

การศึกษาเพื่อเสนอแนวทางสำหรับออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูง

เสรี เกียรติยุทธชาติ



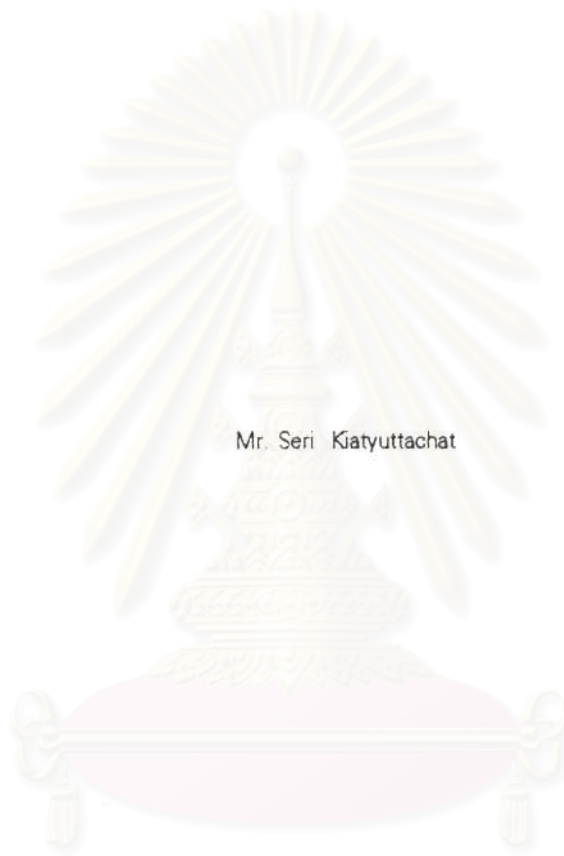
สถาบันวิทยบริการ
วิทยานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

พ.ศ. 2537

ISBN 974-584-631-7

ลิขสิทธิ์ของบัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

A STUDY TO PROPOSE DESIGN GUIDE FOR HIGH-STRENGTH CONCRETE MEMBERS



Mr. Seri Kiatyuttachat

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
A Thesis Submitted in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of Master of Engineering
Graduate School

Chulalongkorn University

1994

ISBN 974-584-631-7

หัวข้อวิทยานิพนธ์ การศึกษาเพื่อเสนอแนวทางสำหรับออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูง
โดย นายเสรี เกียรติยุทธชาติ
ภาควิชา วิศวกรรมโยธา
อาจารย์ที่ปรึกษา ศาสตราจารย์ ดร. เอกสิทธิ์ ลิ่มสุวรรณ

บัณฑิตวิทยาลัย จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย อนุมัติให้บัณฑิตวิทยาลัยเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาโทบัณฑิต



คณบดี บัณฑิตวิทยาลัย

(ศาสตราจารย์ ดร. ถาวร วัชรากัย)

คณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์



ประธานกรรมการ

(ศาสตราจารย์ ดร. วินิต ช่อวิเชียร)



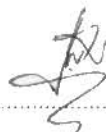
อาจารย์ที่ปรึกษา

(ศาสตราจารย์ ดร. เอกสิทธิ์ ลิ่มสุวรรณ)

สถาบันบัณฑิตพัฒนบริหารศาสตร์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

กรรมการ

(ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาติ)



กรรมการ

(อาจารย์ ดร. บุญไชย สติคมันโนธรรม)

เสรี เกียรติยุทธชาติ : การศึกษาเพื่อเสนอแนวทางสำหรับการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูง (A STUDY TO PROPOSE DESIGN GUIDE FOR HIGH-STRENGTH CONCRETE MEMBERS) อ.ที่ปรึกษา : ศ.ดร.เอกสิทธิ์ ลีสุวรรณ 205 หน้า ISBN 974-584-631-7

คอนกรีตกำลังสูงนำมาใช้ในงานก่อสร้างอย่างแพร่หลาย เนื่องจากมีคุณสมบัติเชิงกลที่สามารถปรับปรุงพฤติกรรมทางโครงสร้างให้ดีขึ้นในเกือบทุกกรณี อย่างไรก็ตาม มาตรฐานการออกแบบในปัจจุบันยังคงครอบคลุมไม่ถึง โดยจะพิจารณาเฉพาะคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่ำกว่า 550 กก./ซม² เท่านั้น ดังนั้น การคำนวณออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริม เหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงอาจจะให้ผลคลาดเคลื่อนได้ ในงานวิจัยนี้ได้ศึกษา เปรียบเทียบพฤติกรรมการกระจายหน่วยแรงอัดบนหน้าตัดจากผลทดสอบหลายแหล่งด้วยการวิเคราะห์เชิงพฤติกรรมทางโครงสร้าง และกำหนดรูปแบบความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดที่สามารถใช้ได้ทั้งในกลุ่มคอนกรีตกำลังปกติและในกลุ่มคอนกรีตกำลังสูง ซึ่งสามารถใช้คำนวณออกแบบหรือทำนายพฤติกรรมได้ทั้งในสภาวะกำลังประลัยและสภาวะการใช้งาน ในส่วนของกำลังประลัยจะพิจารณาถึงแรงดัด, แรงเฉือน, แรงอัด, และแรงยึดเหนี่ยว ส่วนการใช้งานจะพิจารณาถึง การโก่งตัว, และรอยแตกร้าว ทั้งนี้ จะเปรียบเทียบกับมาตรฐานการออกแบบตาม ACI 318-89 ในทุกประเด็น

จากผลการศึกษาพบว่า กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดในคอนกรีตกำลังสูง จะมีพฤติกรรมที่แตกต่างจากคอนกรีตกำลังปกติ ที่ค่าความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุดจะเพิ่มมากขึ้นตามกำลังคอนกรีต แต่ค่าความเครียดสูงสุดจะมีค่าเกือบคงที่ประมาณ 0.003 การวิจัยนี้ได้กำหนดค่าความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุดอันนี้เป็นรูปของสมการ และได้ปรับปรุงกราฟความสัมพันธ์ระหว่างกำลังกับความเครียดของ Hognestad เพื่อใช้คำนวณกำลังของชิ้นส่วนโครงสร้าง สำหรับชิ้นส่วนรับแรงดัดพบว่าการกระจายหน่วยแรงอัดตามที่เสนอ สามารถหากำลังดัดประลัยและความเหนียวทางโครงสร้างให้ผลสอดคล้องกับผลทดสอบต่างๆ ได้เป็นอย่างดี และสามารถกำหนดปริมาณเหล็กเสริมชั้นสูงจะต้องไม่เกินกว่า 0.375 เท่าของปริมาณเหล็กเสริมที่สภาวะสมดุล เพื่อให้เกิดความเหนียวทางโครงสร้างพอเพียงให้เกิดจุดหมุนพลาสติกได้ สำหรับปริมาณเหล็กเสริมชั้นต่ำได้กำหนดขึ้นเช่นเดียวกัน สำหรับแรงเฉือนได้เสนอสมการเพื่อทำนายกำลังเฉือนของคานที่ไม่เสริม เหล็กปลอกจะให้ผลสอดคล้องกับผลทดสอบที่รวบรวมได้ ในการวิจัยนี้ยังได้เสนอให้ลดค่าขอบเขตล่างของกำลังเฉือนที่แตกร้าวแนวทะแยง หากมีเหล็กปลอกการใช้ Truss Analogy ยังคงให้ผลที่ถูกต้อง ชิ้นส่วนรับแรงอัด เช่น เสา การศึกษานี้พบว่ากำลังอัดของคอนกรีต เมื่อเปรียบเทียบกับกำลังอัดทดสอบรูปทรงกระบอกจะมีอัตราส่วนลดลงตามกำลังอัดคอนกรีตที่สูงขึ้น การศึกษานี้กำหนดหน่วยแรงอัดสูงสุดเพื่อการคำนวณออกแบบกำลังของเสาในแนวแกนที่ให้ค่าสอดคล้องกับผลทดสอบ ส่วนเสารับแรงเยื้องศูนย์กลางเป็นพฤติกรรมร่วมระหว่างกำลังอัดและกำลังดัด เมื่อใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตตามที่เสนอในการศึกษานี้จะให้ผลการทำนายกำลังของหน้าตัดที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบมากกว่าการพยากรณ์ตาม ACI 318-89 การคำนวณหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เสนอได้กำหนดจากการทดสอบการตอบกลับเหล็กเสริมในช่วงรับโมเมนต์ดัดคงที่และเมื่อตรวจสอบกับผลการทดสอบจะให้สัมประสิทธิ์ความแปรปรวนที่ลดลง หากใช้ค่าขอบเขตล่างคำนวณออกแบบจะให้ผลเชิงอนุรักษ์กว่าใน ACI 318-89

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาควิชา วิศวกรรมโยธา
สาขาวิชา วิศวกรรมโยธา
ปีการศึกษา 2536

ลายมือชื่อนิติ เสรี เกียรติยุทธชาติ
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา
ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม

C515256 : MAJOR CIVIL ENGINEERING
 KEY WORD: HIGH-STRENGTH CONCRETE/REINFORCED CONCRETE/STRUCTURAL MEMBER
 SERI KIATYUTTACHAT : A STUDY TO PROPOSE DESIGN GUIDE FOR HIGH-STRENGTH CONCRETE MEMBERS. THESIS ADVISOR : PROF. EKASIT LIMSUWAN, Ph.d., 205 pp. ISBN 974-584-631-7

High strength concrete is increasing use in reinforced concrete construction, due to great advantages in mechanical properties toward structural behaviors. In current codes, several parameters in structural design are not governed and may not be sufficient accurate, especially when concrete strength higher than 550 kgs/cm². In this study, stress-strain relationship of high strength concrete has been proposed from analytical and experimental data obtained from various sources. It has covered larger ranges both for normal and high strength concrete. Thus stress-strain relationship may accurately calculate or predict the behavior in ultimate limit states and serviceability limit states. For strengths; flexure, shear, compression, and development length are considered. For serviceability; deflection and cracks have been studied.

Stress-strain relationship for high strength concrete proposed in this study indicates some deviation from one for normal strength concrete. The peak strain increases with its strength but the ultimate strain seems to be constant at about 0.003. The curve proposed in this paper has adopted from the Hognestad's distribution to suite the peak strain. It can be used for calculation or prediction of structural strength or ductility, respectively. For flexural member, proposed concrete stress distribution can accurately predict flexural strength and ductility to satisfactory result when compared to experimental data. The amount to steel reinforcement may be limited to 0.375 of the one at balanced condition, to obtain reasonable ductility to produce plastic hinge. In the same manner minimum steel of the section has been proposed. For shear strength, two equations have been proposed to conform with the test results considering flexural reinforcement, and shear span, respectively. Web reinforcement can be calculated accurately by truss analogy. For compression members such as columns, the ultimate stress ratio has found to be varied with concrete strength and conformed to the confinement effects. Development of reinforcing bar is also proposed on the basis of behavior and experimental result of splice bars in beam with constant moment. It may be accurately calculated to confirm with the test results at lower variance and has shown slightly conservative prediction when compared to the ACI 318-89.

สถาบันวิทยบริการ
 จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ภาควิชา.....วิศวกรรมโยธา
 สาขาวิชา.....วิศวกรรมโยธา
 ปีการศึกษา..... 2536

ลายมือชื่อนิสิต..... เอกวิทย์ วัฒนศิริ
 ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษา.....
 ลายมือชื่ออาจารย์ที่ปรึกษาร่วม.....

กิตติกรรมประกาศ



ในการทำวิทยานิพนธ์นี้ผู้เขียนขอกราบขอบพระคุณ ศาสตราจารย์ ดร. เอกสิทธิ์ ลิ้มสุวรรณ ที่เป็นอาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ที่ได้ให้ความรู้และคำแนะนำต่าง ๆ ตลอดระยะเวลาการทำวิทยานิพนธ์นี้ รวมทั้งกรุณาตรวจสอบและแก้ไขวิทยานิพนธ์จนสำเร็จลุล่วงโดยสมบูรณ์ และขอกราบขอบพระคุณคณะกรรมการสอบวิทยานิพนธ์อันประกอบด้วย ศาสตราจารย์ ดร. วินิต ช่อวิเชียร, ศาสตราจารย์ ดร. ทักษิณ เทพชาติศรี, และอาจารย์ ดร. บุญไชย สถิตมั่นในธรรม ที่ได้ให้คำแนะนำอันเป็นประโยชน์ต่อวิทยานิพนธ์นี้เป็นอย่างมาก นอกจากนี้ผู้เขียนขอขอบคุณเพื่อน ๆ ที่ได้ช่วยให้กำลังใจและให้ความช่วยเหลือต่าง ๆ จนกระทั่งวิทยานิพนธ์นี้เสร็จสมบูรณ์

ท้ายสุดนี้ คุณประโยชน์อันพึงได้รับจากวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ ผู้เขียนขอมอบให้แก่ บิดา มารดา และครูอาจารย์ทุกท่าน เพื่อน้อมรำลึกถึงพระคุณในการอบรม และให้การศึกษาแก่ผู้เขียนตลอดมา

เสรี เกียรติยุทธชาติ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย.....	ง
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ.....	จ
กิตติกรรมประกาศ.....	ฉ
สารบัญ.....	ช
รายการตารางประกอบ.....	ญ
รายการรูปภาพประกอบ.....	ผ
สัญลักษณ์.....	ท
บทที่	
1. บทนำ	
- บทนำ.....	1
- งานวิจัยที่ผ่านมา.....	2
- วัตถุประสงค์.....	7
- ขอบเขตการศึกษา.....	7
- ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ.....	8
2. คุณสมบัติของคอนกรีตกำลังสูง	
- บทนำ.....	9
- พฤติกรรมทางด้านกำลังอัด.....	9
- โมดูลัสยืดหยุ่น.....	11
- อัตราส่วนบิวส์ของ.....	13
- กำลังดึงของคอนกรีต.....	14
- พฤติกรรมการรับน้ำหนักกระทำหลายแกน.....	16
- การคืบของคอนกรีต.....	17
- การหดตัวของคอนกรีต.....	19
3. ชิ้นส่วนรับแรงดัด	
- บทนำ.....	20
- การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคาน.....	21
- อัตราส่วนเหล็กเสริมสมมูลย์.....	26
- กำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก.....	27

บทที่	หน้า
- คุณสมบัติความเหนียวของชิ้นส่วน.....	28
- อัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุด.....	31
- การวิเคราะห์ผล.....	32
4. ชิ้นส่วนรับแรงเฉือน	
- บทนำ.....	40
- หน่วยแรงเฉือนของคานาคอนกรีต.....	40
- พฤติกรรมของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก.....	42
- กำลังรับแรงเฉือนของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก.....	45
- กำลังรับแรงเฉือนของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก.....	48
- การวิเคราะห์ผล.....	52
5. ชิ้นส่วนรับแรงอัด	
- บทนำ.....	61
- เสารับแรงอัดในแนวแกน.....	61
- เหล็กเสริมตามขวางและพฤติกรรมการโอบ.....	63
- เสารับน้ำหนักในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัด.....	69
- การวิเคราะห์ผล.....	71
6. แรงยึดเหนี่ยว	
- บทนำ.....	78
- พฤติกรรมของระยะยึดรั้งและระยะหยาบของเหล็กเสริม.....	80
- ระยะยึดรั้งและระยะหยาบของเหล็กเสริมรับแรงดึง.....	81
- การวิเคราะห์ผล.....	87
7. สภาพะใช้การงานของชิ้นส่วนรับแรงอัด	
- บทนำ.....	91
- การโก่งตัวของชิ้นส่วนรับแรงดัด.....	91
- การแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงดัด.....	97
- การวิเคราะห์ผล.....	102
8. ข้อพิจารณาเพื่อการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูง	
- บทนำ.....	106
- ชิ้นส่วนรับแรงดัด.....	106
- ชิ้นส่วนรับแรงเฉือน.....	108
- ชิ้นส่วนรับแรงอัด.....	109

