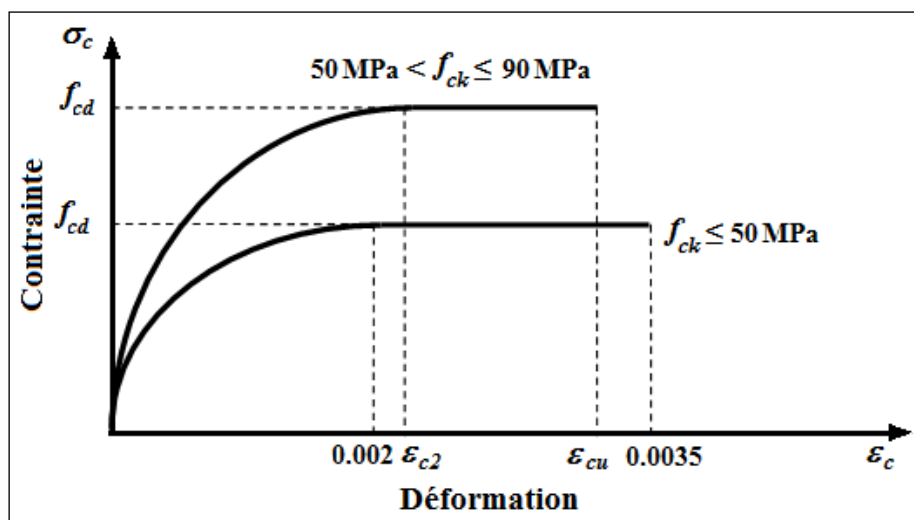


Figure 3.1 : Diagramme parabolique rectangle pour le béton non confiné sous compression d'après l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004).

### 3.2.2. Acier

Selon l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004), la conception des sections en béton armé est effectuée à partir d'une classe spécifiée, des armatures représentées par la valeur caractéristique de la limite d'élasticité  $f_{yk}$ . Cette valeur de  $f_{yk}$  varie sur une gamme de 400 à 600 MPa.

Le diagramme contrainte – déformation des aciers schématisé dans la Figure 3.2 est distingué par la courbe élasto-plastique bilinéaire, caractérisée par une branche inclinée jusqu'à une déformation égale à  $\varepsilon_{sy,d}$  et une contrainte de l'armature égale à  $f_{yd}$ , ainsi qu'une branche supérieure supposée horizontale jusqu'à la déformation maximale  $\varepsilon_{uk}$  correspondant à la contrainte dans l'armature égale à  $f_{yd}$ , où :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.5)$$

Où,  $\gamma_s$  est un coefficient partiel de l'acier égal à 1.15 pour les situations durables et 1 pour les situations accidentelles.

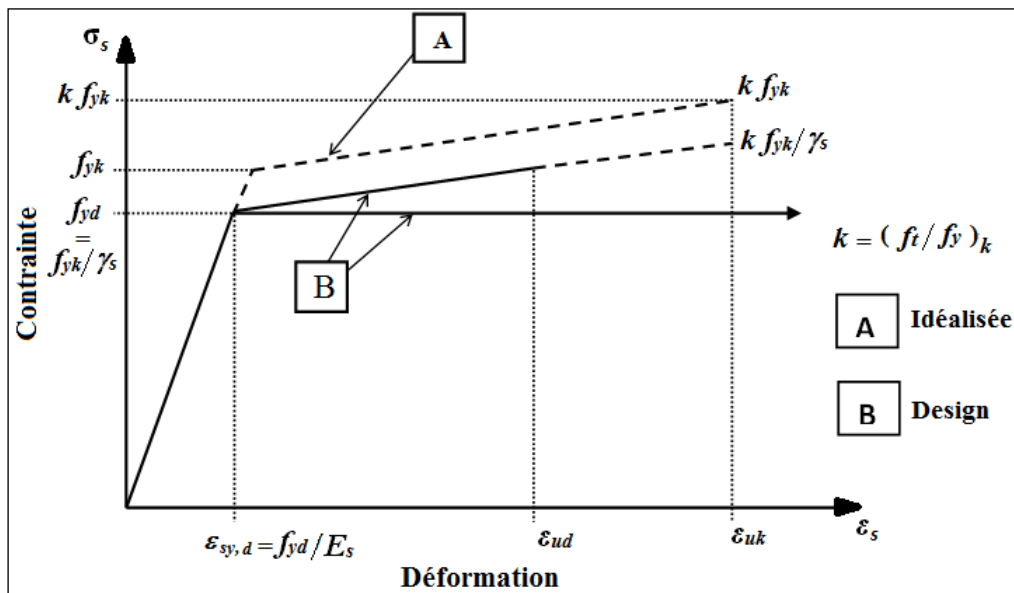


Figure 3.2 : Diagramme "contrainte – déformation" des aciers du béton armé d'après l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004).

$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$  : Allongement élastique de l'armature sous charge maximale.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier, égal à 200000 MPa.

$\epsilon_{uk}$  : Allongement ultime de l'armature sous charge maximale, cette déformation ultime est limitée à 5 % pour la classe B et 7.5 % pour la classe C. La valeur recommandée pour  $\epsilon_{ud}$  est  $0.9\epsilon_{uk}$

### 3.3. RELATION MOMENT - COURBURE D'UN ELEMENT FLECHI

#### 3.3.1. Courbure de l'élément

La figure 3.3 montre un tronçon droit d'un élément de poutre en béton armé initialement chargé aux extrémités par deux moments égaux, où le rayon de courbure  $R$  est calculé à partir de l'axe neutre d'un élément de longueur  $ds$ . Si on considère que  $kd$  est la profondeur de l'axe neutre où  $d$  est la hauteur utile de la section du béton,  $\epsilon_b$  la déformation du béton comprimé dans la fibre extrême et  $\epsilon_s$  la déformation des armatures tendues, la courbure de ce tronçon est donnée par :

$$\varphi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_b}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} \quad (3.6)$$

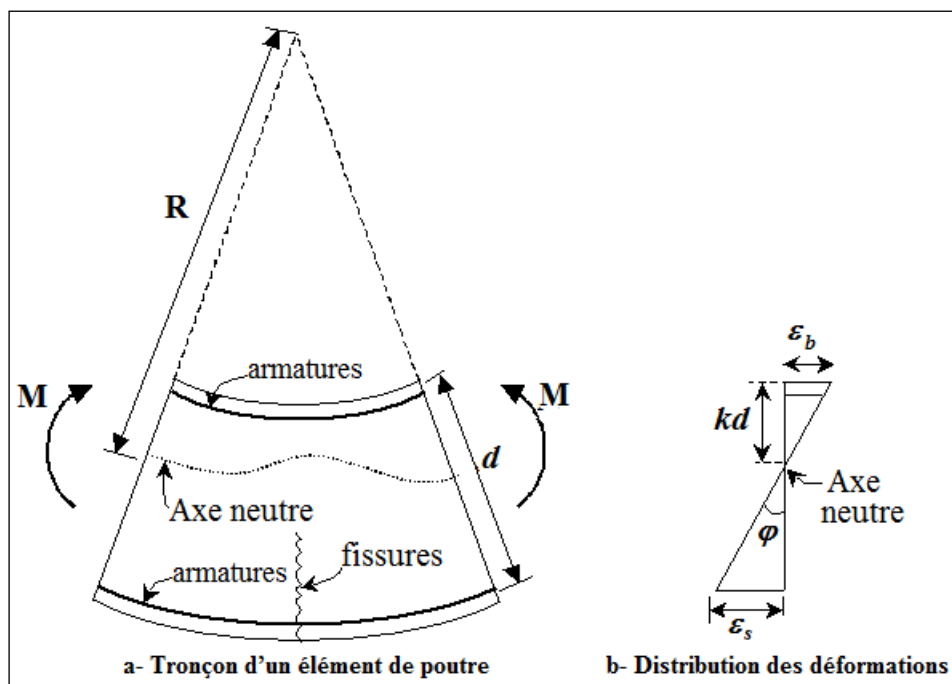


Figure 3.3 : Déformation d'une poutre fléchie en béton armé (Park et Paulay, 1975).

### 3.3.2. Diagramme moment - courbure pour une section fléchie

La ductilité des constructions dépend de la forme de la courbe moment-courbure ( $M-\varphi$ ) de ses éléments. La courbe ( $M-\varphi$ ), pour un élément de poutre, peut être idéalisée par la courbe trilineaire schématisée par la Figure 3.4. La première phase correspond à la section non fissurée, la deuxième au début de la fissuration qui s'achève au commencement de la plastification des armatures tendues et la troisième s'élargit à partir de la plastification des armatures tendues jusqu'à ce que le béton comprimé atteigne sa déformation ultime. Dans la majorité des cas, il suffit d'idéaliser la courbe en question par une courbe bilinéaire illustrée en figure 3.4 par des traits discontinus, où l'on néglige la rigidité initiale après la fissuration du béton (Park et Paulay, 1975).

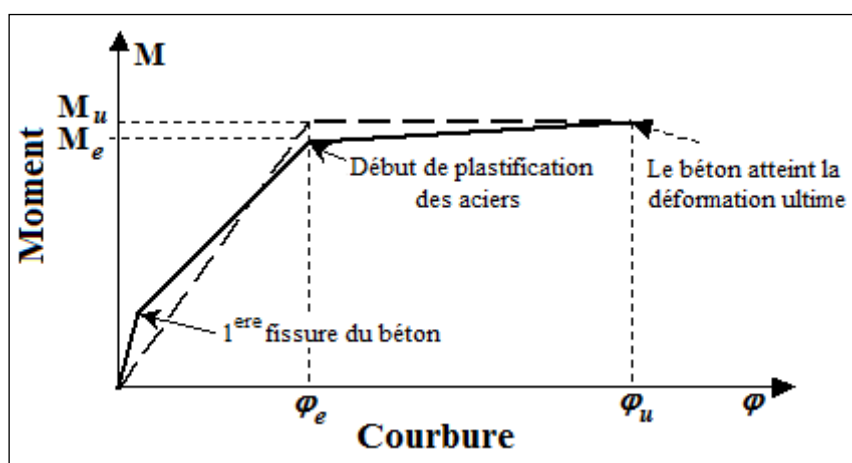


Figure 3.4 : Diagramme moment – courbure pour les poutres en béton armé (idéalisation bilinéaire et trilineaire du diagramme) ( $M-\varphi$ ) (Park et Paulay, 1975).

### 3.4. COURBURE A LA FIN DE LA PHASE ELASTIQUE

L'utilisation de l'état limite de service dans les poutres en béton armé est conditionnée le plus souvent par les contraintes limites dans le béton et dans les armatures. Afin d'éviter des fissures longitudinales et des microfissures, la contrainte de compression dans le béton sera limitée à  $k_1 f_{ck}$  ( $f_{cd} \leq k_1 f_{ck}$ ), où généralement  $k_1 = 0.6$  (EN 1992, 2004). Afin d'éviter les déformations inélastiques, les fissures et les déformations inacceptables, les contraintes de traction dans les armatures seront limitées à  $k_3 f_{yk}$  ( $f_{yd} \leq k_3 f_{yk}$ ), dans notre cas  $k_3 = 0.8$  (EN 1992, 2004).

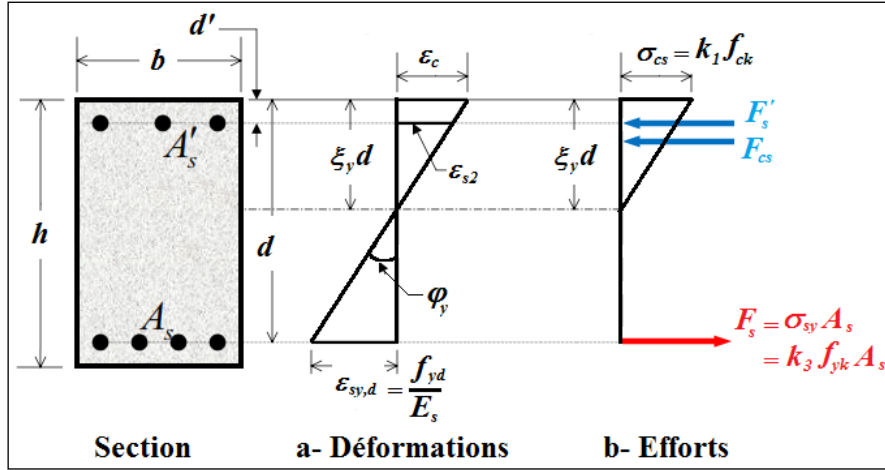


Figure 3.5 : Comportement d'une section fléchie d'une poutre en béton armé à l'état limite de service (la fin de phase élastique).

La Figure 3.5, illustre une section transversale d'une poutre en béton armé doublement armée à l'état limite de service, où  $\xi_y$  désigne le facteur de la hauteur de la zone comprimée à l'état élastique,  $d$  est la hauteur utile de la section et  $d'$  est la hauteur de l'enrobage dans la zone comprimée. D'après la Figure 3.5a, la courbure à la fin de la phase élastique est exprimée par :

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{sy,d}}{d(1-\xi_y)} \quad (3.7)$$

Et, la déformation dans les armatures comprimées  $\varepsilon_{s2}$ , s'écrit :

$$\varepsilon_{s2} = \frac{(\xi_y d - d')}{d(1-\xi_y)} \frac{k_3 f_{yk}}{E_s} \quad (3.8)$$

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées  $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s$ , l'équation d'équilibre statique des efforts internes sollicitant la section, dans la Figure 3.5b s'écrit :

$$\frac{1}{2} \xi_y d b k_1 f_{ck} + \frac{(\xi_y d - d')}{d(1-\xi_y)} k_3 f_{yk} A'_s = \sigma_{sy} A_s \quad (3.9)$$

La solution de cette équation, conduit à un polynôme du second degré en fonction de la variable  $\xi_y$ , dont la solution acceptable retenue est :

$$\xi_y = \left( \frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right) - \sqrt{\left( \frac{1}{2} + \frac{k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho + \rho') \right)^2 - \frac{2 k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} \left( \rho + \frac{d'}{d} \rho' \right)} \quad (3.10)$$



Où,  $\rho = A_s / bd$  est le pourcentage d'armatures tendues, et  $\rho' = A'_s / bd$  est le pourcentage d'armatures comprimées.

On détermine  $\varepsilon_{s2}$  exprimé par la relation (3.8), si  $\varepsilon_{s2} \leq f_{yk}/E_s$ , on retient la valeur de  $\xi_y$  obtenue par (3.10). Dans le cas contraire, les armatures comprimées  $A_{s2}$  sont plastifiées en compression, et dans ce cas l'équation (3.9), devient :

$$\frac{1}{2} \xi_y d b k_1 f_{ck} + k_3 f_{yk} A'_s = k_3 f_{yk} A_s \quad (3.11)$$

Donc, il est évident que :

$$\xi_y = \frac{2k_3 f_{yk}}{k_1 f_{ck}} (\rho - \rho') \quad (3.12)$$

Le moment résistant à la fin de la phase élastique, s'obtient par rapport aux armatures tendues  $A_s$ , comme suit

$$M_y = \frac{1}{2} \xi_y d b k_1 f_{ck} \left( d - \frac{1}{3} \xi_y d \right) + d \frac{(\xi_y d - d')}{d(1 - \xi_y)} k_3 f_{yk} A'_s (d - d') \quad (3.13)$$

### 3.5. COURBURE A L'ÉTAT LIMITE ULTIME

A l'état limite ultime, plusieurs considérations préconisées par l'Eurocode 2(EN 1992, 2004) sont prises en compte à savoir ; la section reste plane après déformation, le béton tendu est négligeable, les contraintes dans le béton et les armatures sont déterminées en (3.1) et (3.5) et les déformations sont limitées à  $\varepsilon_{cu}$  dans le béton comprimé et à  $\varepsilon_{ud}$  dans les armatures tendues.

La Figure 3.6 illustre le comportement d'une section transversale non confinée, considérée comme la plus défavorable d'une zone critique de poutre en béton armé, où  $\xi_u$  représente le facteur de la hauteur de la zone comprimée. Afin de déterminer la courbure à l'état limite ultime, on considère deux cas de rupture possible :

- Rupture par écrasement des fibres extrêmes du béton ;
- Rupture par plastification des armatures tendues.

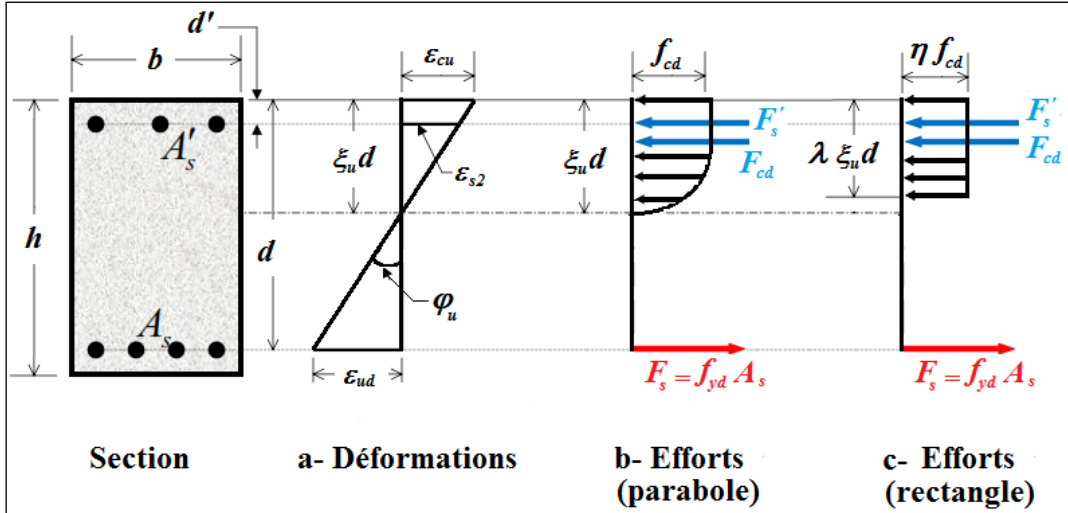


Figure 3.6 : Comportement de la section d'une poutre fléchie en béton armé à l'état limite ultime.

### 3.5.1. Rupture par écrasement du béton

Dans le cas d'une rupture par écrasement du béton, la déformation du béton  $\varepsilon_c$  dans les fibres extrêmes supérieures excède la valeur ultime de  $\varepsilon_{cu}$  ( $\varepsilon_c \geq \varepsilon_{cu}$ ), avant que la déformation  $\varepsilon_s$  dans les armatures tendues atteigne  $\varepsilon_{ud}$  ( $\varepsilon_s < \varepsilon_{ud}$ ).

La courbure à l'état limite ultime, d'après la figure 3.6a, est exprimée par :

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{\xi_u d} \quad (3.14)$$

Supposons que les armatures comprimées  $A'_s$  restent à l'état élastique, leur déformation  $\varepsilon_{s2}$ , s'obtient :

$$\varepsilon_{s2} = \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu} \quad (3.15)$$

Sachant que la contrainte dans les armatures comprimées  $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s$ , l'équation d'équilibre des efforts internes de compression et de traction, s'écrit :

$$\lambda \xi_u d b \eta f_{cd} + \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu} E_s A'_s = f_{yd} A_s \quad (3.16)$$

Où  $\lambda$  est le facteur de la hauteur effective de la zone comprimée (Figure 3.6c). D'après l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004), il s'exprime par :

$$\lambda = \begin{cases} 0.8 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.17)$$

Et  $\eta$  est le facteur de la résistance effective du béton (figure 3.6c). D'après l'Eurocode 2 (EN 1992, 2004), il s'exprime par :

$$\eta = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.18)$$

La solution de l'équation (3.16), conduit à une expression du second degré variant en fonction de  $\xi_u$ , dont la solution acceptable, s'écrit comme suit :

$$\xi_u = \frac{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu} E_s \rho')}{2 \lambda \eta f_{cd}} + \frac{\sqrt{(f_{yd} \rho - \varepsilon_{cu} E_s \rho')^2 + 4 \lambda \eta f_{cd} \varepsilon_{cu} E_s \rho' \frac{d'}{d}}}{2 \lambda \eta f_{cd}} \quad (3.19)$$

Le moment résistant à l'état limite ultime par rapport aux armatures tendues, s'exprime par :

$$M_u = \lambda \xi_u d b \eta f_{cd} \left( d - \frac{\lambda \xi_u d}{2} \right) + \frac{(\xi_u d - d')}{\xi_u d} \varepsilon_{cu} E_s A'_s (d - d') \quad (3.20)$$

Le facteur de ductilité en courbure, dans le cas de la rupture par écrasement du béton s'obtient, par le rapport entre la courbure à l'état ultime déterminée en (3.14) et la courbure à la fin de la phase élastique déterminée en (3.7) :

$$\mu_{\varphi c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{\xi_u} \quad (3.21)$$

### 3.5.2. Rupture par plastification des armatures tendues

Dans le cas d'une rupture par plastification des armatures tendues, la déformation ultime  $\varepsilon_s$  excède  $\varepsilon_{ud}$  ( $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{ud}$ ) avant que la déformation du béton  $\varepsilon_c$  dans les fibres extrêmes supérieures dépasse la valeur ultime de  $\varepsilon_{cu}$  ( $\varepsilon_c < \varepsilon_{cu2}$ ). Dans ce cas, la courbure à l'état limite ultime, d'après la figure 3.6a, s'obtient :

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{ud}}{d(1-\xi_u)} \quad (3.22)$$

Et, la déformation dans les armatures comprimées, s'écrit:

$$\varepsilon_{s2} = \frac{(\xi_u d - d')}{d(1-\xi_u)} \varepsilon_{ud} \quad (3.23)$$

L'équation d'équilibre des efforts internes dans la section de la figure 3.6c, se traduit par :

$$\lambda \xi_u db \eta f_{cd} + \frac{(\xi_u d - d')}{d(1-\xi_u)} \varepsilon_{ud} E_s A'_s = f_{yd} A_s \quad (3.24)$$

La résolution de cette équation (3.24), conduit à une équation du second degré ayant une variable  $\xi_u$ , dont la racine physiquement acceptable est :

$$\xi_u = \frac{(\lambda \eta f_{cd} + f_{yd} \rho + \varepsilon_{ud} E_s \rho')}{2 \lambda \eta f_{cd}} - \frac{\sqrt{(\lambda \eta f_{cd} + f_{yd} \rho + \varepsilon_{ud} E_s \rho')^2 - 4 \lambda \eta f_{cd} \left( f_{yd} \rho + \varepsilon_{ud} E_s \rho' \frac{d'}{d} \right)}}{2 \lambda \eta f_{cd}} \quad (3.25)$$

On détermine la valeur de  $\varepsilon_{s2}$  par la relation (3.23) et on vérifie, si,  $-f_{yd}/E_s \leq \varepsilon_{s2} \leq f_{yd}/E_s$ , on retient la solution (3.25) pour  $\xi_u$ . Par ailleurs, lorsque  $\varepsilon_{s2} < -f_{yd}/E_s$ , les armatures supérieures  $A_{s2}$  sont plastifiées en compression, et l'équation (3.24) devient :

$$\lambda \xi_u db \eta f_{cd} + f_{yd} A'_s = f_{yd} A_s \quad (3.26)$$

Et, leur racine  $\xi_u$  s'écrit :

$$\xi_u = \frac{f_{yd}}{\lambda \eta f_{cd}} (\rho - \rho') \quad (3.27)$$

Or si,  $\varepsilon_{s2} > f_{yd}/E_s$ , les armatures supérieures  $A'_s$  sont plastifiées en traction, et l'équation (3.24) devient :

$$\lambda \xi_u db \eta f_{cd} - f_{yd} A'_s = f_{yd} A_s \quad (3.28)$$

Où, il est évident que  $\xi_u$  s'écrit :

$$\xi_u = \frac{f_{yd}}{\lambda \eta f_{cd}} (\rho + \rho') \quad (3.29)$$

Le moment résistant à l'état limite ultime par rapport aux armatures tendues, s'exprime par :

$$M_u = \lambda \xi_{ud} db \eta f_{cd} \left( d - \frac{\lambda \xi_u d}{2} \right) + \frac{(\xi_u d - d')}{d(1 - \xi_u)} \varepsilon_{ud} E_s A'_s (d - d') \quad (3.30)$$

Le facteur de ductilité en courbure, dans le cas de la plastification des armatures tendues, est exprimé par le rapport entre la courbure à l'état ultime déterminée en (3.22) et la courbure à la fin de la phase élastique déterminée en (3.7), et il s'écrit :

$$\mu_{\varphi s} = \frac{\varepsilon_{ud}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{(1 - \xi_u)} \quad (3.31)$$

### 3.6. FACTEUR DE DUCTILITE LOCALE CONVENTIONNEL

Pour une section d'une poutre sollicitée en flexion simple, le facteur de ductilité locale conventionnel disponible correspond à la valeur minimale du facteur obtenue dans le cas de rupture par écrasement du béton en (3.21) et le cas de rupture par plastification des armatures tendues en (3.31), où :

$$\mu_{\varphi} = \min \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{\xi_u}, \frac{\varepsilon_{ud}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{(1 - \xi_u)} \right) \quad (3.32)$$

### 3.7. ETAPES D'EVALUATION DU FACTEUR DE DUCTILITE LOCALE

Pour une section transversale d'une poutre en béton armé sollicitée en flexion simple de largeur  $b$ , de hauteur utile  $d$  et d'enrobage  $d'$  ; conçue avec un béton de résistance  $f_{ck}$ , et d'armature de résistance  $f_{yk}$ . Les sections d'armatures tendues  $A_s$  et comprimées  $A'_s$  sont déterminées à l'état limite ultime de résistance et vérifiées à l'état limite service. L'organigramme de la Figure 3.7, illustre les étapes à suivre pour l'évaluation ou la vérification du facteur de ductilité locale disponible. Dans le cas d'un facteur de ductilité locale minimal (requis), l'utilisation inverse d'un organigramme similaire, permet de déterminer le pourcentage d'armature  $\rho$  correspondant.

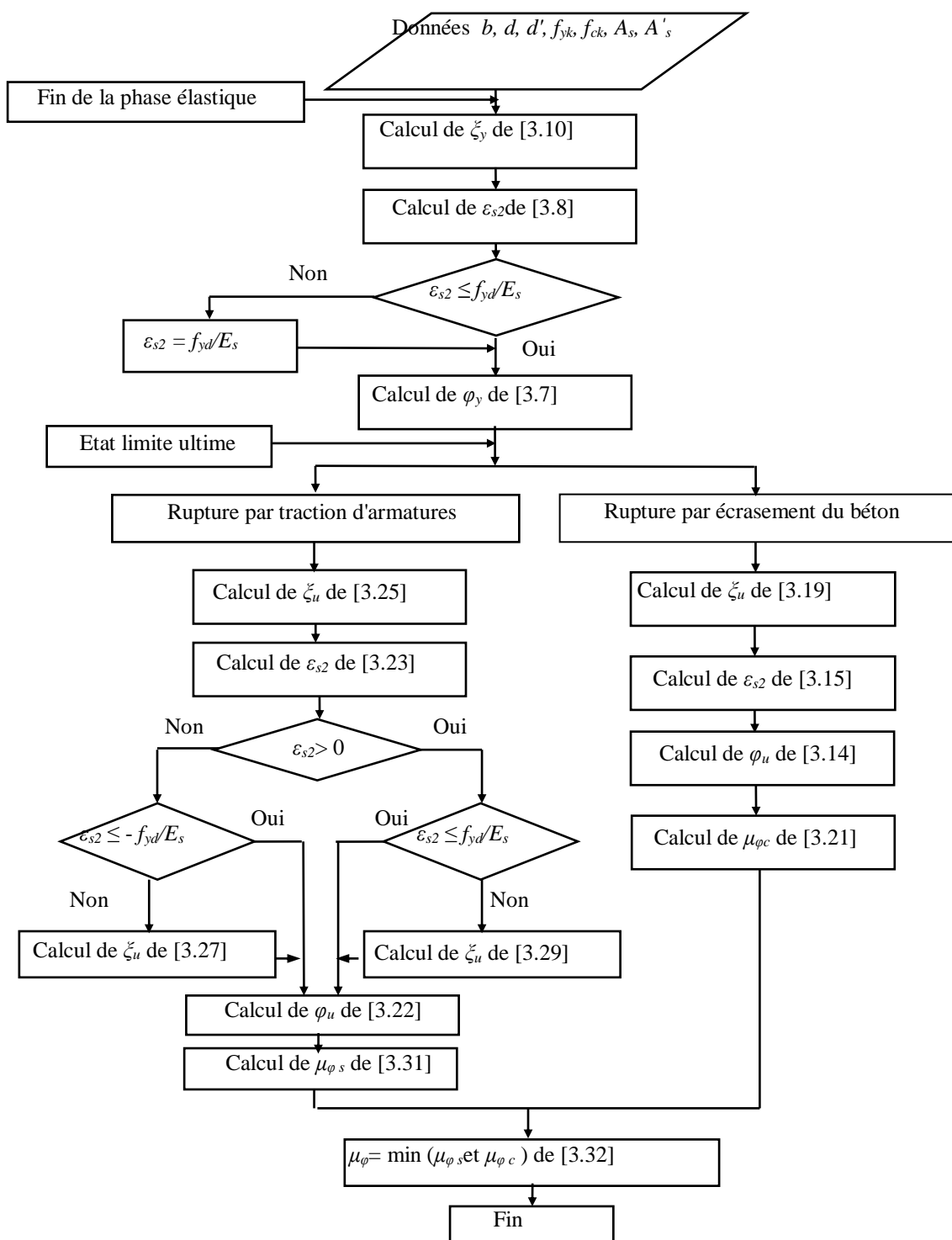


Figure 3.7 : Organigramme d'évaluation du facteur de ductilité locale.

### 3.8. CONCLUSION

Ce chapitre a porté sur la méthode d'évaluation du facteur de la ductilité locale des poutres en béton armé sous une flexion simple selon les recommandations de l'Eurocode 2. D'après ce chapitre, on peut noter que pour prédire le facteur de ductilité locale il faut d'abord définir le comportement des matériaux utilisés à savoir : le béton et l'acier. Par la suite, une étude détaillée aux états limites service et ultime est menée pour calculer les profondeurs de l'axe neutre afin de déterminer les courbures dans chaque état. En fin, on écrit l'expression du facteur de la ductilité locale par le rapport entre la courbure ultime et la courbure à la fin de la phase élastique.

# **Chapitre4**

## **PARAMETRES INFLUANT LA DUCTILITE DES POUTRES EN BETON ARME**



## 4.1 INTRODUCTION

Dans cette section, nous essayons de mettre en évidence l'effet des différents paramètres sur la ductilité locale des poutres en béton armé. L'objectif principal de l'analyse menée dans cette section est de voir la grande importance donnée par les différents codes parasismique au taux d'armatures tendues.

Dans ce contexte, les paramètres étudiés sont :

- Le taux d'armatures tendues ;
- Le taux d'armatures comprimées ;
- La résistance de béton ;
- La limite élastique des aciers.

Le taux d'armatures tendues sera varié de **0,25** à **5%**, le taux d'armatures comprimées sera varié de **0,5 $\rho$**  à **0,9 $\rho$** , la limite élastique des aciers sera variée de **400** à **600Mpa**, enfin, la résistance du béton sera variée de **20** à **90Mpa**.

## 4.2. EFFET DU TAUX D'ARMATURES TENDUES SUR LE FACTEUR DE LA DUCTILITE

Le taux d'armatures tendues est défini par la section des armatures tendues sur la section utile du béton  $bd$ . Le pourcentage d'armatures tendues sera varié de 0,25 jusqu'à 5%.

Les figures 4.1 et 4.2 présentent les résultats du facteur de ductilité locale en fonction du pourcentage d'armatures tendues pour les deux limites élastiques 400 et 600Mpa, respectivement. Les figures 4.1 et 4.2 montrent que le facteur de la ductilité locale  $\mu_\phi$  diminue agressivement avec l'augmentation du pourcentage d'armatures tendues. Ces appréciations seront très claires sur les deux figures, où on peut voir bien que les courbes du facteur  $\mu_\phi$  sont inversement proportionnelles avec le taux d'armatures  $\rho$ , et prend une forme hyperbolique.

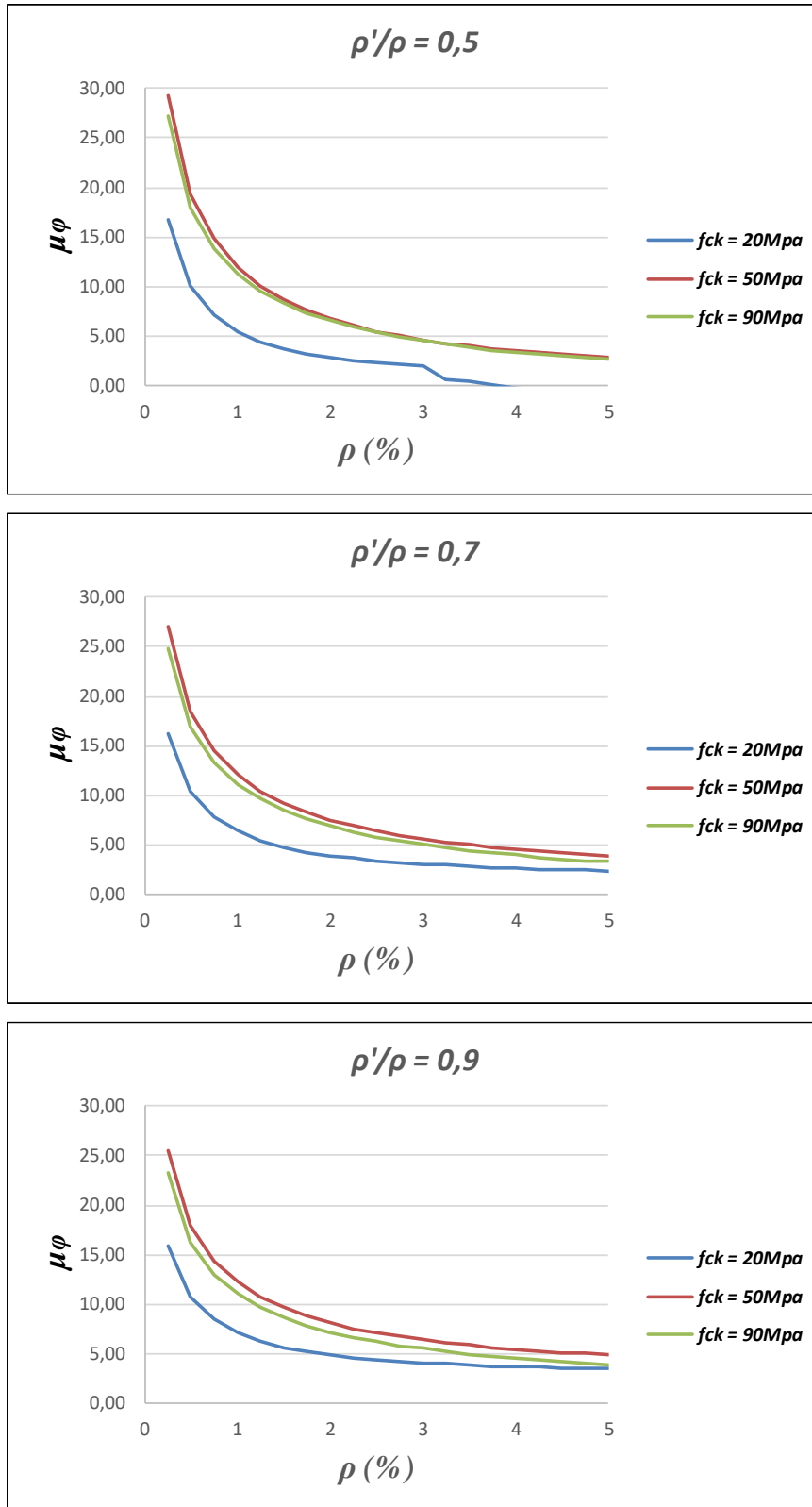


Figure 4.1 : Variation du facteur de ductilité locale en fonction du pourcentage d'armatures tendues pour  $f_{yk} = 400\text{MPa}$ .