บทที่	หน้า
- แรงยึดเหนี่ยว.....	110
- สภาวะการใช้งานของชิ้นส่วนรับแรงดัด.....	111
9. สรุปแนวทางการออกแบบและข้อเสนอนะ.....	
- ชิ้นส่วนรับแรงดัด.....	113
- ชิ้นส่วนรับแรงเฉือน.....	114
- ชิ้นส่วนรับแรงอัด.....	114
- แรงยึดเหนี่ยว.....	115
- สภาวะการใช้งานของชิ้นส่วนรับแรงดัด.....	116
- ข้อเสนอนะ.....	116
เอกสารอ้างอิง.....	117
ประวัติผู้เขียน.....	205



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

รายการตารางประกอบ

ตารางที่		หน้า
2.1	สรุปค่าการคืบจำเพาะและสัมประสิทธิ์การคืบตามกำลังอัด.....	124
3.1.1	แสดงค่าพารามิเตอร์ของการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในคาน	125
3.1.2	จากผลการทดสอบคอนกรีตกำลังสูง ^{(10),(11),(12)} (ในลักษณะของ PCA).....	127
3.2.1	แสดงผลการทดสอบของ Leslie et al. ⁽¹⁴⁾	128
3.2.2	กำลังดัดของตัวอย่างจากการทำนายโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตแบบต่าง ๆ.....	128
3.2.3	การเปรียบเทียบกำลังดัดของตัวอย่างจากการทดสอบและการทำนายในตารางที่ 3.2.2.....	129
4.1	ตัวอย่างและผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก.....	130
4.2	ข้อมูลที่ใช้ในการหาความสัมพันธ์เพื่อคำนวณหาหน่วยแรงเฉือนจากตัวอย่างในตารางที่ 4.1.....	131
4.3	เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงกับค่าทำนาย.....	133
4.4	ผลการวิเคราะห์ทางสถิติจากการเปรียบเทียบของตัวอย่างในตารางที่ 4.3	134
4.5	เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัยกับค่าทำนาย	135
4.6	ผลการวิเคราะห์ทางสถิติจากการเปรียบเทียบของตัวอย่างในตารางที่ 4.5.....	136
4.7	ตัวอย่างและผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก.....	137
4.8	เปรียบเทียบผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือน V_n ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกกับค่าทำนาย.....	139
5.1	เปรียบเทียบค่า k_j จากการทดสอบ ^{(22),(33)} และค่าจากการทำนาย.....	142
5.2	เปรียบเทียบกำลังรับแรงในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กกับการทำนาย.....	143
5.3	แสดงผลการวิเคราะห์ทางสถิติของการเปรียบเทียบกับค่าทำนายสำหรับการทำนายค่า k_j ในตารางที่ 5.1.....	144

ตารางที่		หน้า
5.4	แสดงผลการวิเคราะห์ทางสถิติของการเปรียบเทียบกับค่าทำนายสำหรับการทำนายกำลังรับน้ำหนักบรรทุกในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กในตารางที่ 5.2.....	144
5.5	เปรียบเทียบค่า k_3 ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กกับการทำนาย (จากการทดสอบของ Al-Hussaini et al. (81)).....	145
5.6	เปรียบเทียบกำลังรับแรงในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กกับการทำนาย(81) ตัวอย่างจากในตารางที่ 5.5.....	145
5.7	รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบและผลการทดสอบของ Cusson และ Paultre(22).....	146
5.8	การหาค่าสัมประสิทธิ์การโยบ $K (= \Delta f_c / f_{lc})$ จากการทดสอบของตัวอย่างในตารางที่ 5.7.....	147
6.1	การพิจารณาตัวคูณเพื่อปรับค่าระยะพัฒนากำลังของเหล็กเสริมรับแรงดึงของ ข้อกำหนด ACI318-89.....	148
6.2	ค่าสัมประสิทธิ์ $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ ที่กำหนดใน CEB/FIP MC90.....	149
6.3	ตัวอย่างและผลการทดสอบการต่อทาบเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังสูงของ Azizinamini et al. (26) และการทำนายค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวต่าง ๆ.....	150
6.4	เปรียบเทียบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบ(26) ในตารางที่ 6.3 กับค่าทำนายต่าง ๆ.....	151
6.5	ผลการทดสอบและเปรียบเทียบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบของ Olsen(24) กับค่าทำนายต่าง ๆ.....	152
6.6	การวิเคราะห์ทางสถิติสำหรับตัวอย่างทั้งหมดจากตารางที่ 6.4 และ 6.5 ของอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบต่อค่าจากการทำนายต่าง ๆ.....	153
7.1	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่สุดระยะห่างสูงสุดของเหล็กเสริมเพื่อควบคุมการแตกร้าวจาก FIP/CEB(4).....	153

รูปที่	หน้า
4.13 การจัดการกระจายของหน่วยแรงเฉือนภายในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก.....	177
4.14 แรงภายในโครงข้อหมุนอุปมัย.....	177
4.15 สมการคำนวณกำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ในรูปของ ACI 318-89	178
4.16 สมการในการคำนวณกำลังเฉือนที่จุดประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ในรูปของ ACI-318-89.....	179
4.17 สมการในการคำนวณกำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ในรูปของ $Z_{sutty}^{(36)}$	180
4.18 สมการในการคำนวณกำลังเฉือนที่จุดประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ในรูปของ $Z_{sutty}^{(36)}$	181
4.19 แสดงอัตราส่วนระหว่างผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงต่อค่าทำนายเมื่อพลอตร่วมกับกำลังอัดของคอนกรีต	182
4.20 แสดงอัตราส่วนระหว่างผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนที่จุดประลัยต่อค่าทำนายเมื่อพลอตร่วมกับกำลังอัดของคอนกรีต.....	183
4.21 อัตราส่วนระหว่างผลทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกต่อค่าทำนายเมื่อพลอตร่วมกับค่าดัชนี $r f_{yw} / \sqrt{f'_c}$	184
5.1 นำหนักกับความเครียดในแนวแกนสำหรับเหล็กเสริมและคอนกรีตของเสา คอนกรีตเสริมเหล็ก	185
5.2 ความยาวและหน้าตัดประสิทธิผลของเหล็กเสริมตามขวาง (จาก Bresler และ Gillbert ⁽⁷⁷⁾).....	185
5.3 เปรียบเทียบภาพโดยรวมของน้ำหนัก-ความเครียดในแนวแกนของเสาปลอกเดี่ยวและปลอกเกลียว.....	186
5.4 แรงดันจากการโอบของเสา	186
5.5 แกนการโอบประสิทธิผลสำหรับเสาปลอกเดี่ยวรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า.....	186
5.6 โดอะแกรมของความเครียดสำหรับการวิบัติของเสาเนื่องจากน้ำหนักเบี่ยงศูนย์...	187
5.7 หน้าตัดเสารับน้ำหนักเบี่ยงศูนย์ที่สภาวะประลัย.....	187

สารบัญภาพประกอบ

รูปที่		หน้า
2.1	เปรียบเทียบการพัฒนากำลังตามอายุของคอนกรีตกำลังสูงและกำลังต่ำ.....	154
2.2	ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงกำลังและความเครียด (เริ่มแรก+ การคืบ) สำหรับคอนกรีตรับหน่วยแรงอัดแกนเดียวคงที่.....	154
2.3	เส้นโค้งหน่วยแรงความเครียดโดยทั่วไปสำหรับคอนกรีตรับแรงอัดในระยะสั้น.....	155
2.4	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดคอนกรีตและโมดูลัสยืดหยุ่น.....	155
2.5	การเปรียบเทียบกำลังดึงของคอนกรีตจากผลการทดสอบ [ปรับปรุงจาก Ahmad และ Shah ⁽⁵²⁾].....	156
2.6	กำลังรับน้ำหนักสองแกนของคอนกรีต, f_{cu} = กำลังรับน้ำหนักแกนเดียว ⁽⁵⁵⁾	157
2.7	เส้นโค้งการคืบโดยทั่วไปสำหรับคอนกรีตที่รับหน่วยแรงอัดในแนวแกนคงที่.....	157
2.8	ความสัมพันธ์การคืบจำเพาะและกำลังอัดของคอนกรีตจากการศึกษาต่าง ๆ ^{(8), (9)}	158
2.9	เส้นโค้งการหดตัวโดยทั่วไปของคอนกรีต.....	158
3.1	ไอซิลโลสของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริม.....	159
3.2	ความเครียดและการกระจายหน่วยแรงอัดในบริเวณรับแรงอัดของหน้าตัดซึ่งโมเมนต์ถูกเพิ่มจนถึงค่ากำลังคืบ.....	159
3.3	การกระจายหน่วยแรงในบริเวณรับแรงอัดของหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า.....	159
3.4	ตัวอย่างทดสอบหาการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในคานโดย [Hognestad et al. ⁽⁶²⁾].....	160
3.5	การกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในคานแบบต่าง ๆ.....	160
3.6	สภาวะเมื่อเกิดกำลังประลัยของหน้าตัดคาน.....	162
3.7	การเสียรูปของชิ้นส่วนรับแรงคืบ.....	162
3.8	การหาค่าโมเมนต์คืบกับความโค้งทางทฤษฎี.....	163
3.9	การโค้งตัวเนื่องจากการเสียรูปจากแรงคืบของชิ้นส่วน.....	163
3.10	ความเครียดสูงสุดในคอนกรีตของชิ้นส่วนรับแรงคืบจากผลการทดสอบ.....	164
3.11	ค่าพารามิเตอร์ k_1 และ k_2 ของการกระจายหน่วยแรงอัดแบบต่าง ๆ ที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดของคอนกรีต.....	164
3.12	ค่า k_1, k_2 ที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดของคอนกรีต และการเปรียบเทียบกับผลทดสอบ.....	165

รูปที่	หน้า	
3.13	ค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมสมดุขย ρ_b ที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดของคอนกรีต และการเปรียบเทียบกับผลทดสอบ.....	166
3.14	ค่า $k_2/k_1 k_3$ ที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดของคอนกรีต และการเปรียบเทียบกับผลทดสอบ.....	166
3.15	สัมประสิทธิ์กำลังดัด R_u ที่แปรเปลี่ยนตามอัตราส่วนเหล็กเสริม ρ	167
3.16	ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและความโค้งของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่คงที่ ρ สำหรับคอนกรีตกำลังอัดต่าง ๆ.....	168
3.17	ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบของ ปรีชา ⁽³²⁾ และเปรียบเทียบ ¹⁶²¹⁶³¹⁶³¹⁶⁴ ที่ใช้การกระจายหน่วยแรง อัดของ Collins et al. ⁽¹³⁾ , Proposed Distribution.....	169
3.18	ค่าดัชนีความเหนียวจากความโค้ง n ของหน้าตัดที่แปรเปลี่ยนตามค่าอัตราส่วนเหล็กเสริม ρ	170
3.19	ค่าดัชนีความเหนียวจากความโค้ง n ของหน้าตัดคานที่แปรเปลี่ยนตาม ρ/ρ_b	171
3.20	เปรียบเทียบดัชนีความเหนียวจากการโก่งตัว μ จากการทดสอบคานของ Leslie et al. ⁽¹⁴⁾ และค่าที่ทำนายโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัด Proposed Distribution.....	172
3.21	ค่า $\rho_{min} f_y$ สำหรับชิ้นส่วนคานที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดของคอนกรีต.....	172
4.1	แรงเฉือน, การไหลของแรงเฉือน, และหน่วยแรงในคานที่มีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวสม่ำเสมอทุกทิศทาง.....	173
4.2	สภาวะของหน่วยแรงบนชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมเล็ก ๆ.....	173
4.3	ทิศทางของการแตกร้าวในคานช่วงเดียว.....	173
4.4	เส้นแสดงหน่วยแรงหลักในคานที่มีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวสม่ำเสมอทุกทิศทาง.....	174
4.5	หน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เกิดการแตกร้าวในอุดมคติ.....	174
4.6	ชนิดของการแตกร้าวแนวทะแยง.....	174
4.7	การจัดการกระจายของความต้านทานแรงเฉือนหลังจากเกิดการแตกร้าวแนวทะแยง.....	175
4.8	การแปรผันในกำลังรับแรงเฉือนที่ขึ้นอยู่กับค่า a/d ของคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า.....	175
4.9	รูปแบบการวิบัติในคานเล็ก, $a/d \leq 1.0$	175
4.10	ชนิดของการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในคานสั้น, $1.0 \leq a/d < 2.5$	176
4.11	การวิบัติแบบแรงดึงแนวทะแยงหรือแบบ Tooth Cracking ในคานความยาวปานกลาง, $2.5 \leq a/d < 6.0$	176
4.12	ส่วนของคอนกรีตยื่นที่ทำหน้าที่เหมือน Struts ในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก.....	176

รูปที่		หน้า
5.8	สมการคำนวณหาค่า k_3 ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดคอนกรีต ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้.....	188
5.9	ผลของการโอบของเหล็กปลอกเดี่ยวสี่เหลี่ยมที่มีต่อกำลังของเสาคอนกรีตกำลังสูงจากการทดสอบของ Cusson และ Paultre ⁽²²⁾	189
5.10	ปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรับน้ำหนักเยื้องศูนย์กลางโดยให้การกระจายหน่วยแรงอัดต่าง ๆ กัน.....	190
5.11	ปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาในรูปที่ 5.10 เมื่อกำลังอัดของคอนกรีตเปลี่ยนไปโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ ก) ACI-318-89 , และ ข) Proposed Distribution.....	191
5.12	เปรียบเทียบผลการทดสอบของ มานิต ⁽³³⁾ กับปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดที่ใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตต่าง ๆ.....	192
5.13	เปรียบเทียบผลการทดสอบของ Sundararaj ⁽⁸²⁾ กับปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาที่ใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตแบบต่าง ๆ.....	193
6.1	ระยะยึดรั้งของเหล็กเสริม.....	194
6.2	แรงและหน่วยแรงกระทำบนชิ้นส่วนคาน.....	194
6.3	การทดสอบแรงยึดเหนี่ยวโดยการดึงออกและการกระจายหน่วยแรงยึดเหนี่ยว.....	194
6.4	รอยแตกร้าวภายในที่เกิดขึ้นโดยการดึงที่ปลายทั้งสองข้างของเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ในคอนกรีต ⁽⁹⁰⁾	195
6.5	แรงระหว่างเหล็กข้ออ้อยและคอนกรีตซึ่งเป็นสาเหตุของการแตกแยกคานในรูปที่ 6.4.....	195
6.6	การแตกแยกรอบ ๆ การต่อทาบ.....	195
6.7	รูปแบบการวิบัติจากการแตกแยก.....	196
6.8	เหล็กเสริมตามขวาง ก) รูปด้านข้างของคาน, ข) รอยแตกแยกทั้งหมดถูกยึดรั้ง, $A_{tr} = a_b$, ค) เหล็กเสริมตามขวางสองขาถูกตัดผ่านโดยการแตกแยกในระนาบของเหล็กเสริมที่ต่อทาบ, $A_{tr} = 2a_b/4$	196
6.9	สมการสำหรับคำนวณหาหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กข้ออ้อยซึ่งต่อทาบและฝังอยู่ในคอนกรีตกำลังสูงที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้.....	197
6.10	อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบการต่อทาบเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังสูง ^{(24),(26)} ต่อค่าทำนายโดยสมการที่ 6.20 ในการศึกษานี้ที่ลดค่าด้วยตัวคูณ 0.80.....	198
6.11	การไอน์สไตน์ของพฤติกรรมของเหล็กข้ออ้อยรับแรงดึงที่ฝังอยู่ในคอนกรีต.....	198
7.1	สภาวะต่าง ๆ ของหน่วยแรงและการแตกร้าวในคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน.....	199

รูปที่		หน้า
7.2	การหดตัวของชิ้นส่วนที่เสริมเหล็กไม่สมมาตร.....	199
7.3	การกระจายความเครียดและหน่วยแรงเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกเริ่มแรกและเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกระยะยาวในชิ้นส่วนรับแรงดัดเมื่อเกิดการคืบของคอนกรีต.....	200
7.4	การแปรเปลี่ยนของตัวคูณ ζ ที่ขึ้นอยู่กับเวลาสำหรับการโค้งตัวระยะยาวที่กำหนดโดย ACI318-89 ⁽⁵⁾	200
7.5	การแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงดึง; หน่วยแรงยึดเหนี่ยว, หน่วยแรงดึงในคอนกรีต, และ หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม	200
7.6	การแตกร้าวของชิ้นส่วนและพื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผล.....	201
7.7	พฤติกรรมกำลังกับการเสียรูปของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึงที่แสดงถึงผลของ tension stiffening.....	201
7.8	พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของคอนกรีตรับแรงดึงในข้อกำหนด CEB/FIP MC90 ⁽⁶⁾ ...	202
7.9	เปรียบเทียบการโค้งตัวของคานที่น้ำหนักบรรทุกใด ๆ จากการทดสอบของปรีชา ⁽³²⁾ กับการทำนายผล.....	203
7.10	ผลของกำลังอัดคอนกรีตที่มีต่อสัมประสิทธิ์ K , ที่ใช้พิจารณาหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม.....	204
7.11	เปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของความกว้างรอยแตกร้าวเมื่อใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดต่างกัน.....	204

สัญลักษณ์

a	ความลึกของการกระจายหน่วยแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า, ช่วงการเขื่อน
a_1	ตัวคูณปรับค่าเนื่องจากชนิดของมวลรวมหยาบ
a_2	ตัวคูณปรับค่าเนื่องจากวัสดุผสมเพิ่ม
a_{\min}	ระยะห่างรอยแตกร้าวต่ำสุด
a_{\max}	ระยะห่างรอยแตกร้าวสูงสุด
A	ค่าคงที่, ตัวคูณ, พื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพเฉลี่ยของคอนกรีตรับแรงดึง
A_b	พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม
A_c	พื้นที่หน้าตัดของแกนคอนกรีตวัดระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก
A_c	พื้นที่ของคอนกรีตในบริเวณรับแรงดึงก่อนเกิดการแตกร้าว
$A_{c,ef}, A_e$	พื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของคอนกรีตรับแรงดึง
A_g	พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีต
A_j	พื้นที่หน้าตัดจากผิวนอกคานถึงแนวที่พิจารณานำหน่วยแรงเขื่อน
A_s	พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึง
A'_s	พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงอัด
A_{sh}	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกเดี่ยว
A_x	พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทั้งหมด
$A_{x,cal}$	ค่าการคำนวณพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ต้องการโดยการออกแบบ
$A_{x,ef}$	พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ให้ไว้
A_{tr}	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ระนาบการแตกแยกตัดผ่าน
A_v	พื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกรับแรงเขื่อน
b	ความกว้างของหน้าตัด
b_c	มิติของแกนคอนกรีตซึ่งวัดระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอกในแนวแกน x
B	ค่าคงที่, ตัวคูณ
c	ระยะจากแกนสะเทินถึงมิดด้านรับแรงอัด
c_1, c_2, c_3, c_4, c_5	ค่าคงที่
c_b	ระยะจากแกนสะเทินถึงมิดด้านรับแรงอัดที่สภาวะสมดุล
C	แรงอัดลัทธ์, ตัวคูณ
C_b	ระยะหุ้มคอนกรีต
C_c	แรงอัดในคอนกรีต

C_{cu}	สัมประสิทธิ์การคืบ
C_d	แรงในค้ำยันรับแรงอัด
C_s	ระยะระหว่างเหล็กเสริมตามยาว, แรงอัดในเหล็กเสริม
C_t	สัมประสิทธิ์การคืบที่เวลาใด ๆ
d	ความลึกประสิทธิผลของคาน
d'	ระยะจากผิวรับแรงอัดถึงศูนย์กลางเหล็กรับแรงอัด
d_b	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม
d_c	มิติของแกนคอนกรีตซึ่งวัดระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอกในแนวแกน y , ระยะจากผิวรับแรงดึงถึงศูนย์กลางเหล็กเสริมชั้นที่ใกล้ที่สุด
d_s	เส้นผ่าศูนย์กลางของวงปลอกเกลียว
D	ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว
e	ระยะเยื้องศูนย์กลาง
E_c, E_t	โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
E_s	โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม
E_t	โมดูลัสสัมผัสของเหล็กเสริม
f_{bd}	หน่วยแรงยึดเหนี่ยวออกแบบ
f_c	หน่วยแรงอัดในคอนกรีต
f_c'	กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงระบอบ
f_{ck}	กำลังอัดระบุของคอนกรีต
f_{cn}	กำลังอัดของคอนกรีตในโครงสร้าง
f_{cc}'	กำลังอัดของแกนคอนกรีตเมื่อมีการโอบ
f_{co}'	กำลังอัดของคอนกรีตเมื่อไม่มีการโอบ
f_{cd}	หน่วยแรงดึงออกแบบของคอนกรีต
f_{cm}	กำลังดึงโดยตรงค่าเฉลี่ย
$f_{ck,max}$	กำลังดึงโดยตรงที่ขอบเขตบน
$f_{ck,min}$	กำลังดึงโดยตรงที่ขอบเขตล่าง
f_{cu}	กำลังอัดประลัยของตัวอย่างรูปทรงลูกบาศก์
f_t	หน่วยแรงจากการโอบด้านข้าง
f_{te}	หน่วยแรงประสิทธิผลของการโอบด้านข้าง
f_{th}	หน่วยแรงจากการโอบด้านข้างของเหล็กปลอกเดี่ยว
f_{ts}	หน่วยแรงจากการโอบด้านข้างของเหล็กปลอกเกลียว
f_r	โมดูลัสการแตกร้าว
f_s	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม
f_{st}	หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมของหน้าตัดแตกร้าว

f_{sp}	กำลังดึงแตกแยกของคอนกรีต, กำลังคลากของเหล็กปลอกเกลียว
f_t, f_t'	กำลังดึงโดยตรงของคอนกรีต
$f_{t,max}$	หน่วยแรงดึงหลักสูงสุด
f_{tk}	กำลังดึงโดยตรงระบุของคอนกรีต
f_y	กำลังดึงคลากของเหล็กเสริม
f_{yd}	กำลังดึงออกแบบของเหล็กเสริม
f_{yh}	กำลังดึงคลากของเหล็กปลอกเดี่ยว
f_{yw}	กำลังดึงคลากของเหล็กปลอกรับแรงเฉือน
f_{yt}	กำลังคลากของเหล็กเสริมตามขวาง
h	ความลึกทั้งหมด
I	โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัด
I_{cr}	โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดแตกร้าว
I_e	โมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผล
I_g	โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดทั้งหมดที่ไม่คำนึงถึงเหล็กเสริม
I_{ucr}	โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดไม่แตกร้าวที่คำนึงถึงเหล็กเสริม
j	ตัวคูณ
k	ค่าคงที่, ตัวคูณ
k_1	อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคานต่อหน่วยแรงอัดสูงสุด
k_2	อัตราส่วนระหว่างความลึกของแรงอัดลัพท์ต่อความลึกของแกนสะเทินวัดจากผิว ด้านรับแรงอัด
k_3	อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตในคานต่อหน่วยแรงอัดสูงสุด ของคอนกรีตรูปทรงระบอบ
k_e	ตัวคูณการโอบประสิทธิผล
k_r	ตัวคูณการโค้งตัวจากการคืบ
k_v	สัมประสิทธิ์พื้นที่หน้าตัดเหล็กรับแรงเฉือนต่ำสุด
K	สัมประสิทธิ์การโอบ
K_e	สัมประสิทธิ์การโอบประสิทธิผล
l_b	ระยะยึดรั้ง
$l_{b,net}$	ระยะยึดรั้งสุทธิ
$l_{b,min}$	ระยะยึดรั้งต่ำสุด
l_d	ระยะพัฒนากำลัง
l_{db}	ระยะพัฒนากำลังพื้นฐาน, หรือระยะยึดรั้งพื้นฐาน
l_h	ความกว้างของแกนคอนกรีตเสาปลอกเดี่ยวในทิศทางที่พิจารณาการโอบ
l_o	ระยะทาบ

$l_{o,min}$	ระยะทาบต่ำสุด
$l_{o,max}$	ระยะทาบสุทธิ
l_x	ระยะทาบ
L	ความยาวของช่วงคาน
m	ค่าคงที่, ตัวคูณ, จำนวนเหล็กเสริม
M	โมเมนต์ดัด
M_a	ค่าอ้างอิงโมเมนต์ดัด
M_{cr}	โมเมนต์ดัดเมื่อคานเกิดการแตกร้าว
M_n	โมเมนต์ดัดระบุ
M_u	โมเมนต์ดัดประลัย
n	อัตราส่วนโมดูลัส, แฟคเตอร์กำหนดความโค้ง
P, P_1, P_2	แรงอัด
P_b	น้ำหนักบรรทุกทุกสมมูลย์
P_o	กำลังอัดในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก
P_u	น้ำหนักบรรทุกประลัย
q	การไหลของแรงเฉือน, การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในเหล็กเสริม
R	รัศมีความโค้ง
R_u	สัมประสิทธิ์ค่ากำลังดัดประลัย
s, S	ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอก
s'	ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกวัดจากริมเหล็กปลอก
s_h	ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเดียว
S'	ความลึกประสิทธิผลของตัวค้ำยันในโครงข้อหมุนอุ้ม
t	เวลา, ความหนา
T	แรงดึง
T_x	แรงลัพธ์ของเหล็กปลอกทั้งหมด
u	หน่วยแรงยึดเหนี่ยว, ดัชนีความเหนียวจากความโค้ง
v	หน่วยแรงเฉือน
v_{cr}	หน่วยแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทะแยง
v_{uo}	หน่วยแรงเฉือน ณ จุดประลัย
V_a	การต้านทานแรงเฉือนโดยแรงชัดประสานของมวลรวม
V_d	การต้านทานแรงเฉือนโดยปฏิกิริยาเดือย
V_{cr}	กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทะแยง
V_{ca}	การต้านทานแรงเฉือนโดยคอนกรีตส่วนที่ยังไม่แตกร้าว
V_n	กำลังรับแรงเฉือนระบุ

V_s	กำลังรับแรงเฉือนโดยเหล็กปลอก, ปริมาตรของเหล็กปลอกเกลียว
V_{uo}	กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัย
w	ความกว้างของรอยแตกร้าว
w_i	ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามยาววัดจากริมเหล็กเสริมตามยาวที่อยู่ติดกันในระดับใด ๆ
w_{lim}	ขีดจำกัดความกว้างของรอยแตกร้าว
w_{max}	ความกว้างของรอยแตกร้าวสูงสุด
x	ระยะใด ๆ, ระยะความลึกแกนสะเทินของคอนกรีตในช่วงยึดหยุ่น
y	ระยะจากแกนสะเทินถึงระยะที่พิจารณาหน่วยแรง
\bar{y}	ระยะจากแกนสะเทินถึงจุดศูนย์กลางของพื้นที่ที่พิจารณาหน่วยแรงเฉือน
y_c	ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวรับแรงดึง
z	ปริมาณที่จำกัดการกระจายของเหล็กเสริมรับแรงดัด
α	ตัวคูณ มุมที่รอยแตกร้าวทำกับแนวราบ
$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$	สัมประสิทธิ์ที่พิจารณาเป็นตัวคูณในการหาระยะฝั่ง
α_6	สัมประสิทธิ์ที่พิจารณาเป็นตัวคูณในการหาระยะทาบ
α_{cr}	ตัวคูณสำหรับหน่วยแรงดึงโดยตรง
α_{max}	มุมที่ทำให้หน่วยแรงดึงหลักสูงสุด
β	มุมที่เหล็กปลอกทำกับแนวราบ, แฟคเตอร์ที่ได้จากการทดสอบ
β_1	ตัวคูณ
γ	หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต
γ_c	ตัวคูณลดกำลังของคอนกรีต
γ_s	ตัวคูณลดกำลังของเหล็กเสริม
δ_{cu}	การคืบจำเพาะ (Specific Creep)
Δ_f	การโก่งตัวทันทีทันใด
Δ_{cp}	การโก่งตัวการคืบ
Δ_{sh}	การโก่งตัวจากการหดตัว
Δ_y	การโก่งตัว ณ จุดที่เหล็กเสริมเกิดการคดง
Δ_u	การโก่งตัว ณ จุดประลัย
ϵ_c	ความเครียดในคอนกรีต
ϵ_{cu}	ความเครียดประลัยจากการคืบ
ϵ_{ci}	ความเครียดเริ่มแรกเมื่อน้ำหนักกระทำ
ϵ_o	ความเครียดเมื่อคอนกรีตถึงหน่วยแรงอัดสูงสุด
ϵ_{cb}	ความเครียดในคอนกรีตที่ผิวคานด้านล่าง
ϵ_{cm}	ความเครียดเฉลี่ยในคอนกรีต

\mathcal{E}_{cp}	ความเครียดบนผิวคานด้านรับแรงอัดจากการคืบ
\mathcal{E}_{ct}	ความเครียดในคอนกรีตที่ผิวคานด้านบน
\mathcal{E}_i	ความเครียดบนผิวคานด้านรับแรงอัดเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกทันทีทันใด
\mathcal{E}_s	ความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึง
\mathcal{E}_{s2}	ความเครียดในเหล็กเสริม ณ หน้าตัดแตกร้าว
\mathcal{E}_{sh}	ความเครียดจากการหดตัว
$\mathcal{E}_{sh,t}$	ความเครียดของการหดตัวที่เวลาใด ๆ
$\mathcal{E}_{sh,t}$	ความเครียดประลัยจากการหดตัว
\mathcal{E}_{sm}	ความเครียดเฉลี่ยในเหล็กเสริม
\mathcal{E}_{sr2}	ความเครียดที่เกิดการแตกร้าวภายใต้แรงดึงในพื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผล
\mathcal{E}_y	ความเครียด ณ จุดคลาก
\mathcal{E}_u	ความเครียดประลัยของคอนกรีต
η, λ, κ	ตัวคูณ
μ	ดัชนีความเหนียวจากการโค้งตัว, ตัวคูณ
η_1, η_2, η_3	ตัวคูณสำหรับพิจารณาหน่วยแรงยึดเหนี่ยว
K	สัมประสิทธิ์การโค้งตัวซึ่งขึ้นอยู่กับการกระจายน้ำหนักและสภาวะของจุดรองรับ
K_{sh}	สัมประสิทธิ์ การโค้งตัวที่ขึ้นอยู่กับจุดรองรับ
ξ	สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นกับเวลา
ρ	อัตราส่วนเหล็กเสริม
ρ_b	อัตราส่วนเหล็กเสริมสมดุล
$\rho_{s,ef}, \rho_e$	อัตราส่วนเหล็กเสริมบนพื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผล
ρ_{max}	อัตราส่วนเหล็กเสริมสูงสุด
ρ_{min}	อัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุด
ρ_s	อัตราส่วนของปริมาตรเหล็กปลอกเกลียวต่อปริมาตรแกนคอนกรีตที่ถูกโอบ
σ	หน่วยแรง
Σo	ผลรวมของเส้นรอบรูป
ϕ	ความโค้ง, เส้นผ่าศูนย์กลาง
ϕ_{sh}	ความโค้งจากการหดตัว
ϕ_{cp}	ความโค้งจากการคืบ
ϕ_y	ความโค้งเมื่อเหล็กเสริมเกิดการคลาก
ϕ_u	ความโค้งประลัย