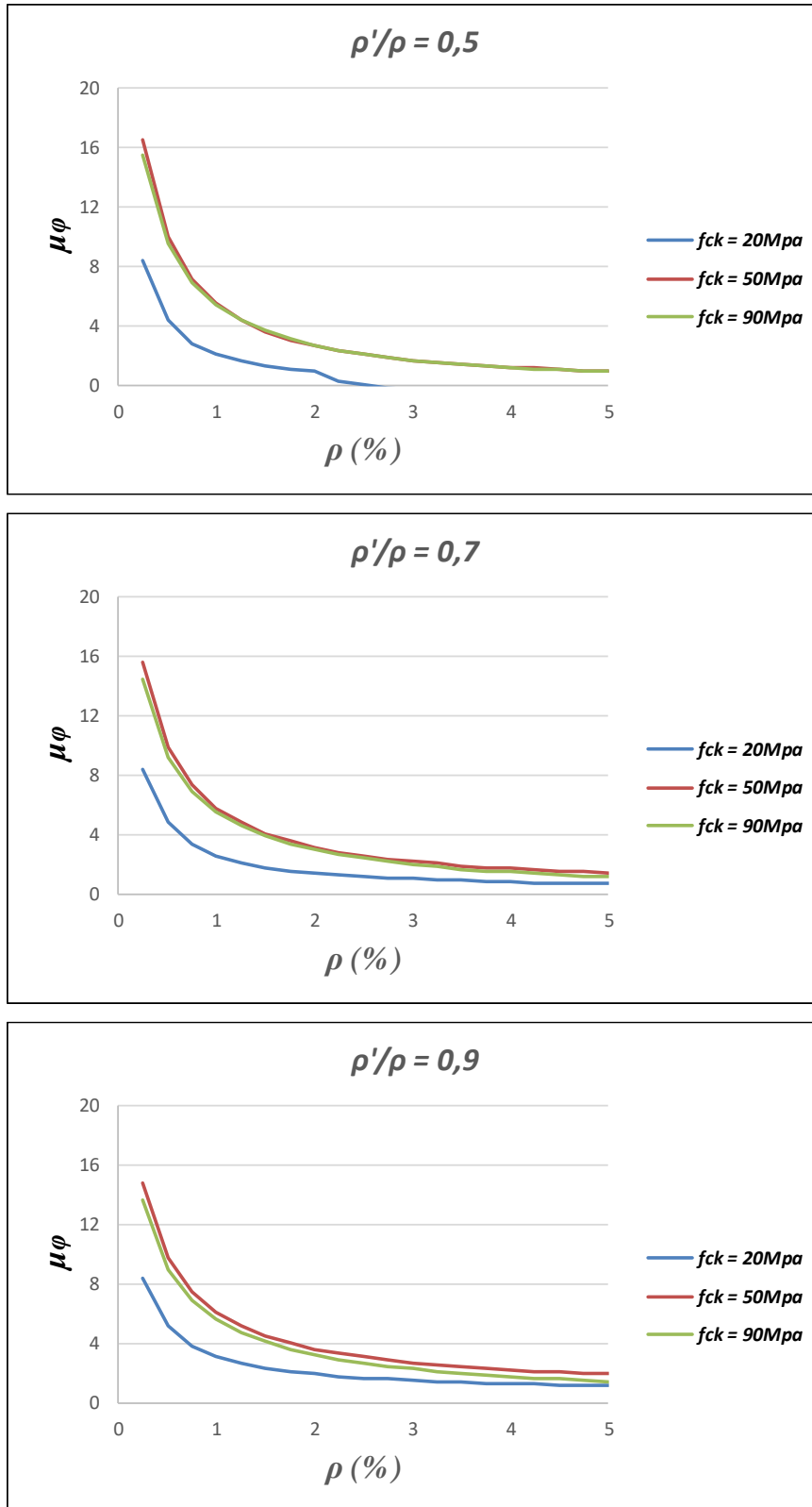


Figure 4.2 : Variation du facteur de ductilité locale en fonction du pourcentage d'armatures tendues pour  $f_{yk} = 600\text{MPa}$ .

### 4.3. EFFET DU TAUX D'ARMATURES COMPRIMEES SUR LE FACTEUR DE LA DUCTILITE

Dans ce paragraphe, on essaye de montrer l'influence de ce taux sur le facteur de la ductilité locale  $\mu_{\phi}$ . Dans ce contexte, le taux d'armatures comprimées est défini par la section des armatures comprimées sur la section utile du béton  $bd$ . Le pourcentage d'armatures comprimées sera varié de  $0,5\rho$  jusqu'à  $0,9\rho$ .

Les résultats obtenus de l'analyse sont présentés dans les figures 4.3, 4.4 et 4.5 pour les trois résistances de béton 20, 50 et 90Mpa, respectivement.

D'après ces figures, on constate que le taux d'armatures comprimées a une faible influence négative sur le facteur de la ductilité locale, dans le cas où la poutre est faiblement armée. Lorsque la poutre est normalement et fortement armée, l'effet du taux d'armatures comprimées sur le facteur de la ductilité locale est inversé, où il devient positif. Même, l'augmentation de la résistance du béton  $f_{ck}$  de 20 vers 50 et 90 MPa ne modifie pas ce constat de point de vue global. Enfin, on peut dire généralement que le taux d'armatures comprimées a un effet positif sur la ductilité locale.

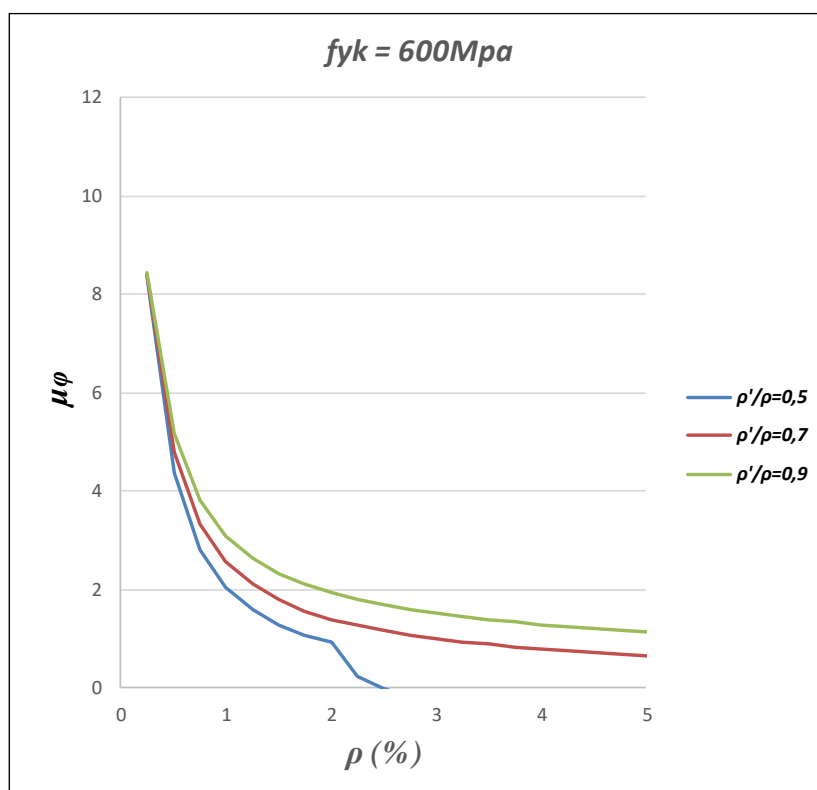
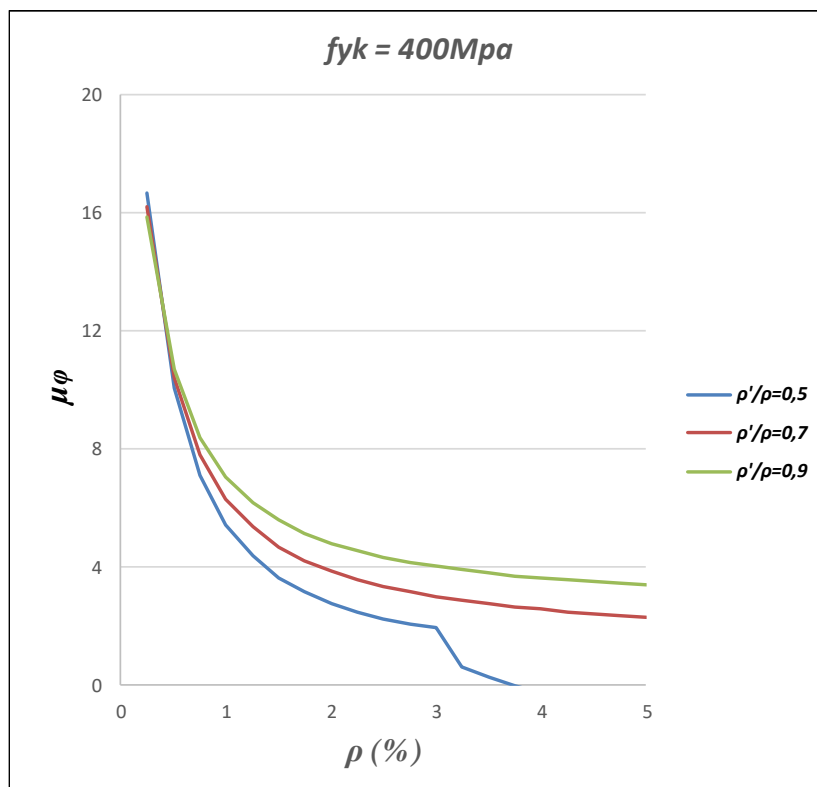


Figure 4.3 : Effet du taux d'armatures comprimées  $\rho'$  sur le facteur de la ductilité locale pour  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ .

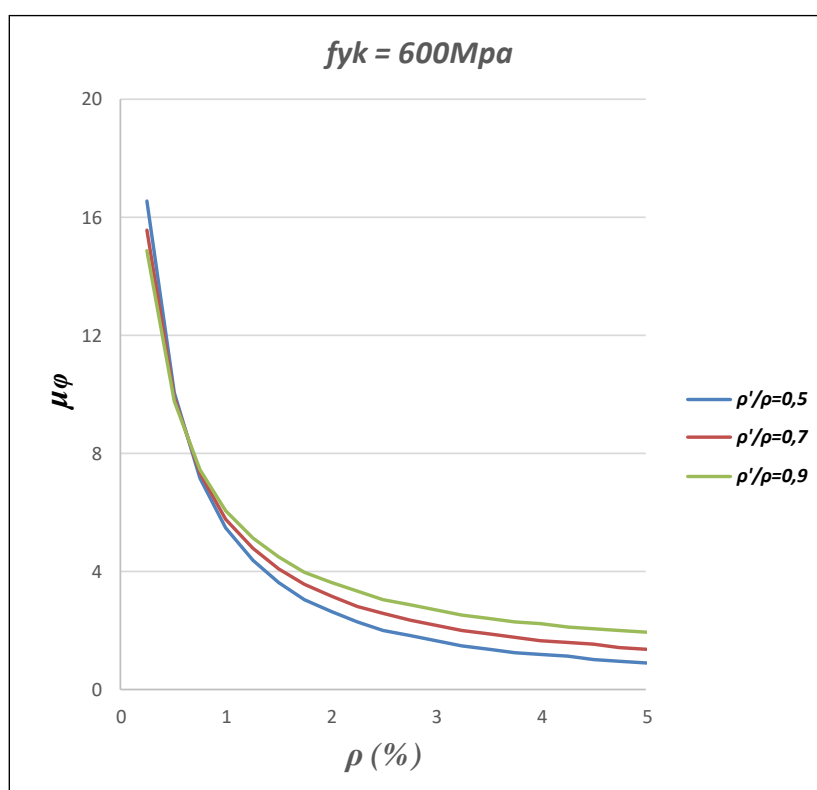
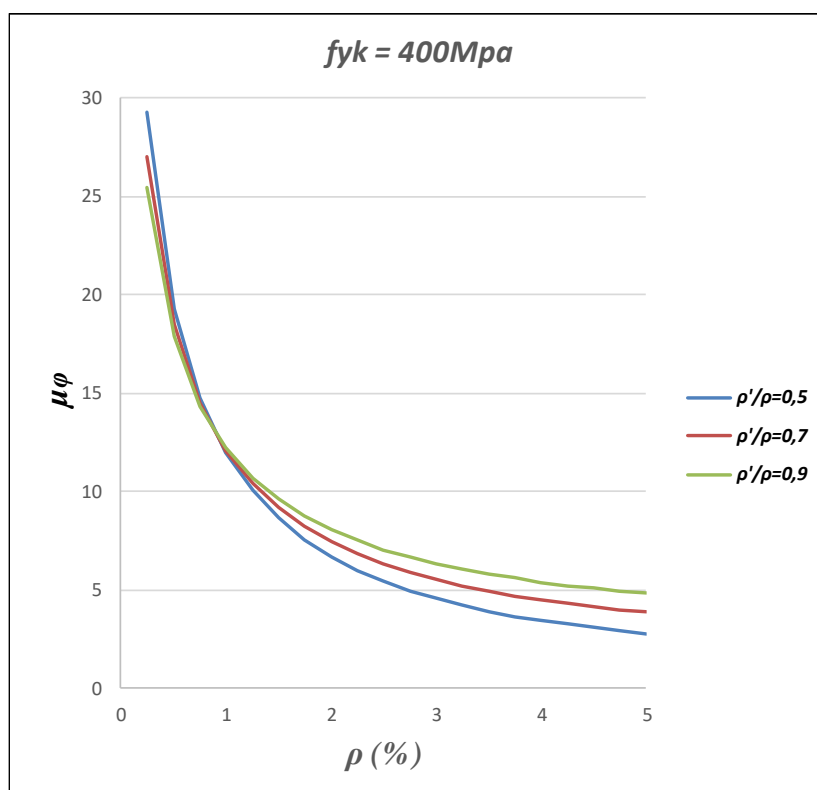


Figure 4.4 : Effet du taux d'armatures comprimées  $\rho'$  sur le facteur de la ductilité locale pour  $f_{ck} = 50\text{ MPa}$ .

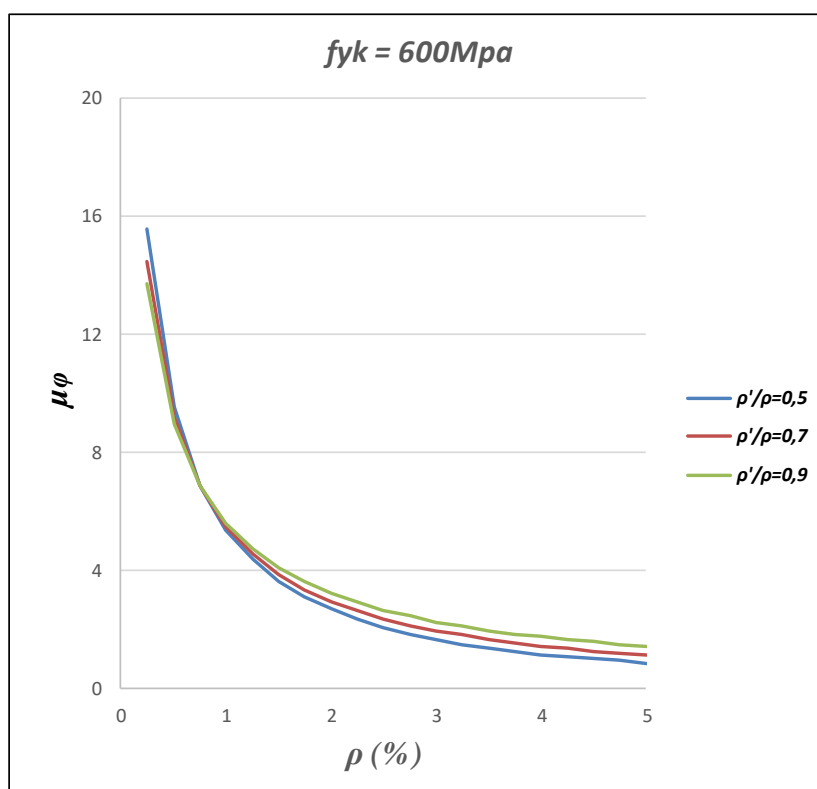
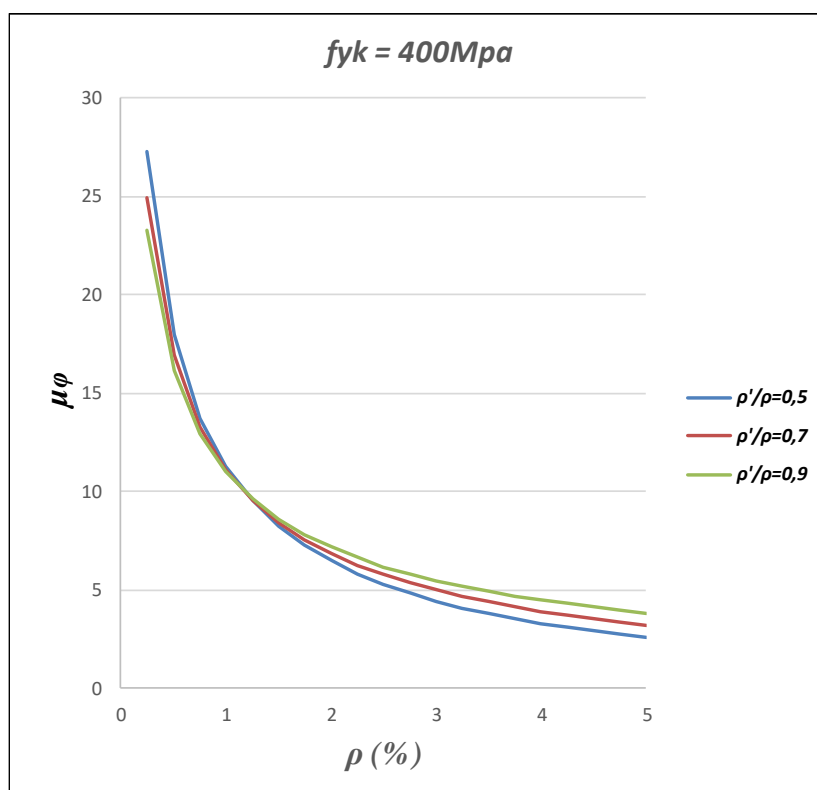


Figure 4.5 : Effet du taux d'armatures comprimées  $\rho'$  sur le facteur de la ductilité locale pour  $f_{ck} = 90 \text{ MPa}$ .

#### 4.4. EFFET DE LA LIMITE ELASTIQUE DES ACIERS SUR LA DUCTILITE LOCALE

Dans cette analyse, on essaye de voir l'incidence de la limite élastique des aciers utilisées  $f_{yk}$  sur le facteur de la ductilité locale. Trois valeurs de  $f_{yk}$  sont considérées, à savoir : 400, 500 et 600MPa.

Les résultats obtenus de l'analyse numérique quand le rapport  $\rho'/\rho = 0,5$  sont présentés dans la figure 4.6. D'après cette figure, on remarque que le facteur de la ductilité locale diminue avec l'augmentation de la limite élastique  $f_{yk}$ . Dans le cas où la résistance du béton égale à 20Mpa et  $\rho = 4\%$  il n'existe aucune ductilité et la poutre est pratiquement rigide.

L'effet hostile de la limite élastique des aciers continue avec l'augmentation du rapport  $\rho'/\rho$  de 0,5 à 0,7 et 0,9 (Figures 4.7 et 4.8, respectivement).



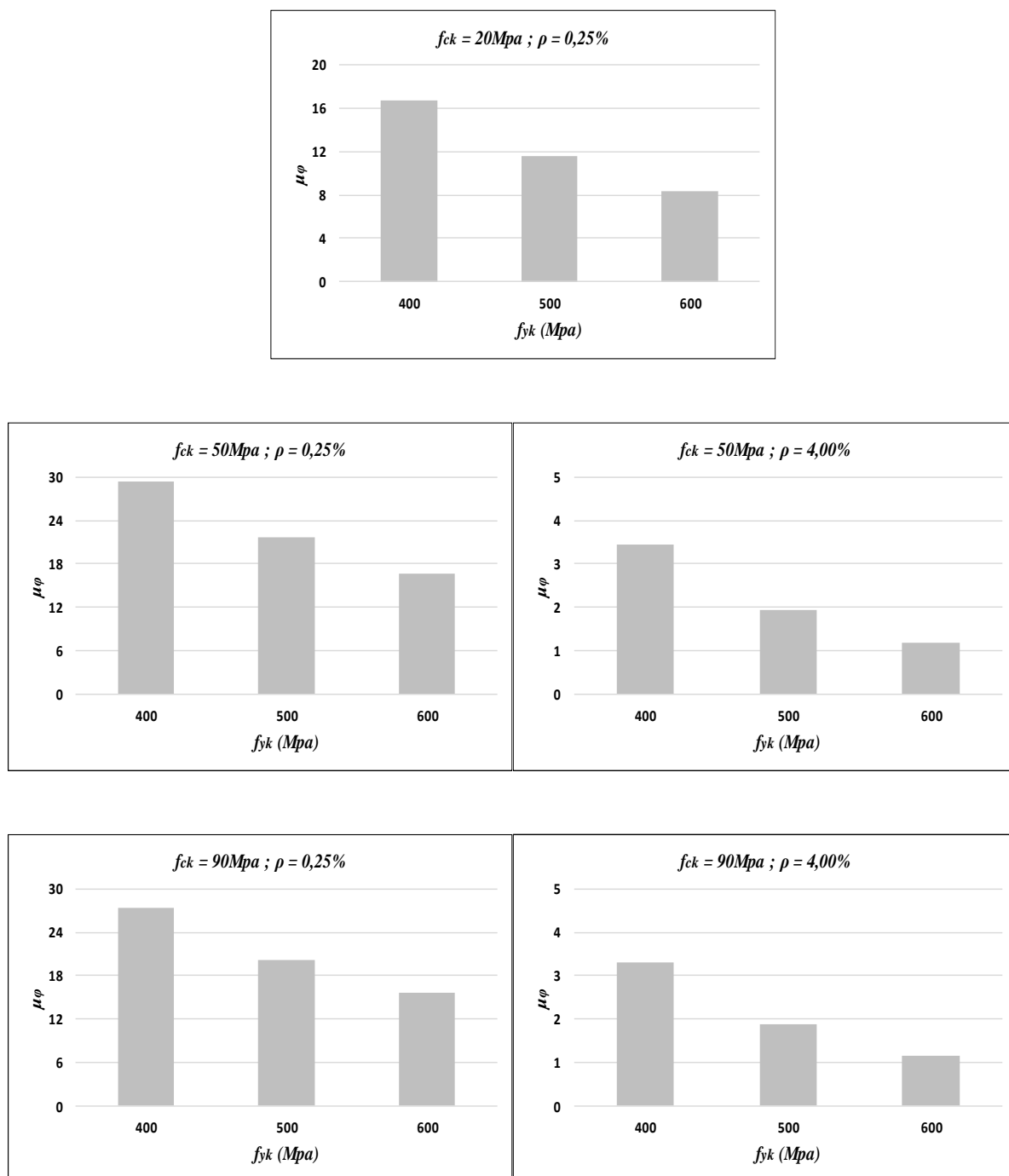


Figure 4.6 : Effet de la limite élastique des aciers  $f_{yk}$  sur le facteur de la ductilité locale pour  $\rho' / \rho = 0,5$ .

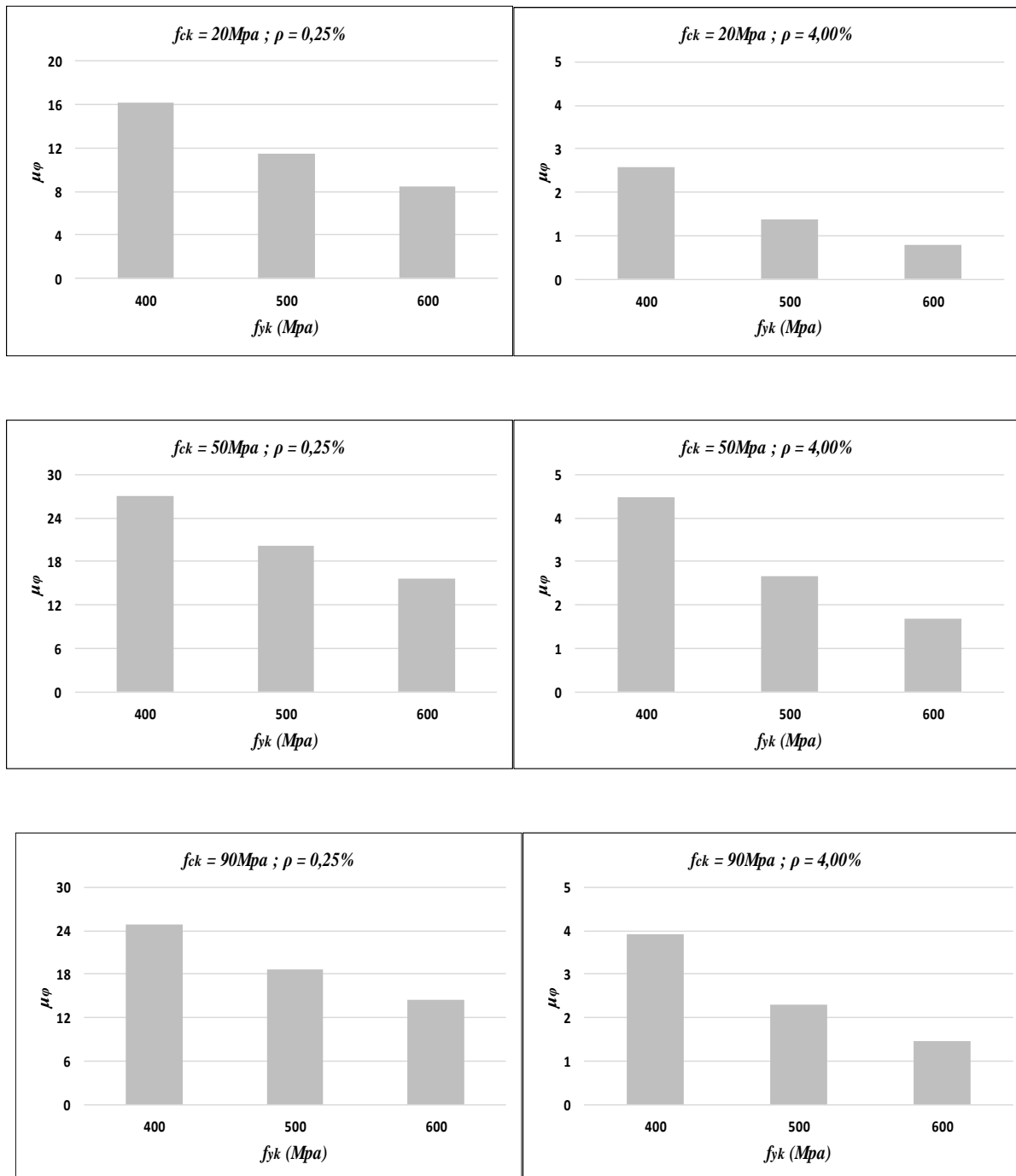


Figure 4.7 : Effet de la limite élastique des aciers  $f_{yk}$  sur le facteur de la ductilité locale pour  $\rho' / \rho = 0,7$ .

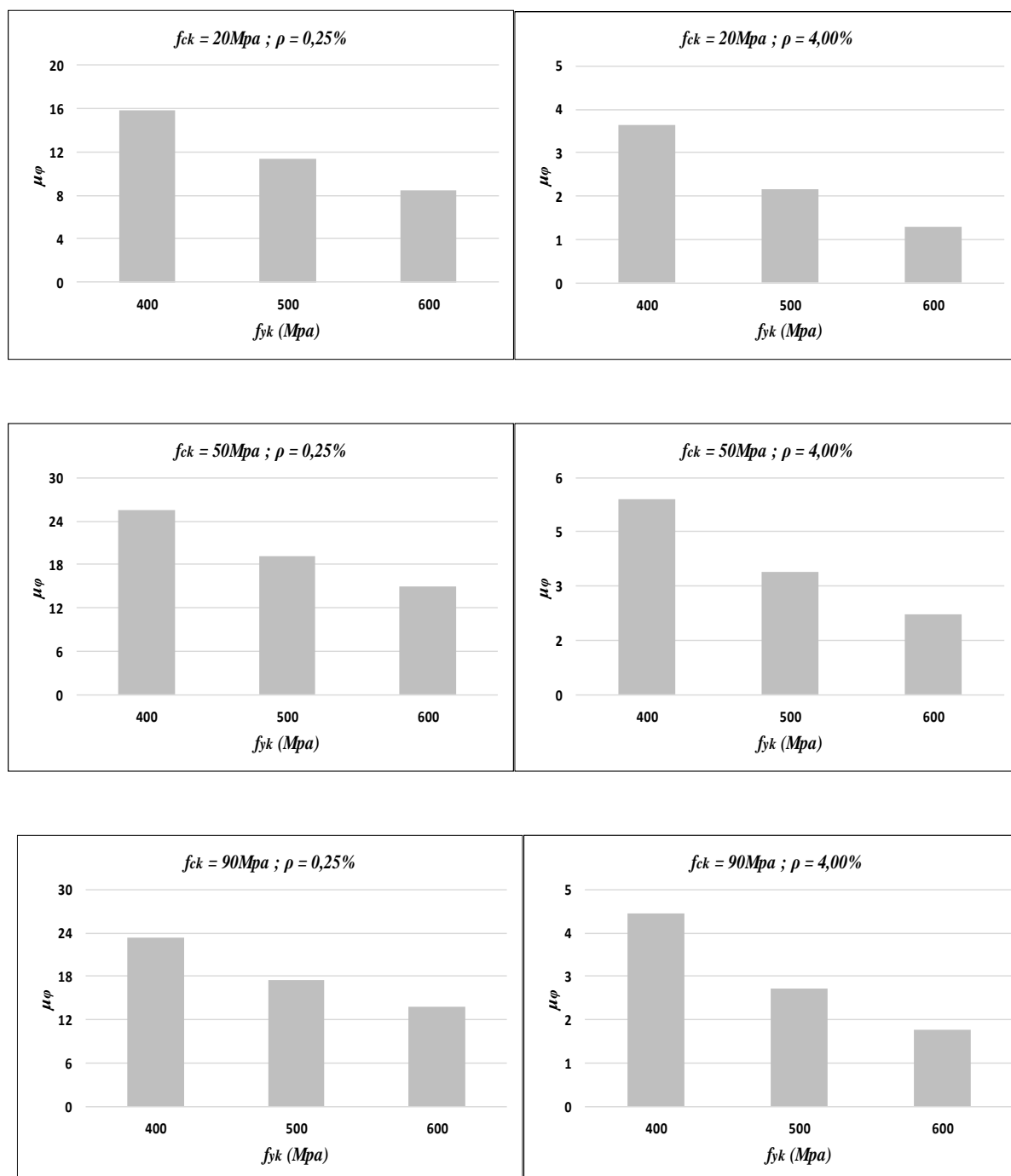


Figure 4.8 : Effet de la limite élastique des aciers  $f_{yk}$  sur le facteur de la ductilité locale pour  $\rho' / \rho = 0,9$ .

#### 4.5. EFFET DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON $f_{ck}$ SUR $\mu_\phi$

Afin d'examiner l'effet de la résistance du béton sur la ductilité locale, on essaye d'utiliser des résistances de béton  $f_{ck}$  jusqu'à 50 Mpa pour un béton ordinaire, et des résistances élevées jusqu'à 90 Mpa pour un béton à haute résistance.

Les résultats obtenus de l'analyse quand la limite élastique des aciers égale à 400Mpa et le pourcentage d'armatures tendues égale à 0,25% sont présentés dans la figure 4.9. D'après cette figure, on observe que les barres de l'histogramme augmentent avec l'augmentation de la résistance du béton  $f_{ck}$  jusqu'à la barre correspondante à 50 MPa, qui est la barre la plus élevée de l'histogramme. Au-delà de cette résistance les barres de l'histogramme diminuent petite à petite jusqu'à la barre de 70 MPa, d'après cette dernière résistance les barres de l'histogramme retournent à augmenter légèrement avec l'augmentation de la résistance du béton  $f_{ck}$  jusqu'à 90 MPa. Les mêmes remarques que cette figure sont observées dans la figure 4.10 lorsque la taux  $\rho$  augmente à 4%.