บทที่ 1

บทนำ



บทนำ

ในช่วงหลายปีที่ผ่านมาได้มีผู้ให้ความสนใจและมีการใช้คอนกรีตกำลังสูง (High Strength Concrete) เพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว ซึ่งคอนกรีตกำลังสูงนี้สามารถทำได้โดยการเลือกใช้วัสดุที่หาได้โดยทั่วไปคือ ปูนซีเมนต์, หิน, และทราย, สารเคมีผสมเพิ่มที่รวมถึงสารลดปริมาณน้ำ, ซีเมนต์ลอย (Fly Ash), และไมโครซิลิกา (Microsilica) อย่างเหมาะสมควบคู่ กับการควบคุมคุณภาพอย่างดีในการบวนการผลิต^{(1),(2)}

ข้อกำหนดเบื้องต้นของคอนกรีตกำลังสูงจะต้องมีค่าอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ที่ต่ำในคอนกรีตทั่ว ๆ ไป อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์โดยปกติจะมีค่าในช่วงประมาณ 0.40 - 0.60 โดยน้ำหนัก ในขณะที่คอนกรีตกำลังสูง จะมีค่าต่ำกว่านั้นและอาจจะต่ำถึง 0.25 ซึ่งภายใต้อัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ที่ต่ำเช่นนี้จะทำให้ความสามารถเทได้ (Workability) ต่ำมากหรือไม่สามารถทำงานได้จึงต้องใช้สารลดปริมาณน้ำในอัตราสูง (High Range Water Reducing Admixtures, HRWRA) หรือที่เรียกทั่วไปว่า "ซูเปอร์พลาสติไซเซอร์" (Superplasticizer) เพื่อเพิ่มค่าความไหลลื่นให้คอนกรีตสามารถเทได้ดี

สารผสมเพิ่มที่ใช้กับคอนกรีตกำลังสูงอย่างเช่น ซีเมนต์ลอยซึ่งได้จากการเผาไหม้ถ่านหินมีอนุภาคเป็น วัสดุปอร์โรซูลานที่สามารถทำปฏิกิริยาร่วมกับแคลเซียมไฮดรอกไซด์และความชื้นเปลี่ยนแปลงสภาพเป็นสารซีเมนต์ที่ให้กำลังสูงขึ้นได้ในระดับหนึ่ง, และซิลิกาฟุ้ง (silica flume) เป็นผลพลอยได้จากกระบวนการหลอมละลายในการผลิตโลหะซิลิกอนและเฟอร์โรซิลิกอนอัลลอย (Ferro-silicon Alloys) เป็นอนุภาคทรงกลมที่ทำปฏิกิริยาในลักษณะเดียวกับซีเมนต์ลอยก่อก่อปรกับการที่ซิลิกาฟุ้งมีขนาดอนุภาคเล็กมากจึงช่วยทำให้กำลังอัดในช่วงแรกจากอายุ 3 ถึง 28 วันเพิ่มมากขึ้นในขณะที่ซีเมนต์ลอยจะช่วยเพิ่มกำลังในระยะหลังจาก 28 วัน

คอนกรีตกำลังสูงนอกจากจะมีกำลังอัดที่สูงแล้วยังมีคุณสมบัติเชิงกลอย่างอื่นที่ขึ้นอีกด้วยเช่น ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจะสูงขึ้น, กำลังดึงจะสูงขึ้น, และการคืบตัวจะน้อยลง นอกจากนี้ยังมีความทนทานเพิ่มมากขึ้น และความต้านทานการกัดกร่อนยังสูงกว่าคอนกรีตทั่วไปมาก

คอนกรีตกำลังสูงมีความเหมาะสมอย่างมากในการทำเสาของอาคารสูงซึ่งจะสามารถลดขนาดหน้าตัดของเสาได้อย่างมากเมื่อเปรียบเทียบกับเสาของคอนกรีตกำลังปกติอีกทั้งยังสามารถประหยัดปริมาณ

เหล็กเสริมได้อีกด้วย⁽³⁾ การใช้คอนกรีตกำลังสูงในโครงสร้างสะพานจะทำให้หน้าตัดของโครงสร้างเล็กลงส่งผลให้น้ำหนักบรรทุกตายตัว (Dead Load) ลดลงและสามารถเพิ่มช่วงยาวให้มากขึ้น และโดยที่คอนกรีตกำลังสูงมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่สูงพร้อมกับการคืบต่ำทำให้ลดการโก่งตัวในระยะแรกและในระยะยาวได้ดียิ่ง สำหรับการใช้อคอนกรีตกำลังสูงในงานอื่น ๆ ส่วนมากจะเป็นด้านพฤติกรรมความทนทานเช่น งานโครงสร้างในทะเล (Offshore Structures), อาคารจอดรถ, พื้นโกดัง หรือ ของโรงงานอุตสาหกรรมหนัก เป็นต้น

การวิจัยที่ผ่านมาในช่วงแรกจะเป็นคุณสมบัติความทนทานเป็นเกณฑ์แต่มากระยะหลังได้เป็นคุณสมบัติทางโครงสร้างมากขึ้น พฤติกรรมทางโครงสร้างของชิ้นส่วนต่าง ๆ ที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงได้รับการศึกษามากมายทั้งนี้มีการให้คำจำกัดความไว้ต่าง ๆ กันดังนี้

ACI Committee 363⁽¹⁾ คณะกรรมการว่าด้วยคอนกรีตกำลังสูงได้ให้คำจำกัดความ "คอนกรีตกำลังสูงคือ คอนกรีตที่มีกำลังที่กำหนดสำหรับการออกแบบ 420 กก./ซม.² หรือมากกว่า แต่จะไม่รวมคอนกรีตที่ทำด้วยวัสดุหรือเทคนิคพิเศษ (Exotic)"

FIP/CEB⁽⁴⁾ ให้คำจำกัดความ "คอนกรีตกำลังสูงคือ คอนกรีตทั้งหมดที่มีกำลังอัดทรงกระบอกมากกว่าขีดจำกัดทั่วไปที่มีอยู่ในข้อกำหนดซึ่งจะมีกำลังประมาณ 600 กก./ซม.² ถึง 1300 กก./ซม.² ซึ่งในทางปฏิบัติจะมีขีดจำกัดตัวบนสำหรับคอนกรีตที่ทำด้วยมวลรวมปกติทั่ว ๆ ไป

ในการศึกษานี้จะพิจารณาโดยยึดถือคำจำกัดความดังนี้ "คอนกรีตกำลังสูงคือ คอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงกว่าที่มีการกำหนดไว้ในมาตรฐาน มอก. 213-2520 และข้อกำหนด ACI-318-89⁽⁵⁾ หรือที่มีกำลังอัดทรงกระบอกเกินกว่า 400 กก./ซม.²

จากข้อมูลต่างที่ใช้กำหนดเป็นมาตรฐานหรือข้อกำหนดต่าง ๆ^{(5),(6)} อยู่บนพื้นฐานของการทดสอบคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่ำกว่า 500 กก./ซม.² การนำมาตรฐานหรือข้อกำหนดเหล่านี้มาใช้ออกแบบโครงสร้างกับคอนกรีตกำลังสูงอาจจะให้ผลได้ไม่ถูกต้องนัก ดังนั้นในการศึกษานี้จะประเมินผลจากการวิจัยเกี่ยวกับโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูงเท่าที่มีทั่วโลกมาวิเคราะห์เปรียบเทียบทั้งเชิงตัวเลขและพฤติกรรม, เปรียบเทียบกับผลทดสอบต่าง ๆ เท่าที่มี, และจะสรุปเป็นแนวทางเพื่อการศึกษาใช้ในการออกแบบต่อ ๆ ไป

งานวิจัยที่ผ่านมา

Carraquillo, Nilson, และ Slate⁽⁷⁾ ได้ศึกษาถึงคุณสมบัติทางกลของคอนกรีตกำลังสูง พบว่าความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรกกับความเครียดเป็นเส้นตรงสูงจนถึงค่าหน่วยแรงสูงสุดซึ่งคอนกรีตมีกำลังอัดสูงมากขึ้นค่าความเครียดที่ค่าหน่วยแรงอัดสูงสุดจะมากตามและกว่าคอนกรีตปกติ, ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

กำลังสูงจะสูงขึ้นเพราะมอร์ตาร์ที่ยึดเกาะมวลรวมมีความแข็งแรงมากกว่า, คอนกรีตกำลังสูงมีการพัฒนากำลังอัดที่เร็วกว่าคอนกรีตปกติ, มีโมดูลัสการแตกร้าว (Modulus of Rupture) และกำลังดึงแตกแยก (Splitting Tensile Strength) ที่สูงกว่าโดยมีค่าอัตราส่วนปริมาตรของที่ไม่แตกต่างจากคอนกรีตกำลังปกติมากนัก สำหรับ Ngeb, Nilson, และ Slate⁽⁸⁾ รายงานผลการศึกษาเกี่ยวกับการคืบของคอนกรีตกำลังสูงว่ามีค่าสัมประสิทธิ์ที่ลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับการคืบมีลักษณะเป็นเส้นโค้งที่สูงกว่าด้วย ในขณะที่รายงานผลการหดตัวว่าอาจจะมากกว่าคอนกรีตกำลังปกติแต่ก็ไม่ชัดเจนนัก ซึ่งต่อมา Smedt, Slate, และ Slate⁽⁹⁾ ก็ได้รายงานผลของการคืบในลักษณะเดียวกันแต่พบว่าผลการหดตัวในระยะยาวของคอนกรีตกำลังปกติจะมากกว่าคอนกรีตกำลังสูง

Neddermyn⁽¹⁰⁾ ได้ศึกษาการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในคานและสรุปผลเปรียบเทียบกับ ACI-318-71 ว่าในคอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงกว่า 800 กก./ซม.² นั้นค่าความถี่ของหน่วยแรงอัดเฉลี่ยกระจายเท่ากับ $0.77 f_c'$ แทนที่จะเป็น $0.85 f_c'$ ในคอนกรีตกำลังปกติและยังแสดงให้เห็นว่าระยะจากผิวรับแรงอัดถึงแรงอัดลัพธ์ต่อระยะจากผิวรับแรงอัดถึงแกนสะเทิน (k_2) มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.37 และจะไม่ลดลงตามที่ ACI-318 กำหนดไว้ นอกจากนี้ค่าอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงอัดเฉลี่ยต่อหน่วยแรงอัดสูงสุดของแท่งทดสอบคอนกรีตรูปทรงระบอบอก (ค่า $k_1 k_3$) มีค่าเท่ากับ 0.58 ต่อมา Karr, Hanson, และ Copell⁽¹¹⁾ ได้ทดสอบหาตัวคูณที่จะกำหนดรูปปร่างการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในคานคอนกรีตกำลังสูง (k_1 , k_2 , และ k_3) ซึ่งแปรเปลี่ยนตามกำลังอัดของคอนกรีต, และแนะนำว่าค่าความเค้นครีประลัยเท่ากับ 0.003 ยังเป็นค่าที่ยอมรับได้สำหรับคอนกรีตกำลังสูง ในขณะที่ต่อมา Swartz, Nikseen, Narayan Babu, Periyakaruppan, และ Refai⁽¹²⁾ ได้ทำการทดสอบคอนกรีตกำลังสูงในลักษณะเดียวกันพบว่าความเค้นครีประลัยมีค่าน้อยกว่า 0.003 สำหรับ Collins, Mitchell, และ MacGregor⁽¹³⁾ ได้เสนอสมการแสดงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเค้นครีของคอนกรีตให้เห็นความชันที่แตกต่างตามกำลังของคอนกรีตและจะลดลงอย่างรวดเร็วเมื่อถึงค่าความเค้นครีที่หน่วยแรงสูงสุด โดยเปรียบเทียบกับผลทดสอบพบว่าเมื่อกำหนดให้ค่าความเค้นครีประลัยลดลงตามกำลังอัดของคอนกรีตที่สูงขึ้นจะให้ผลรวมของการกระจายหน่วยแรงอัดในคานที่สอดคล้องกับผลทดสอบมาก อนึ่งค่าความเค้นครีที่หน่วยแรงสูงสุดจะเพิ่มตามกำลังอัดที่สูงขึ้น

Leslie, Rajagopalan, และ Everade⁽¹⁴⁾ ได้ทดสอบคานคอนกรีตกำลังสูงที่เสริมเหล็กน้อยกว่าปริมาณเหล็กที่สภาวะสมดุล (Balanced Condition) โดยกล่าวว่าการกระจายหน่วยแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่แนะนำโดย ACI-318 ไม่เหมาะกับคอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงกว่า 500 กก./ซม.² และแนะนำว่าการกระจายหน่วยแรงอัดรูปสามเหลี่ยมในการทำนายกำลังของหน้าตัดคานจะให้ผลแม่นยำกว่า ต่อมา Wang, Shah, และ Namaan⁽¹⁵⁾ ได้ศึกษาคานคอนกรีตกำลังสูงโดยใช้คุณสมบัติที่แท้จริงของวัสดุในการพิจารณากำลังค้ำของคานพบว่าการกระจายหน่วยแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าของ ACI-318 ให้ค่าการทำนายกำลังค้ำของคานที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงได้ถูกต้องพอเพียงและอยู่ในข่ายอนุรักษ์ นอกจากนี้ยังพบว่าค่าความเค้นครีประลัยของคานตัวอย่างทั้งหมดสูงกว่า 0.003 และการคำนวณหาอัตราส่วนเหล็กเสริมสมดุลโดยวิธีของ ACI-318 จะให้ค่าที่น้อยกว่าการใช้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเค้นครีของการทดสอบวัสดุจริงเพื่อการคำนวณ

Mphonde, และ Frantz⁽¹⁶⁾ ได้ทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กไม่มีเหล็กปลอกและทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงมีช่วงการเขื่อน (a/d) เท่ากับ 1.5, 2.5 และ 3.6 พบว่าคานที่มีช่วงการเขื่อนสูงคือ 3.6 กำลังรับแรงเขื่อนของคานที่คำนวณโดยใช้สมการของ ACI-318 [Eq. 11-3 และ Eq. 11-6] จะให้ค่าที่อนุรักษ์แต่อัตราส่วนระหว่างค่าทำนายต่อผลทดสอบจะลดลงตามกำลังอัดของคอนกรีตที่สูงขึ้นซึ่ง Mphonde, และ Frantz ได้เสนอสมการสำหรับทำนายแรงเขื่อนของคานดังกล่าวนอกจากนี้ยังพบว่าผลของกำลังอัดของคอนกรีตจะมีความสำคัญมากขึ้นเมื่อ (a/d) ลดลง Elzanaty, Nilson, และ Slate⁽¹⁷⁾ ได้ศึกษากำลังรับแรงเขื่อนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงทั้งที่มีและไม่มีเหล็กปลอกและมีช่วงการเขื่อนระหว่าง 2.0 - 6.0 พบว่าสมการในการทำนายแรงเขื่อนของ ACI-318 จะไม่อนุรักษ์สำหรับคานที่ไม่มีเหล็กปลอกเมื่อ f'_c และ a/d สูงรวมทั้งมีปริมาณเหล็กเสริมตามยาว ρ ที่ต่ำซึ่งสมการของ ACI [Eq. 11-6] นี้จะให้ความสำคัญของ ρ และ a/d ต่ำเกินไป ในขณะที่ให้ความสำคัญของ f'_c สูงเกินไปในส่วนของคานที่เสริมเหล็กปลอกนั้นวิธีการออกแบบตาม ACI-318-83 จะให้ค่าที่อนุรักษ์ในทุกกรณี ซึ่ง Ahmed, Khaloo, และ Poveda⁽¹⁸⁾ ก็ได้ยืนยันผลนี้เช่นเดียวกันและได้เสนอสมการในการทำนายกำลังรับแรงเขื่อนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่มีเหล็กปลอก Sarsam และ Al-Musawi⁽¹⁹⁾ ได้ทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงและมีการเสริมเหล็กปลอกโดยได้รวมผลทดสอบที่ผ่านมาเพื่อเปรียบเทียบกับวิธีการออกแบบโดย ACI-318-89 พบว่าได้ผลที่อนุรักษ์ แต่เนื่องจากการออกแบบนี้อยู่บนพื้นฐานของคอนกรีตกำลังปกติดังนั้น Sarsam, และ Al-Musawi จึงได้เสนอสมการสำหรับทำนายการรับแรงเขื่อนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีเหล็กปลอก

Martinez, Nilson, และ Slate⁽²⁰⁾ ทดสอบเสาปลอกเกลียวเพื่อศึกษาพฤติกรรมการโอบ (Confinement) ของเสาที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงพบว่าข้อกำหนด ACI-318-83 ซึ่งอยู่บนพื้นฐานของคอนกรีตกำลังปกติพบว่าผลอาจจะไม่ปลอดภัยในบางสภาวะเช่น เมื่อนำคอนกรีตกำลังสูงมาใช้กับเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่ ในขณะที่เสาคอนกรีตมีกำลังอัดปกติจะเกิดการเสียรูปพลาสติกได้มากกว่าโดยที่ความสามารถในการรับน้ำหนักไม่ลดลงแต่เสาที่ใช้คอนกรีตกำลังสูงจะแสดงถึงการเสียรูปพลาสติกลดลงอย่างรวดเร็วหลังจากค่าน้ำหนักสูงสุดซึ่งแสดงให้เห็นว่าแรงจากการโอบรัดจากเหล็กปลอกเกลียวจะมีผลในการเพิ่มหน่วยแรงอัดและความเครียดประลัยให้กับแกนคอนกรีต (Concrete Core) ของคอนกรีตกำลังสูงมีค่าน้อยกว่าเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตกำลังปกติ Bjerkeli, Tomaszewicz, และ Jensen⁽²¹⁾ ศึกษาผลของการโอบรัดของเสาคอนกรีตกำลังสูงที่ใช้เหล็กปลอกเกลียวและเหล็กปลอกเดี่ยวซึ่งก็ได้ผลในลักษณะเดียวกันว่าประสิทธิภาพในการโอบของเหล็กปลอกที่มีต่อเสาหลังจากเปลือกคอนกรีต (Concrete Shell) กระเพาะออกและการเพิ่มความเครียดจะลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น นอกจากนี้ยังได้เสนอให้ใช้ตัวคูณการโอบรัด (Confinement Factor) ให้ค่าลดลงต่ำกว่าของเสาคอนกรีตกำลังปกติเพื่อใช้กับเสาคอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงกว่า 800 กก./ซม.² Cusson และ Paultre⁽²²⁾ ได้ศึกษาการโอบรัดของเสาคอนกรีตกำลังสูงปลอกเดี่ยวก็ให้ผลในลักษณะเดียวกันคือประสิทธิภาพของการโอบรัดจะลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นไปอย่างไรก็ตาม Cusson และ Paultre แสดงให้เห็นถึงผลกระทบที่มีต่อประสิทธิภาพการโอบรัดอันจะนำไปสู่การปรับปรุงพฤติกรรมของเสาคอนกรีตกำลังสูงให้ดีขึ้นได้ นอกจากนี้ยังได้เสนอสมการสำหรับทำนายค่าสัมประสิทธิ์การโอบ (Confinement Coefficient) และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตที่โอบรัดด้วยปลอกเดี่ยวอีกด้วย Azizinemini และ Kuska⁽²³⁾ ได้ทดสอบหาความสามารถ

เครียดของคอนกรีตที่โอบรัดด้วยปลอกเดี่ยวอีกด้วย Azizinamini และ Kuska⁽²³⁾ ได้ทดสอบหาความสามารถในการรับแรงในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์คดของเสาโดยกำหนดให้มีแรงอัดในแนวแกนเป็น 20%, 30%, และ 40% ของกำลังรับน้ำหนักในแนวแกนอย่างเดียวก่อนแล้วหากล้างความสามารถในการรับโมเมนต์คดของเสาซึ่งพบว่า ACI-318-89 จะให้ค่าที่สูงเกินไปและแนะนำให้เปลี่ยนค่าการกระจายหน่วยแรงรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าจาก $0.85f'_c$ ให้ลดลง $0.05f'_c$ ในแต่ละ 70 กก./ซม.² ของค่า f'_c ที่เพิ่มขึ้นเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัด f'_c มากกว่า 700 กก./ซม.² และ Collins et al.⁽¹³⁾ ได้แนะนำให้ใช้ค่า k_2 เพื่อลดค่าหน่วยแรงสูงสุดในหน้าตัดเสาโดยเป็นฟังก์ชันที่ลดลงเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตสูงขึ้น

Olsen⁽¹⁴⁾ ได้ทดสอบการต่อทาบเหล็กเสริมในคานคอนกรีตกำลังสูงช่วงที่รับโมเมนต์คดคงที่พบว่า การทำนายหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้สมการการคดของ Orangun, Jirsa, และ Breen⁽²⁵⁾ จะให้ผลที่อนุรักษ์สำหรับคอนกรีตกำลังปกติแต่จะไม่อนุรักษ์เล็กน้อยสำหรับคอนกรีตมีกำลังอัดอยู่ในช่วง 877 ถึง 1005 กก./ซม.² และต่อมา Azizinamini, Stark, Roller, และ Ghosh⁽²⁶⁾ ก็ได้ทดสอบการต่อทาบในลักษณะเดียวกันพบว่ากำลังรับแรงยึดเหนี่ยว ($\mu/\sqrt{f'_c}$) ในคอนกรีตกำลังสูงจะต่ำกว่าคอนกรีตกำลังปกติและการกระจายหน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัยในคอนกรีตกำลังสูงจะไม่สม่ำเสมอเท่าในคอนกรีตกำลังปกติอีกทั้งเหล็กบนจะมีแรงยึดเหนี่ยวที่ใกล้เคียงกับเหล็กล่าง นอกจากนี้ยังสังเกตเห็นว่าระยะทาบ (Splice) ของเหล็กเสริมรับแรงดึงในคอนกรีตกำลังสูงมีการวิบัติแบบเปราะมาก ซึ่งต่อมา Azizinamini และ Russell⁽²⁷⁾ ก็ได้รายงานผลในลักษณะเดียวกันและยังพบว่าในตัวอย่างทดสอบที่มีเหล็กเสริมตามขวางในช่วงการต่อทาบจะปรับปรุงคุณสมบัติของระยะทาบโดยเพิ่มความเหนียวมากกว่าตัวอย่างทดสอบที่ไม่มีเหล็กเสริมตามขวาง และยังได้แนะนำว่าการกำหนดระยะทาบของเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังสูงที่ยึดถือค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเพียงอย่างเดียวอาจจะไม่เพียงพอ

Lambotte และ Taerwe⁽²⁸⁾ ได้ศึกษาการโค้งตัวและการแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงคดคานและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กเปรียบเทียบระหว่างคอนกรีตกำลังปกติและคอนกรีตกำลังสูงพบว่า การโค้งตัวของชิ้นส่วนที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงจะน้อยกว่าคอนกรีตปกติเมื่อมีขนาดและปริมาณเหล็กเสริมเท่ากันเพราะค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่มากขึ้นและการใช้สูตรของ ACI-318-89 ในการทำนายการโค้งตัวจะให้ค่าที่ใกล้เคียงผลทดสอบหากเพิ่มค่ายกกำลังของอัตราส่วน M/M_{cr} (มากกว่า 3) ส่วนการแตกร้าวของชิ้นส่วนพบว่าไม่มีความแตกต่างเกี่ยวกับขนาดความกว้างและระยะห่างของรอยแตกร้าวในคอนกรีตทั้งสองชนิด

Zia⁽²⁹⁾ ได้เสนอแนะให้แยกข้อกำหนดของ ACI-318-77 ออกเป็น 3 กลุ่มโดยในกลุ่มที่ 2 (บทที่ 8, 9, 10, 11, 12 และ 18) มีผลกระทบจากกำลังของคอนกรีต ดังนั้นเมื่อจะใช้คอนกรีตกำลังสูงในการออกแบบจึงจำเป็นจะต้องมีการปรับปรุงเพื่อให้เหมาะสมในการออกแบบนอกจากนี้ยังชี้ให้เห็นว่าคอนกรีตกำลังสูงมีผลกระทบต่อข้อกำหนดของ ACI-318-77 ในบางส่วนเท่านั้น และตามข้อมูลที่ศึกษาผ่านมาเช่น ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงและความเครียด, ปริมาณเหล็กเสริมสูงสุดและต่ำสุด เป็นต้น อาจสรุปได้ว่าข้อกำหนดของ ACI-318-77 สำหรับการออกแบบของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กของคอนกรีตกำลังสูงจะให้ผลเชิงปลอดภัยเป็นส่วนใหญ่

สำหรับการวิจัยเกี่ยวกับคอนกรีตกำลังสูงในประเทศไทยนั้น สุพรรณ⁽³⁰⁾ ได้วิจัยเกี่ยวกับการพัฒนาส่วนผสมและวิธีการผลิตและศึกษาคุณสมบัติของคอนกรีตกำลังสูงโดยใช้สารผสมคอนกรีตเพิ่มการไหลลื่น (Plasticizers) จากน้ำเสียของกระบวนการฟอกเยื่อกระดาษที่มีสารเคมีหลักคือ ลิกโนซัลโฟเนต (Lignosulphonate) พบว่าอัตราส่วนผสมที่มีปริมาณปูนซีเมนต์ 550 กก./ม.³ และมีอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์ 0.30 จะให้กำลังอัดที่อายุ 28 วันสูงกว่า 700 กก./ซม.² ให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น, กำลังดึงแตกแยก, และกำลังต้านแรงเฉือนเป็นสัดส่วนโดยตรงกับกำลังอัดของคอนกรีตโดยจะมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อกำลังอัดของคอนกรีตสูงขึ้นแต่ค่าอัตราส่วนปัวส์ของจะไม่ขึ้นกับกำลังอัดของคอนกรีต

สกุล⁽³¹⁾ ได้พัฒนาหาสัดส่วนผสมของคอนกรีตที่เหมาะสมกับงานคอนกรีตอัดแรงซึ่งมีกำลังอัดสูงถึง 900 กก./ซม.² โดยเฉลี่ยและได้หล่อคานคอนกรีตรูป *I* เพื่อศึกษาพฤติกรรมการค้ำของคานคอนกรีตอัดแรงที่ทำได้ด้วยคอนกรีตกำลังสูง จากการทดสอบพบว่าในการคาดคะเนโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตโดย ACI-318-77 จะให้ค่าที่แตกต่างไปจากการทดสอบเล็กน้อย โดยการคาดคะเนกำลังค้ำประลัยของคานด้วยการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตรูปทวารโบลา, และรูปสามเหลี่ยม จะให้ผลใกล้เคียงกว่าการใช้การกระจายหน่วยแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า, และความเหนียวของคานจะมีค่าแปรตามอัตราแรงอัด และต่อมา ปรีชา⁽³²⁾ ได้ทดสอบคานคอนกรีตกำลังสูงมากเสริมด้วยลวดรับแรงดึงสูงเพื่อศึกษาพฤติกรรมการค้ำของคานโดยตัวแปรที่ศึกษาคืออัตราส่วนเหล็กเสริมต่อพื้นที่หน้าตัดของคานจากการวิเคราะห์หากำลังแรงค้ำโดยใช้การกระจายหน่วยแรงซึ่งเสนอโดย Nedderman⁽¹⁰⁾, การกระจายหน่วยแรงอัดรูปสามเหลี่ยม, และที่เสนอโดย ACI-318-77 นั้นจะให้ผลที่ใกล้เคียงกับการทดสอบ

มานิต⁽³³⁾ ได้ศึกษาพฤติกรรมเสาคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้คอนกรีตที่มีกำลังสูงเฉลี่ย 850 กก./ซม.² มีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสโดยแบ่งตัวอย่างออกเป็น 2 กลุ่ม กลุ่มแรกรับน้ำหนักบรรทุกตรงศูนย์กลาง กลุ่มที่สองรับน้ำหนักบรรทุกเยื้องศูนย์กลาง ผลทดสอบเสาด้อย่างในกลุ่มแรกพบว่าความเครียดสูงสุดของเสาประเภทนี้จะแปรผันกับปริมาณเหล็กเสริมยื่นและมีแนวโน้มว่าเสาจะวิบัติก่อนเหล็กเสริมยื่นจะถึงกำลังคลากเมื่อใช้เหล็กเสริมยื่นเกิน 7.5% การคาดคะเนน้ำหนักบรรทุกของเสาโดยวิธีของ ACI-318-77 จะให้ค่าที่อนุรักษ์ สำหรับในกลุ่มที่สองพบว่าพฤติกรรมปฏิสัมพันธ์ของแรงในแนวแกนและแรงค้ำ (Column Interaction Curve) สามารถคาดคะเนได้อย่างถูกต้องโดยวิธีของ Nedderman หรือ ACI-318-77 เมื่อเสาวิบัติโดยแรงดึงเป็นหลักแต่ถ้าเสาวิบัติโดยแรงอัดเป็นหลักการคาดคะเนโดยวิธีของ Nedderman และ ACI-318-77 จะให้ค่าต่ำกว่าการทดสอบ ส่วน วุฒิ⁽³⁴⁾ ได้ศึกษาถึงผลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงมากโดยให้รับน้ำหนักในแนวแกนโดยเหล็กเสริมตามขวางมี 2 แบบ คือปลอกเดี่ยวและปลอกเกลียวรูปสี่เหลี่ยม เสาตัวอย่างมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสมีปริมาณเหล็กเสริมยื่นคงที่ จากการทดสอบพบว่าพฤติกรรมการโอบของเหล็กเสริมตามขวางจะขึ้นอยู่กับปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางซึ่งกำลังที่เพิ่มขึ้นในแกนคอนกรีตจะมีค่าน้อยในช่วงแรกเมื่อคอนกรีตยังไม่เกิดการแตกร้าวภายในแต่จะมีค่ามากขึ้นหลังจากคอนกรีตเกิดการแตกร้าวภายใน สำหรับการคาดคะเนกำลังของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงมากจะสามารถคำนวณตามมาตรฐานการออกแบบที่ใช้เสาที่ทำด้วยคอนกรีตธรรมดาได้อย่างปลอดภัย