D'autre part, les figures 4.11 et 4.12 présentent aussi des histogrammes du facteur de la ductilité locale  $\mu_\phi$  en fonction de la résistance du béton  $f_{ck}$  lorsque la limite élastique des aciers égale à 600Mpa, où les mêmes remarques que les figures précédentes sont conservées.

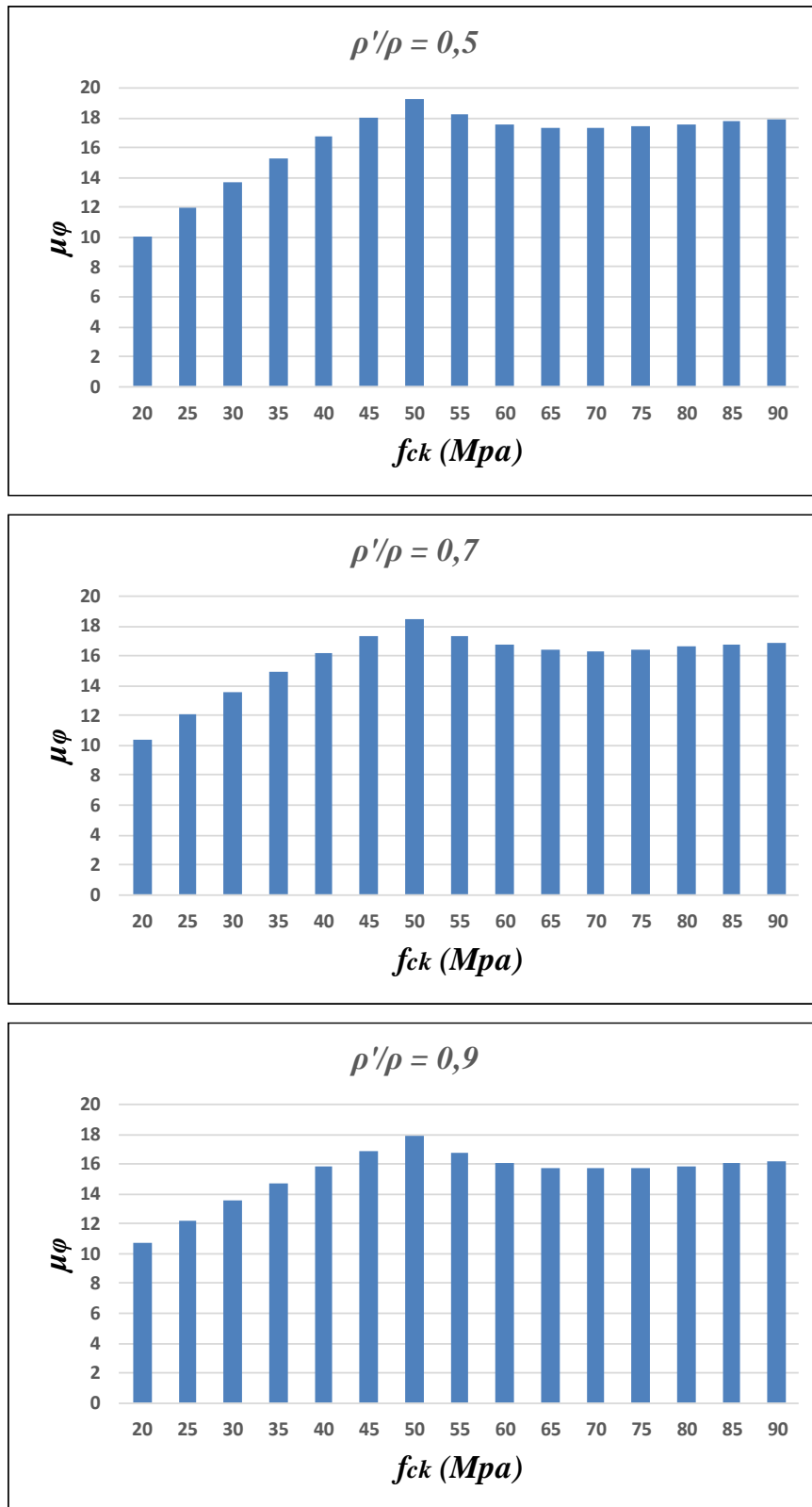


Figure 4.9 : Effet de la résistance du béton  $f_{ck}$  sur le facteur de ductilité locale  $\mu_{\phi}$  pour  $f_{yk} = 400$  MPa et  $\rho = 0,5\%$ .

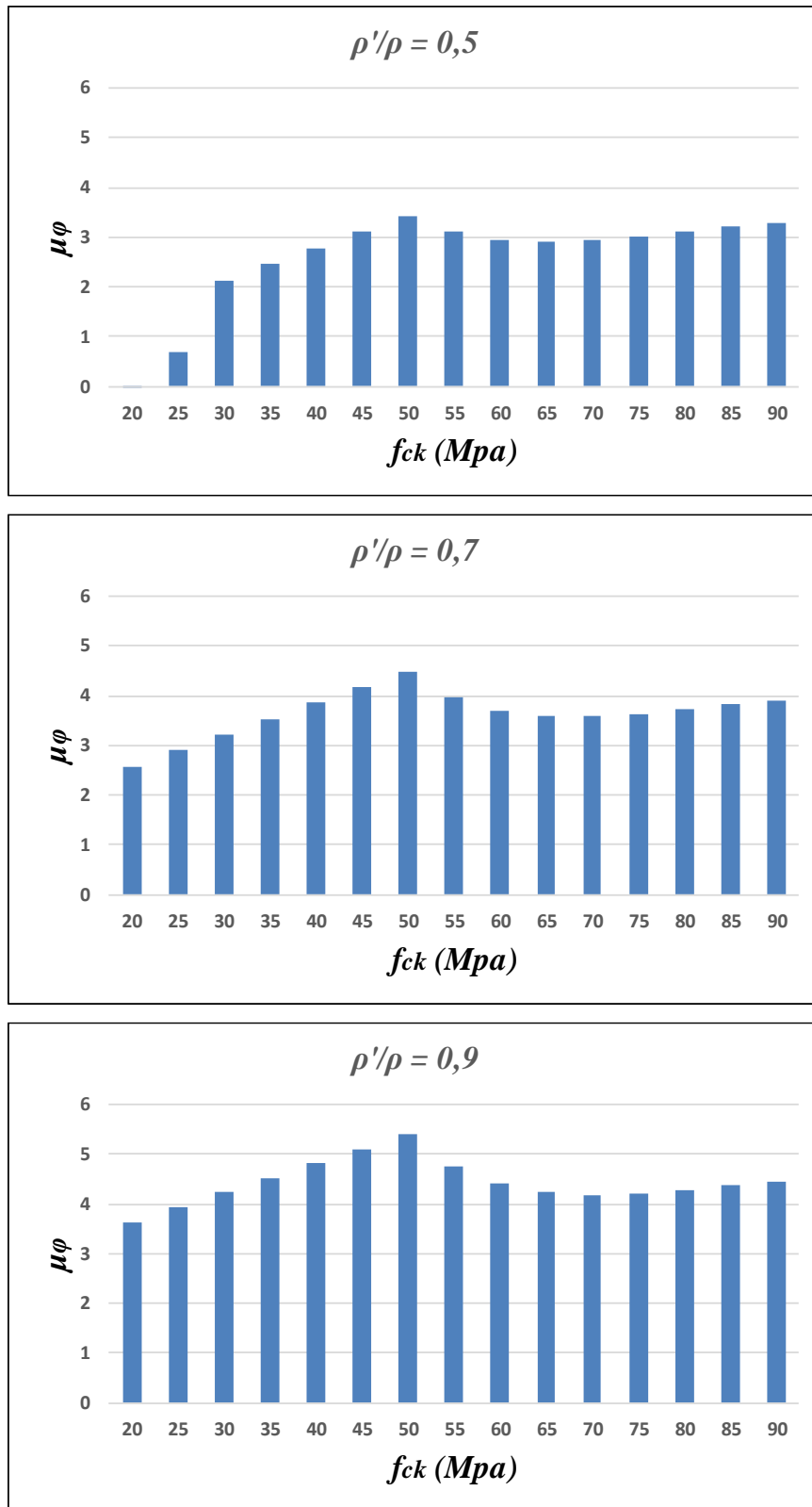


Figure 4.10 : Effet de la résistance du béton  $f_{ck}$  sur le facteur de ductilité locale  $\mu_{\phi}$  pour  $f_{yk} = 400$  MPa et  $\rho = 4,00\%$ .

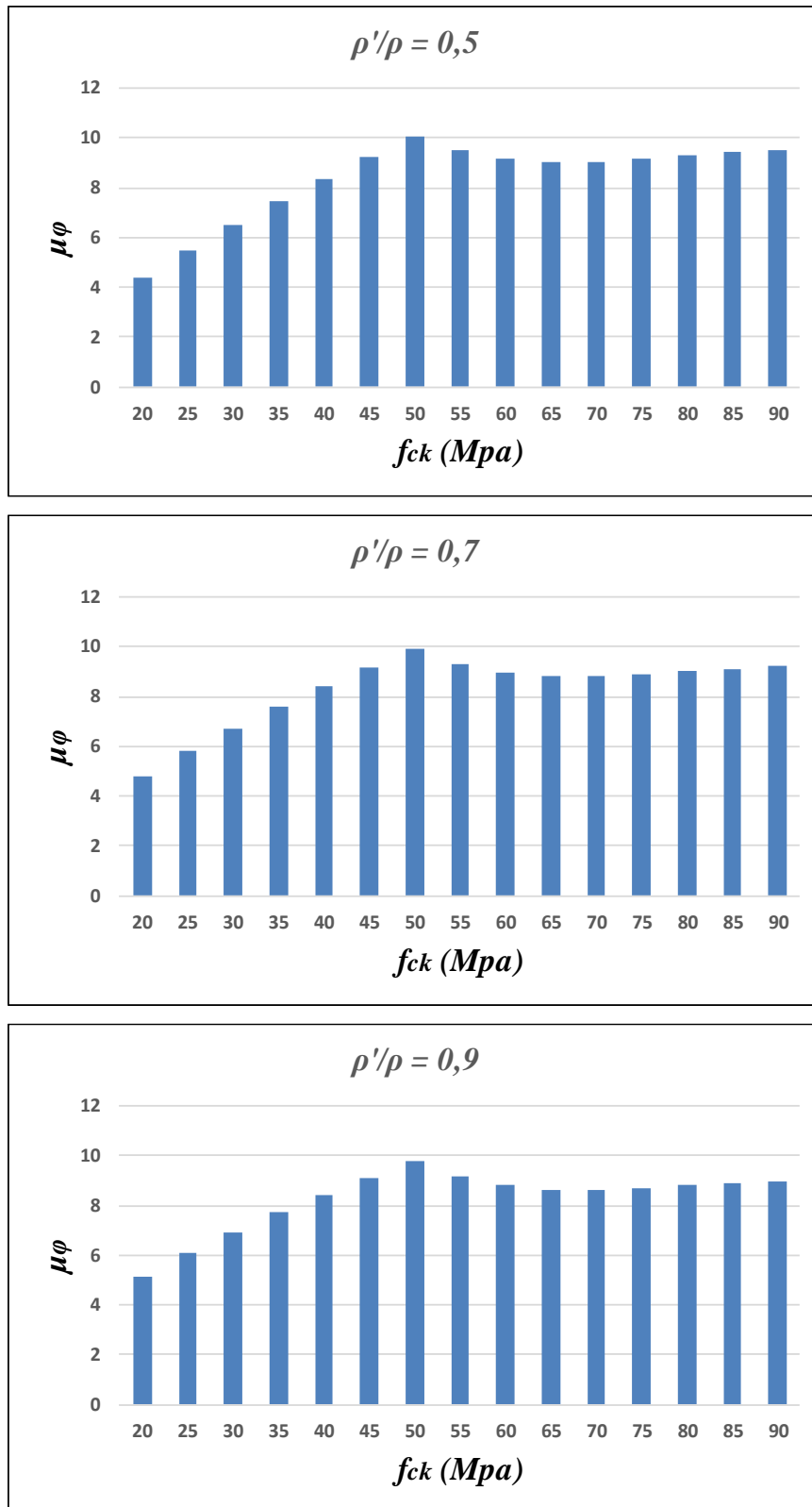


Figure 4.11 : Effet de la résistance du béton  $f_{ck}$  sur le facteur de ductilité locale  $\mu_{\phi}$  pour  $f_{yk} = 600$  MPa et  $\rho = 0,5\%$ .

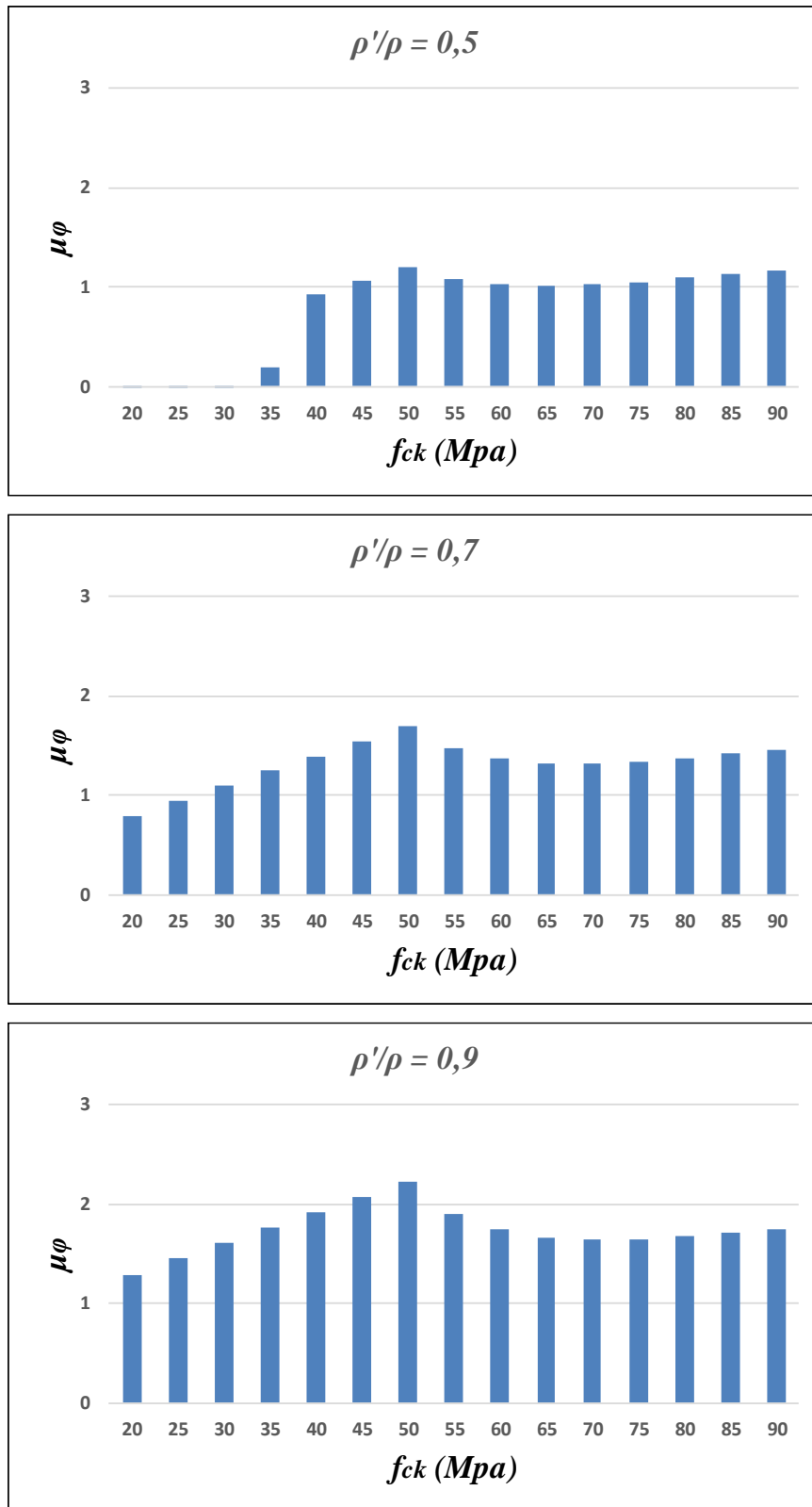


Figure 4.12 : Effet de la résistance du béton  $f_{ck}$  sur le facteur de ductilité locale  $\mu_{\phi}$  pour  $f_{yk} = 600$  MPa et  $\rho = 4,00\%$ .



#### 4.6. CONCLUSION

D'une manière générale, on peut dégager les conclusions partielles suivantes :

- Le taux d'armatures tendues est inversement proportionnel avec le facteur de la ductilité locale, où il a une grande influence sur la ductilité locale ;
- Généralement, le taux d'armatures comprimées  $\rho'$  a un effet positif sur le facteur de la ductilité locale, car les sections faiblement armées sont rarement utilisées.
- La limite élastique des aciers a un effet néfaste sur la ductilité locale ;
- Dans le cas des poutres en béton ordinaire  $f_{ck} \leq 50$  MPa, la résistance du béton cause un effet propice sur la ductilité locale, ou cette dernière augmente avec l'augmentation de la résistance du béton. Cependant, l'accroissement de  $f_{ck}$  au-delà de 50 MPa, leur effet devient presque constant.

Finalement, les résultats retenus et collectés dans ce chapitre confirment la grande importance donnée au taux d'armatures tendues pour contrôler la ductilité des poutres en béton armé pour des résistances de béton et des classes d'aciers connues.

# **Chapitre5**

## **ÉTUDE PARAMÉTRIQUE**

## 5.1 INTRODUCTION

L'objectif principal de cette étude paramétrique est de faire une analyse de la ductilité locale en fonction des pourcentages limites fournis par les différents codes parasismiques (Algérien, Américain, Eurocode 8, Canadien et de la Nouvelle Zélande). Avant de discuter la variation du facteur de la ductilité locale obtenu en fonction de ces pourcentages limites, d'autres paramètres qui sont en relation directe avec le comportement ductile des éléments en béton armé (poutres) sont examinés, à savoir : les profondeurs de l'axe neutre et les relations moment-courbure.

Trois résistances de béton à savoir : 20, 50 et 90MPa sont choisies pour examiner la variation de l'axe neutre et les relations moment-courbure. Ces trois résistances de béton sont les valeurs minimale ( $f_{ck} = 20\text{MPa}$ ), maximale ( $f_{ck} = 90\text{MPa}$ ), et la valeur qui sépare le béton ordinaire d'un béton à haute résistance ( $f_{ck} = 50\text{MPa}$ ). Dans le même contexte, basant sur les résultats du chapitre précédent, les trois valeurs sélectionnées sont généralement où : la ductilité est minimale, quand  $f_{ck}$  égale à 20MPa et maximale quand  $f_{ck}$  égale à 50 ou 90MPa.

D'autre part, l'analyse de la ductilité locale sera effectuée en fonction de la variation de la résistance du béton ( $f_{ck}$ ), la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) et le rapport entre le taux des armatures comprimées et tendues ( $\rho'/\rho$ ). Dans ce contexte, la résistance du béton sera variée de 20 jusqu'à 90MPa, la limite élastique des aciers sera variée de 400 jusqu'à 600MPa et le rapport entre le taux des armatures comprimées et tendues sera varié de 0.5 jusqu'à 0.9.

## 5.2 Résultats obtenus :

Les tableaux 5.1-6 illustrent les résultats des profondeurs de l'axe neutre les courbures, les moments de courbure et les facteurs de ductilité pour les résistances de béton 20, 50 et 90 MPa dans le cas où la limite élastique des aciers utilisés égale à 400 et 600MPa.

Les résultats obtenus pour les résistances de béton 30, 40, 60, 70 et 80 MPa sont présentés dans les tableaux A.1-10 (voir annexe).

**Tableau 5.1 :  $f_{yk}=400$  Mpa et  $f_{ck} =20$  Mpa.**

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y.10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN.m)	$\Phi_u.10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN.m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,591	0,336	1,36	282,12	2,90	363,39	2,13
	ACI	0,562	0,297	1,27	228,67	3,27	297,09	2,58
	EC8	0,568	0,304	1,29	237,64	3,20	308,30	2,49
	CSA	0,583	0,323	1,33	263,97	3,01	341,01	2,26
	NZS	0,456	0,217	1,02	133,34	4,48	174,79	4,38
0,7	RPA	0,518	0,243	1,15	99,57	4,01	113,33	3,48
	ACI	0,525	0,249	1,17	100,66	3,92	115,69	3,34
	EC8	0,562	0,288	1,27	106,25	3,38	131,62	2,66
	CSA	0,525	0,249	1,17	100,66	3,92	115,69	3,34
	NZS	0,420	0,189	0,96	83,95	5,41	90,48	5,36
0,9	RPA	0,464	0,200	1,04	91,12	4,87	94,97	4,70
	ACI	0,481	0,209	1,07	93,95	4,67	98,77	4,35
	EC8	0,518	0,232	1,16	99,68	4,20	108,60	3,64
	CSA	0,481	0,209	1,07	93,95	4,67	98,77	4,35
	NZS	0,392	0,172	0,91	79,18	5,66	82,79	6,19

**Tableau 5.2 :  $f_{yk}=600$  Mpa et  $f_{ck} =20$  Mpa.**

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y.10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN.m)	$\Phi_u.10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN.m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,632	0,627	2,27	426,19	1,55	506,02	0,69
	ACI	0,532	0,333	1,78	101,76	2,92	149,14	1,64
	EC8	0,496	0,290	1,66	96,29	3,36	132,47	2,03
	CSA	0,626	0,593	2,23	115,22	1,64	233,88	0,73
	NZS	0,456	0,254	1,54	89,94	3,84	117,76	2,50
0,7	RPA	0,558	0,424	1,89	105,54	2,30	181,91	1,22
	ACI	0,543	0,382	1,83	103,47	2,55	167,25	1,39
	EC8	0,525	0,340	1,76	100,68	2,86	152,09	1,63
	CSA	0,562	0,441	1,91	106,24	2,21	187,79	1,16
	NZS	0,420	0,224	1,44	83,95	4,36	105,16	3,03
0,9	RPA	0,502	0,313	1,68	97,17	3,11	141,35	1,86
	ACI	0,514	0,338	1,72	99,04	2,88	151,12	1,68
	EC8	0,539	0,419	1,81	102,80	2,32	180,29	1,28
	CSA	0,514	0,338	1,72	99,04	2,88	151,12	1,68
	NZS	0,392	0,202	1,37	79,18	4,83	95,82	3,52

Tableau 5.3 :  $f_{yk}=400$  Mpa et  $f_{ck} =50$  Mpa.

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN.m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN.m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,419	0,199	0,96	287,15	4,89	375,67	5,10
	ACI	0,403	0,192	0,93	202,98	5,07	228,92	5,44
	EC8	0,509	0,249	1,13	245,69	3,90	290,50	3,44
	CSA	0,403	0,192	0,93	202,98	5,07	228,92	5,44
	NZS	0,403	0,192	0,93	202,98	5,07	228,92	5,44
0,7	RPA	0,363	0,168	0,87	185,61	5,78	202,81	6,62
	ACI	0,375	0,173	0,89	191,15	5,64	207,75	6,32
	EC8	0,463	0,209	1,04	227,73	4,65	247,74	4,49
	CSA	0,375	0,173	0,89	191,15	5,64	207,75	6,32
	NZS	0,376	0,173	0,89	191,15	5,64	207,75	6,32
0,9	RPA	0,324	0,152	0,82	167,90	6,42	183,93	7,81
	ACI	0,354	0,160	0,86	181,54	6,07	193,85	7,05
	EC8	0,429	0,185	0,97	213,60	5,26	221,48	5,40
	CSA	0,354	0,160	0,86	181,54	6,07	193,85	7,05
	NZS	0,354	0,160	0,86	181,54	6,07	193,85	7,05

Tableau 5.4 :  $f_{yk}=600$  Mpa et  $f_{ck} =50$  Mpa.

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN.m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN.m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,509	0,304	1,70	423,71	3,20	547,21	1,88
	ACI	0,491	0,284	1,64	238,79	3,42	326,15	2,08
	EC8	0,496	0,290	1,66	240,72	3,36	331,17	2,03
	CSA	0,496	0,289	1,66	240,64	3,36	330,96	2,03
	NZS	0,403	0,216	1,40	202,98	4,50	255,29	3,22
0,7	RPA	0,442	0,240	1,50	219,00	4,06	280,34	2,71
	ACI	0,452	0,249	1,52	223,38	3,91	289,74	2,56
	EC8	0,520	0,332	1,74	249,88	2,93	371,93	1,69
	CSA	0,452	0,249	1,52	223,38	3,91	289,74	2,56
	NZS	0,376	0,196	1,34	191,15	4,97	233,45	3,71
0,9	RPA	0,394	0,203	1,38	198,83	4,80	240,88	3,48
	ACI	0,419	0,220	1,44	209,78	4,43	259,22	3,08
	EC8	0,477	0,275	1,60	233,27	3,54	315,93	2,22
	CSA	0,419	0,220	1,44	209,78	4,43	259,22	3,08
	NZS	0,354	0,181	1,29	181,54	5,37	217,19	4,16

Tableau 5.5 :  $f_{yk}=400$  Mpa et  $f_{ck} =90$  Mpa.

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN.m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,280	0,188	0,77	299,45	3,84	381,53	4,97
	ACI	0,266	0,180	0,76	253,22	4,01	274,92	5,30
	EC8	0,375	0,247	0,89	343,15	2,93	366,86	3,29
	CSA	0,266	0,180	0,76	253,22	4,01	274,92	5,30
	NZS	0,266	0,180	0,76	253,22	4,01	274,92	5,30
0,7	RPA	0,245	0,162	0,74	235,01	4,46	248,84	6,06
	ACI	0,256	0,168	0,75	245,26	4,32	256,67	5,77
	EC8	0,352	0,216	0,86	324,91	3,35	324,66	3,91
	CSA	0,256	0,168	0,75	245,26	4,32	256,67	5,77
	NZS	0,256	0,168	0,75	245,26	4,32	256,67	5,77
0,9	RPA	0,219	0,147	0,71	212,75	4,93	226,62	6,91
	ACI	0,248	0,158	0,74	238,28	4,57	243,37	6,17
	EC8	0,333	0,194	0,83	309,87	3,72	294,77	4,46
	CSA	0,248	0,158	0,74	238,28	4,57	243,37	6,17
	NZS	0,248	0,158	0,74	238,28	4,57	243,37	6,17

Tableau 5.6 :  $f_{yk}=600$  Mpa et  $f_{ck} =90$  Mpa.

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN.m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,375	0,282	1,34	435,79	2,56	557,16	1,92
	ACI	0,359	0,268	1,30	330,74	2,70	394,85	2,07
	EC8	0,471	0,395	1,58	415,24	1,83	553,62	1,66
	CSA	0,359	0,268	1,30	330,74	2,70	394,85	2,07
	NZS	0,359	0,268	1,30	330,74	2,70	394,85	2,07
0,7	RPA	0,326	0,231	1,24	303,68	3,13	346,18	2,53
	ACI	0,338	0,242	1,26	314,14	2,99	360,13	2,37
	EC8	0,432	0,340	1,47	386,75	2,13	487,45	1,45
	CSA	0,338	0,242	1,26	314,14	2,99	360,13	2,37
	NZS	0,338	0,242	1,26	314,14	2,99	360,13	2,37
0,9	RPA	0,291	0,199	1,18	274,58	3,63	301,97	3,08
	ACI	0,322	0,221	1,23	300,33	3,27	331,83	2,66
	EC8	0,401	0,296	1,40	364,17	2,44	431,69	1,75
	CSA	0,321	0,221	1,23	300,33	3,27	331,83	2,66
	NZS	0,322	0,221	1,23	300,33	3,27	331,83	2,66

### 5.3 Variation de la profondeur de l'axe neutre :

La figure 5.1 présente la variation de la profondeur de l'axe neutre à la fin de la phase élastique et ultime pour les différents codes parasismiques. A l'état élastique (Fig 5.1a), on remarque que les règlements Algérien, Américain, Eurocode 8 et Canadien fournissent une zone comprimée comparable sauf le code de la Nouvelle Zélande qui donne une zone comprimée un peu inférieure. A l'état ultime, la figure (5.1b) présente les mêmes allures que la précédente. Dans les figures 5.1c-f, quand le rapport ( $\rho'/\rho$ ) augmente de 0,5 vers 0,7 et 0,9, les mêmes observations sont conservées.

Dans le même contexte, si la limite élastique des aciers augmente à 600MPa, les histogrammes 5.2a et b quand le rapport ( $\rho'/\rho$ ) égale à 0,5 montrent que les profondeurs de l'axe neutre correspondantes aux codes RPA et CSA sont maximales et ils sont presque égaux. D'autre part, les figures 5.2c-f exhibent que les barres des histogrammes ont les mêmes niveaux sauf que les barres du code NZS qui ont un niveau plus bas. Enfin, On déclare aussi que l'Eurocode 8 fournit une zone comprimée un peut élever quand le rapport  $\rho'/\rho$  égale à 0,9.

D'autre part, Les résultats des profondeurs de l'axe neutre à l'état élastique  $\xi_y$  et ultime  $\xi_u$  sont présentés dans les figures 5.3-6 dans le cas où la résistance de béton égal à 50 et 90 MPa, avec une limite élastique des aciers qui varie entre 400 et 600Mpa. D'après ces figures, généralement, on observe que le code européen représente toujours la zone comprimée la plus élevée. Pour le reste des codes parasismiques, tel que RPA, ACI, CSA et NZS, les barres des histogrammes sont presque identiques, ces observations sont clairement visibles sur les graphes.

Les mêmes remarques sont conservées dans le cas des résistances de béton 30, 40, 60, 70 et 80 MPa (voir les figures A.1-10 annexe).

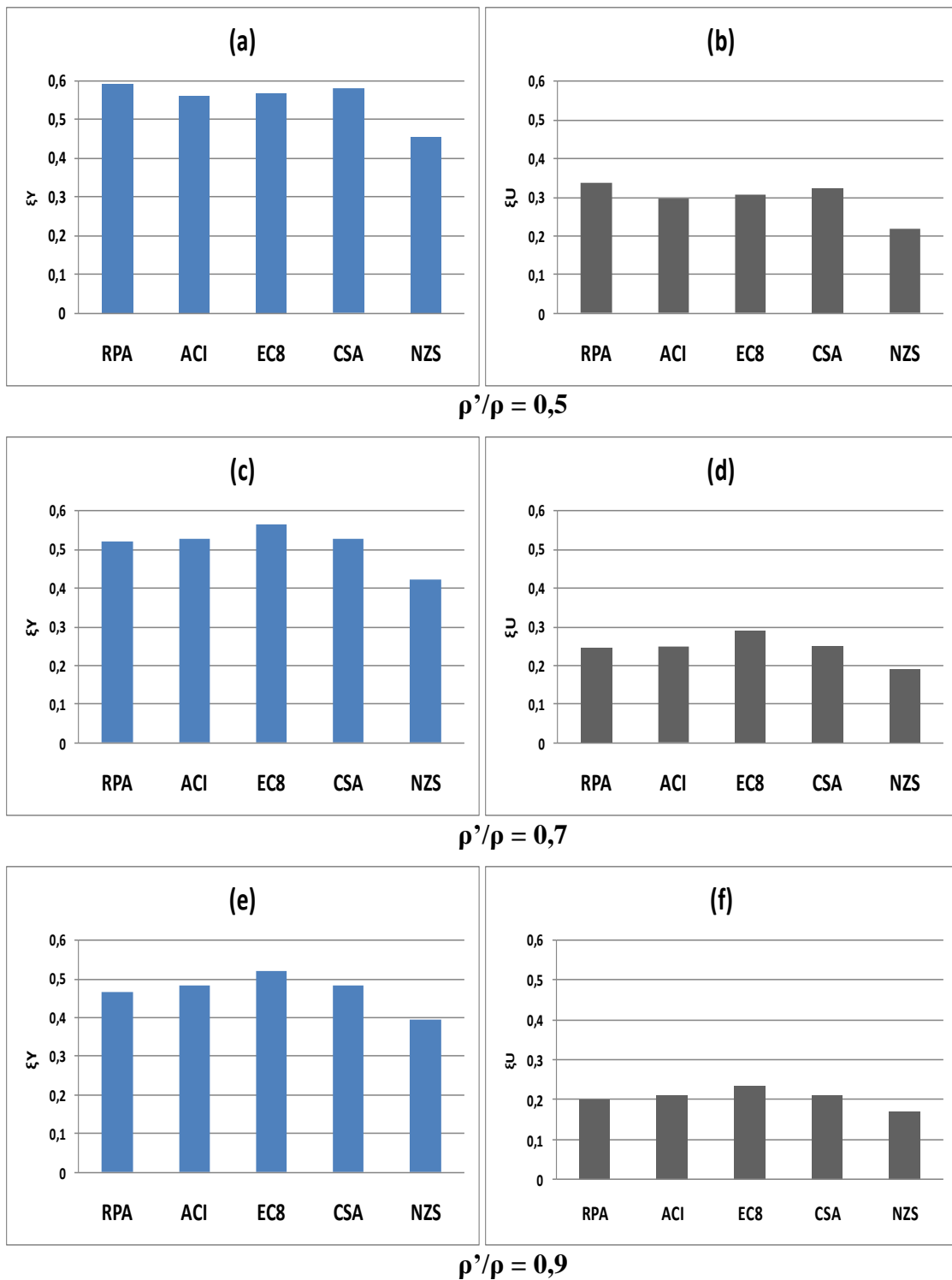


Figure 5.1 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .



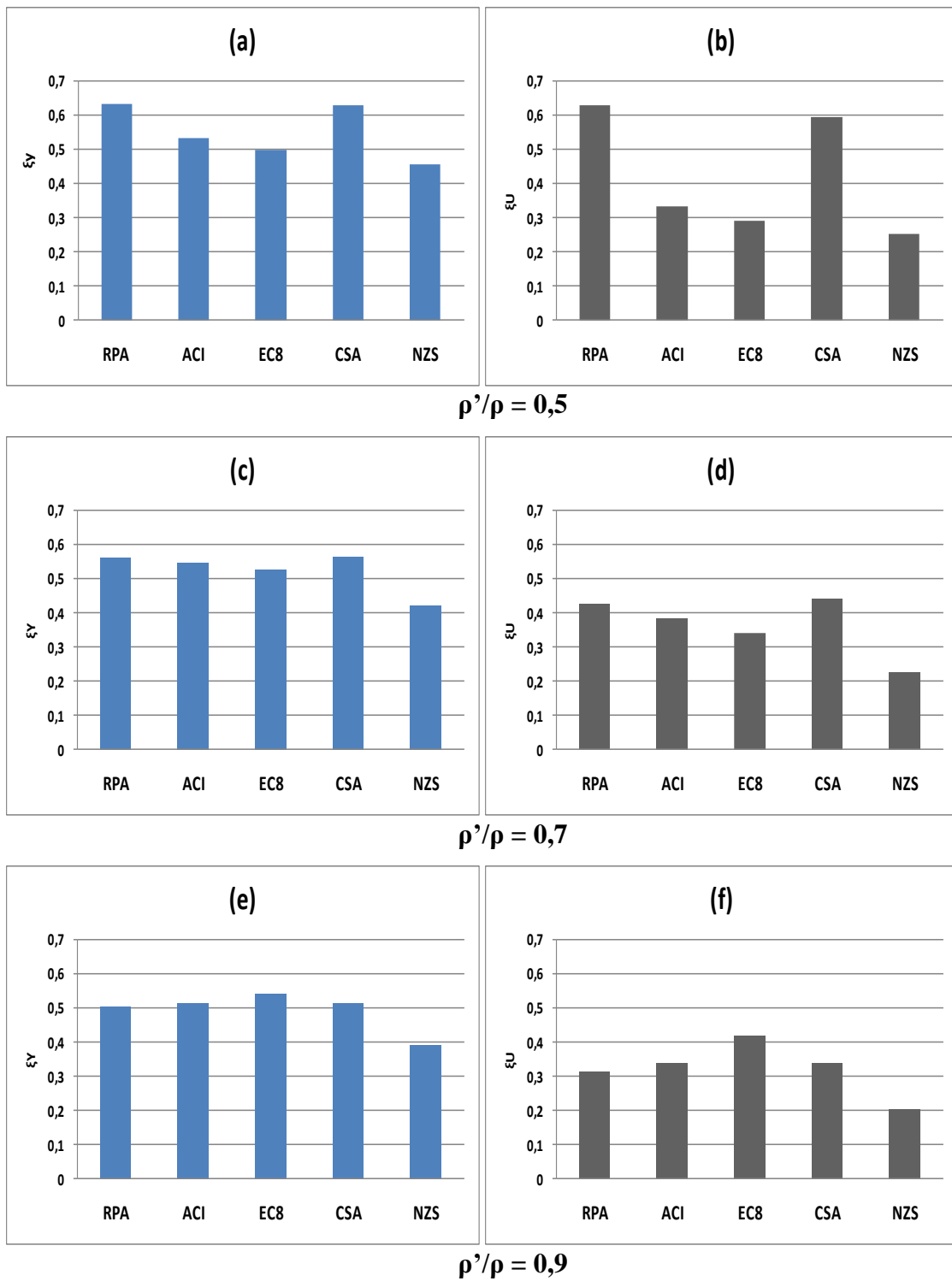


Figure 5.2 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ .

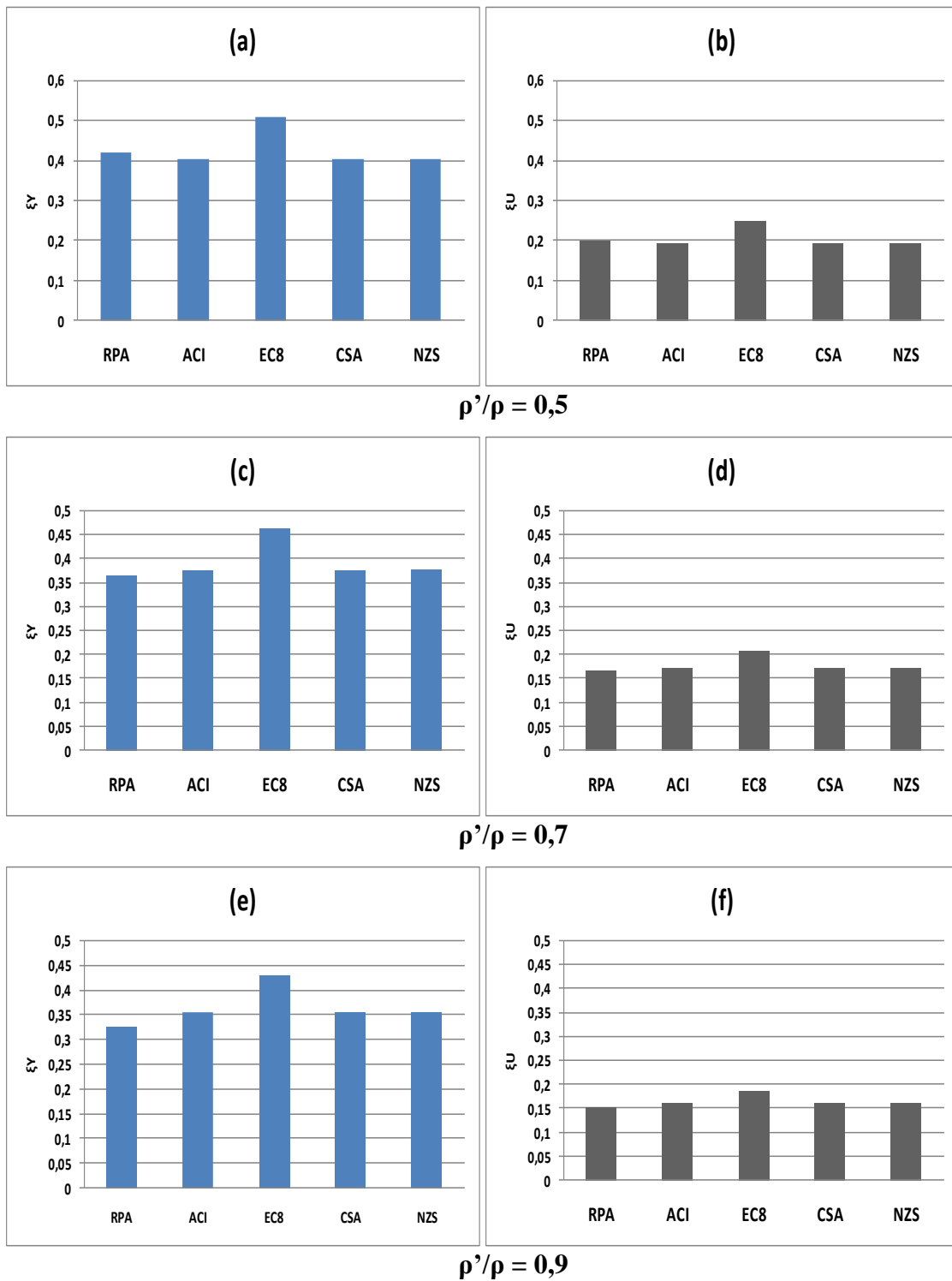


Figure 5.3 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 50 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .

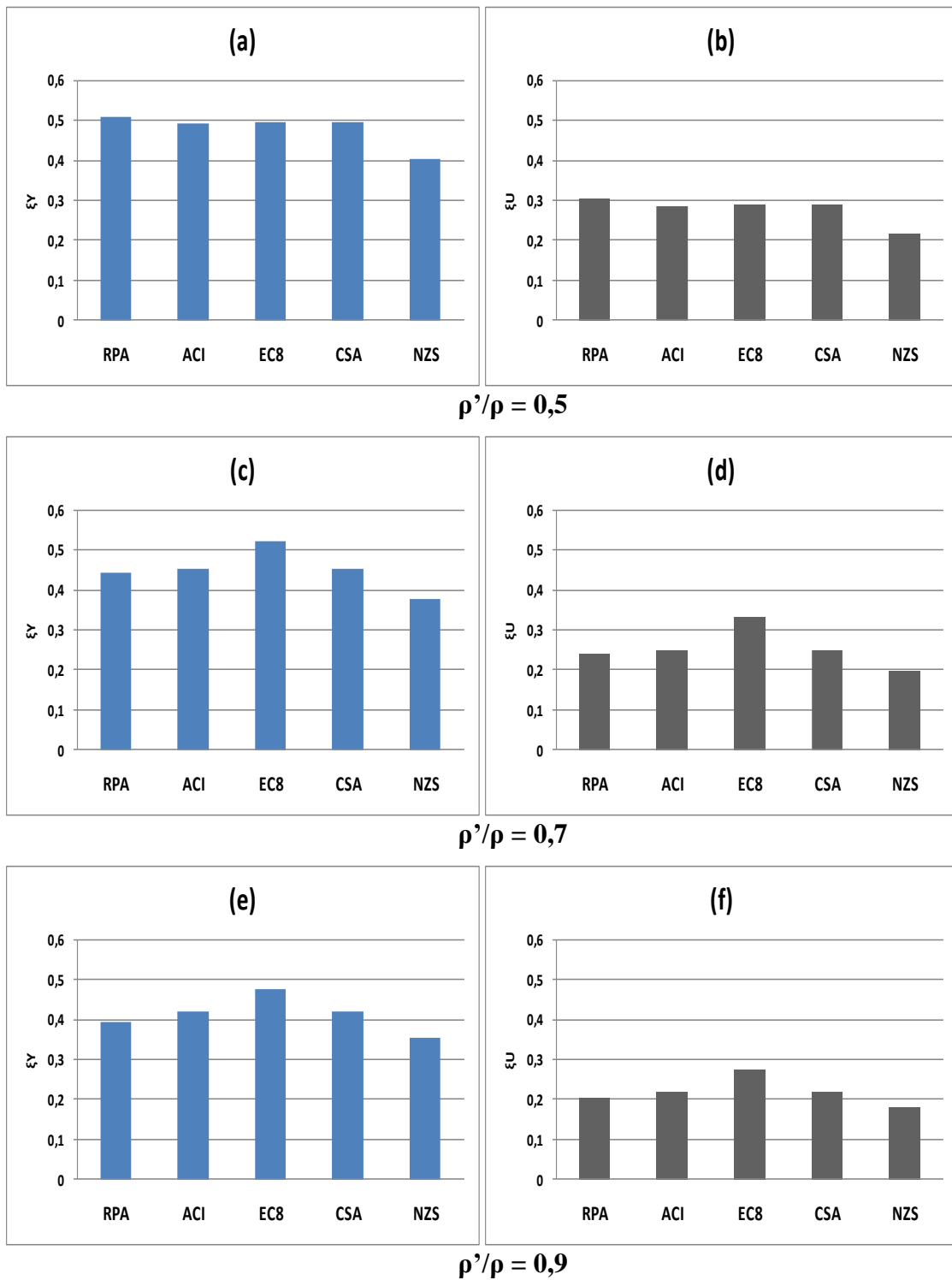


Figure 5.4 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 50$  Mpa et  $f_{yk} = 600$  Mpa.

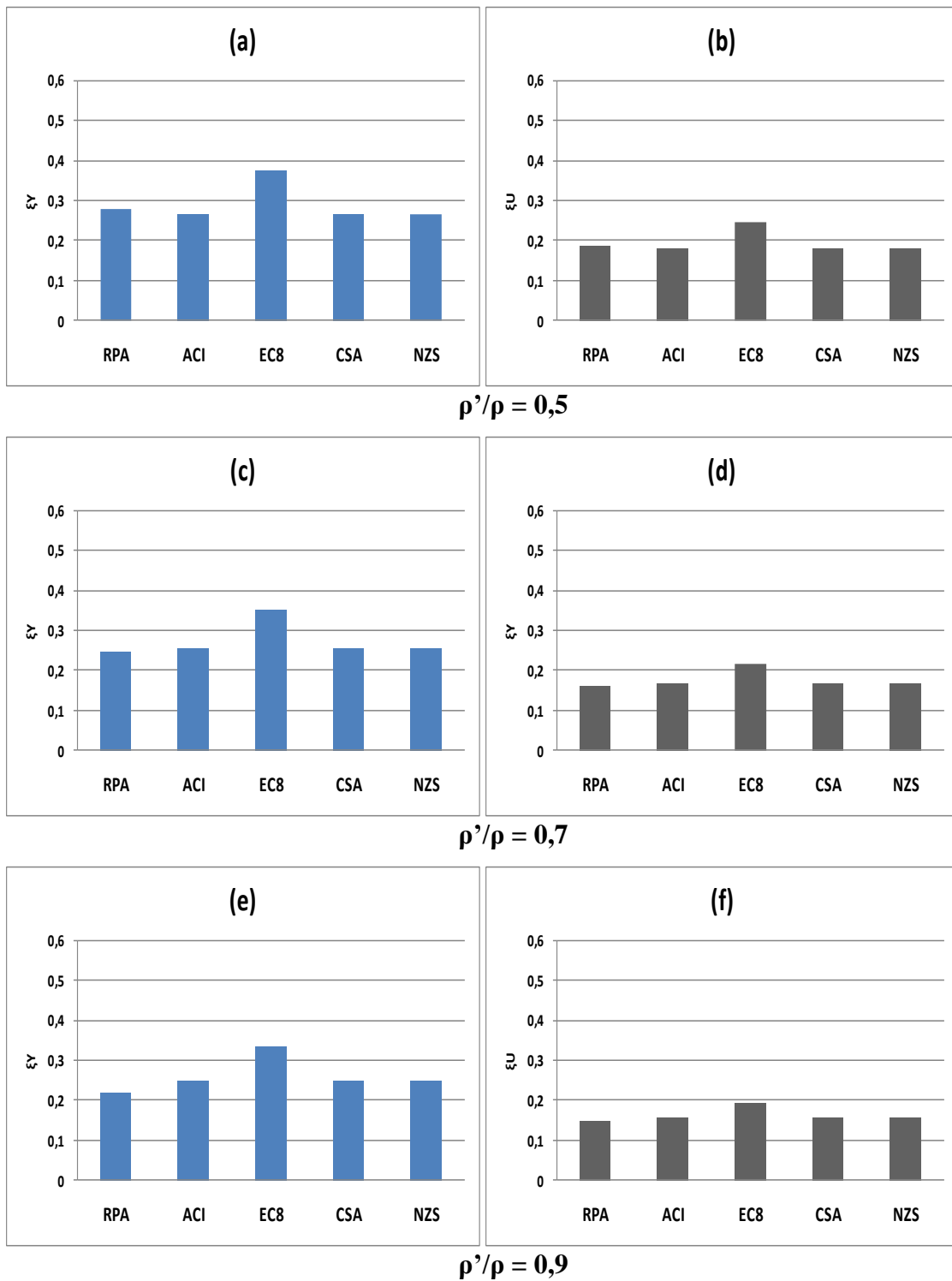


Figure 5.5 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 90$  Mpa et  $f_{yk} = 400$  Mpa.

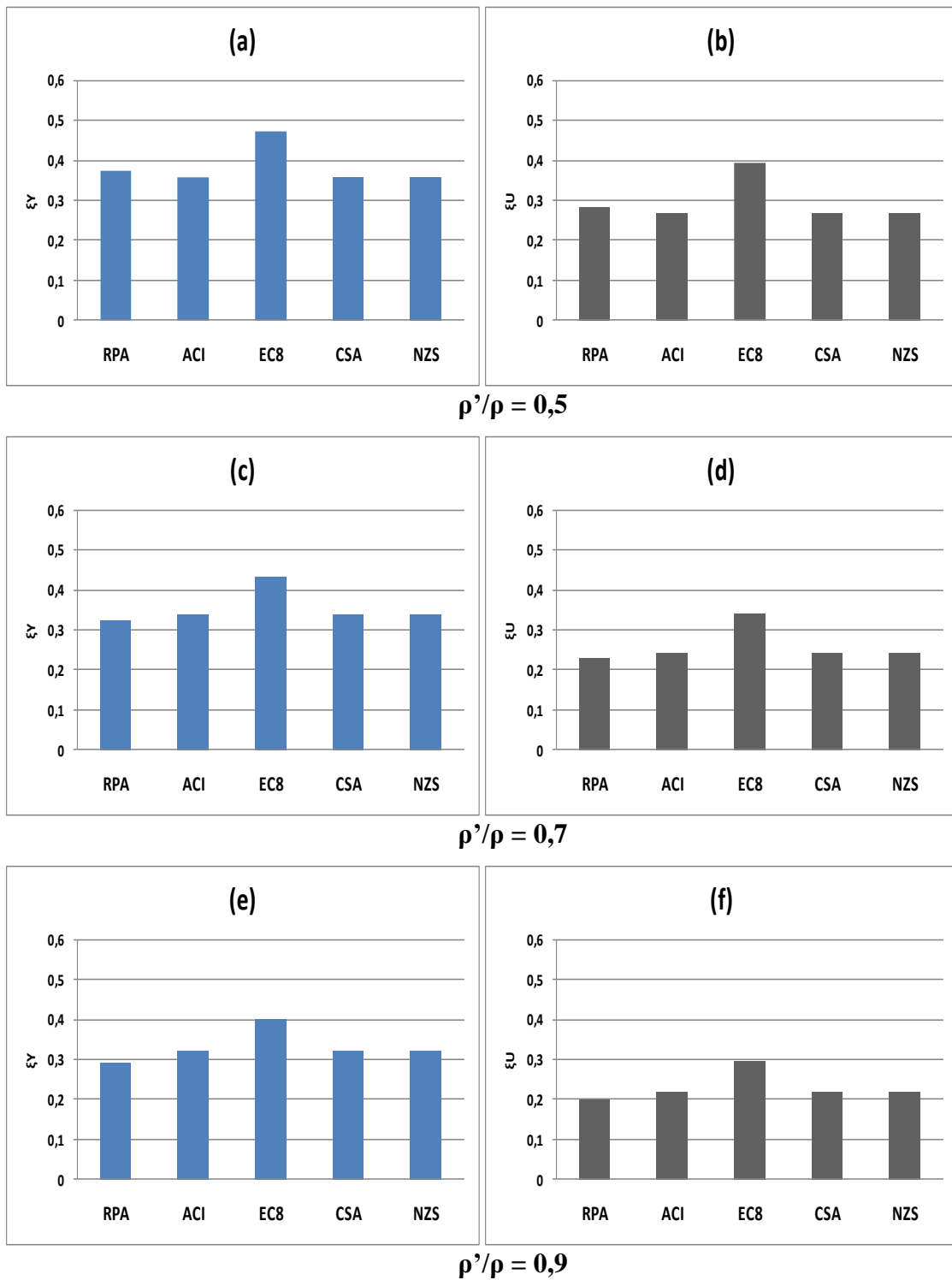


Figure 5.6 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 90 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ .

### 5.4 Relation Moment-Courbure :

La figure (5.7) est une présentation graphique des relations moment-courbure ( $M-\phi$ ) sous forme des digrammes, pour  $f_{ck} = 20\text{MPa}$ ,  $f_{yk} = 400\text{ MPa}$  et  $\rho' / \rho$  égale à 0,5 ; 0,7 et 0,9. Basant sur cette figure, on constate que le RPA, ACI, EC8 et CSA donnent des phases élastiques et plastiques un peu égalent, ce qui montre que le comportement des poutres est presque le même. Par contre, le code NZS donne une phase élastique plus moins et un plateau de plasticité plus long comparativement aux autres codes.

Dans la figure 5.8 avec l'augmentation de la limite élastique des aciers vers 600Mpa. Si le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,5 :

- Le règlement RPA donne une phase élastique plus importante que les autres ;
- Les diagrammes des règlements RPA et CSA n'ont pas de phases plastiques ;
- Les diagrammes des règlements ACI, EC8, CSA, et NZS ont des phases élastiques égales ;
- Le règlement NZS assure une phase plastique la plus grande, cette phase commence à se rétrécir avec les règlements EC8 et ACI, respectivement.

Si le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,7, la figure 5.8b affiche les remarques suivantes :

- Les diagrammes des règlements RPA, ACI, EC8, et CSA ont des phases élastiques égales ;
- Le règlement NZS fournit une phase plastique importante, cette phase commence à diminuer agressivement avec les règlements EC8, ACI, RPA et CSA, respectivement.
- Le règlement NZS fournit une phase élastique un peu faible que les autres règlements.

Enfin, si le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,9, la figure 5.8c montre que :

- Les règlements RPA et CSA donne une phase élastique convergée ;
- Les règlements ACI et EC8 fournissent une phase élastique et plastique Complètement identique ;
- Le NZS reste toujours le code qui donne une phase plastique supérieure à tous ;

- Les phases plastiques des règlements RPA, ACI, CSA et EC8 commencent à diminuer progressivement.

Quand la résistance des aciers utilisés égale à 400 MPa, la résistance de béton égale à 50 MPa, et le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,5. La figure 5.9a nous a permis de faire ressortir les points suivants :

- Il est clair que le RPA assure une phase élastique grande comparativement aux autres règlements ;
- Les diagrammes des règlements ACI, CSA et NZS ont la même phase élastique ; d'autre part, ils ont la même phase plastique que le RPA ;
- L'EC8 fournit une phase élastique un peu supérieure que les trois codes mentionnés au point ci-dessus ;
- L'EC8 donne une phase plastique qu'elle est la plus petite.

Si le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,7, la figure 5.9b affiche les remarques suivantes :

- Les phases élastiques et plastiques des règlements RPA, ACI, CSA et NZS ont la même harmonisation, où ils sont identiques ;
- Le règlement EC8 donne une phase élastique un peu longue que les autres codes ; contrairement, sa phase plastique est la plus courte ;

Enfin, si le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,9, la figure 5.9c présente les mêmes allures que le cas précédent ( $\rho' / \rho$  égale à 0,7), sauf que des légères modifications engendrées concernant le règlement RPA, où il a des phases élastique et plastique légèrement courte et longue, respectivement.

La figure (5.10) présente les diagrammes pour  $f_{ck}=50\text{MPa}$  et  $f_{yk}=600\text{MPa}$ . Référant à la figure 5.10a, où le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,5, on peut noter que :

- Le RPA introduit une pente élastique importante, mais il apparaît avec un plateau de plasticité un peu court par rapport aux autres règlements ACI, EC8 et CSA ;
- Les diagrammes des règlements ACI, EC8 et CSA sont complètement identiques ;

- Le NZS assure une phase élastique plus petite comparativement aux autres, mais il présente une phase plastique importante.

Si le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,7, la figure 5.10b affiche que :

- Les diagrammes des règlements ACI et CSA restent identiques ;
- Le diagramme du règlement RPA rapproche des deux règlements mentionnés dans le point précédent ;
- Le règlement EC8 fournit une phase élastique proche des règlements mentionnés ci-dessus, et une phase plastique plus petite ;
- Le diagramme du règlement NZS affiche la petite phase élastique, et la phase plastique la plus longue ;

D'autre part, Si le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,9, la figure 5.10c présente les notes suivantes :

- Les diagrammes des règlements ACI et CSA restent toujours identiques ;
- Le diagramme du règlement RPA s'éloigne un peu ;
- Le diagramme du règlement NZS rapproche des deux règlements ACI et CSA ;
- Le règlement EC8 toujours donne la phase élastique la plus importante mais la phase plastique la plus petite ;

Dans le même contexte, La figure 5.11 illustre les diagrammes ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck}=90\text{MPa}$ ,  $f_{yk}=400\text{MPa}$  et les trois valeurs du rapport  $\rho' / \rho$  (0,5, 0,7 et 0,9). D'après la figure 5.11a, on a noté ce qui suit :

- Les diagrammes des règlements ACI, CSA et NZS ont la même phase élastique et plastique, où ils sont identiques à 100% ;
- Le règlement RPA assure une phase élastique un peu supérieure aux trois codes mentionnés ci-dessus ;
- Le diagramme du règlement NZS affiche la grande phase élastique et la petite phase plastique.

Aux figures 5.11b-c, quand le rapport  $\rho' / \rho$  augmente à 0,7 et 0,9, respectivement, le diagramme du RPA rapproche aux autres règlements et ceci du EC8 reste toujours loin avec une phase élastique très longue et une phase plastique trop rétrécie.



L'augmentation de la limite élastique des aciers vers 600MPa, nous a conduits de tracer les diagrammes de la figure 5.12. Où, La figure 5.12a présente des diagrammes pour que le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,5. En se basant sur cette figure pour noter les remarques suivantes :

- Les diagrammes du RPA et EC8 donnent une phase élastique plus importante que les autres ;
- Les diagrammes des règlements ACI, CSA et NZS sont identiques ;
- Le RPA donne une phase plastique comparable aux celles des ACI, CSA et NZS ;
- L'EC8 donne une phase plastique courte ;

Si le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,7, la figure 5.12b affiche les remarques suivantes :

- Les diagrammes des règlements ACI, CSA et NZS sont identiques et le diagramme du RPA converge vers les trois diagrammes ;
- De la même façon que la figure 5.12a, l'EC8 donne une phase élastique plus importante mais, il donne une phase plastique courte.

Finalement, la figure 5.12c affiche les diagrammes moment-courbure si le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,9. Basant sur cette figure, on peut dégager les remarques suivantes :

- Les diagrammes des règlements ACI, CSA et NZS sont identiques et le diagramme du RPA reste toujours proche ;
- Le règlement RPA assure une phase plastique plus importante ;
- Le règlement EC8 toujours fournit la grande phase élastique, et la petite phase plastique.

Les mêmes remarques sont conservées dans le cas des résistances de béton 30, 40, 60, 70 et 80 MPa (voir les figures A.11-20 annexe).

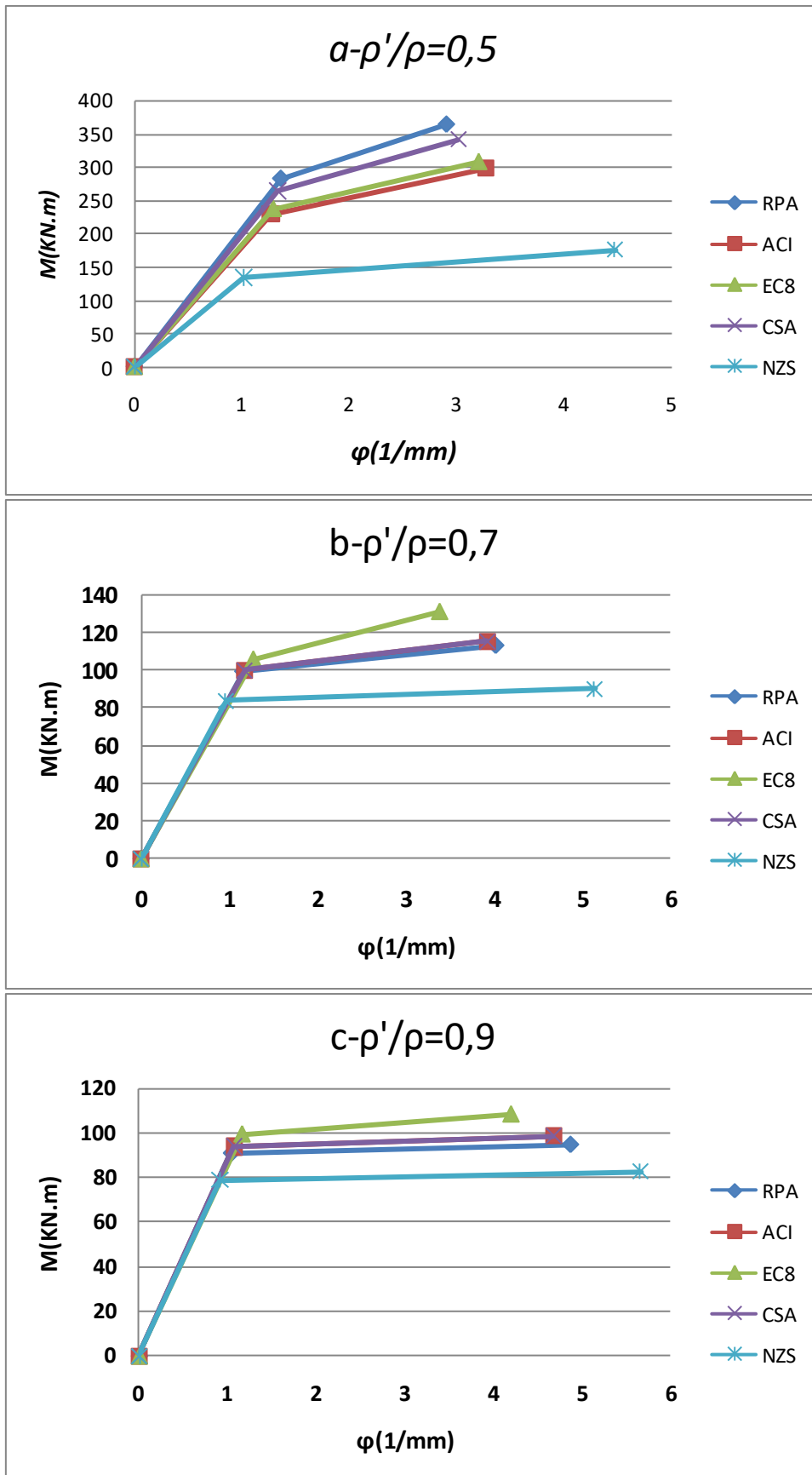


Figure 5.7 : Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 20$  Mpa et  $f_{yk} = 400$  Mpa.

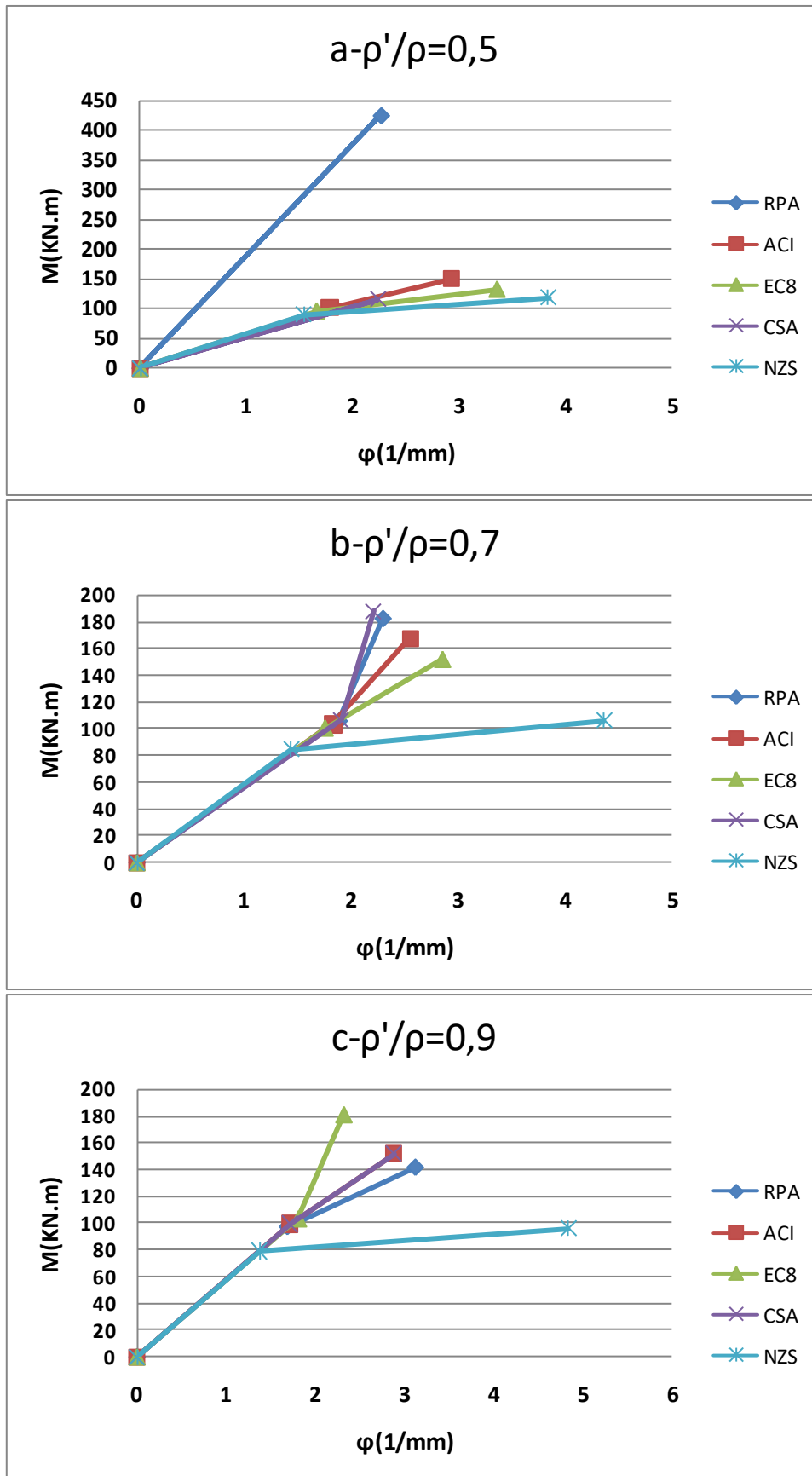


Figure 5.8 : Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ .

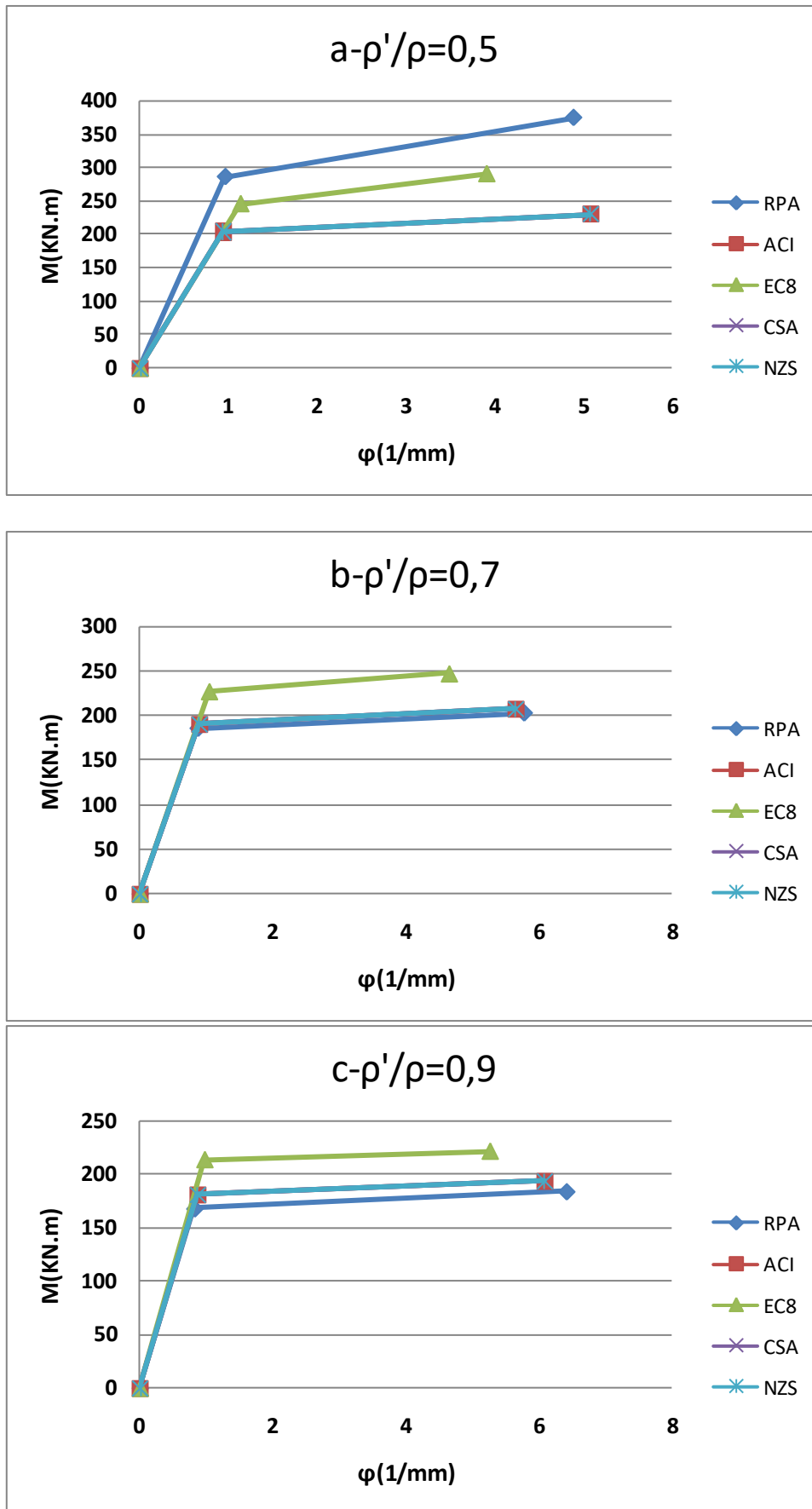


Figure 5.9: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 50 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .

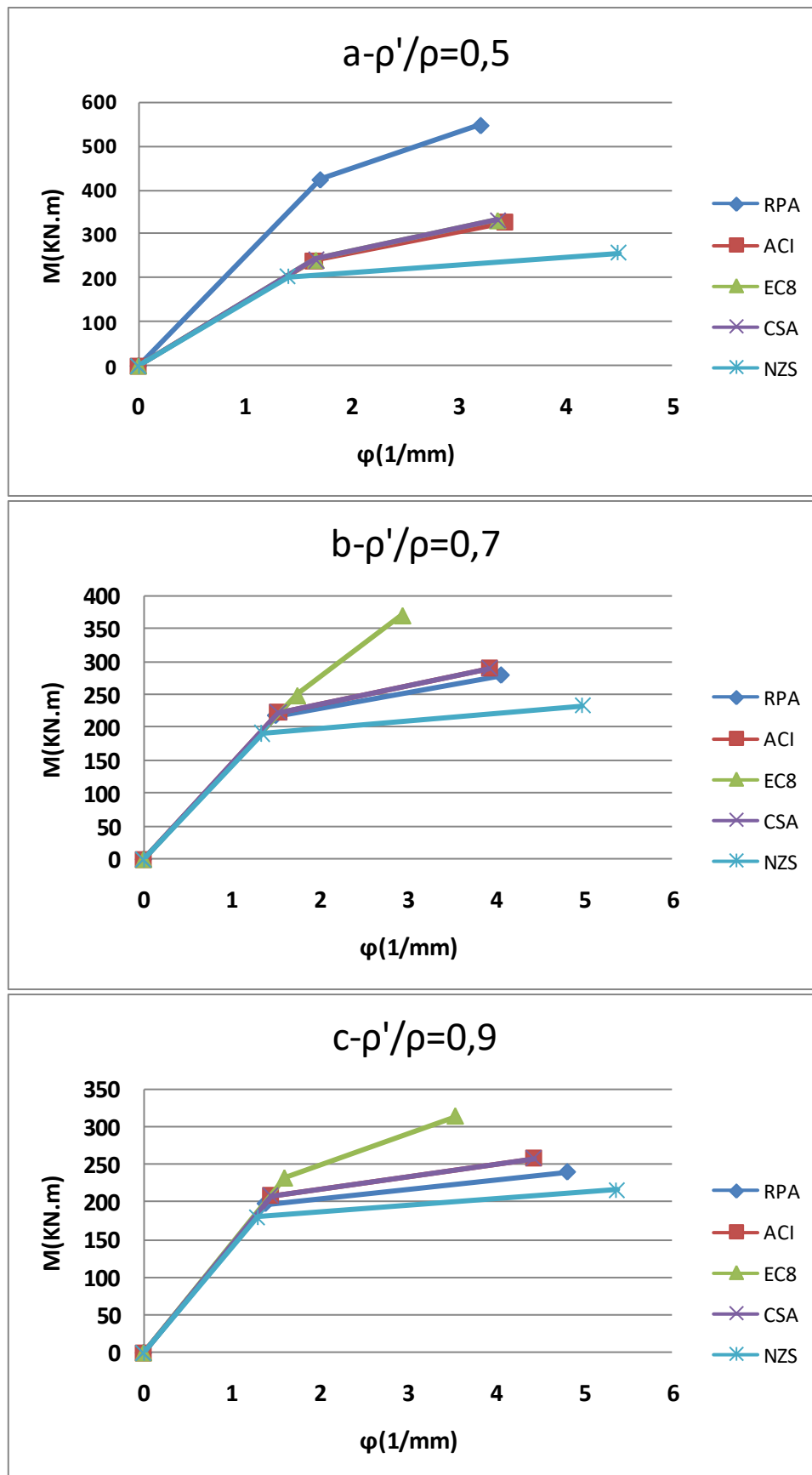


Figure 5.10: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 50 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ .

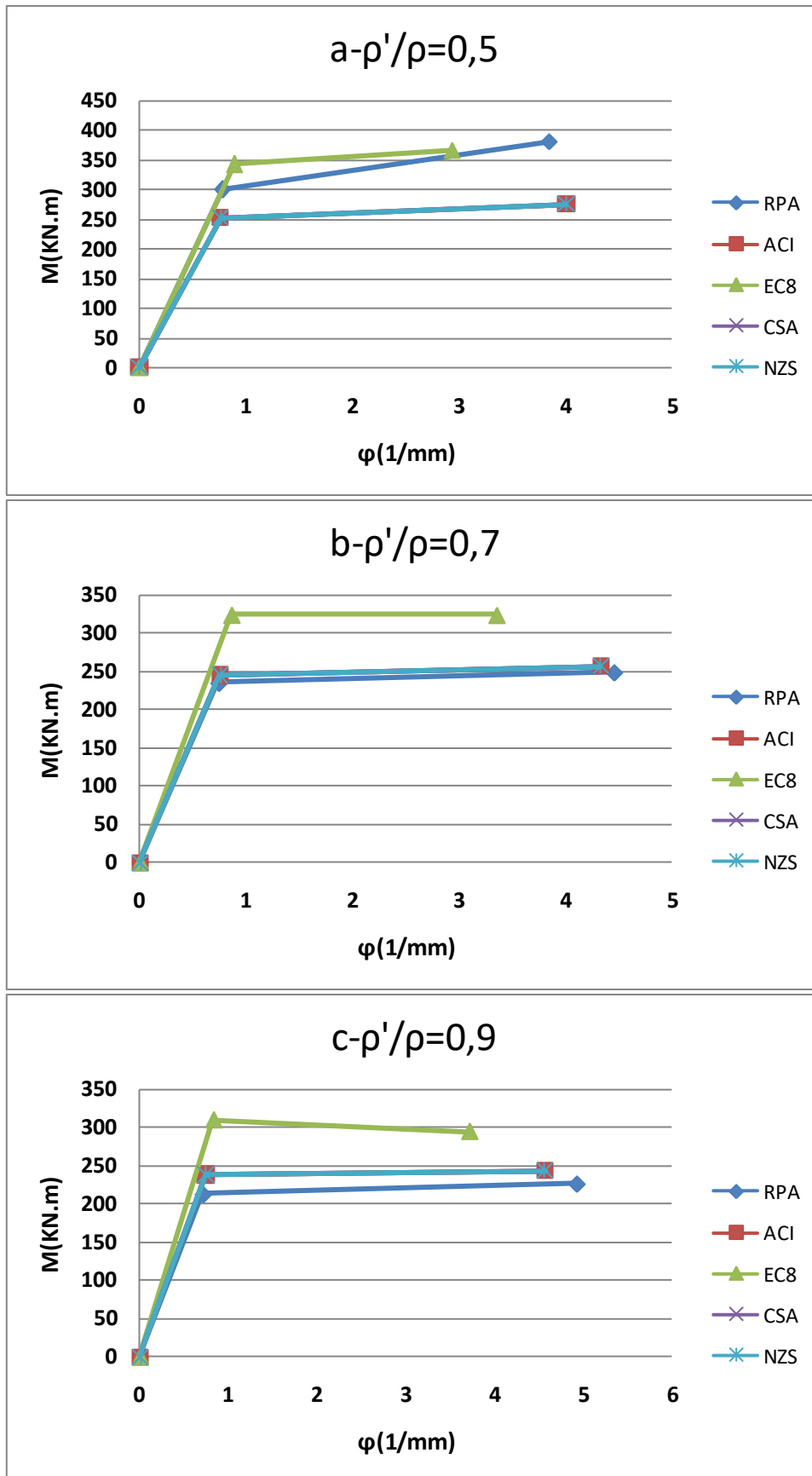


Figure 5.11: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 90 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .

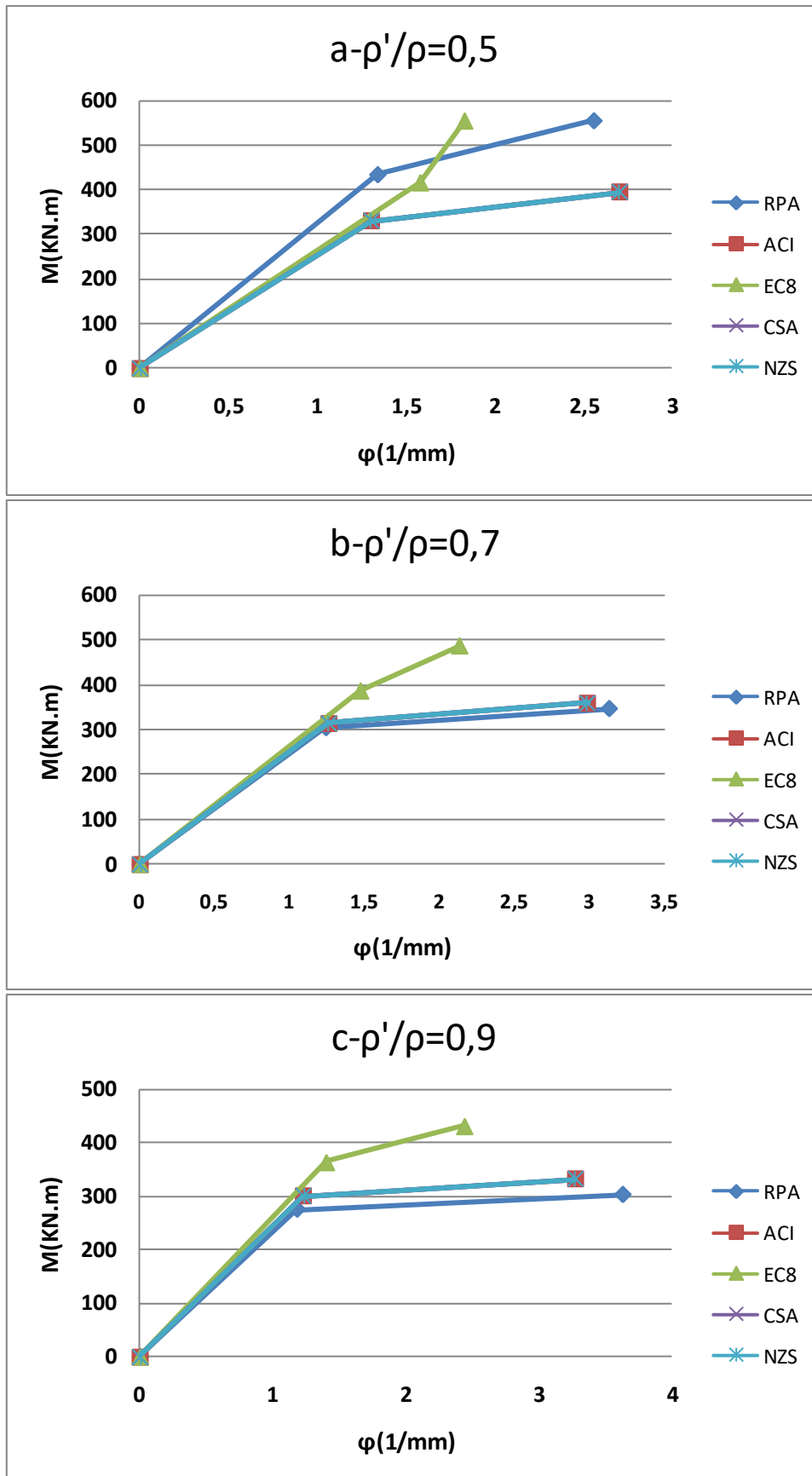


Figure 5.12: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 90 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ .

### 5.5 : Facteur de ductilité locale

Les tableaux 5.7-11 illustrent les résultats du facteur de ductilité locale obtenus en fonction des pourcentages limites fournis par les différents codes parasismiques. Ces tableaux 5.7-11 présentent les résultats des règlements Algérien (RPA), Américain (ACI-318), Européen (Eurocode 8), Canadien (CSA-04), et de la Nouvelle Zélande (NZS-3101), respectivement.

**Tableau 5.7: Facteur de ductilité locale (RPA).**

$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}= 400\text{MPa}$			$f_{yk}= 600\text{MPa}$		
	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$
20	2,13	3,48	4,70	0,69	1,22	1,86
30	3,10	4,55	5,46	1,06	1,72	2,42
40	4,10	5,61	6,83	1,46	2,22	2,96
50	5,10	6,62	7,81	1,88	2,71	3,48
60	4,52	5,74	6,71	1,67	2,33	2,94
70	4,50	5,62	6,51	1,69	2,29	2,85
80	4,73	5,82	6,68	1,80	2,40	2,95
90	4,97	6,06	6,91	1,92	2,53	3,08

**Tableau5.8 : Facteur de ductilité locale (ACI).**

$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}= 400\text{MPa}$			$f_{yk}= 600\text{MPa}$		
	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$
20	2,58	3,34	4,70	1,64	1,39	1,68
30	3,30	4,36	5,20	1,64	1,63	2,16
40	4,38	5,36	6,19	1,84	2,10	2,63
50	5,44	6,32	7,05	2,08	2,56	3,03
60	4,83	5,46	5,99	1,81	2,19	2,55
70	4,81	5,34	5,79	1,83	2,15	2,46
80	5,04	5,54	5,95	1,95	2,25	2,55
90	5,30	5,77	6,17	2,07	2,37	2,66



**Tableau5.9 : Facteur de ductilité locale (EC8).**

$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}= 400\text{MPa}$			$f_{yk}= 600\text{MPa}$		
	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$
20	2,49	2,66	3,64	2,03	1,63	1,28
30	2,49	3,22	4,60	2,03	1,63	1,61
40	2,78	3,85	4,82	2,03	1,63	1,92
50	3,44	4,49	5,40	2,03	1,69	2,22
60	2,95	3,71	4,40	1,45	1,37	1,74
70	2,93	3,58	4,18	1,26	1,32	1,64
80	3,10	3,72	4,29	1,09	1,38	1,68
90	3,29	3,91	4,46	1,66	1,45	1,75

**Tableau5.10 : Facteur de ductilité locale (CSA).**

$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}= 400\text{MPa}$			$f_{yk}= 600\text{MPa}$		
	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$
20	2,26	3,34	4,35	0,73	1,16	1,68
30	3,30	4,36	5,20	1,14	1,63	2,16
40	4,38	5,36	6,19	1,57	2,10	2,63
50	5,44	6,32	7,05	2,03	2,56	3,08
60	4,83	5,46	5,99	1,81	2,19	2,55
70	4,81	5,34	5,79	1,83	2,15	2,46
80	5,04	5,54	5,95	1,95	2,25	2,55
90	5,30	5,77	6,17	2,07	2,37	2,66

**Tableau5.11 : Facteur de ductilité locale (NZS).**

$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}= 400\text{MPa}$			$f_{yk}= 600\text{MPa}$		
	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$
20	4,38	5,36	6,19	1,22	3,03	3,52
30	4,91	5,84	5,87	2,86	3,37	3,84
40	5,23	6,13	6,88	3,07	3,58	4,03
50	5,44	6,32	7,05	3,22	3,71	4,16
60	4,83	5,46	5,99	2,45	2,81	3,15
70	4,81	5,34	5,79	2,29	2,43	2,73
80	5,04	5,54	5,95	1,95	2,25	2,55
90	5,30	5,77	6,17	2,07	2,37	2,66

D'après voir les tableaux, on peut distinguer ce qui suit :

Commençant par le règlement parasismique Algérien, les résultats du tableau 5.7 montrent que :

- Le facteur de ductilité varie entre 2.13 et 7.81 pour  $f_{yk}$  égale à 400MPa ;
- Le facteur de ductilité varie entre 0.69 et 3.48 pour  $f_{yk}$  égale à 600MPa ;
- Le règlement parasismique Algérien fournit un facteur de ductilité inférieur à 1 lorsque la résistance du béton ( $f_{ck}$ ) égale à 20MPa, le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,5 et la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa ;
- Le règlement parasismique Algérien fournit un facteur de ductilité inférieur à 2, lorsque :
  - Le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,5 et la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa.
  - Le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,7, la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa avec des résistances de béton inférieures à 40MPa.
- Lorsque la limite élastique des aciers égale à 600MPa, le facteur de ductilité reste presque toujours inférieur à 3.

Les remarques retenues sont bien claires dans la représentation des résultats du tableau 5.7 dans la figure 5.13.

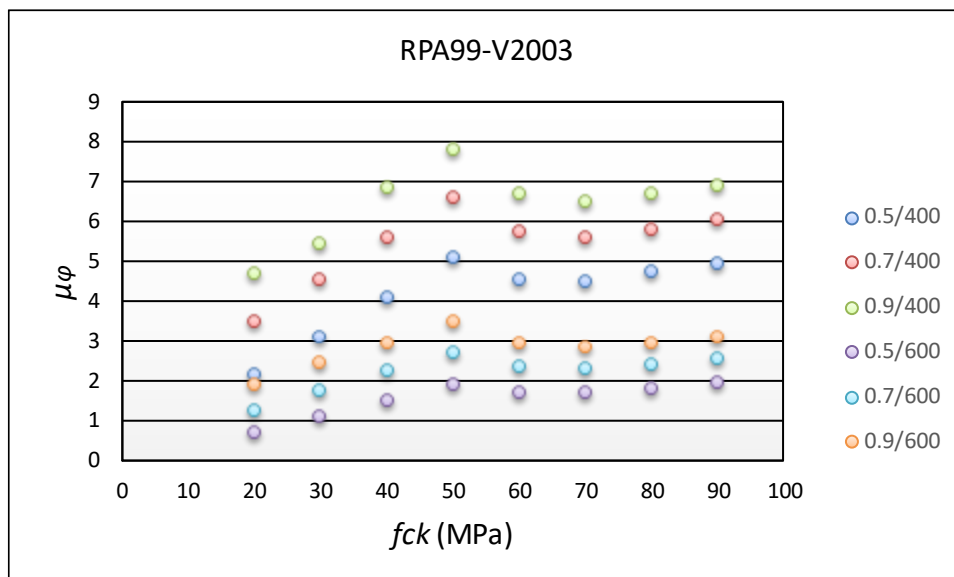


Figure 5.13: Facteur de ductilité locale en fonction du règlement Algérien RPA99-v2003.

NB : On note que la légende située à droite de la figure signifie : rapport  $\rho' / \rho$  / limite élastique des aciers.

Dans le second lieu, les résultats du tableau 5.8 obtenus à partir du règlement Américain montrent que :

- Le facteur de ductilité varie entre 2.58 et 7.05 pour  $f_{yk}$  égale à 400MPa ;
- Le facteur de ductilité varie entre 1.39 et 3.03 pour  $f_{yk}$  égale à 600MPa ;
- Le règlement Américain fournit toujours un facteur de ductilité supérieur à 1 ;
- Le règlement Américain fournit un facteur de ductilité inférieur à 2, lorsque :
  - Le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.5, la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa et avec des résistances de béton inférieures à 90MPa ;
  - Le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.7, la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa avec des résistances de béton inférieures à 40MPa ;
  - Le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.9, la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa avec des résistances de béton inférieures à 30MPa.
- Lorsque la limite élastique des aciers égale à 600MPa, généralement, le facteur de ductilité ne dépasse pas une valeur de 3.

La représentation graphique des résultats du tableau 5.8 dans la figure 5.14 confirme les remarques retenues précédemment.

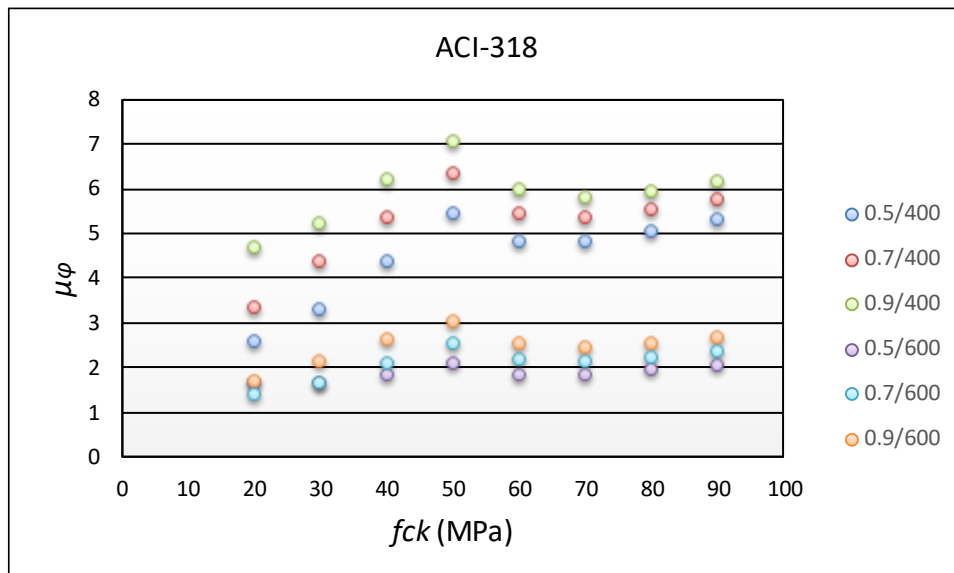


Figure 5.14 : Facteur de ductilité locale en fonction du règlement Américain ACI-318.

NB : On note que la légende située à droite de la figure signifie : rapport  $\rho' / \rho$  / limite élastique des aciers.

Troisièmement, les résultats du tableau 5.9 obtenus à partir du règlement Européen montrent que :

- Le facteur de ductilité varie entre 2.49 et 5.40 pour  $f_{yk}$  égale à 400MPa ;
- Le facteur de ductilité varie entre 1.09 et 2.22 pour  $f_{yk}$  égale à 600MPa ;
- Le règlement Européen fournit toujours un facteur de ductilité supérieur à 1 ;
- Le règlement Européen fournit un facteur de ductilité inférieur à 2, lorsque :
  - Le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.5, la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa et avec des résistances de béton supérieures à 50MPa ;
  - La limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa et le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.7 et 0.9 ;

La figure 5.15 qui représente les résultats du tableau 5.9 affirme les remarques dégagées auparavant, où, il est clair que la dispersion des points quand la limite élastique des aciers égale à 600MPa est presque toujours sous l'axe ( $\mu_\phi = 2$ ), par contre, quand cette limite élastique est égale à 400MPa.

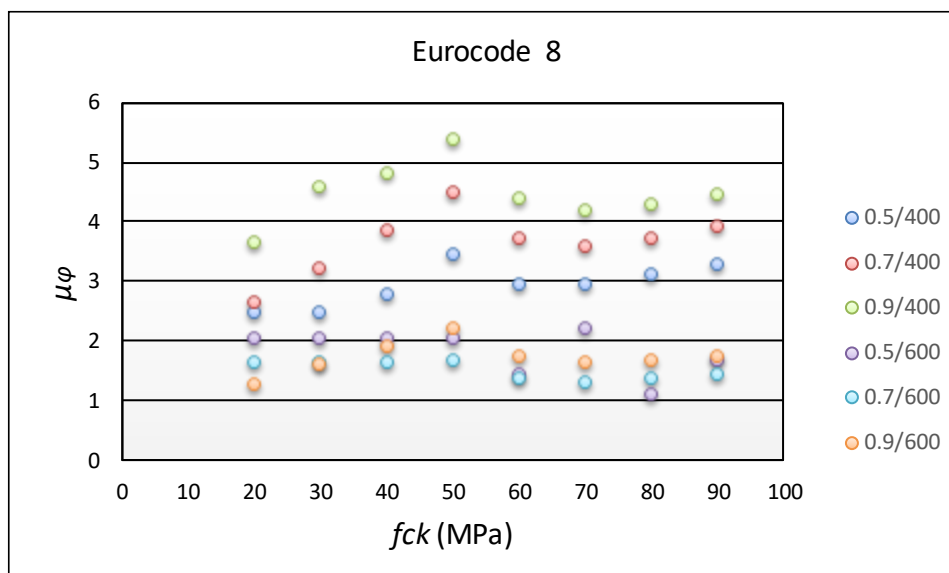


Figure 5.15 : Facteur de ductilité locale en fonction du règlement Européen EC8.

NB : On note que la légende située à droite de la figure signifie : rapport  $\rho' / \rho$  / limite élastique des aciers.

Ensuite, les résultats du tableau 5.10 obtenus à partir du règlement Canadien mentionnent que :

- Le facteur de ductilité varie entre 2.26 et 7.05 pour  $f_{yk}$  égale à 400MPa ;
- Le facteur de ductilité varie entre 0.73 et 3.08 pour  $f_{yk}$  égale à 600MPa ;
- Le règlement Canadien fournit un facteur de ductilité inférieur à 1 lorsque la résistance du béton ( $f_{ck}$ ) égale à 20MPa, le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0,5 et la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa ;
- Le règlement Canadien fournit un facteur de ductilité inférieur à 2, lorsque :
  - Le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.5, la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa et avec des résistances de béton inférieures à 90MPa ;
  - Le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.7, la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa avec des résistances de béton inférieures à 40MPa ;
  - Le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.9, la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa avec des résistances de béton inférieures à 30MPa.

La figure 5.16 qui représente les résultats du tableau 5.10 confirme les remarques retenues du tableau.

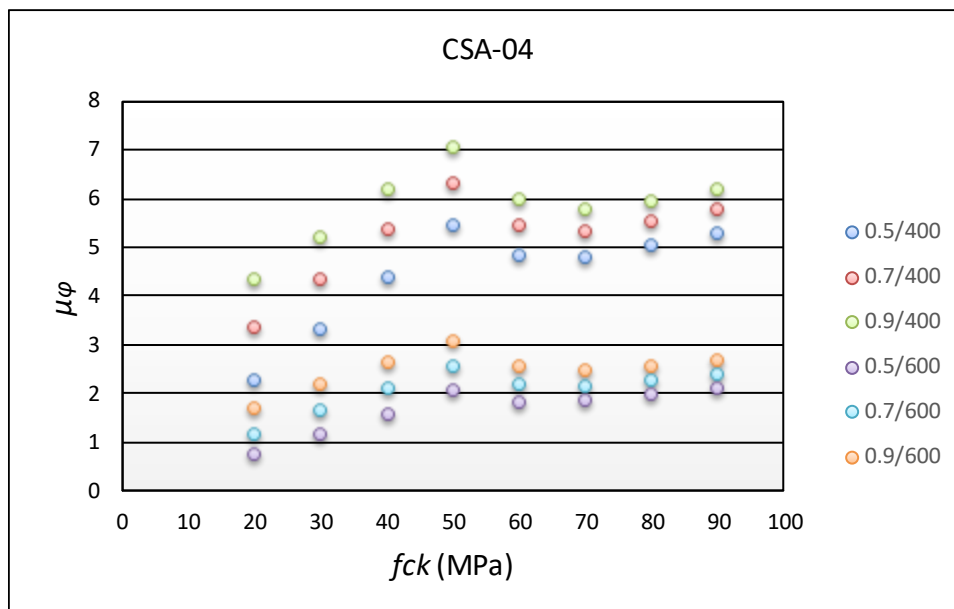


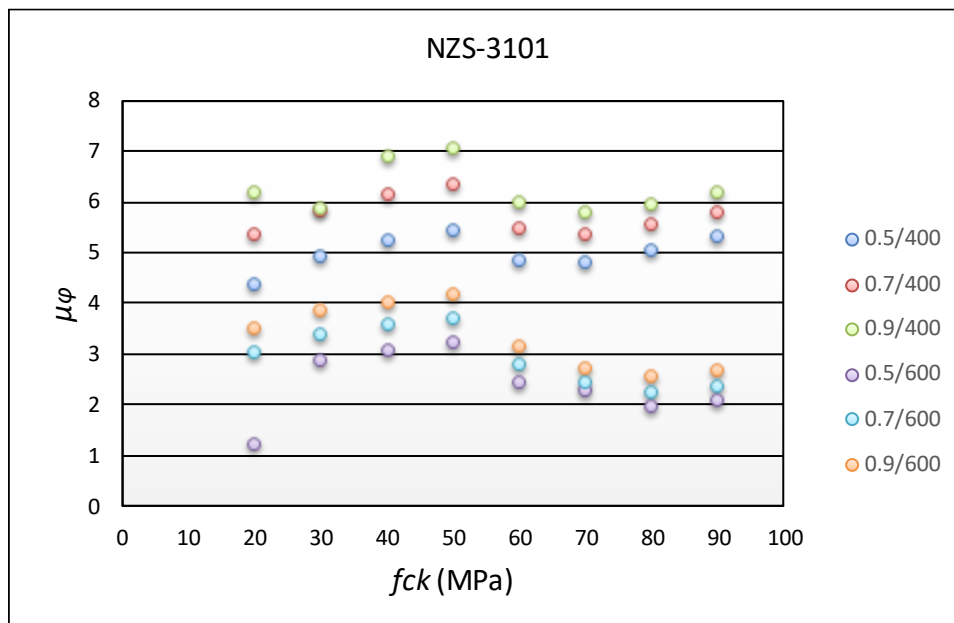
Figure 5.16: Facteur de ductilité locale en fonction du règlement Canadien CSA-04.

NB : On note que la légende située à droite de la figure signifie : rapport  $\rho' / \rho$  / limite élastique des aciers.

Dans le dernier lieu, les résultats du tableau 5.11 obtenus à partir du règlement de la nouvelle Zélande montrent que :

- Le facteur de ductilité varie entre 4.38 et 7.05 pour  $f_{yk}$  égale à 400MPa ;
- Le facteur de ductilité varie entre 1.22 et 4.16 pour  $f_{yk}$  égale à 600MPa ;
- Le règlement NZS fournit toujours un facteur de ductilité supérieur à 2, sauf si : le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.5, la limite élastique des aciers ( $f_{yk}$ ) égale à 600MPa avec une résistance de béton égale à 20MPa ;

La figure 5.17 qui représente les résultats du tableau 5.11 confirme les remarques retenues précédemment. On note aussi que ce règlement assure toujours une ductilité supérieure à 2 sauf quelques cas particuliers. Ce constat est très clair par la dispersion des points, où ils sont toujours au-dessus de l'axe ( $\mu_\phi = 2$ ) sauf deux points.



**Figure 5.17 : Facteur de ductilité locale en fonction du règlement de la nouvelle Zélande NZS-3101.**

NB : On note que la légende située à droite de la figure signifie : rapport  $\rho' / \rho$  / limite élastique des aciers.

## 5.6. Comparaison entre les différents codes

Dans cette section, on essaye de faire une étude comparative entre les différents codes parasismique du point de vue ductilité locale. Pour atteindre ce but, les tableaux 5.12 et 5.13 présentent respectivement les codes parasismiques qui fournissent le facteur de ductilité minimal et maximal.