พิทยา⁽³⁵⁾ ได้ทดสอบหาค่าดึงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงโดยคอนกรีตมีกำลังอัดในช่วง 672 ถึง 801 กก./ซม.², มีค่า a/d เท่ากับ 3.91, และปริมาณเหล็กเสริมตามยาว 5.69 % ซึ่งแบ่งคานออกเป็น 2 ชุด คือชุดที่ไม่เสริมเหล็กปลอก, และชุดที่เสริมเหล็กปลอก ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าสมการของ ACI-318-83 ให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนระหว่าง 80 - 114% ของค่าที่ได้จากการทดสอบเมื่อกำลังอัดประลัยของคอนกรีตเพิ่มขึ้นและมีปริมาณเหล็กเสริมตามยาวสูง แต่สมการของ Zsutty⁽³⁶⁾ ยังคงสามารถคำนวณกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดแตกร้าวแนวทแยงและ ณ จุดประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงมากได้โดยยังอยู่ในด้านที่ปลอดภัย สำหรับกำลังรับแรงเฉือนของคานชุดที่เสริมเหล็กปลอกตั้งนั้นกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบให้ค่าที่มากกว่ากำลังรับแรงเฉือนที่คำนวณโดยข้อกำหนด ACI-318

วัตถุประสงค์

เพื่อศึกษาและเปรียบเทียบวิธีการออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยข้อกำหนดในปัจจุบัน (ACI-318-89) กับวิธีการออกแบบซึ่งใช้ข้อมูลที่ได้จากงานวิจัยต่าง ๆ เกี่ยวกับคอนกรีตกำลังสูงที่ผ่านมา เพื่อสรุปเป็นแนวทางเบื้องต้นสำหรับพิจารณาในการคำนวณออกแบบชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง โดยจะศึกษาถึงชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงในสภาวะต่าง ๆ ดังนี้

1. แรงดัด (Flexure)
2. แรงเฉือน (Shear)
3. แรงอัด (Compression)
4. แรงยึดเหนี่ยว (Bond Strength)

ทั้งนี้จะพิจารณาทั้งพฤติกรรมที่เกี่ยวข้องกับสภาวะกำลัง และสภาวะใช้งาน

ขอบเขตการศึกษา

ขอบเขตของการศึกษานี้จำกัดเฉพาะการเปรียบเทียบข้อมูลจากงานวิจัยเกี่ยวกับคอนกรีตกำลังสูงที่ผ่านมา, คุณสมบัติของคอนกรีตกำลังสูงกำลังอัดที่ไม่สูงกว่า 1,200 กก./ซม.² และจะต้องไม่เกินกว่ากำลังอัดสูงสุด ของคอนกรีตในงานวิจัย โดยยึดถือปัจจัยต่าง ๆ ประกอบการพิจารณาคือ

1. แรงดัด จะพิจารณาการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในคานเพื่อนำมาใช้ในการวิเคราะห์แรงดัดภายในของคานคอนกรีตกำลังสูงโดยพิจารณาถึง, อัตราส่วนเหล็กเสริมสมมูลย์, และอัตราส่วนเหล็กเสริมสูงสุด, และอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุดที่ให้ค่าความเหนียวทางโครงสร้างเพียงพอ

2. แรงเฉือน จะพิจารณาโมเดลที่เหมาะสมซึ่งมีการนำเสนอเพื่อทำนายกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กแยกพิจารณาเมื่อขึ้นส่วนของ คานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กปลอก, และเมื่อเสริมเหล็กปลอกของช่วงการเฉือน a/d ระหว่าง 2.5 ถึง 6.0

3. แรงอัด จะพิจารณาถึงกำลังของเสารับแรงในแนวแกน, และพฤติกรรมร่วมระหว่างแรงในแนวแกนกับแรงดัด โดยพิจารณาถึงผลของอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงอัดสูงสุดในหน้าตัดต่อหน่วยแรงอัดจากการทดสอบตัวอย่างรูปทรงกระบอก, ผลของพฤติกรรมการโอบรัดของเหล็กปลอกในเสาด้วย

4. แรงยึดเหนี่ยว จะพิจารณาถึงแนวโน้มของการออกแบบให้มีความปลอดภัยในการหาระยะยึดรั้ง, และระยะหาคือเหล็กเสริม, และระยะการหยุดเหล็กในองค์อาคารเป็นต้น

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

การศึกษานี้จะรวบรวมผลศึกษาวิจัยทั้งการวิเคราะห์และทดสอบทั่วโลกเกี่ยวกับคอนกรีตกำลังสูงกับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก, จะได้มีการรวบรวมประเด็นต่าง ๆ พร้อมกับการวิเคราะห์เปรียบเทียบจากหลายแห่งอันจะนำไปสู่แนวทางเบื้องต้นเพื่อการพิจารณาเป็นเกณฑ์การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตกำลังสูงได้

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

คุณสมบัติของคอนกรีตกำลังสูง

บทนำ

ข้อกำหนดและมาตรฐานในการทำนายคุณสมบัติพื้นฐานของคอนกรีตเช่น กำลังอัด, ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียด, โมดูลัสยืดหยุ่น, กำลังดึง, และคุณสมบัติอื่น ๆ โดยทั่วไปแล้วจะอยู่บนพื้นฐานจากการทดสอบคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่ำกว่า 400 ถึง 500 กก./ซม.² ในบทนี้จะกล่าวถึงคุณสมบัติของคอนกรีตกำลังปกติและคอนกรีตกำลังสูงซึ่งได้พิจารณาจากพื้นฐานพฤติกรรมทางโครงสร้างของชิ้นส่วนโครงสร้างที่มีความสำคัญต่อการศึกษาดังต่อไปนี้

พฤติกรรมทางด้านกำลังอัด

1. กำลังอัดของคอนกรีต

ตัวแปรหลักที่ใช้เพื่อบอกคุณสมบัติของคอนกรีตคือ กำลังอัดแนวแกน (Uniaxial Compressive Strength) หรือที่เรียกว่า "กำลังอัด" จะขึ้นอยู่กับ อายุ, ขนาดรูปร่าง, สภาวะการบ่ม, วิธีการทดสอบ ของตัวอย่างทดสอบ กำลังอัดของคอนกรีตโดยทั่วไปจะถือกำหนดที่อายุ 28 วัน ส่วนขนาดและรูปร่างของตัวอย่างทดสอบจะแตกต่างกันตามมาตรฐานของแต่ละประเทศเช่น ในสหรัฐอเมริกาจะใช้ตัวอย่างรูปทรงกระบอก ขนาด 6 x 12 นิ้ว (15.2 x 30.4 ซม.) หรือ 3 x 6 นิ้ว (7.6 x 15.2 ซม.), ในประเทศเยอรมันใช้ตัวอย่างรูปทรงลูกบาศก์ขนาด 20 ซม. และขนาด 15 ซม. เป็นต้น ส่วนของ ACI-318-89⁽⁵⁾ กำลังอัดของคอนกรีตโดยการทดสอบตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาด 6 x 12 นิ้ว (15.2 x 30.4 ซม.) ที่อายุ 28 วัน และของ CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ กำหนดโดยการทดสอบตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาด 15 x 30 ซม. ที่อายุ 28 วันเช่นกัน การเปรียบเทียบระหว่างกำลังอัดรูปทรงลูกบาศก์และกำลังอัดรูปทรงกระบอกที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางต่อความสูง, $d/h = 1/2$ ใน CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ จะใช้ตัวคูณ 0.80 คูณกับกำลังรูปทรงลูกบาศก์ซึ่งจะให้กับคอนกรีตกำลังต่ำ แต่สำหรับคอนกรีตกำลังสูงค่าตัวคูณนี้ จะเปลี่ยนแปลงด้วยค่าคงที่เพิ่มขึ้น 100 กก./ซม.² และจากผลทดสอบของ Dahl, Fluge, และ Hansen⁽³⁷⁾ โดยใช้คอนกรีตกำลังสูง (800 ถึง 1200 กก./ซม.²) พบว่าค่าเปรียบเทียบระหว่างรูปทรงลูกบาศก์กับทรงกระบอกด้วยการ เพิ่มในอัตราคงที่ 110 กก./ซม.² ตาม Norwegian Standard (NS3473)⁽³⁸⁾ จะให้ค่าที่สอดคล้องกับผลทดสอบตัวอย่างรูปทรงลูกบาศก์ (10 ซม.) กับตัวอย่างรูปทรงกระบอกที่มี $d/h = 1/2$ แต่อย่างไรก็ตามยังไม่มิตัวคูณแปลงค่ากำลังอัดระหว่างตัวอย่างที่มีรูปร่างแตกต่างกันให้เป็นมาตรฐานเดียวกัน

สำหรับการพัฒนากำลังในคอนกรีตกำลังสูงพบว่ากำลังที่อายุเริ่มแรกเพิ่มขึ้นในอัตราที่สูงกว่าเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่มีกำลังปกติ^{(30), (39)} แต่ที่อายุในช่วงหลังการพัฒนากำลังจะไม่แตกต่างกันมากนัก ACI Committee 363⁽¹⁾ ได้รายงานว่ายัตราส่วนของกำลังที่อายุ 7 วัน ต่อ 28 วัน ของคอนกรีตกำลังสูงอยู่ในช่วง 0.80 ถึง 0.90 และ 0.70 ถึง 0.75 สำหรับคอนกรีตกำลังปกติ และ Carrasquillo et al.⁽⁴⁰⁾ ได้รายงานว่ายัตราส่วนของกำลังอัดที่อายุ 7 วัน ต่อ 90 วันเท่ากับ 0.60, 0.65, และ 0.73 สำหรับคอนกรีตกำลังต่ำ, ปานกลาง, และสูงตามลำดับ (ดูรูปที่ 2.1) ซึ่งได้อธิบายสาเหตุการพัฒนากำลังอัดที่สูงกว่าว่าเนื่องจากการเพิ่มขึ้นของอุณหภูมิการบ่มภายในที่มีความร้อนจากปฏิกิริยาไฮเดรชันสูงกว่าและปริมาณของปูนซีเมนต์ที่เพิ่มขึ้นในคอนกรีตกำลังสูง

กำลังการรับน้ำหนักคงค้างในระยะยาวของคอนกรีตกำลังสูงจะมีค่าต่ำกว่าค่าซึ่งหาจากการรับน้ำหนักในระยะสั้นซึ่งหมายความว่า จะเกิดการลดลงของส่วนความปลอดภัยของกำลังของโครงสร้างในระยะยาวตามปกติการออกแบบโครงสร้างจะอยู่บนพื้นฐานของข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในระยะสั้น ผลการทดสอบกำลังอัดของคอนกรีตในระยะยาวโดย Smedi et al.⁽⁴¹⁾ แสดงให้เห็นว่าค่ากำลังรับน้ำหนักคงค้างในระยะยาวมีค่าประมาณ 75% ถึง 80% ของกำลังอัดประลัยในการรับน้ำหนักในระยะสั้นสำหรับคอนกรีตกำลังปกติ ส่วนใน CEB/FIP MC-90 ได้กำหนดค่าความสัมพันธ์ที่ 0.85 สำหรับคอนกรีตกำลังสูง Smedi et al.⁽⁴¹⁾ แสดงให้เห็นว่าค่ากำลังรับน้ำหนักคงค้างในระยะยาวมีค่าประมาณ 80% ถึง 85% ของกำลังอัดประลัยในการรับน้ำหนักในระยะสั้นและยังพบว่ากำลังรับน้ำหนักคงค้างในระยะยาวของคอนกรีตกำลังสูงจะมากกว่าคอนกรีตที่มีกำลังปกติประมาณ 5% ถึง 10% ในผลทดสอบของ Han และ Walraven⁽⁴²⁾ ได้ผลกำลังรับน้ำหนักคงค้างของคอนกรีตกำลังสูง (มีกำลังอัดรูปทรงลูกบาศก์ 1150 กก./ซม.²) มีค่าเท่ากับ 80% ของกำลังการรับน้ำหนักในระยะสั้น ดังนั้นจะเห็นได้ว่าเมื่อไม่คำนึงถึงความเข้มของหน่วยแรงแล้วอัตราส่วนระหว่างกำลังรับน้ำหนักคงค้างต่อกำลังรับน้ำหนักในระยะสั้นของคอนกรีตกำลังสูงจะมากกว่าคอนกรีตกำลังปกติ (ดูรูปที่ 2.2)

คอนกรีตกำลังสูงที่มีการใช้ซิลิกาฟูม (Silica Fume) เป็นส่วนผสม Meage, Smeplass, และ Johansen⁽⁴³⁾ ได้รายงานว่ายัตราส่วนของกำลังสูงที่มีส่วนผสมของ ซิลิกาฟูม จะมีกำลังหลังจาก 28 วัน เพิ่มขึ้นในอัตราที่ต่ำกว่าคอนกรีตที่ไม่มีซิลิกาฟูมโดยคอนกรีตที่ใช้ซิลิกาฟูมยังคงมีกำลังสูงกว่าคอนกรีตที่ไม่ใช่ Yogendran, Langan, และ Wart⁽⁴⁴⁾ ได้รายงานว่ายัตราส่วนการทดแทนปูนซีเมนต์ด้วยซิลิกาฟูมประมาณ 15% จะเหมาะสมที่สุดสำหรับทำคอนกรีตกำลังสูง นอกจากนี้ Read, Carrette, Malholtra⁽⁴⁵⁾ ได้รายงานว่าการใช้ซิลิกาฟูมจะทำให้การพัฒนากำลังของคอนกรีตในช่วงแรกสูงกว่าคอนกรีตที่ไม่มีซิลิกาฟูมและหากกำลังในระยะแรกไม่มีความสำคัญมากนักการใช้ซีเมนต์ลดยสามารถที่จะใช้แทน ซิลิกาฟูม เพื่อให้คอนกรีตพัฒนากำลังในระยะหลังสูงขึ้น

สำหรับเหตุผลอื่น ๆ เช่น การกระหึ่มและการบ่มคอนกรีตที่ไม่ดีพออาจทำให้ค่ากำลังในที่ (In-situ Strength) ต่ำกว่ากำลังของตัวอย่างที่ทำในห้องทดลอง ดังนั้นในบางข้อกำหนดจึงได้มีการสมมุติตัวคูณลดกำลังของคอนกรีตอยู่ในช่วง 0.75 - 0.90 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดในที่ต่อในห้องทดลองที่ CEB/FIP MC90 กำหนดคือ $(1 - f_{ck}/250)$ เมื่อ f_{ck} คือกำลังอัดคอนกรีตมีหน่วยเป็น นิวตัน/มม.² สำหรับในกรณีคอนกรีตกำลังสูงได้มีการทดสอบซึ่งให้ผลสอดคล้องกันคือค่ากำลังในที่จะมีค่าต่ำกว่ากำลังจากห้องทดสอบเช่นกัน⁽⁴⁶⁾

2. พฤติกรรมหน่วยแรงกับความเครียด

รายงานจากการวิจัยต่าง ๆ (7), (14), (15), (47) เกี่ยวกับพฤติกรรมความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตกำลังสูงรับแรงอัดในแนวแกนจะมีรูปร่างเป็นเส้นโค้งเมื่อเปรียบเทียบกับคอนกรีตกำลังปกติพบว่า

- คอนกรีตกำลังสูงมีความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดที่เป็นเชิงเส้นมากกว่าและเริ่มเบี่ยงเบนจากการเป็นเส้นตรงที่หน่วยแรงสูงกว่า
- คอนกรีตกำลังสูงมีค่าความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุดมากกว่าคอนกรีตกำลังปกติ
- คอนกรีตกำลังสูงมีความชันของส่วนที่ลาดชันของเส้นโค้งหน่วยแรงกับความเครียดมากกว่า

รูปที่ 2.3 แสดงความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของตัวอย่างคอนกรีตส่วนเริ่มแรกจะลาดชันเป็นเส้นตรงซึ่งในช่วงยืดหยุ่นความสัมพันธ์จะเป็นสัดส่วนโดยตรงและจะเริ่มโค้งจนเข้าสู่แนวราบเมื่อใกล้ค่าหน่วยแรงสูงสุดที่ความเครียดประมาณ 0.002 - 0.003 และกำลังจะตกลงหลังจากถึงหน่วยแรงสูงสุด แต่อย่างไรก็ตามคุณลักษณะของเส้นโค้งหลังจากหน่วยแรงสูงสุดนี้อาจบันทึกได้ยากหากการทดสอบไม่มีเครื่องมือที่ดีพอเพราะเมื่อผ่านหน่วยแรงสูงสุดแล้วค่าจะลดลงเร็วมากโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อคอนกรีตกำลังสูงก็จะยิ่งเปราะกว่าคอนกรีตกำลังปกติ

การเปลี่ยนแปลงการตอบสนองต่อการรับน้ำหนักบรรทุกของคอนกรีตสามารถปรับปรุงได้ด้วยการเพิ่มพฤติกรรมการยึดเกาะระหว่างซีเมนต์เพสต์กับมวลรวม (Aggregate-paste Bond) ซึ่งในคอนกรีตกำลังสูงความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียดที่มีความชันเป็นเชิงเส้นมากกว่าเนื่องจากมีปริมาณรอยแตกร้าวภายใน (Microcrack) ภายในน้ำหนักบรรทุกต่าง ๆ กันมีน้อยกว่า Carrasquillo et al.⁽⁴⁰⁾ ได้ใช้เทคนิคการเอกซเรย์เพื่อแสดงให้เห็นถึงการสูญเสียเสถียรภาพของรอยแตกร้าวภายในเริ่มเกิดที่ผิวระหว่างซีเมนต์เพสต์และมวลรวมที่น้ำหนักประมาณ 65% ของน้ำหนักประลัยในคอนกรีตกำลังปกติที่มีกำลังอัดประมาณ 315 กก./ซม.² และขณะที่กำลังยังคงเพิ่มขึ้นต่อไปจนรอยแตกร้าวเหล่านี้กระจายไปที่ซีเมนต์เพสต์ทำให้เกิดหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงเฉือนตามแนวแตกร้าวเป็นเหตุให้เกิดการรูด (Slip) และแยกตัวของรอยร้าวเกิดการเปลี่ยนแปลงปริมาตรอันจะมีผลกระทบต่อความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดในคอนกรีตกำลังสูงที่มีกำลังอัด 770 กก./ซม.² การวิบัติของแรงยึดเกาะระหว่างซีเมนต์เพสต์และมวลรวมจะเกิดขึ้นและรอยร้าวจะขยายตัวที่ประมาณ 90% ของกำลังประลัยซึ่งเป็นผลให้ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียดเบี่ยงเบนเชิงเส้นจนถึงวิบัติ

โมดูลัสยืดหยุ่น

ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตหาได้จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดจากการทดสอบกำลังอัดโดยมีวิธีการต่าง ๆ เช่น Secant Modulus หากจากความชันของเส้นตรงที่ลากจากจุดเริ่มต้น

กับจุดบนกราฟ ซึ่ง ACI-318-89⁽⁵⁾ กำหนดที่ 45% ของหน่วยแรงสูงสุด หรือ Tangent Modulus ตาม CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตจะมีความสัมพันธ์อย่างใกล้ชิดกับคุณสมบัติของซีเมนต์ทดสอบ, ความแข็งแกร่ง (Stiffness) ของมวลรวม, และมาตรฐานการทดสอบ โมดูลัสยืดหยุ่นจะเป็นตัวแปรตามกำลังอัดจากการทดสอบแรงอัด สำหรับคอนกรีตกำลังสูงซึ่งส่วนผสมมีสารปอซโซลานและสารเคมีผสมเพิ่ม, สัดส่วนน้ำต่อซีเมนต์ที่ต่ำ, และการเลือกใช้มวลรวมอย่างระมัดระวัง ซึ่งจะมีอิทธิพลต่อโมดูลัสยืดหยุ่นอันจะต้งนำมาพิจารณาเพื่อคำนวณหาค่าได้ใกล้เคียงกับที่ได้จากการทดสอบมากขึ้น

จากการรวมผลทดสอบโดย FIP/CEB⁽⁴⁾ เมื่อพิจารณาว่าร่วมกันทั้ง ACI-318-89⁽⁵⁾ และ CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ พบว่าข้อกำหนดทั้งสองให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่สูงเกินไปหากคอนกรีตมีกำลังอัดมากกว่า 400 - 500 กก./ซม.² สำหรับคอนกรีตที่มีความหนาแน่นปกติตามของ ACI-318-89 ให้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตที่

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad \text{กก./ซม.}^2 \quad (2.1)$$

เมื่อ f'_c คือกำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอก แต่ใน CEB/FIP MC-90⁽⁶⁾ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจากกำลังระยุ (Characteristic Strength), f_{ck} รูปทรงกระบอกที่

$$E_c = 47000(f_{ck} + 80)^{1/3} \quad \text{กก./ซม.}^2 \quad (2.2)$$

ใน NS3473⁽³⁸⁾ ได้เสนอให้ใช้สมการหาค่าโมดูลัสยืดหยุ่นจากกำลังระยุของคอนกรีตรูปทรงกระบอก, f_{ck} จาก

$$E_c = 48200 f_{ck}^{0.30} \quad \text{กก./ซม.}^2 \quad (2.3)$$

และ Carrasquillo et al.⁽¹⁴⁾ ได้เสนอค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่สัมพันธ์กับกำลังของคอนกรีตระหว่าง 210 กก./ซม.² ถึง 840 กก./ซม.²

$$10600\sqrt{f'_c} + 70000 \quad \text{กก./ซม.}^2 \quad (2.4)$$

โดย f'_c คือกำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอก

Tomosawa และ Noguchi⁽⁴⁸⁾ ก็ได้เสนอสมการทำนายค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสำหรับคอนกรีตกำลังสูงซึ่งได้จากการทดสอบตัวอย่างที่มีกำลังอัดในช่วง 200 - 1200 กก./ซม.² จำนวนประมาณ 3000 ตัวอย่าง ได้ค่า

$$E_c = a_1 a_2 \left[342000 \left(\frac{\gamma}{2.4} \right)^2 \left(\frac{f'_c}{600} \right)^{1/3} \right] \quad \text{กก./ซม.}^2 \quad (2.5)$$

เมื่อ

γ คือ หน่วยน้ำหนักของคอนกรีต (ตัน/ม.³)

a_1 คือ ตัวคูณปรับค่าเนื่องจากชนิดของมวลรวมหยาบกำหนดค่าให้

$a_1 = 1.20$ สำหรับ หินย่อยจาก หินปูน, หรือ บอกไซต์

$a_1 = 0.95$ สำหรับ หินย่อยจาก หินควอร์ต, แอนดิไรต์, หรือ บะซอลท์

$a_1 = 1.00$ สำหรับ มวลรวมหยาบอื่น ๆ นอกเหนือจากที่กล่าว

a_2 คือ ตัวคูณปรับค่าเนื่องจากวัสดุผสมเพิ่มกำหนดค่าให้

$a_2 = 0.95$ สำหรับ ซิลิกาฟูม, สแลกจากเตาหลอมเหล็ก (Ground Granulated Blast Furnace Slag, GGBFS), ซีเมนต์ลอยจากควัน (Fly Ash Flume)

$a_2 = 1.10$ สำหรับ ซีเมนต์ลอย (Fly Ash)

$a_2 = 1.00$ สำหรับ วัสดุผสมเพิ่มอื่น ๆ นอกเหนือจากที่กล่าว

สมการ 2.3 และ 2.4 ประกอบกับผลทดสอบดังแสดงไว้ในรูปที่ 2.4 มีหน่วยเป็น นิวตัน/มม.² จะเห็นว่าคอนกรีตกำลังสูงมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นที่สูงกว่าคอนกรีตกำลังปกติ ซึ่ง Carrasquillo et al.⁽⁷⁾ ได้อธิบายว่าเป็นผลมาจากคอนกรีตกำลังสูงมีซีเมนต์เฟสที่มีความแข็งแรงมากกว่าและมีกำลังการยึดเกาะระหว่างซีเมนต์เฟสกับมวลรวมมากกว่า Baabaki et al.⁽⁴⁹⁾ ได้เปรียบเทียบผลทดสอบกับสมการที่ 2.2, 2.3, และ 2.4 และสรุปว่าสมการทั้งสามจะทำนายค่าให้ความผิดพลาดต่ำกว่า 20% ยกเว้นเฉพาะเมื่อคอนกรีตกำลังสูงมีมวลรวมหยาบเป็นหินทราย

อัตราส่วนมวลของ

อัตราส่วนมวลของของความเครียดด้านข้างกับความเครียดในแนวแกนซึ่งคอนกรีตทั่วไปจะมีค่าประมาณ 0.10 - 0.20⁽⁵⁾

สำหรับคอนกรีตกำลังสูง Carrasquillo et al.⁽⁷⁾ ได้รายงานจากผลทดสอบค่าอัตราส่วนมวลของของคอนกรีตโดยทั่วไปมีค่าประมาณ 0.20 หากไม่คำนึงถึงกำลังอัดของคอนกรีต ซึ่งได้ค่าใกล้เคียงกับผลทดสอบของ สุพรรณ⁽³⁰⁾ และ Radain, Samman, และ Wafa⁽⁵⁰⁾ ซึ่งได้ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนมวลของเท่ากับ 0.19 และ ACI Committee 363⁽¹⁾ แนะนำโดยอาศัยข้อมูลที่มีอยู่ว่าค่าอัตราส่วนมวลของในช่วงยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังสูงดูเหมือนจะเทียบได้กับค่าของคอนกรีตกำลังปกติ

กำลังดึงของคอนกรีต

แม้ว่ากำลังดึงของคอนกรีตมักจะไม่ได้นำมาใช้ในการคำนวณหากำลังของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กแต่กำลังดึงของคอนกรีตจะมีผลต่อการแตกร้าว, การเสียรูป, ความทนทาน, และคุณสมบัติอื่น ๆ เช่น แรงยึดเหนี่ยว (Bond) และระยะพัฒนามากำลัง (Development Length) ของเหล็กเสริมและกำลังเฉือนหรือกำลังบิด เป็นต้น

การทดสอบกำลังดึงโดยตรง (Direct Tensile Test) ของคอนกรีตแม้จะทำได้ยากเนื่องจากการทดสอบยากที่จะหลีกเลี่ยงหน่วยแรงแปลกปลอมในการทดสอบและทำให้ผลทดสอบผิดพลาดได้ ดังนั้นการทดสอบหา กำลังดึงจึงใช้วิธีการทดสอบแรงดึงแยกตัว (Splitting Tensile Test) ซึ่งทำได้โดยการกดคอนกรีตรูปทรงระบอควางราบตามยาวให้แตกผ่าศูนย์กลาง นอกจากนี้กำลังดึงของคอนกรีตอาจหาได้โดยการทดสอบความต้านทานต่อแรงค้ำของคานคอนกรีตล้วนซึ่งเทียบค่ากำลังดึงที่ได้จากโมดูลัสการแตกร้าว (Modulus of Rupture) โดยทั่วไปกำลังดึงของคอนกรีตจะเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดแต่ไม่ได้เพิ่มเป็นสัดส่วนโดยตรงกับกำลังอัด สำหรับค่ากำลังดึงแบบต่าง ๆ ของคอนกรีตปกติมีค่าประมาณได้ดังนี้⁽⁵¹⁾

- กำลังดึงโดยตรง, f_t จะมีค่าระหว่าง $0.79\sqrt{f_c'}$ ถึง $1.32\sqrt{f_c'}$
- กำลังดึงแยกตัว, f_{sp} จะมีค่าระหว่าง $1.59\sqrt{f_c'}$ ถึง $2.12\sqrt{f_c'}$
- โมดูลัสการแตกร้าว, f_r จะมีค่าระหว่าง $2.12\sqrt{f_c'}$ ถึง $3.18\sqrt{f_c'}$

ทั้งนี้เมื่อ f_c' คือกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงระบอคว

จากการศึกษา ACI Committee 363⁽¹⁾ สรุปว่าคอนกรีตกำลังปกติให้กำลังดึงแยกตัวมากกว่าหรือเท่ากับ 10% ของกำลังอัดแต่อาจจะลดลงเหลือเพียง 5% เมื่อคอนกรีตมีกำลังสูงขึ้น นอกจากนี้ยังพบว่ากำลังดึงแยกตัวของคอนกรีตมีค่ามากกว่ากรณีที่คอนกรีตมีใช้มวลรวมเป็นหินจากโม่เมื่อเทียบกับคอนกรีตที่ใช้มวลรวมเป็นกรวด Carrasquillo et al.⁽⁷⁾ ได้เสนอสมการทำนายกำลังดึงแยกตัวของคอนกรีตความหนาแน่นปกติที่มีกำลังอัดระหว่าง 210 กก./ซม.^2 ถึง 840 กก./ซม.^2 ได้จาก

$$f_{sp} = 1.80\sqrt{f_c'} \quad \text{กก./ซม.}^2 \quad (2.6)$$

ซึ่งต่อมา Ahmed และ Shah⁽⁵²⁾ ได้แสดงให้เห็นว่าค่าในสมการที่ 2.6 จะให้ค่ากำลังดึงแยกตัวที่สูงเกินไปดังแสดงรูปที่ 2.5.ก. ที่มีหน่วยเป็น ปอนด์/นิ้ว² และแนะนำให้ทำนายโดยพิจารณาเป็นค่าเฉลี่ยจาก

$$f_{sp} = 1.37f_c'^{0.55} \quad \text{กก./ซม.}^2 \quad (2.7)$$

ค่าขอบเขตล่างจาก

ค่าขอบเขตล่างจาก

$$f_{sp} = 1.59\sqrt{f'_c} \quad \text{กก./ชม.}^2 \quad (2.8)$$

สมการที่ใช้ทำนายค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตตั้งใน ACI-318-89⁽⁵⁾ กำหนดให้ใช้

$$f_r = 1.98\sqrt{f'_c} \quad \text{กก./ชม.}^2 \quad (2.9)$$

แต่ในคอนกรีตกำลังสูงจากผลทดสอบระหว่างช่วงกำลังอัด 210 กก./ชม.² ถึง 840 กก./ชม.² Carrasquillo et al.⁽⁷⁾ เสนอให้ใช้

$$f_r = 3.10\sqrt{f'_c} \quad \text{กก./ชม.}^2 \quad (2.10)$$

ผลการทดสอบระบุว่าสมการที่ 2.9 จะให้ค่าต่ำเกินไปในขณะที่สมการที่ 2.10 จะให้ค่าที่สูงเกินไปดังแสดงในรูปที่ 2.5 ค่าโมดูลัสการแตกร้าวอาจคำนวณได้จากค่าเฉลี่ย

$$f_r = 0.94 f_c'^{2/3} \quad \text{กก./ชม.}^2 \quad (2.11)$$

และค่าขอบเขตล่างคือ

$$f_r = 0.82 f_c'^{2/3} \quad \text{กก./ชม.}^2 \quad (2.12)$$

ในการทำนายค่ากำลังดึงแตกแยก และ ค่าโมดูลัสการแตกร้าวตามในสมการที่ 2.6 ถึง 2.8 และ 2.10 ถึง 2.12 ตามลำดับจำกัดค่า f'_c ให้ไม่เกิน 840 กก./ชม.² ดังนั้นต่อมา Imam, Vandewalle, และ Mortelmans⁽⁵³⁾ จึงได้เสนอสมการสำหรับคอนกรีตกำลังสูงที่มีช่วงกำลังอัดสูงขึ้นระหว่าง 700 กก./ชม.² ถึง 1150 กก./ชม.² ดังนี้