**Tableau5.12 : Codes fournissant une ductilité minimale.**

$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}= 400\text{MPa}$			$f_{yk}= 600\text{MPa}$		
	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$
20	RPA	EC8	EC8	RPA	CSA	ACI-CSA EC8
30	EC8	EC8	EC8	RPA	ACI-CSA EC8	EC8
40	EC8	EC8	EC8	RPA	EC8	EC8
50	EC8	EC8	EC8	RPA	EC8	EC8
60	EC8	EC8	EC8	EC8	EC8	EC8
70	EC8	EC8	EC8	EC8	EC8	EC8
80	EC8	EC8	EC8	EC8	EC8	EC8
90	EC8	EC8	EC8	EC8	EC8	ACI-CSA EC8

**Tableau5.13 : Codes fournissant une ductilité maximale.**

$f_{ck}$ (MPa)	$f_{yk}= 400\text{MPa}$			$f_{yk}= 600\text{MPa}$		
	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$	$\rho'/\rho = 0.5$	$\rho'/\rho = 0.7$	$\rho'/\rho = 0.9$
20	NZS	NZS	NZS	NZS	NZS	NZS
30	NZS	NZS	NZS	NZS	NZS	NZS
40	NZS	NZS	NZS	NZS	NZS	NZS
50	ACI-CSA NZS	RPA	RPA	NZS	NZS	NZS
60	ACI-CSA NZS	RPA	RPA	NZS	NZS	NZS
70	ACI-CSA NZS	RPA	RPA	NZS	NZS	NZS
80	ACI-CSA NZS	RPA	RPA	ACI-CSA NZS	RPA	RPA
90	ACI-CSA NZS	RPA	RPA	ACI-CSA NZS	RPA	RPA

Le tableau 5.12 montre que :

- L'Eurocode 8 fournit dans la plupart du temps le facteur de ductilité le plus bas, ceci dû à :
  - L'utilisation du facteur de ductilité minimal égale à 3 dans le calcul du pourcentage maximal, ce facteur peut être plus que 3.
  - La négligence de la condition de l'Eurocode 2, qui limite le taux des armatures longitudinales (tendues ou comprimées) par 4% de la section totale du béton.
- Le règlement Algérien fournit une ductilité minimale dans des cas rares quand le rapport  $\rho' / \rho$  égale à 0.5 ;

D'autres part, les résultats du tableau 5.13 montrent que :

- Le code de la Nouvelle Zélande (NZS-3101) fournit dans la plupart du temps le facteur de ductilité le plus élevé, ceci dû à l'importance donnée à la ductilité parce qu'elle située dans une zone sismique active.
- Le règlement Algérien fournit une ductilité maximale dans des cas où la résistance de béton est élevée, mais ces résistances ne sont pas utiles car la limitation du code CBA-93 à 45MPa.



## 5.7. CONCLUSION

L'étude conduite dans cette partie nous a permis de tirer plusieurs conclusions. D'une façon générale, concernant la relation entre la ductilité locale et la profondeur de l'axe neutre d'une part et d'autre part avec la relation moment-courbure, on peut dire que :

- La profondeur de l'axe neutre a une relation négative avec la ductilité locale, où elles sont inversement proportionnelles ;
- Une phase plastique importante indique un facteur de ductilité important, par conséquent un comportement ductile.

Concernant l'analyse de la ductilité locale en fonction des pourcentages limites des différents codes parasismiques, cette étude a prouvé que :

- Le règlement Algérien (RPA99-v2003), Américain (ACI-318), et Canadien (CSA-04) fournissent un facteur de ductilité acceptable quand la limite élastique égale à 400MPa, par contre, si cette limite égale à 600MPa avec des rapports d'armatures comprimées aux tendues inférieurs à 0,7.
- Le règlement Européen (Eurocode 8) fournit le facteur de ductilité le plus bas dans toutes les conditions, leurs facteurs acceptables uniquement si la limite élastique des aciers égale à 400MPa.
- Le règlement de la Nouvelle Zélande (NZS-3101) fournit les meilleurs facteurs de ductilité, par conséquent, il est le meilleur.

# **CONCLUSIONS GENERALES**

L'objectif principal de ce travail était l'analyse du facteur de ductilité locale dans les poutres en béton armé selon les différents règlements parasismiques. Dans ce but, nous avons découpé notre travail en cinq parties.

Dans la première partie (cf. Chap. 1), nous avons décrit et exposé un aspect qualitatif sur la ductilité locale. A travers cette partie bibliographique, il est noté que la ductilité locale est une propriété requise dans la conception des structures situées en zones sismiques. D'autre part, la deuxième partie (cf. Chap. 2) qui a montré l'importance accordée à la ductilité locale des poutres en béton armé et leur prise en compte dans les différents codes sismiques, où ces codes ont limité le taux d'armatures tendues pour assurer une ductilité minimale aux poutres.

Ensuite, la troisième partie (cf. Chap. 3) a présenté la méthode d'évaluation du facteur de ductilité locale des poutres en béton armé sous une flexion simple

Dans la quatrième partie (cf. Chap. 4), une étude paramétrique sur les différents paramètres influant la ductilité locale des poutres en BA a été réalisée. D'après cette étude paramétrique, on est dans la mesure de dégager les conclusions suivantes :

- Le taux d'armatures tendues et la limite élastique des aciers longitudinaux ont un effet négatif sur la ductilité locale ;
- Le taux d'armatures comprimées a un effet positif sur la ductilité locale ;
- La résistance du béton a un effet positif sur la ductilité locale dans le cas d'un béton ordinaire, par contre, cet effet est devenu légèrement négatif et presque nul dans le cas d'un béton à haute résistance.

Dans le même contexte, les résultats de la quatrième partie confirment bien la grande influence des taux d'armatures tendues sur la ductilité locale des poutres en béton armé.

La dernière partie (cf. Chap. 5) a présenté l'analyse de la ductilité locale dans les poutres en béton armé en fonction des pourcentages limites des différents codes parasismiques Algérien (RPA-99/V2003), Américain (ACI-318), Européen (Eurocode 8), Canadien (CSA-04), et de la nouvelle Zélande (NZS-3101). D'après cette partie, les conclusions suivantes sont dégagées :

- Le règlement Algérien (RPA99-v2003), Américain (ACI-318), et Canadien (CSA-04) fournissent un facteur de ductilité acceptable quand la limite élastique égale à 400MPa, par contre, si cette limite égale à

600MPa avec des rapports d'armatures comprimées aux tendues inférieurs à 0,7.

- Le règlement Européen (Eurocode 8) fournit le facteur de ductilité le plus bas dans toutes les conditions, leurs facteurs acceptables uniquement si la limite élastique des aciers égale à 400MPa.
- Le règlement de la Nouvelle Zélande (NZS-3101) fournit les meilleurs facteurs de ductilité, par conséquent, il est le meilleur.

Enfin, il nous semble que le programme tracé dans cette étude est en fait un travail considérable toutefois les objectifs assignés ont été fondamentalement réalisés. En perspective, ce travail a donné l'idée pour faire une révision des pourcentages limites exigés par les différents règlements parasismiques afin de les rendre plus performants.

# **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- ACI 318.**, “Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary (ACI 318R-14)”, American Concrete Institute, Farmington Hills USA, 2014.
- Al-Haddad. M. S.**, “Curvature ductility of reinforced concrete beams under low and high strain rates”, *ACI structural journal*, pp. 526-534, Oct 1995.
- Bertero. V.V.**, “State of the art report –Ductility based structural design”, *Proceedings of Ninth world conf. earthquake eng.*, Vol. 3, pp. 673-686, Tokyo, Japon, 1988.
- B. Bousalem, N. Djebbar, N. Chikh**, “Concept de Demande de Ductilité et de Longueur Plastique dans la Performance des Portiques en Béton“, 2<sup>ème</sup> Séminaire National de Génie Civil et de l’Habitat, Université de Constantine, Mai 1999.
- Bouزيد, H. et Kassoul, A.**, “Ductilité dans les poutres en béton à haute résistance”, *Editions Universitaires Européennes*, Allemagne, 2017.
- CAN3-A23.3-04.**, “Design of concrete structures”, Canadian Standards Association, Ontario Canada, Décembre 2004.
- EN 1992-1-1.**, “Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings”, Eurocode 2, Brussels, 2004.
- EN 1998-1.**, “Design of structures for earthquake resistance Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”, Eurocode 8, Brussels, 2003.
- Gioncu. V.**, “Ductility criteria for steel structures”, *2<sup>nd</sup> World Conference on Steel in Construction*, San Sebastian, 11-13 May 1998.
- Gioncu. V.**, “Framed structures. Ductility and seismic response”, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 55, pp. 125-154, 2000.
- Gioncu. V. et Mazzolani. F.M.**, “Ductility of Seismic Resistant Steel Structures”, 2002.
- Gioncu. V., Mazzolani F.M. et Akiyama. H.**, “Ductility demands. General report. In behaviour of steel structures in seismic areas”, *STESSA 97*, Kyoto, August 1997.
- Hachemi. R.**, “Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé”, mémoire de magistère, Université Mentouri Constantine, Algérie, 2003/2004.
- Kassoul. A.**, DUCTILITE DANS LES STRUCTURES EN BETON ARME – Aspects qualitative et évaluation de la ductilité locale, livre, éditions Presse Académiques Francophones (PAF), 2015.
- MacGREGOR J. G.**, “Ductility of structural elements”, *Handbook of concrete engineering*, s.l. :Mac Graw Hill, pp. 229-247, 1974.

- Mazzolani. F.M., Piluso. V.,** “Member behaviour classes of steel beams and beams-columns”, *In Giornate Italiane Delle Costruzione Acciaio*, Viareggio, pp. 405-416, 24-27 October 1993.
- Nakamura. H., Niwa. J. et Tanabe. T.,** “An analytical evaluation of the ductility of reinforced concrete members”, *Proceedings Of The Tenth World Conference On Earthquake Engineering*, Madrid, Spain, pp. 4343-4348, 1992.
- NZS 3101.,** “Concrete structures standard, part 1- the design of concrete structures and part 2 commentary on the design of concrete structures”, Standards Association of New Zealand, Wellington, New Zealand, 2006.
- Park. R.,** “Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing”, *Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 22 (3), pp. 155-165, 1989.
- Park. R.,** “Capacity Design of RC Building Structures for Earthquake Resistance”, *The structural Engineer*, Aug. 1992.
- Park. R. et Paulay. P.,** “Reinforced Concrete Structures”, *John Wiley and Sons*, New York, 1975.
- Park. R. et Ruitong. D.,** “Ductility of doubly reinforced beam sections”, *ACI Structural Journal*, Title No 85-S24, pp. 217-225, 1988.
- RPA-99/v2003.,** “Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003”, *DTR-BC 248-CGS*, Alger, 2003.
- Sebai. K.,** “Quantification de la ductilité des constructions autos-stables en béton armé dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/V-2003”, Université Hassiba Benbouali de Chlef, 2012.
- Ziara. M. M. Haldane. D. et Kuttab. A. S.,** “Flexural behavior of beams with confinement”, *ACI structural journal*, Vol. 92 (1), pp. 103-114, 1995.

# **ANNEXE**



## A.1 Résultats obtenus :

Tableau A.1 :  $f_{yk}=400$  Mpa et  $f_{ck}=30$  Mpa .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,460	0,266	1,18	281,96	3,66	368,49	3,10
	ACI	0,470	0,256	1,15	149,24	3,80	177,93	3,30
	EC8	0,470	0,304	1,28	160,62	3,20	207,01	2,49
	CSA	0,470	0,256	1,15	149,24	3,80	177,93	3,30
	NZS	0,397	0,204	0,97	128,17	4,78	144,90	4,91
0,7	RPA	0,460	0,208	1,03	281,96	4,69	368,49	4,55
	ACI	0,470	0,213	1,04	149,24	4,57	177,93	4,36
	EC8	0,532	0,255	0,92	160,62	0,255	207,01	3,22
	CSA	0,470	0,213	1,04	149,24	4,57	177,93	4,36
	NZS	0,397	0,181	0,92	128,17	5,39	144,90	5,84
0,9	RPA	0,410	0,178	0,94	123,47	5,46	128,36	5,46
	ACI	0,434	0,187	0,98	129,55	5,20	134,31	5,20
	EC8	0,487	0,212	1,09	142,36	4,60	150,28	4,60
	CSA	0,434	0,187	0,98	129,55	5,20	134,31	5,20
	NZS	0,372	0,166	0,89	113,72	5,87	120,03	5,87

Tableau A.2 :  $f_{yk}=600$  Mpa et  $f_{ck}=30$  Mpa .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,591	0,451	2,04	423,19	2,16	527,12	1,06
	ACI	0,532	0,333	1,78	152,64	2,92	223,71	1,64
	EC8	0,496	0,290	1,66	144,43	3,36	198,70	2,03
	CSA	0,583	0,428	2,00	163,76	2,28	274,91	1,14
	NZS	0,429	0,233	1,46	128,17	3,36	163,82	2,86
0,7	RPA	0,518	0,328	1,73	149,36	2,97	220,69	1,72
	ACI	0,525	0,341	1,76	150,99	2,86	228,02	1,63
	EC8	0,525	0,341	1,76	151,02	2,86	228,14	1,63
	CSA	0,525	0,341	1,76	150,99	2,86	228,02	1,63
	NZS	0,397	0,209	1,38	120,16	4,67	148,15	3,37
0,9	RPA	0,464	0,259	1,56	136,68	3,77	179,71	2,42
	ACI	0,481	0,280	1,61	140,92	3,48	192,76	2,16
	EC8	0,518	0,348	1,73	149,51	2,79	232,42	1,61
	CSA	0,481	0,280	1,61	140,92	3,48	192,76	2,16
	NZS	0,372	0,191	1,33	113,72	5,11	136,51	3,84

Tableau A.3 :  $f_{yk}=400$  Mpa et  $f_{ck}=40$  Mpa .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,471	0,226	1,05	284,04	4,32	372,40	4,10
	ACI	0,456	0,217	1,02	179,89	4,48	205,10	4,38
	EC8	0,550	0,284	1,24	208,75	3,43	260,05	2,78
	CSA	0,456	0,217	1,02	179,89	4,48	205,10	4,38
	NZS	0,413	0,196	0,95	165,72	4,96	186,98	5,23
0,7	RPA	0,408	0,185	0,94	163,93	5,27	176,79	5,61
	ACI	0,420	0,189	0,96	167,90	5,14	180,97	5,36
	EC8	0,497	0,228	1,11	192,79	4,26	214,50	3,85
	CSA	0,420	0,189	0,96	167,90	5,14	180,97	5,36
	NZS	0,384	0,176	0,90	155,79	5,54	168,84	6,13
0,9	RPA	0,363	0,163	0,87	148,52	5,97	157,59	6,83
	ACI	0,392	0,172	0,91	158,37	5,66	165,59	6,19
	EC8	0,457	0,196	1,03	180,25	4,94	187,50	4,82
	CSA	0,392	0,172	0,91	158,37	5,66	165,59	6,19
	NZS	0,361	0,162	0,87	147,75	5,99	157,00	6,88

Tableau A.4 :  $f_{yk}=600$  Mpa et  $f_{ck}=40$  Mpa .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,550	0,360	1,85	422,55	2,70	539,07	1,46
	ACI	0,513	0,309	1,72	197,90	3,15	279,96	1,84
	EC8	0,496	0,290	1,66	192,58	3,36	264,93	2,03
	CSA	0,539	0,343	1,81	205,50	2,84	305,49	1,57
	NZS	0,413	0,223	1,42	165,72	4,37	209,61	3,07
0,7	RPA	0,479	0,275	1,60	187,04	3,55	252,58	2,22
	ACI	0,488	0,285	1,63	189,94	3,42	261,03	2,10
	EC8	0,525	0,341	1,76	201,36	2,86	304,19	1,63
	CSA	0,488	0,285	1,63	189,94	3,42	261,03	2,10
	NZS	0,384	0,201	1,36	155,79	4,85	190,86	3,58
0,9	RPA	0,427	0,226	1,46	170,37	4,31	212,20	2,96
	ACI	0,450	0,245	1,52	177,73	3,98	228,05	2,63
	EC8	0,498	0,305	1,66	193,00	3,19	276,72	1,92
	CSA	0,450	0,245	1,52	177,73	3,98	228,05	2,63
	NZS	0,361	0,185	1,31	147,75	5,27	176,91	4,03

Tableau A.5 :  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$  et  $f_{ck} = 60 \text{ Mpa}$ .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,375	0,199	0,89	290,53	4,02	377,26	4,52
	ACI	0,359	0,191	0,87	220,49	4,19	252,78	4,83
	EC8	0,471	0,258	1,05	276,83	3,11	331,62	2,95
	CSA	0,359	0,191	0,87	220,49	4,19	252,78	4,83
	NZS	0,359	0,191	0,87	220,49	4,19	252,78	4,83
0,7	RPA	0,326	0,169	0,83	202,45	4,73	225,85	5,74
	ACI	0,338	0,175	0,84	209,42	4,59	232,38	5,46
	EC8	0,432	0,221	0,98	257,83	3,64	287,79	3,71
	CSA	0,338	0,175	0,84	209,42	4,59	232,38	5,46
	NZS	0,338	0,175	0,84	209,42	4,59	232,38	5,46
0,9	RPA	0,291	0,152	0,78	183,05	5,27	204,51	6,71
	ACI	0,322	0,163	0,82	200,22	4,92	218,06	5,99
	EC8	0,402	0,196	0,93	242,78	4,10	258,23	4,40
	CSA	0,322	0,163	0,82	200,22	4,92	218,06	5,99
	NZS	0,322	0,163	0,82	200,22	4,92	218,06	5,99

Tableau A.6 :  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$  et  $f_{ck} = 60 \text{ Mpa}$ .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,471	0,304	1,58	426,05	2,64	548,59	1,67
	ACI	0,456	0,288	1,54	269,83	2,78	365,38	1,81
	EC8	0,496	0,334	1,66	288,86	2,40	414,61	1,45
	CSA	0,456	0,288	1,54	269,83	2,78	365,38	1,81
	NZS	0,397	0,237	1,38	240,08	3,38	307,22	2,45
0,7	RPA	0,408	0,244	1,41	245,89	3,28	315,65	2,33
	ACI	0,420	0,255	1,44	251,86	3,15	327,63	2,19
	EC8	0,497	0,353	1,66	289,18	2,27	435,18	1,37
	CSA	0,420	0,255	1,44	251,86	3,15	327,63	2,19
	NZS	0,370	0,215	1,33	226,37	3,72	281,72	2,81
0,9	RPA	0,363	0,208	1,31	222,78	3,86	272,78	2,94
	ACI	0,392	0,229	1,37	237,55	3,50	297,59	2,55
	EC8	0,457	0,300	1,54	270,38	2,67	378,42	1,74
	CSA	0,392	0,229	1,37	237,55	3,50	297,59	2,55
	NZS	0,349	0,199	1,28	215,20	4,04	261,58	3,15

Tableau A.7 :  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$  et  $f_{ck} = 70 \text{ Mpa}$ .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,338	0,195	0,84	293,78	3,78	378,94	4,50
	ACI	0,322	0,187	0,82	234,01	3,95	265,49	4,81
	EC8	0,435	0,256	0,99	302,91	2,89	352,77	2,93
	CSA	0,322	0,187	0,82	234,01	3,95	265,49	4,81
	NZS	0,322	0,187	0,82	234,01	3,95	265,49	4,81
0,7	RPA	0,294	0,167	0,79	215,72	4,43	238,80	5,62
	ACI	0,307	0,172	0,80	223,95	4,28	246,17	5,34
	EC8	0,403	0,221	0,93	283,67	3,34	309,73	3,58
	CSA	0,307	0,172	0,80	223,95	4,28	246,17	5,34
	NZS	0,307	0,172	0,80	223,95	4,28	246,17	5,34
0,9	RPA	0,263	0,150	0,75	195,08	4,91	216,65	6,51
	ACI	0,293	0,162	0,79	215,41	4,56	232,22	5,79
	EC8	0,377	0,198	0,89	215,41	3,73	279,55	4,18
	CSA	0,293	0,162	0,79	215,41	4,56	232,22	5,79
	NZS	0,293	0,162	0,79	268,24	4,56	232,22	5,79

Tableau A.8 :  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$  et  $f_{ck} = 70 \text{ Mpa}$ .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,436	0,296	1,48	429,08	2,50	551,61	1,69
	ACI	0,420	0,280	1,44	293,99	2,64	382,71	1,83
	EC8	0,496	0,370	1,66	337,01	2,00	485,93	2,21
	CSA	0,420	0,280	1,44	293,99	2,64	382,71	1,83
	NZS	0,392	0,255	1,37	277,08	2,90	352,00	2,11
0,7	RPA	0,377	0,240	1,34	268,49	3,07	333,78	2,29
	ACI	0,390	0,251	1,37	276,04	2,94	347,03	2,15
	EC8	0,474	0,231	1,59	324,96	2,09	467,03	1,32
	CSA	0,390	0,251	1,37	276,04	2,94	347,03	2,15
	NZS	0,366	0,353	1,32	261,51	3,20	322,27	2,43
0,9	RPA	0,336	0,206	1,26	242,96	3,59	289,90	2,85
	ACI	0,366	0,228	1,32	261,55	3,24	317,99	2,46
	EC8	0,438	0,304	1,28	304,46	2,43	411,21	1,64
	CSA	0,366	0,228	1,32	261,55	3,24	317,99	2,46
	NZS	0,346	0,212	1,49	248,78	3,48	298,20	2,73

Tableau A.9 :  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$  et  $f_{ck} = 80 \text{ Mpa}$ .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,306	0,191	0,80	296,77	3,79	380,40	4,73
	ACI	0,291	0,183	0,79	244,66	3,96	271,81	5,04
	EC8	0,403	0,250	0,93	324,77	2,89	362,39	3,10
	CSA	0,291	0,183	0,79	244,66	3,96	271,81	5,04
	NZS	0,291	0,183	0,79	244,66	3,96	271,81	5,04
0,7	RPA	0,267	0,164	0,76	226,35	4,42	245,51	5,82
	ACI	0,279	0,169	0,77	235,67	4,27	253,21	5,54
	EC8	0,376	0,218	0,89	305,84	3,32	319,97	3,72
	CSA	0,279	0,169	0,77	235,67	4,27	253,21	5,54
	NZS	0,279	0,169	0,77	235,67	4,27	253,21	5,54
0,9	RPA	0,239	0,148	0,73	204,79	4,89	223,27	6,68
	ACI	0,269	0,160	0,76	227,89	4,53	239,68	5,95
	EC8	0,354	0,196	0,86	290,46	3,69	289,95	4,29
	CSA	0,269	0,160	0,76	227,89	4,53	239,68	5,95
	NZS	0,269	0,160	0,76	227,89	4,53	239,68	5,95

Tableau A.10 :  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$  et  $f_{ck} = 80 \text{ Mpa}$ .

$\rho'/\rho$	Les codes	$\xi_y$	$\xi_u$	$\Phi_y \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_Y$ (KN .m)	$\Phi_u \cdot 10^{-5}$ (1/mm)	$M_U$ (KN .m)	$\mu_\phi$
0,5	RPA	0,404	0,287	1,40	432,40	2,52	554,69	1,80
	ACI	0,388	0,272	1,36	314,02	2,66	390,82	1,95
	EC8	0,496	0,402	1,66	385,02	1,80	546,65	1,09
	CSA	0,388	0,272	1,36	314,02	2,66	390,82	1,95
	NZS	0,388	0,272	1,36	314,02	2,66	390,82	1,95
0,7	RPA	0,350	0,235	1,28	287,54	3,08	342,19	2,40
	ACI	0,363	0,245	1,31	296,59	2,95	355,94	2,25
	EC8	0,453	0,345	1,52	357,41	2,10	481,00	1,38
	CSA	0,363	0,245	1,31	296,59	2,95	355,94	2,25
	NZS	0,363	0,245	1,31	296,59	2,95	355,94	2,25
0,9	RPA	0,312	0,202	1,21	260,04	3,59	298,09	2,95
	ACI	0,343	0,224	1,27	282,31	3,24	327,45	2,55
	EC8	0,420	0,300	1,44	335,66	2,42	425,44	1,68
	CSA	0,343	0,224	1,27	282,31	3,24	327,45	2,55
	NZS	0,343	0,224	1,27	282,31	3,24	327,45	2,55

## A.2 Variation de la profondeur de l'axe neutre :

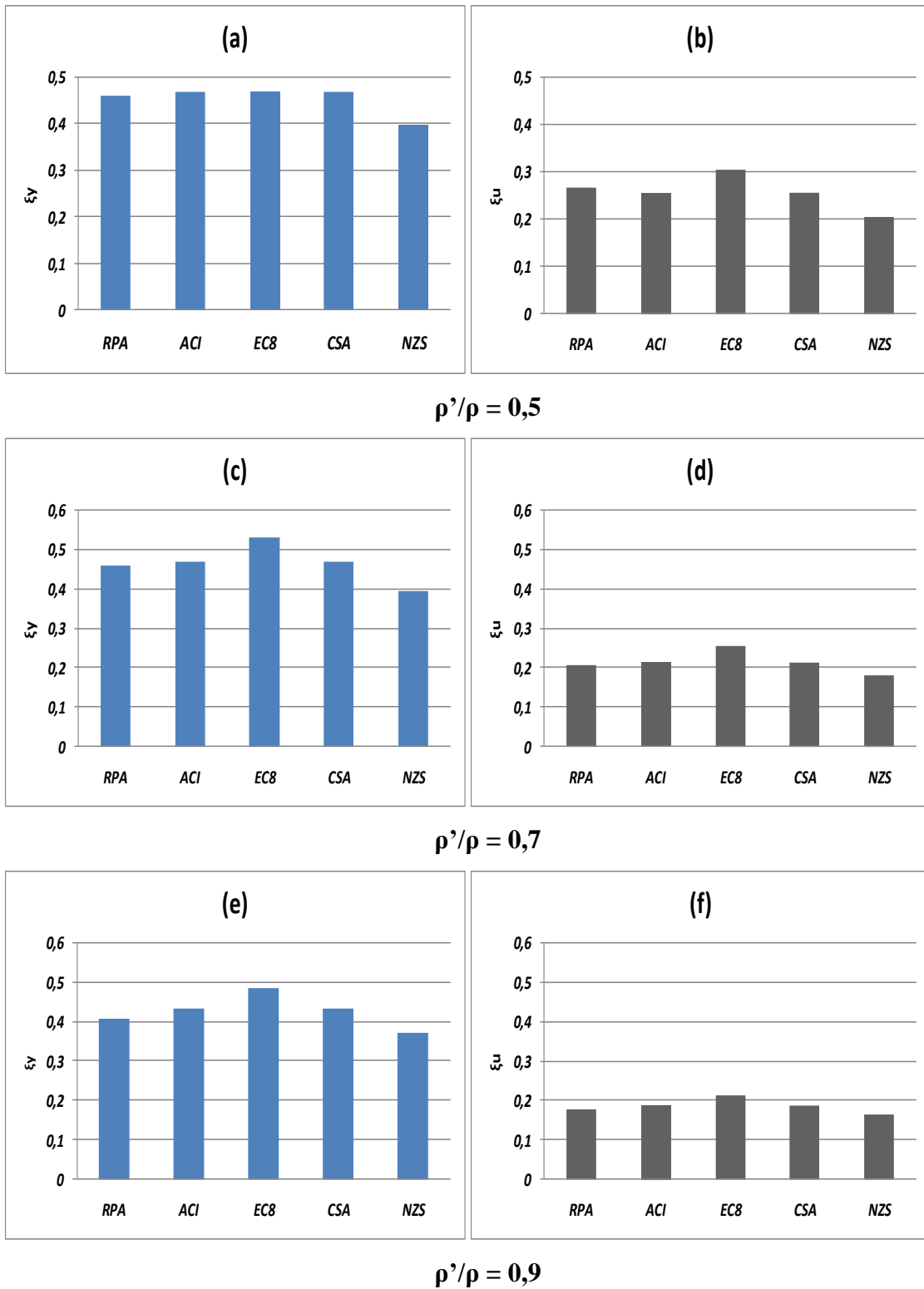


Figure A.1 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .

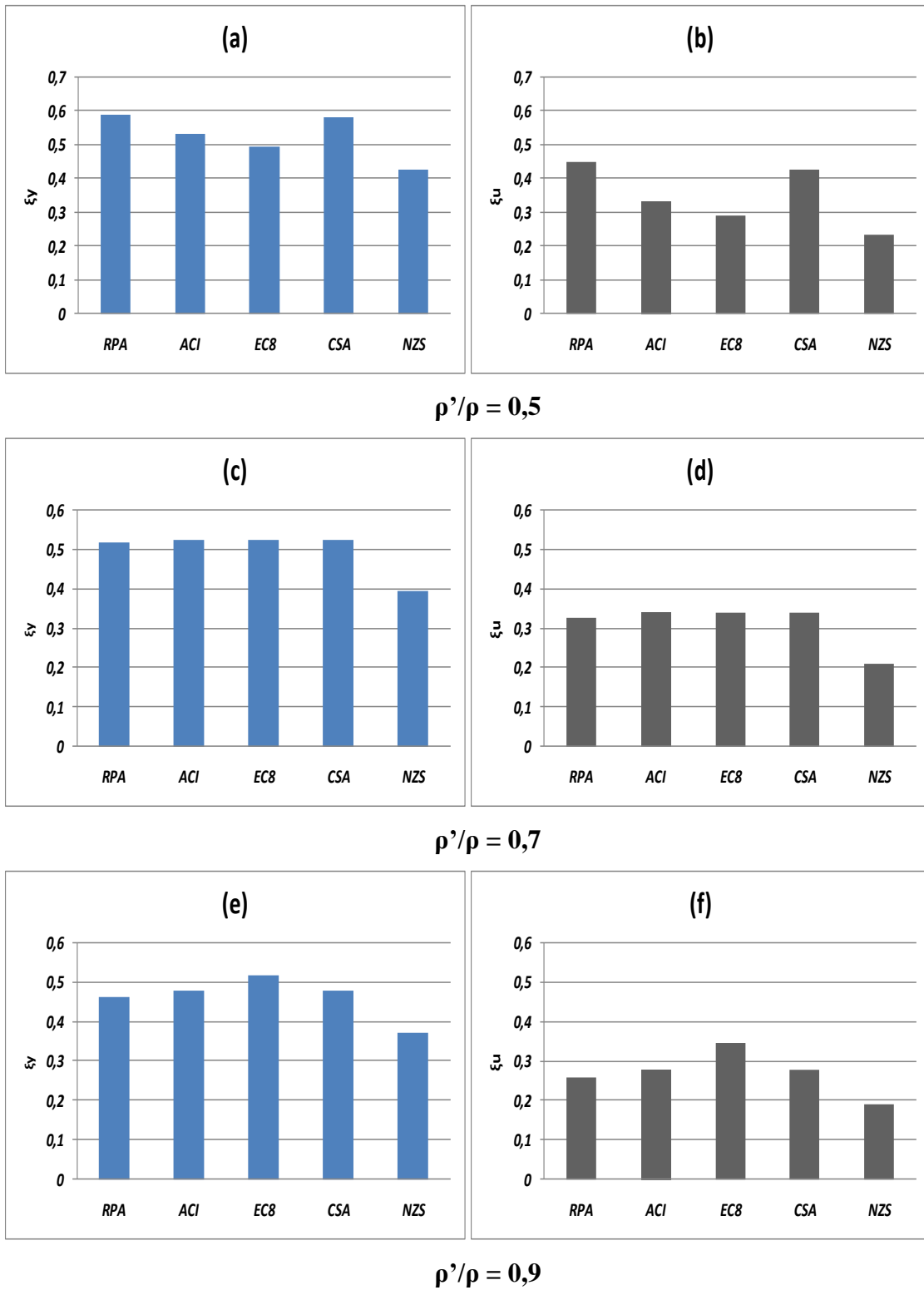
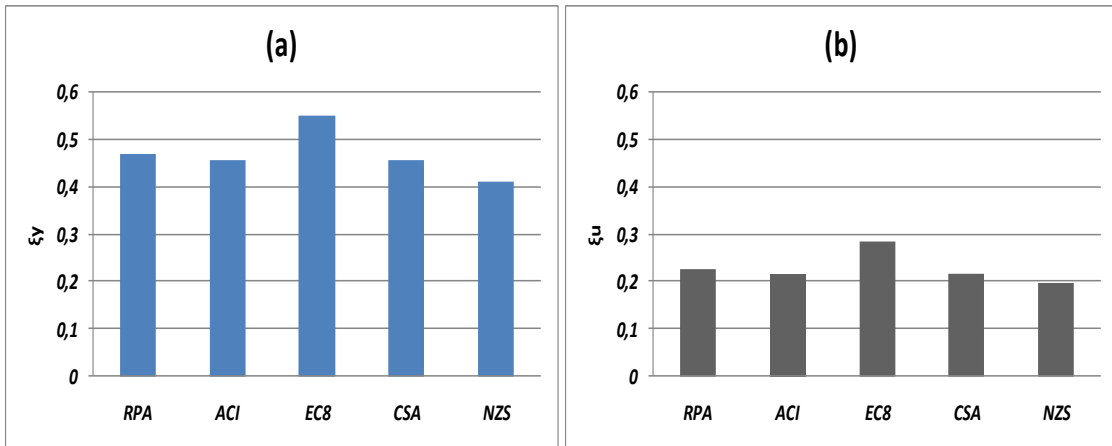
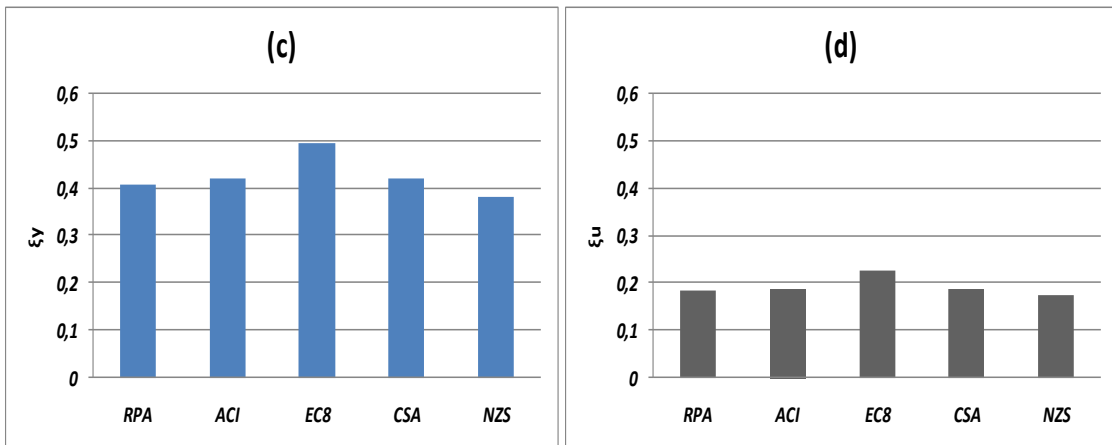


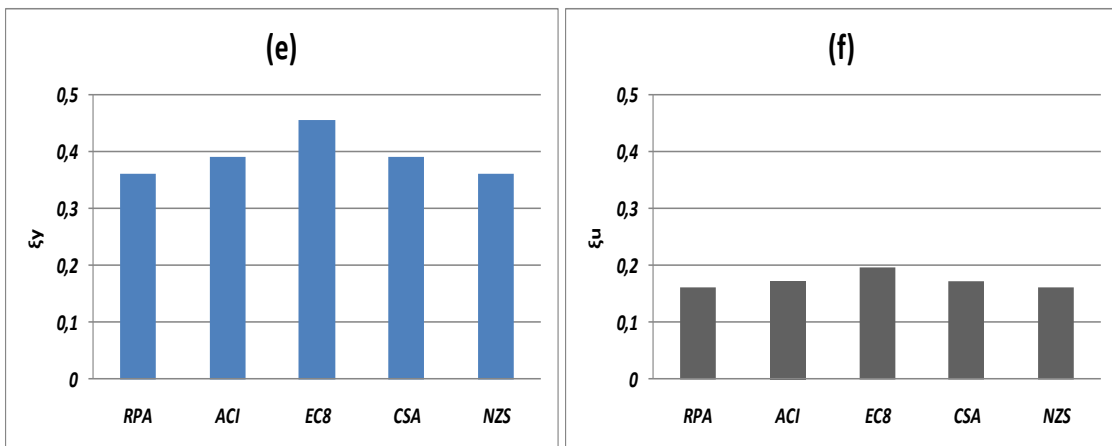
Figure A.2 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 30$  Mpa et  $f_{yk} = 600$  Mpa.



$\rho'/\rho = 0,5$



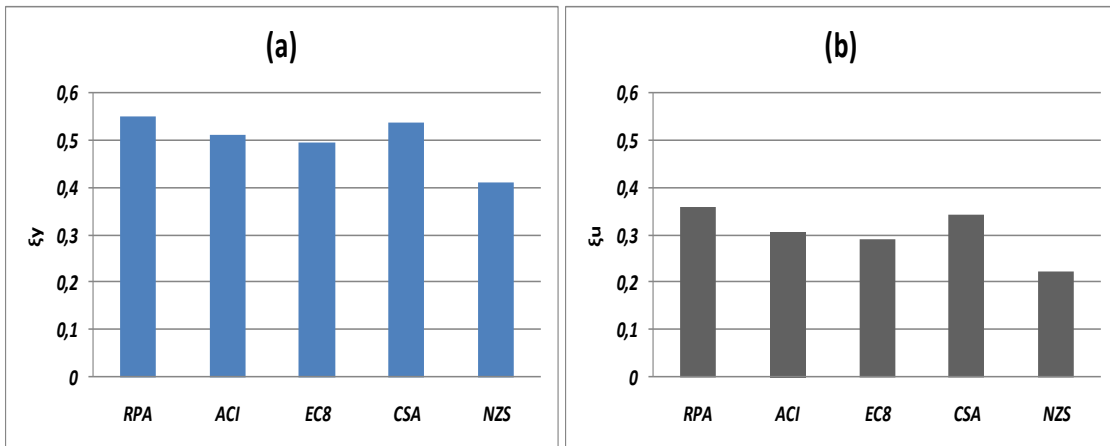
$\rho'/\rho = 0,7$



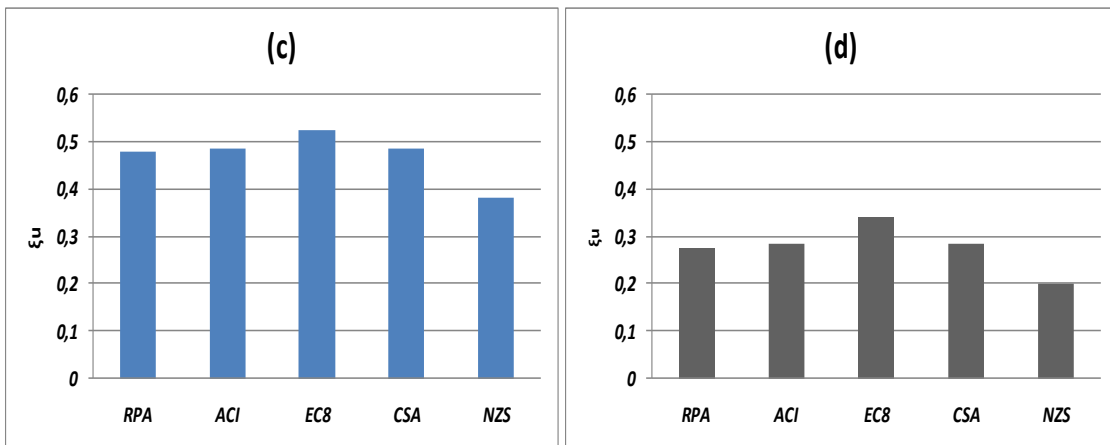
$\rho'/\rho = 0,9$

Figure A.3 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 40$  Mpa et  $f_{yk} = 400$  Mpa.

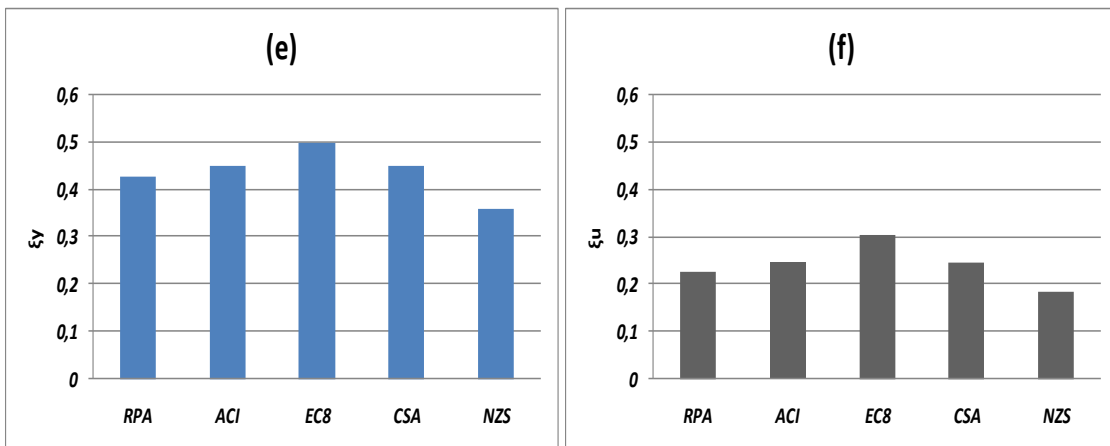




$\rho'/\rho = 0,5$



$\rho'/\rho = 0,7$



$\rho'/\rho = 0,9$

Figure A.4 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 40$  Mpa et  $f_{yk} = 600$  Mpa.

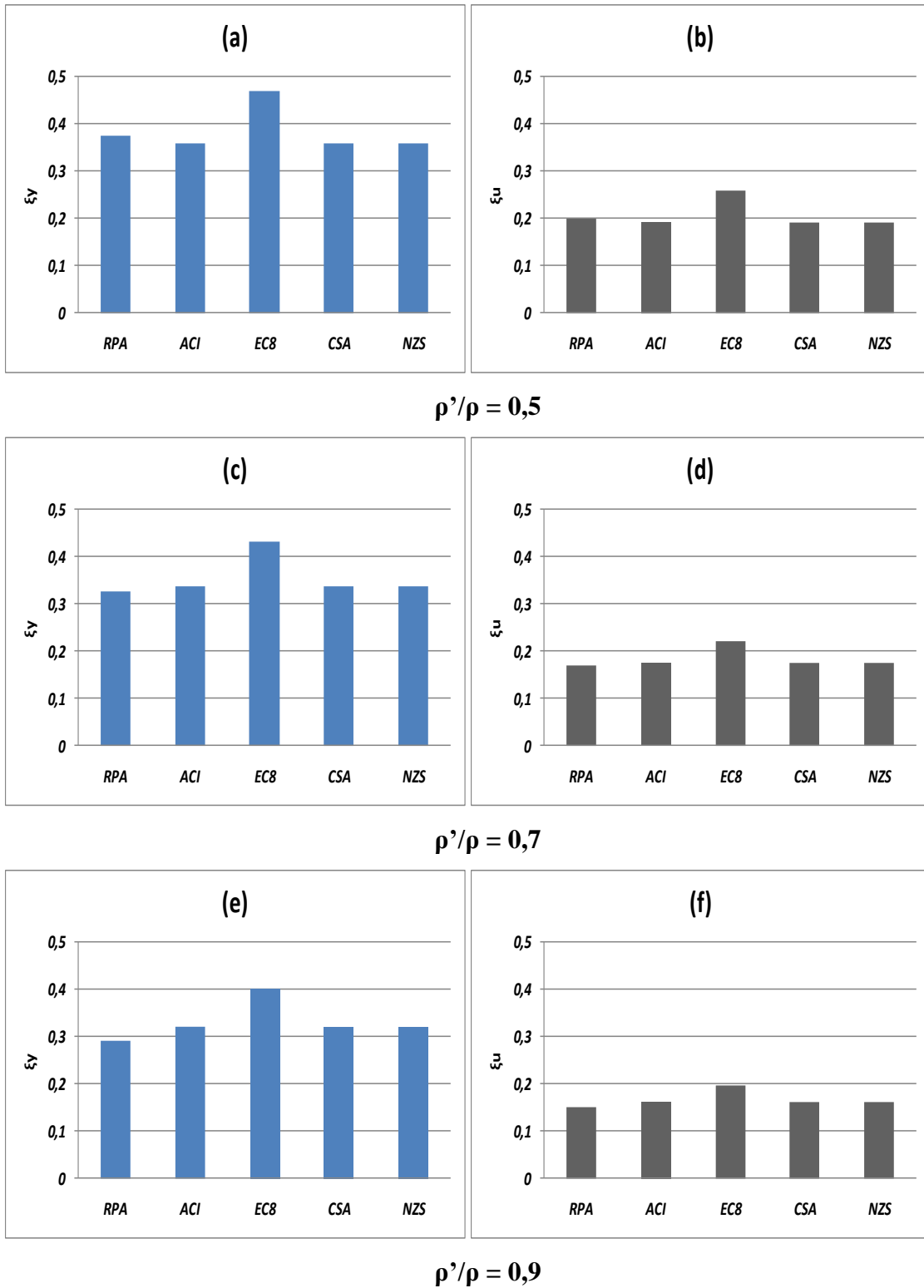
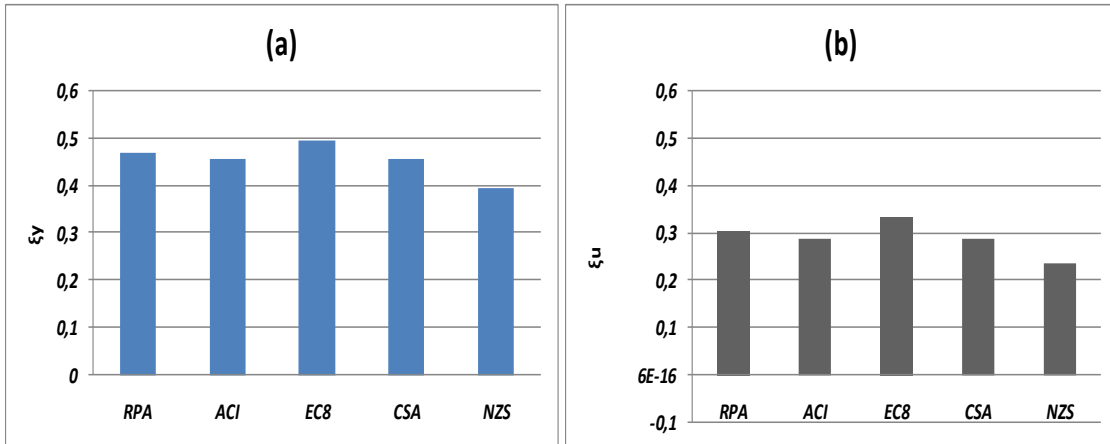
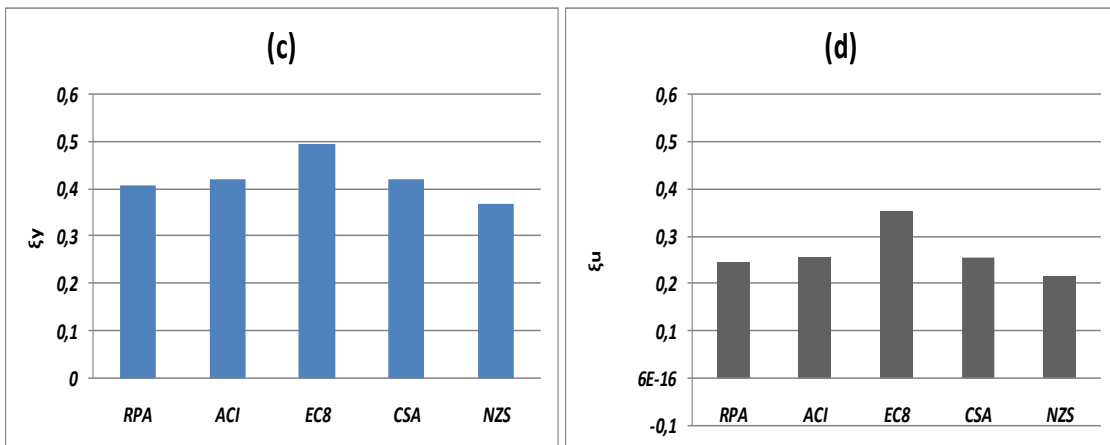


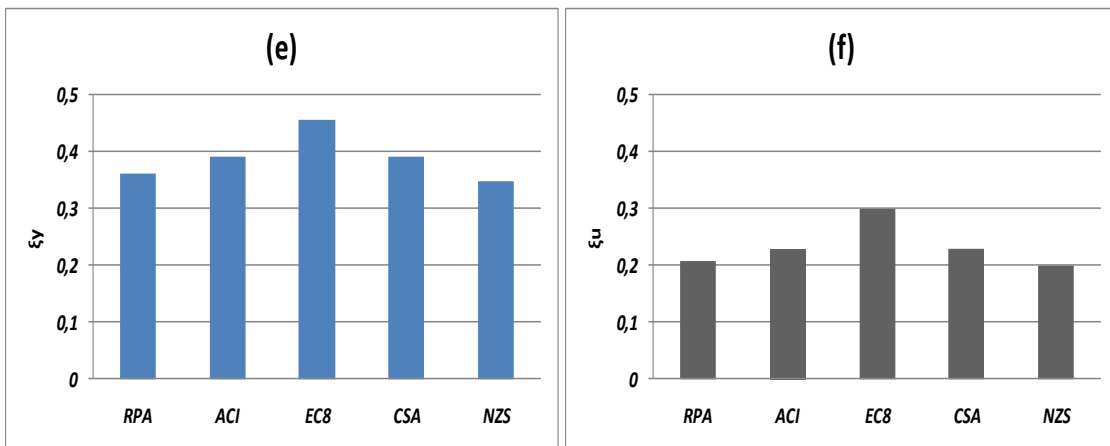
Figure A.5 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 60$  Mpa et  $f_{yk} = 400$  Mpa.



$\rho'/\rho = 0,5$

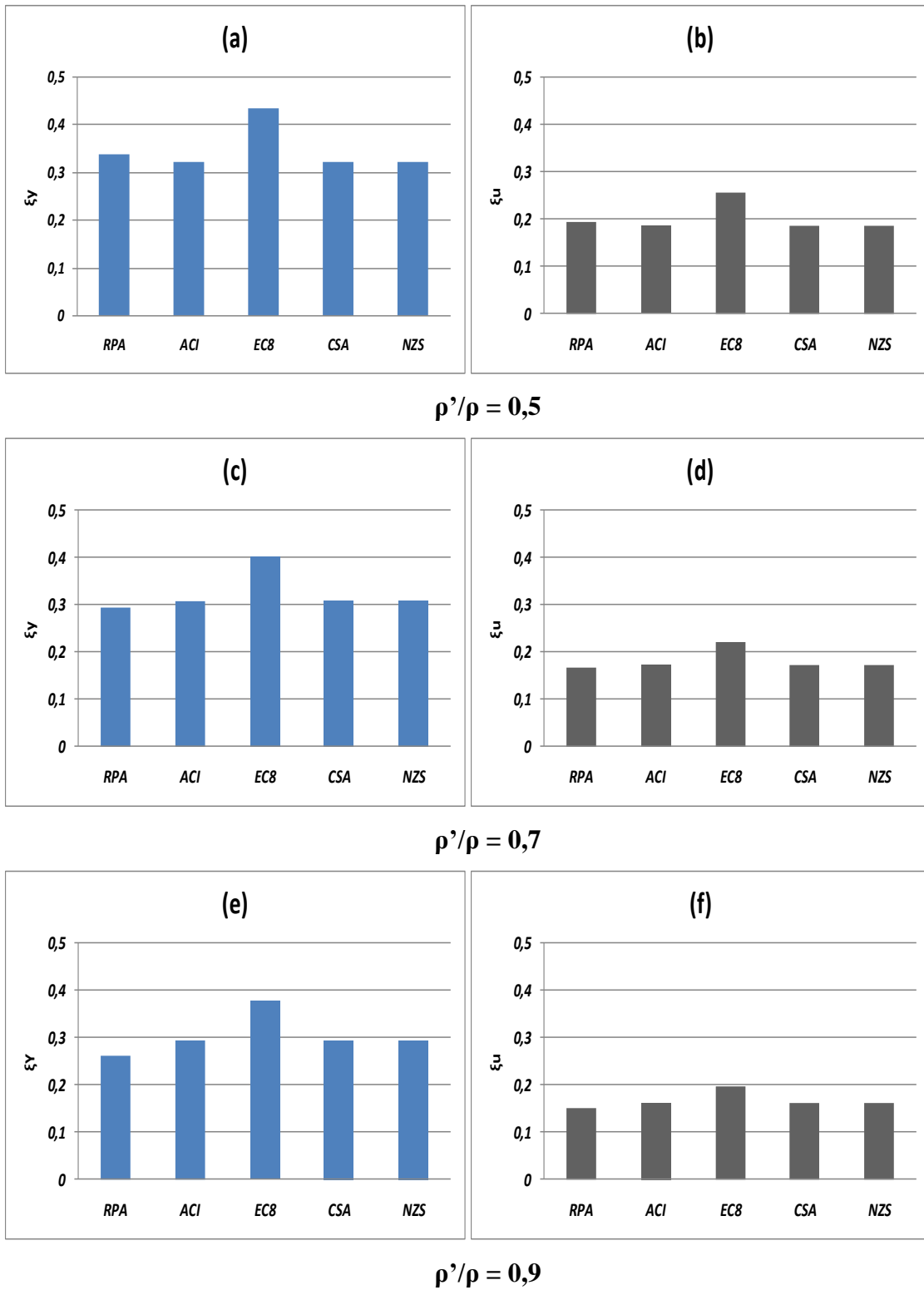


$\rho'/\rho = 0,7$



$\rho'/\rho = 0,9$

Figure A.6 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 60$  Mpa et  $f_{yk} = 600$  Mpa.



**Figure A.7 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 70$  Mpa et  $f_{yk} = 400$  Mpa.**

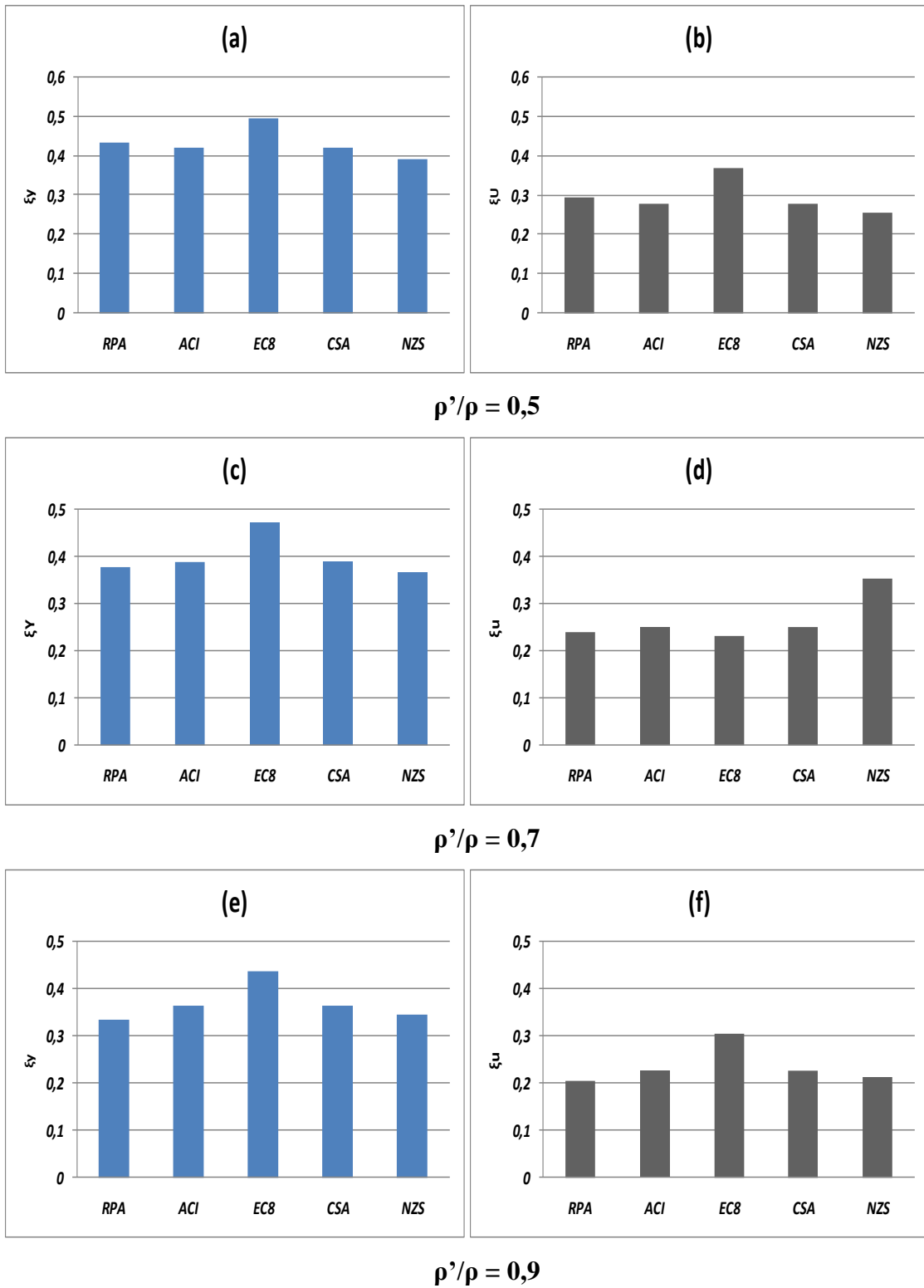


Figure A.8 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 70$  Mpa et  $f_{yk} = 600$  Mpa.

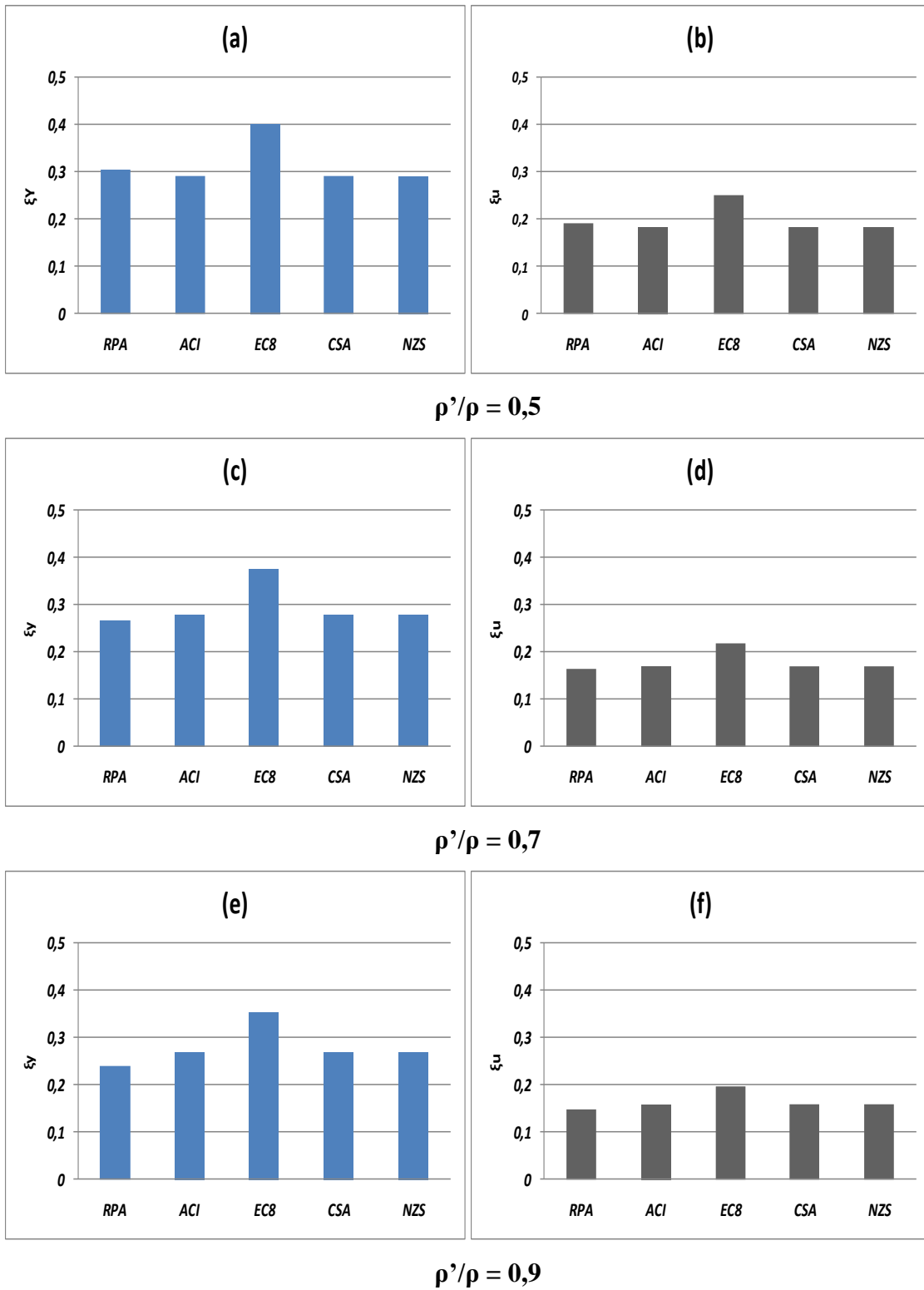


Figure A.9 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 80 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .

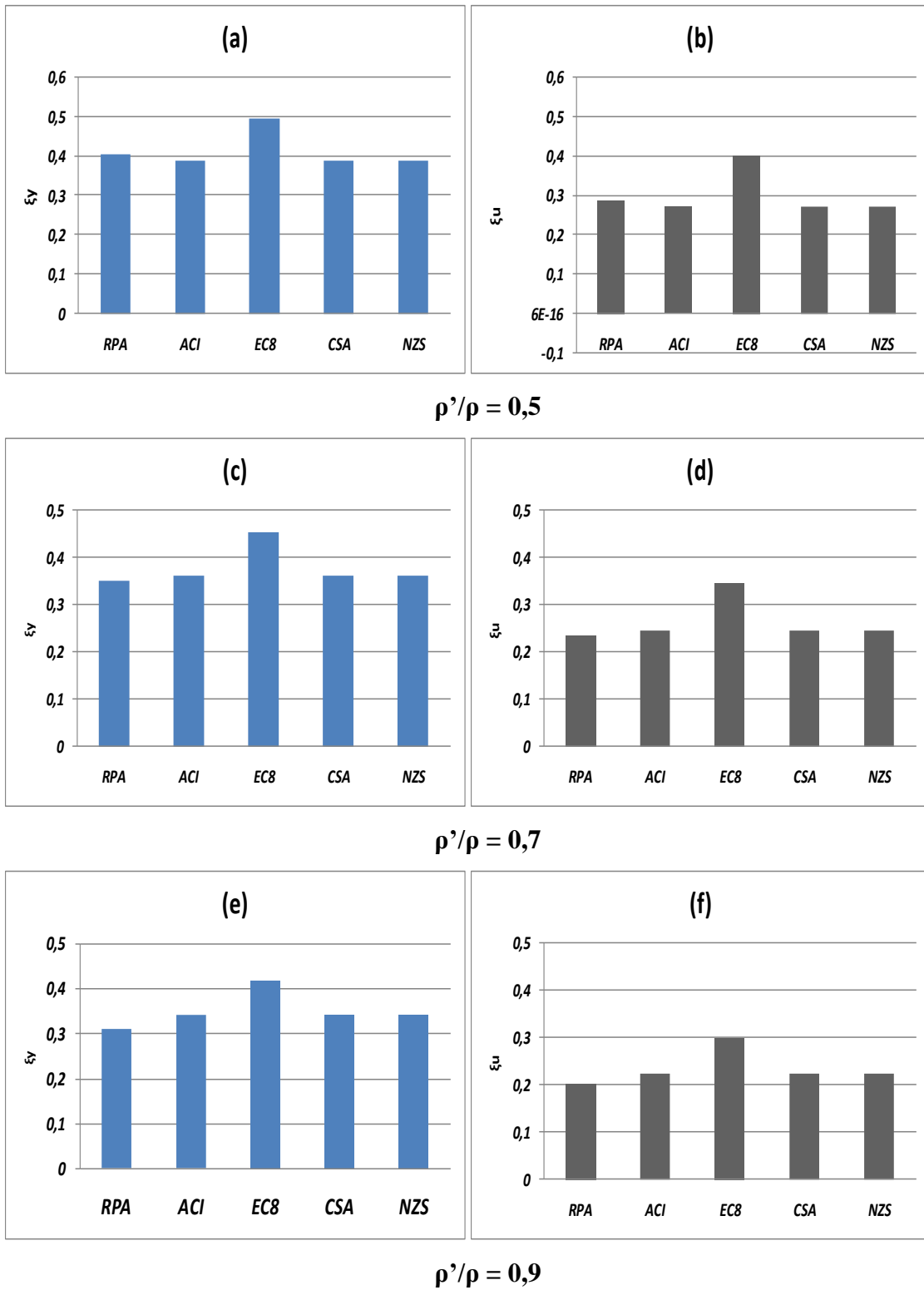
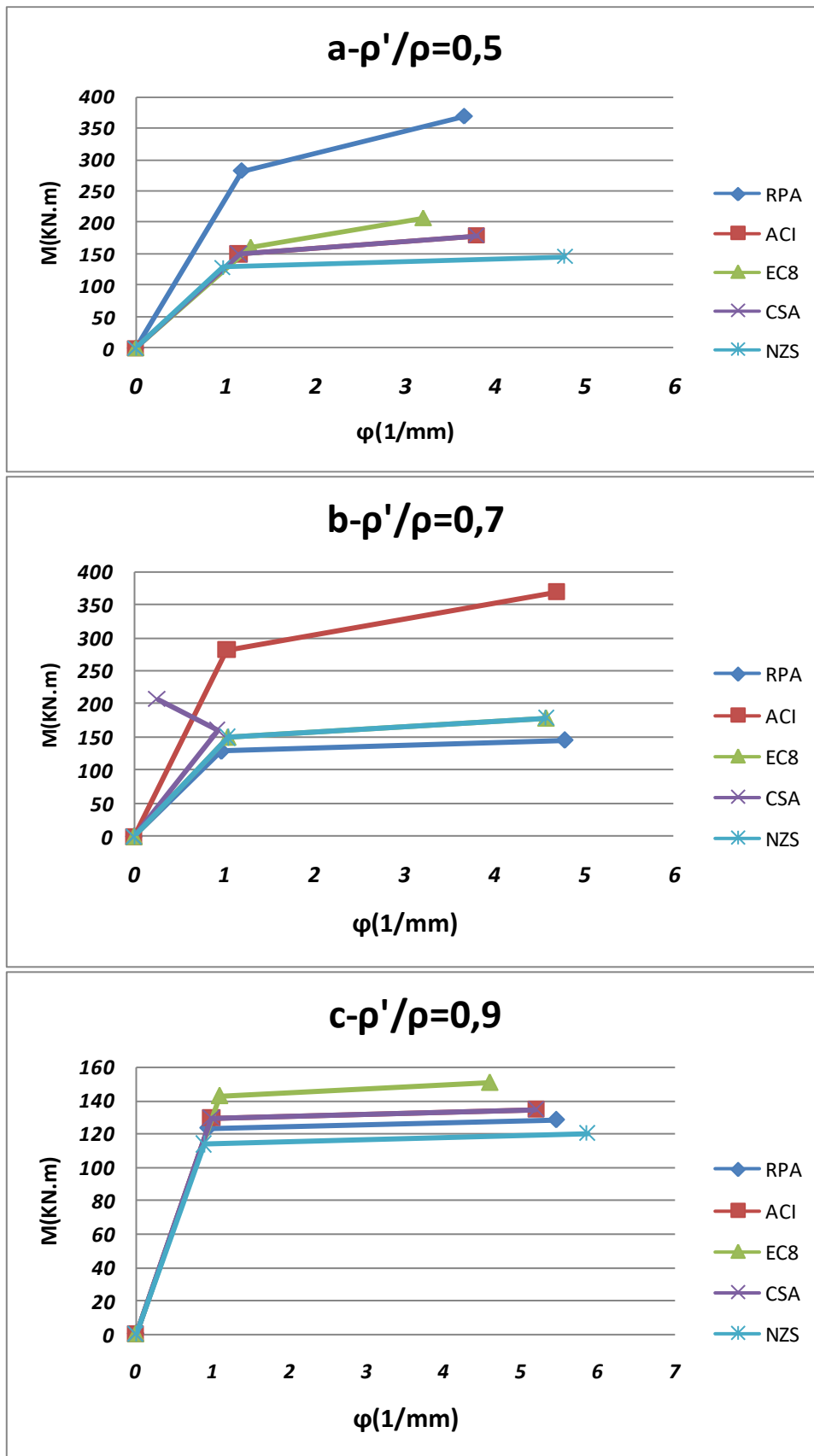


Figure A.10 : Variation de la profondeur de l'axe neutre pour  $f_{ck} = 80 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ .

## A.3 Relation Moment-Courbure :

Figure A.11: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$



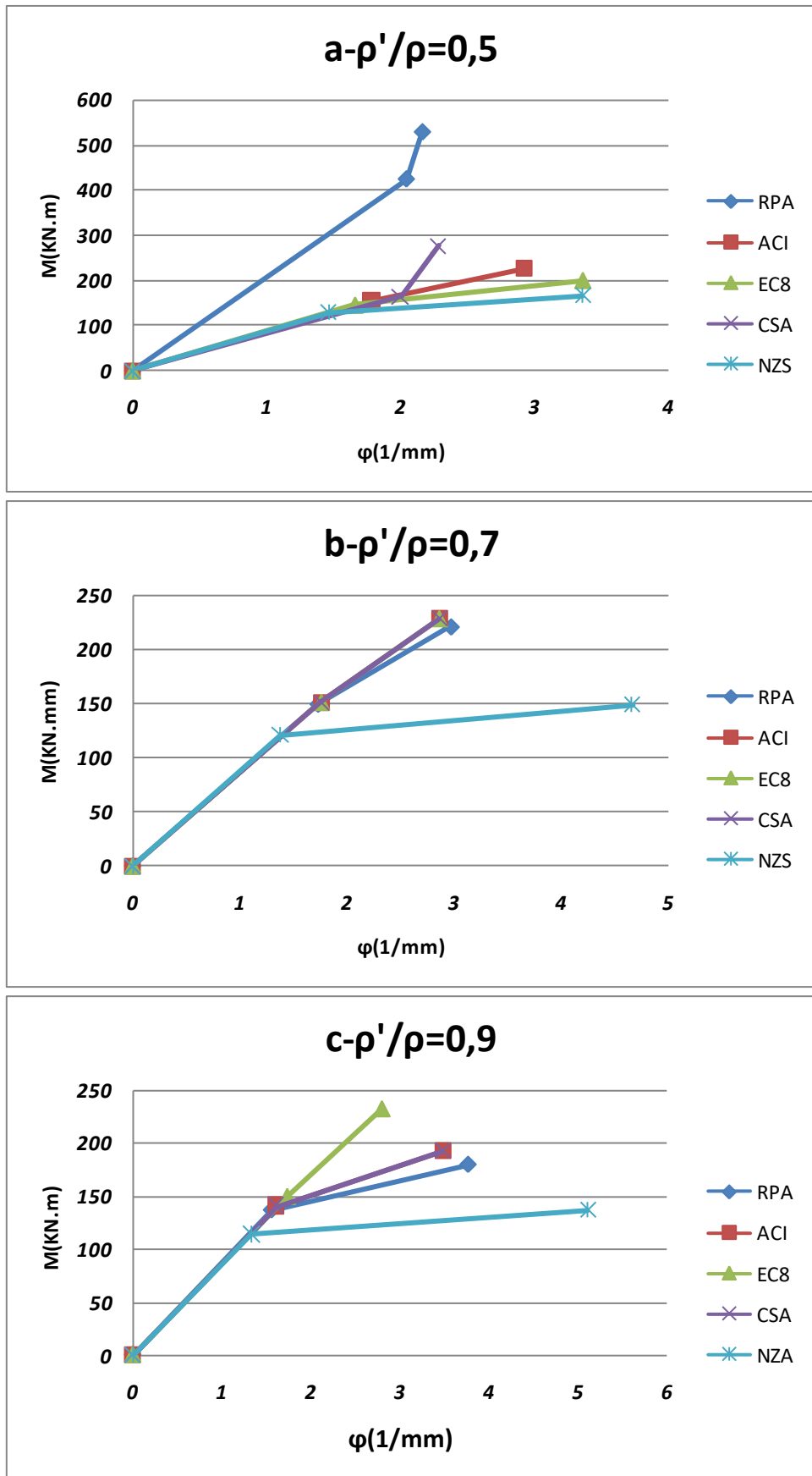


Figure A.12: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 30$  Mpa et  $f_{yk} = 600$  Mpa.

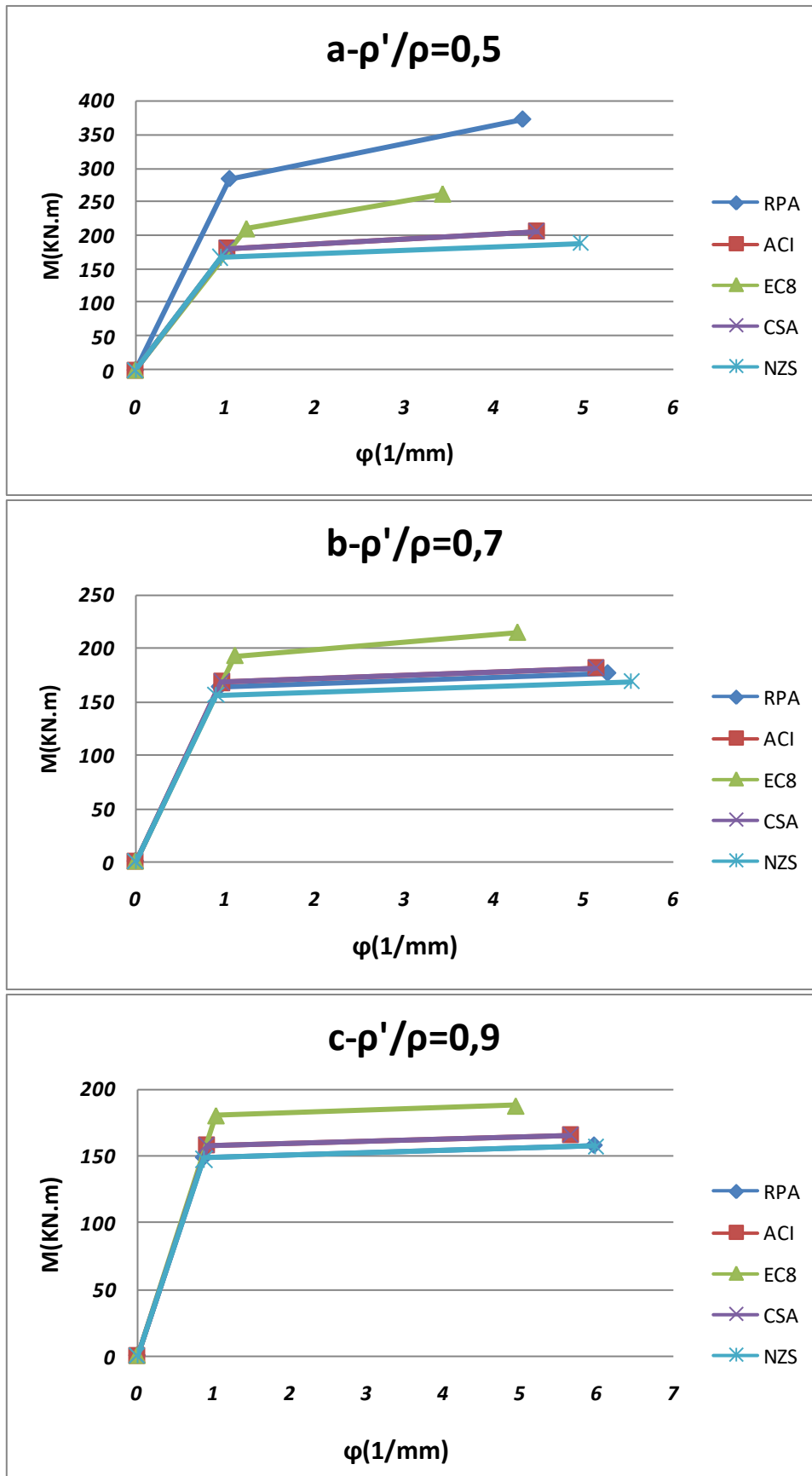


Figure A.13: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .

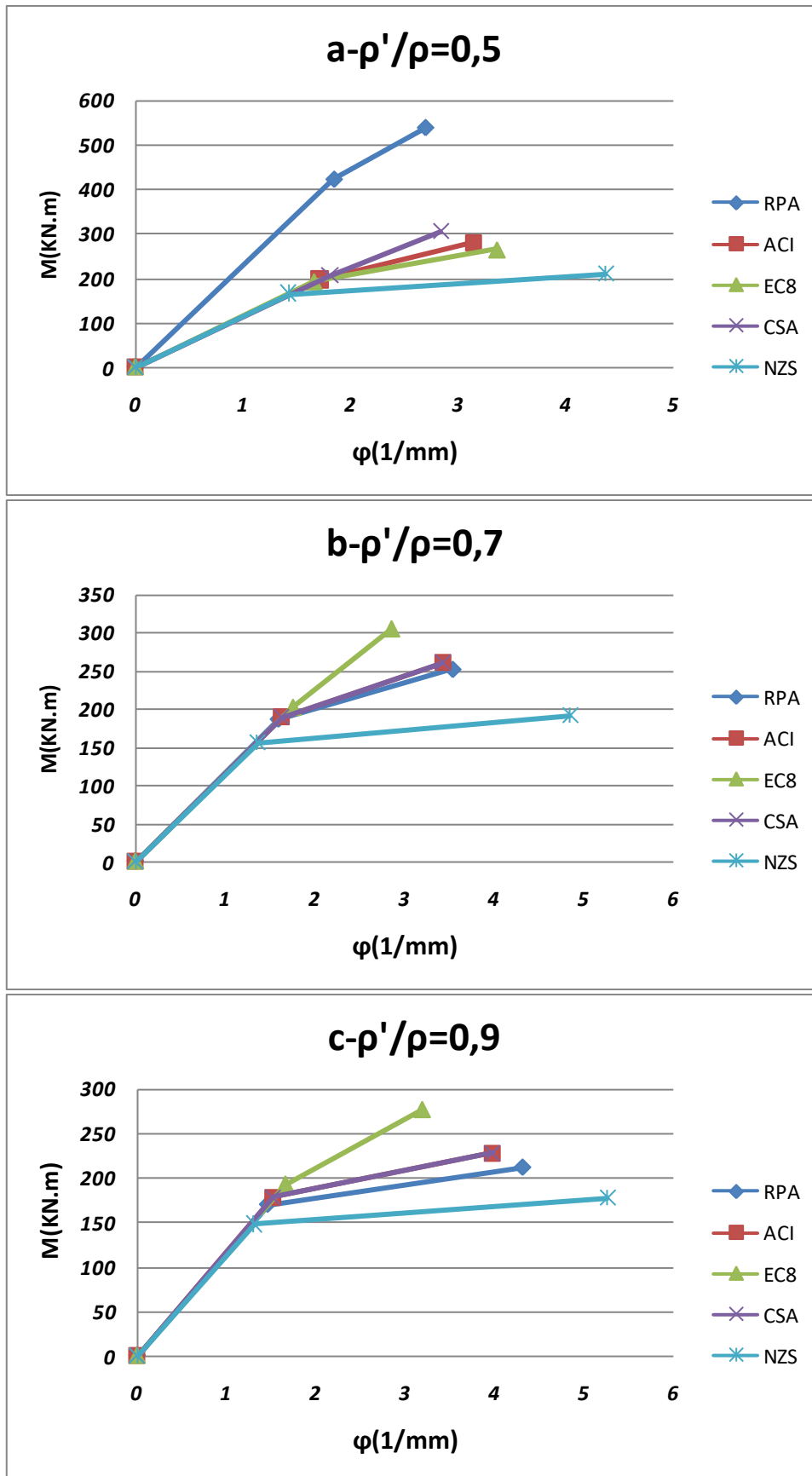


Figure A.14: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ .

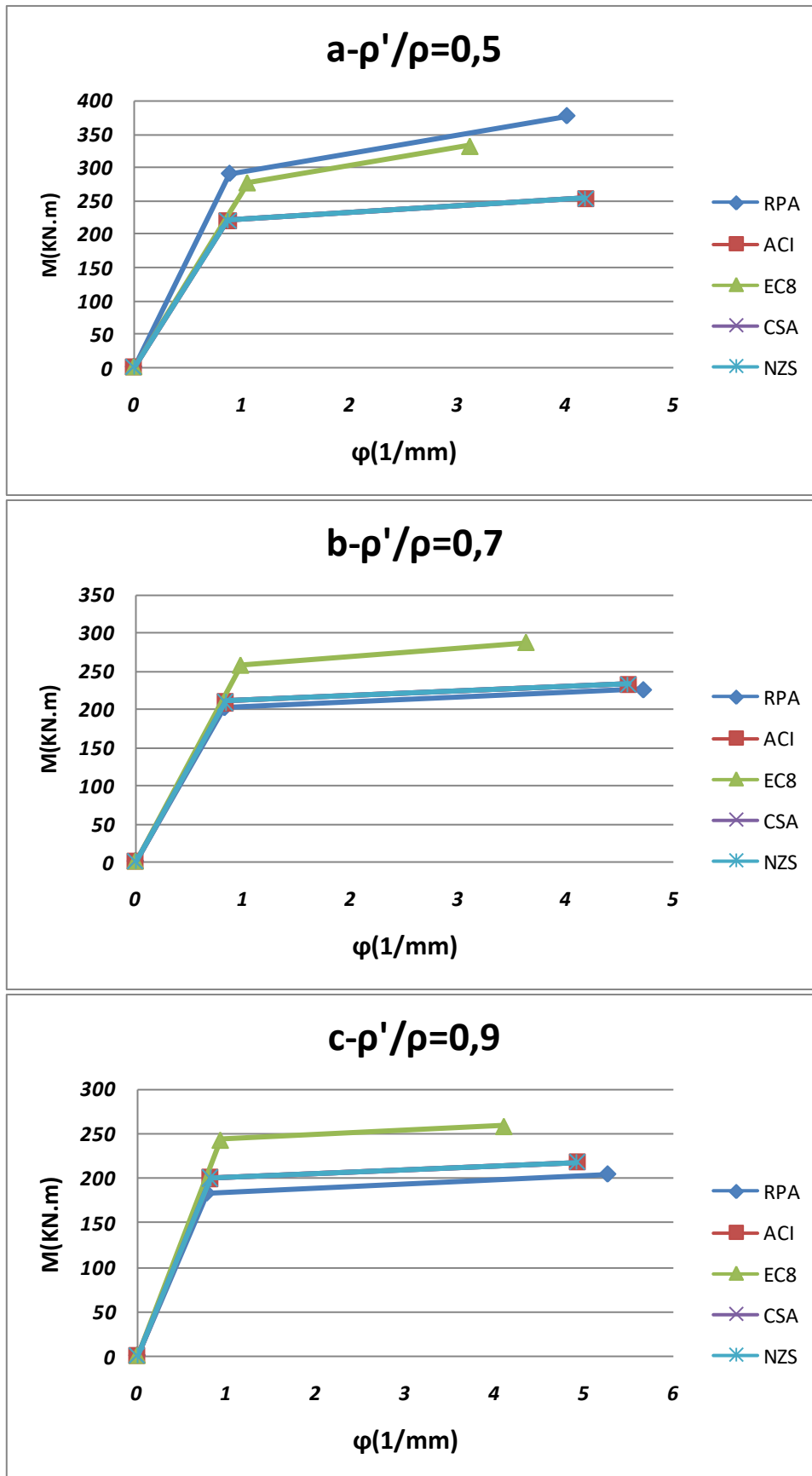


Figure A.15: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 60$  Mpa et  $f_{yk} = 400$  Mpa.

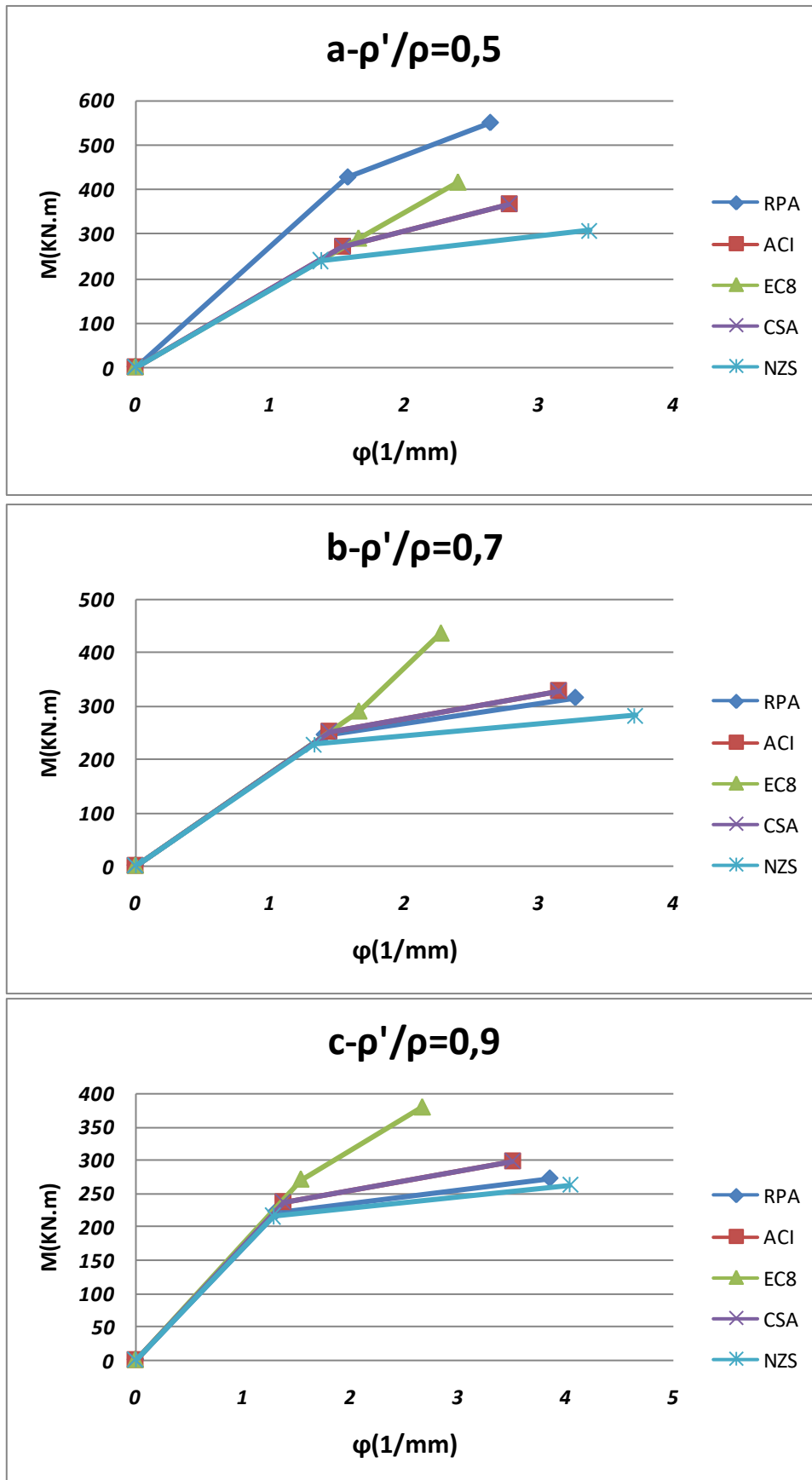


Figure A.16: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 60$  Mpa et  $f_{yk} = 600$  Mpa.

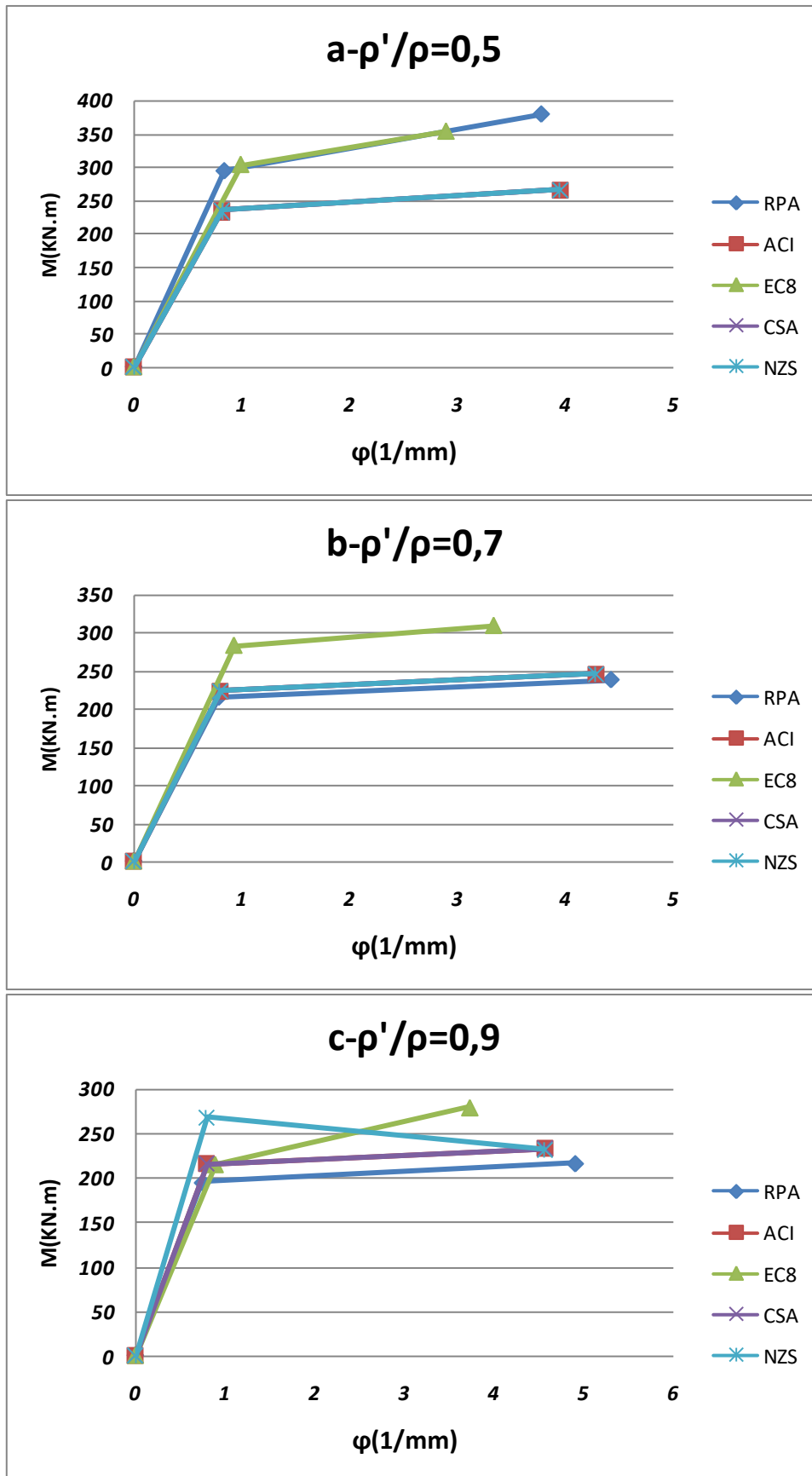


Figure A.17: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 70 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .

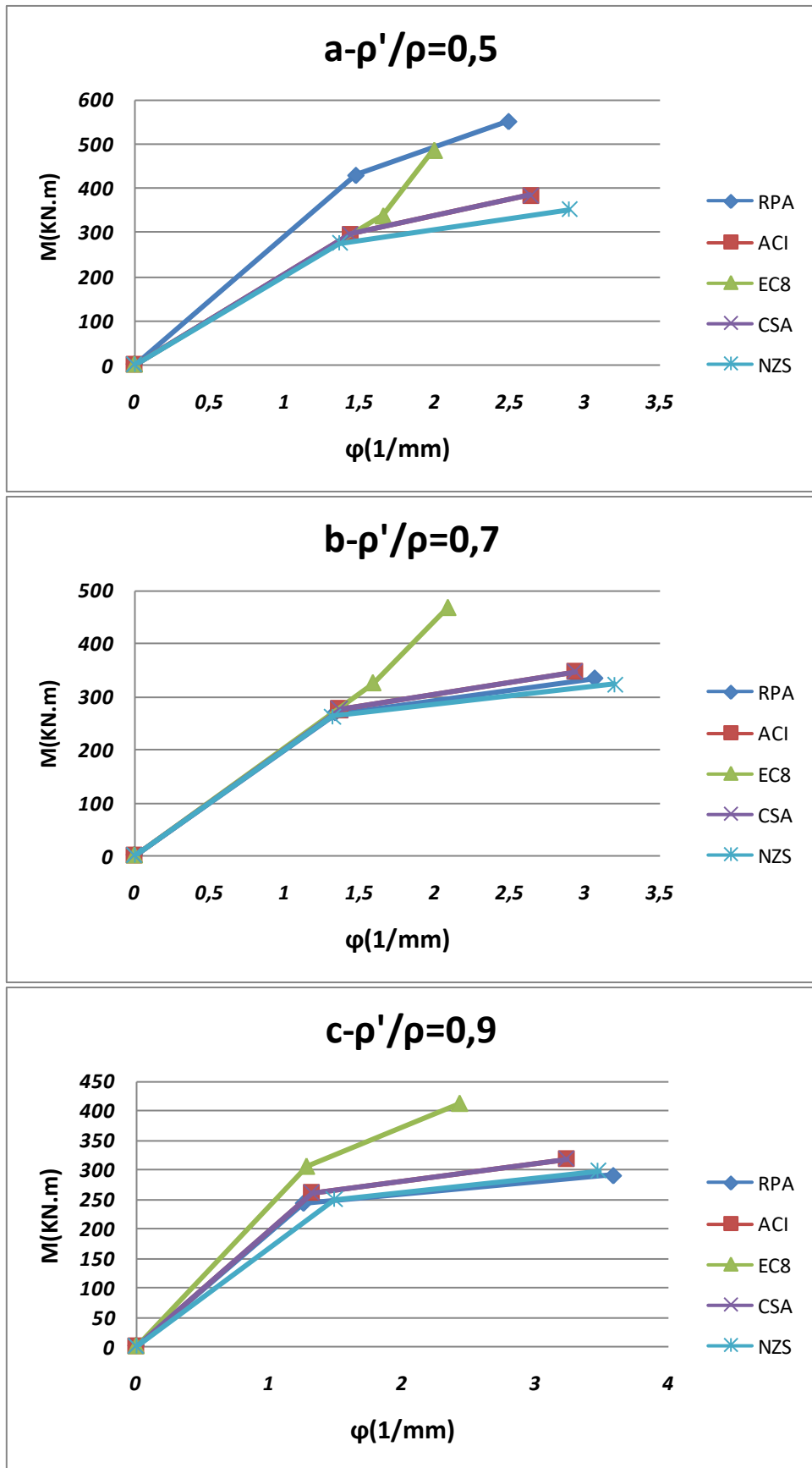


Figure A.18: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\phi$ ) pour  $f_{ck} = 70$  Mpa et  $f_{yk} = 600$  Mpa.

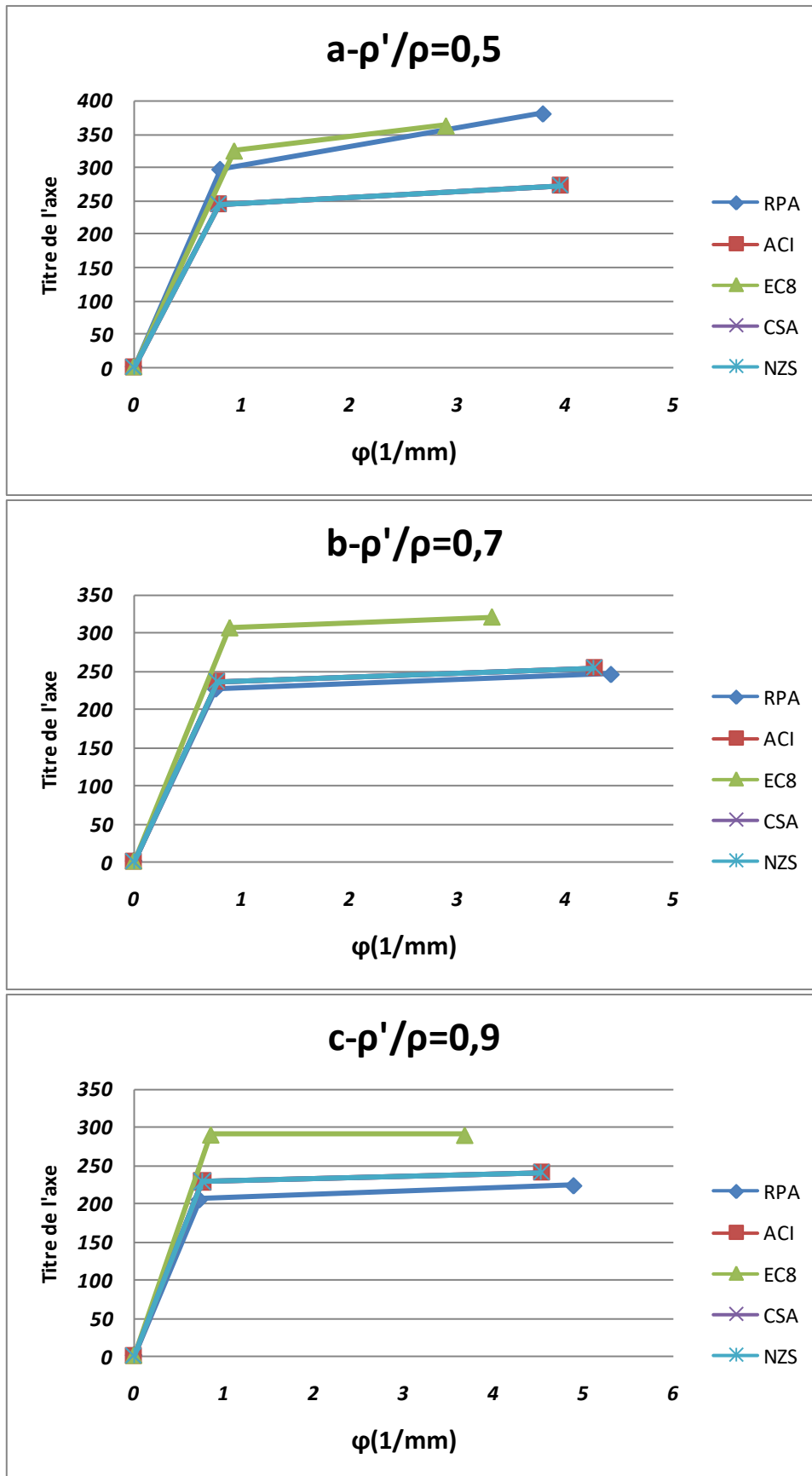


Figure A.19: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\varphi$ ) pour  $f_{ck} = 80 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ .



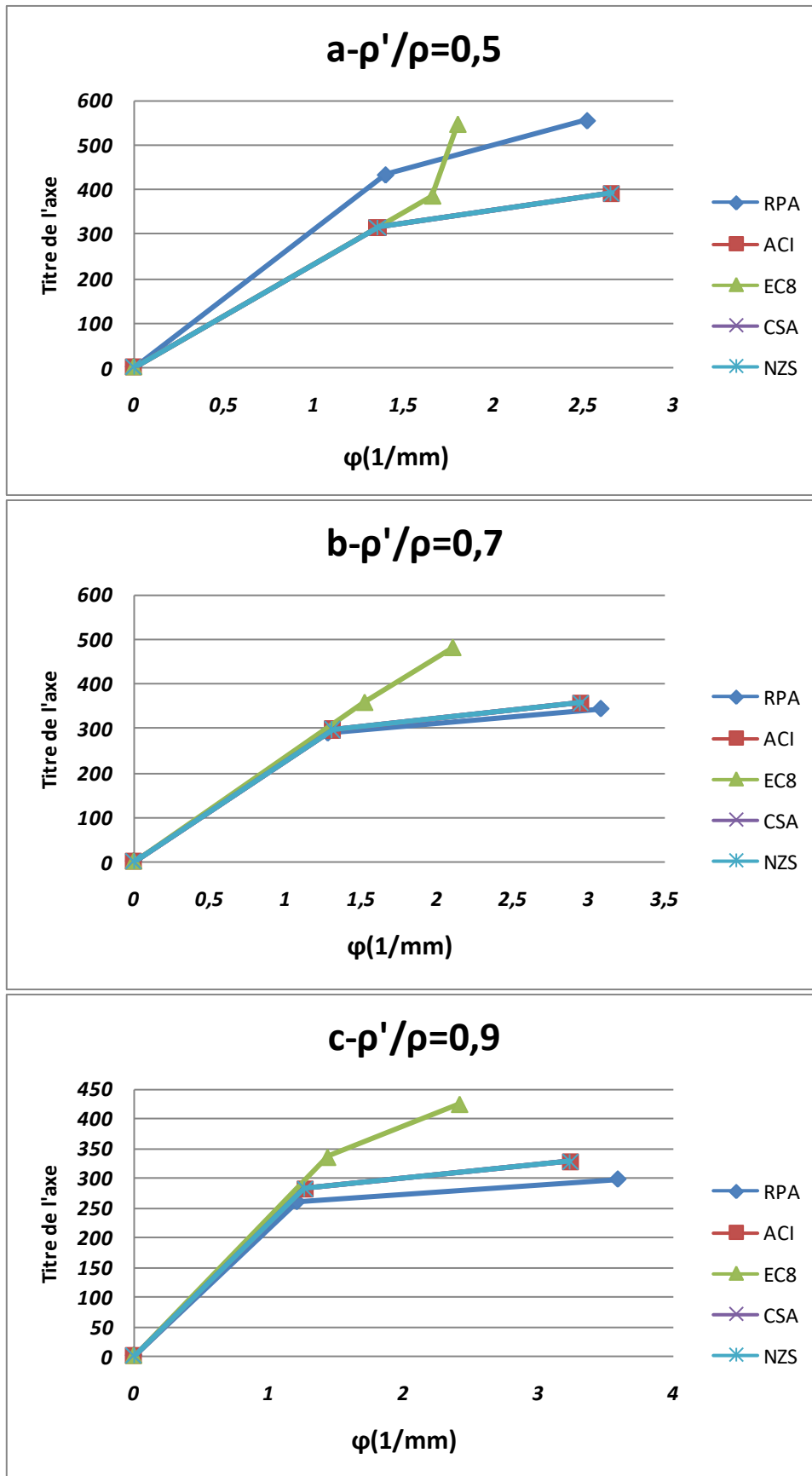


Figure A.20: Diagrammes Moment-courbure ( $M-\varphi$ ) pour  $f_{ck} = 80 \text{ Mpa}$  et  $f_{yk} = 600 \text{ Mpa}$ .