$$f_{sp} = 3.12 f_c'^{0.44} \quad \text{กก./ชม.}^2 \quad (2.13)$$

และ

$$f_r = 1.65 f_{sp} = 5.14 f_c'^{0.44} \quad \text{กก./ชม.}^2 \quad (2.14)$$

ทั้งนี้เมื่อ f'_c คือกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ กำหนดกำลังดึงของคอนกรีตจากการทดสอบแรงดึงในแนวแกนโดยเกณฑ์การพิจารณากำลังดึงที่จะใช้ในการออกแบบนั้นจะขึ้นอยู่กับความน่าเชื่อถือของชิ้นส่วนโครงสร้างที่พิจารณาโดยกำหนดกำลังดึงในแนวแกนไว้ 3 กรณีคือ ขอบเขตล่าง $f_{ct,min}$, ค่าเฉลี่ย f_{ct} , และขอบเขตบน $f_{ct,max}$ ซึ่งค่ากำลังดึงทั้งสามกรณีสามารถเขียนอยู่ในรูปความสัมพันธ์ทั่วไปดังนี้

$$f_{ct} = \alpha_{ct} f_c'^{2/3} \quad \text{กก./ชม.}^2 \quad (2.15)$$

โดยกำหนดที่ขอบเขตล่างให้ α_c เท่ากับ 0.44, ที่ค่าเฉลี่ย α_c เท่ากับ 0.65, และที่ขอบเขตบน α_c เท่ากับ 0.86 เมื่อ f_{ck} คือกำลังอัดของตัวอย่างรูปทรงกระบอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15 ซม. อนึ่ง CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ แนะนำตัวคูณแปลงกำลังดึงในแนวแกนเป็น กำลังดึงแตกแยก, และโมดูลัสการแตกร้าว เท่ากับ $f_{ct}/0.9$, และ $f_{ct}/0.73$ ตามลำดับ สำหรับใน Norwegian Standard⁽³⁸⁾ ก็เช่นเดียวกันคือใช้กำลังดึงโดยตรงแทนกำลังดึงแยกตัวซึ่งอาจกำหนดค่าได้จากสมการ

$$f_{tk} = k f_{ck}^{0.6} \quad \text{กก./ซม.}^2 \quad (2.16)$$

เมื่อ f_{tk} คือกำลังดึงโดยตรงระบุของคอนกรีต, f_{ck} คือกำลังอัดระบุของคอนกรีตและ k คือค่าคงที่ซึ่ง Thorenfeldt และ Drangsholt⁽⁵⁴⁾ ได้นำสมการนี้ไปประยุกต์ใช้กับคอนกรีตกำลังสูงโดยการกำหนดให้ $k = 0.77$ เมื่อ f_{tk} และ f_{ck} มีหน่วยเป็น กก./ซม.² และกำหนดว่าค่ากำลังดึงโดยตรงจะไม่สูงขึ้นเมื่อกำลังอัดรูปทรงกระบอกมีค่ามากกว่า 750 กก./ซม.²

พฤติกรรมการรับน้ำหนักกระทำหลายแกน

คอนกรีตในชิ้นส่วนโครงสร้างอาจจะต้องรับแรงในหลายทิศทางของการกระทำพร้อมกันดังตัวอย่าง เช่นคานคอนกรีตอาจมี แรงอัด, แรงดึง, และแรงเฉือน พื้นหรือฐานรากอาจมีแรงอัดหรือแรงดึงในสองทิศทางตั้งฉากกันร่วมกับแรงเฉือน แต่โดยทั่ว ๆ ไปการทดสอบคุณสมบัติของคอนกรีตจะทำได้ภายใต้วิธีการทดสอบที่ง่าย เช่น กำลังอัดในแนวแกน f'_c (หรือ f_{ck}), และกำลังดึง f_t เป็นต้น และเนื่องจากคอนกรีตเป็นวัสดุที่ไม่เป็นเนื้อเดียว (Nonhomogeneous) ซึ่งการหาลำดับของโครงสร้างที่คอนกรีตรับแรงกระทำหลายแกนการใช้ทฤษฎีวิธานกำลังวัสดุอาจจะให้ผลที่ไม่ถูกต้องนัก ดังนั้นกำลังของคอนกรีตจากแรงหลายแกนจึงควรจะได้ทดสอบและนำผลมาประยุกต์เพื่อการใช้งานต่อไป

การทดสอบแรงในสองแกนประกอบด้วยหน่วยแรงหลัก(Principal Stress) ในสองทิศทางและหน่วยแรงหลักในทิศทางที่สามเป็นศูนย์ จากผลการศึกษาของ Kupfer, Hillsdorf และ Rusch⁽⁵⁵⁾ ได้แสดงให้เห็นรูปที่ 2.6 สรุปได้ว่ากำลังของคอนกรีตที่รับหน่วยแรงอัดกระทำทั้งสองแกนอาจจะเพิ่มขึ้นถึง 27% จากหน่วยแรงแกนเดียว แต่หากแรงกระทำร่วมกันเป็นแรงดึงร่วมกับแรงอัดจะทำให้ทั้งหน่วยแรงดึงและแรงอัดที่วิบัติมีค่าลดลง Chen et al.⁽⁵⁶⁾ ได้ศึกษาถึงพฤติกรรมของคอนกรีตกำลังสูงภายใต้หน่วยแรงอัดสองแกนพบว่า กำลังประลัยในหน่วยแรงอัดสองแกนจะสูงกว่ากำลังอัดแกนเดียวอย่างชัดเจน โดยค่ากำลังอัดในแนวแกนจะสูงสุดเมื่อหน่วยแรงอัดแกนที่สองมีค่าระหว่าง 0.20 ถึง 0.50 ของแกนหลักและหน่วยแรงอัดที่เพิ่มขึ้นจะลดลงเมื่ออัตราส่วนระหว่างค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของมวลรวมกับของมวลร้าวสูงขึ้น โดยอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงตามแนวแกนต่อหน่วยแรงด้านข้างสูงขึ้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของแต่ละแกนจะเป็นเชิงเส้นจนถึงหน่วยแรงสูงกว่า

หน่วยแรงอัดภายใต้หน่วยแรงสามแกน Richart, Brandtzaeg และ Brown⁽⁵⁷⁾ ทำการทดสอบตัวอย่าง โดยใช้แรงดันของเหลวเป็นแรงอัดด้านข้างพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีตมีค่าสูงขึ้นจากเดิมประมาณ 4.1 เท่าของหน่วยแรงอัดทางด้านข้างซึ่งเขียนในรูปสมการคือ

$$f'_{cc} = f'_{co} + 4.1 f'_l \quad (2.17)$$

เมื่อ

- f'_{cc} = กำลังตามแนวแกนของคอนกรีตที่มีการการโอบ
- f'_{co} = กำลังอัดแกนเดียวของคอนกรีตเมื่อไม่มีการโอบ (Unconfined)
- f'_l = หน่วยแรงอัดด้านข้าง

ผลการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของคอนกรีตกำลังสูงภายใต้หน่วยแรงหลายแกนยังมีน้อยมากอย่างไรก็ตาม FIP/CEB⁽⁴⁾ รายงานว่ากำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นโดยผลของแรงกดดันจากการโอบด้านข้างสำหรับคอนกรีตกำลังสูงจะเพิ่มขึ้นน้อยกว่าคอนกรีตกำลังปานกลางและต่ำ จากรายงานของ Jensen et al.⁽⁵⁸⁾ แสดงผลการทดสอบคอนกรีตรับหน่วยแรงสามแกนโดยใช้แรงดันน้ำโอบข้างโดยใช้คอนกรีตความหนาแน่นปกติสรุปได้ว่าการเพิ่มกำลังอัดจากผลของการโอบรัดของแรงดันด้านข้างอาจใช้ตัวคูณ K , (Confinement Factor) คำนวณหากำลังอัดตามแนวแกนจาก

$$f'_{cc} = f'_{co} + K f'_l \quad (2.18)$$

สำหรับคอนกรีตกำลังอัดเฉลี่ยของตัวอย่างรูปทรงลูกบาศก์ 250 และ 800 กก./ซม.² ทดสอบได้ค่า K 4.1 และ 2.8 ตามลำดับ

การคืบของคอนกรีต

การคืบ (Creep) เป็นคุณสมบัติของคอนกรีตภายใต้ความเครียดหรือน้ำหนักคงที่หรือแรงอัดคงค้างตามเวลาอัตราการเสียรูปในลักษณะของความเครียดจะลดลงตามเวลาและจะมีผลต่อกำลังของโครงสร้างน้อย แต่จะมีผลให้เกิดการจัดกระจายหน่วยแรงในส่วนโครงสร้างและทำให้การโก่งตัวเพิ่มมากขึ้น ขนาดของความเครียดจากการคืบ (Creep Strain) จะขึ้นอยู่กับส่วนประกอบของคอนกรีต, สภาวะแวดล้อม, ระยะเวลา, และระดับแรงที่กระทำ รูปที่ 2.7 แสดงกราฟการคืบของคอนกรีตกำลังปกติภายใต้หน่วยแรงอัดคงที่ในแนวแกน

สำหรับหน่วยแรงที่ไม่มากกว่าครึ่งหนึ่งโดยประมาณของกำลังอัดรูปทรงระบอบค่าความเครียดจากการคืบจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยแรงและเพราะว่าความเครียดช่วงแรกยังอยู่ในช่วงยืดหยุ่นซึ่งจะเป็นสัดส่วนโดยตรงกับหน่วยแรง ดังนั้นจึงนิยามการคืบในช่วงนี้เป็นสัมประสิทธิ์การคืบ (Creep Coefficient)

$$C_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{ci}} \quad (2.19)$$

เมื่อ ε_{cu} คือค่าความเครียดประลัยจากการคืบ, และ ε_{ci} คือความเครียดเริ่มแรกเมื่อน้ำหนักกระทำการคืบ หรืออาจเขียนอยู่ในรูปของการคืบจำเพาะ (Specific Creep) δ_{cu} , ซึ่งนิยามเป็นความเครียดตามเวลาที่เพิ่มขึ้นต่อหน่วยของแรง

$$C_{cu} = E_c \delta_{cu} \quad (2.20)$$

และสัมประสิทธิ์การคืบที่เวลาใด ๆ C_t , สามารถเขียนสมการความสัมพันธ์ของสัมประสิทธิ์การคืบประลัย C_{cu} ซึ่งสำหรับคอนกรีตกำลังปกติ Branson⁽⁶⁹⁾ ได้แนะนำให้ใช้สมการ

$$C_t = C_{cu} \frac{t^{0.6}}{10 + t^{0.6}} \quad (2.21)$$

เมื่อ t คือเวลาหลังจากน้ำหนักกระทำมีหน่วยเป็นวัน อนึ่งสมการที่ 2.21 นั้นถือเป็น 'สภาวะมาตรฐาน' ภายใต้สภาพอากาศมีความชื้นสัมพัทธ์ 40%, มีค่าการยุบตัว (Slump) น้อยกว่าหรือเท่ากับ 10 ซม., ความหนาเฉลี่ยของชิ้นส่วน 15 ซม., น้ำหนักกระทำเริ่มแรกที่อายุ 7 วัน, และคอนกรีตบ่มขึ้น ในกรณีนี้สภาวะไม่เป็นไปตามมาตรฐานที่กำหนดค่า C_t ในสมการที่ 2.21 จะต้องปรับค่าตามสภาวะด้วยตัวคูณต่าง ๆ⁽⁵⁹⁾

ได้มีการทดสอบ^{(8),(9),(21),(60)} ที่แสดงให้เห็นว่าค่าสัมประสิทธิ์การคืบในคอนกรีตกำลังสูงจะน้อยกว่าคอนกรีตกำลังปกติโดยการรับน้ำหนักที่ระยะเวลาเดียวกันคอนกรีตกำลังสูงมีความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับการคืบ (Stress-Creep Relationship) เป็นเชิงเส้นจนกระทั่งถึงระดับของอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงต่อกำลังอัด (σ/f'_c) สูงกว่า ซึ่งจะมีช่วง σ/f'_c ที่สัมประสิทธิ์การคืบมีค่าคงที่สูงกว่าด้วย Ngab et al.⁽⁸⁾ ได้รายงานจากผลการทดสอบพบว่าภายใต้สภาวะแห้งตัวค่าสัมประสิทธิ์การคืบของคอนกรีตกำลังสูงจะมีค่าประมาณ 50% ถึง 75%, และภายใต้สภาวะไม่แห้งตัวจะมีค่า 75% ถึง 90% ของคอนกรีตปกติ นอกจากนี้ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับการคืบของคอนกรีตกำลังสูงเป็นเชิงเส้นในช่วงจาก 0% ถึง 70 % ของกำลังประลัย ในขณะที่คอนกรีตปกติจะอยู่ในช่วงประมาณ 30% ถึง 50% ซึ่งต่อมา Smadi et al.⁽⁹⁾ ได้ทำการทดสอบยืนยันให้ค่าที่ใกล้เคียงกัน

ในตารางที่ 2.1 เป็นสรุปค่าตัวแปรการคืบจาก Nilson⁽⁵¹⁾ ซึ่งได้รวมผลการวิจัยเกี่ยวกับคอนกรีตกำลังสูงที่มหาวิทยาลัยคอร์เนลล์และข้อมูลจาก Neville⁽⁶¹⁾ ภายใต้สภาวะความชื้นเฉลี่ยของคอนกรีตเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกที่อายุ 7 วัน ตามรูปที่ 2.8 แสดงค่าการคืบตัวจำเพาะกับกำลังอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกจากการศึกษาของ Ngab et al.⁽⁸⁾ และ Bjerkeli et al.⁽²¹⁾ ซึ่งจะเห็นได้ชัดว่าค่าการคืบจำเพาะจะลดลงอย่างมากเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น

การหดตัวของคอนกรีต

การหดตัว (Shrinkage) เป็นปริมาตรของคอนกรีตลงโดยไม่เกี่ยวกับแรงที่กระทำ แต่จะเกิดจากตัวแปรต่าง ๆ ในทำนองเดียวกับการคืบตัว และจะมีความสัมพันธ์โดยตรงกับการสูญเสียความชื้นในคอนกรีต กราฟแสดงการเพิ่มความเครียดจากการหดตัวกับระยะเวลาของคอนกรีตปกติได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.9 การหดตัวจะเพิ่มขึ้นด้วยอัตราที่ลดลงเมื่อระยะเวลาเพิ่มขึ้น ค่าความเครียดสุดท้ายเนื่องจากการหดตัวจะมีความแปรเปลี่ยนมากแต่โดยทั่วไปจะอยู่ในช่วง 0.0002 ถึง 0.0006 แต่ในบางครั้งอาจสูงถึง 0.0010 จากการศึกษา Branson⁽⁵⁹⁾ ได้แสดงให้เห็นว่าคอนกรีตบ่มชื้น (Moist Cured) ที่เวลา t ใด ๆ หลังจาก 7 วันแรก ความเครียดจากการหดตัวของคอนกรีตปกติสามารถทำนายโดยสมการ

$$\varepsilon_{sh,t} = \varepsilon_{sh,u} \frac{t}{35 + t} \quad (2.22)$$

เมื่อ $\varepsilon_{sh,t}$ คือความเครียดของการหดตัวที่เวลา t มีหน่วยเป็นวัน และ $\varepsilon_{sh,u}$ คือค่าความเครียดประลัยจากการหดตัว ซึ่งสมการที่ 2.22 ตาม "สภาวะมาตรฐาน" คือความชื้นสัมพัทธ์ไม่มากกว่า 40% และสำหรับความหนาเฉลี่ยของชิ้นส่วน 15 ซม. แต่ในกรณีที่ไม่อยู่ในสภาวะมาตรฐานจะต้องกำหนดตัวคูณปรับค่าตามความเหมาะสมด้วย⁽⁵⁹⁾

ACI Committee 363⁽¹⁾ ได้รายงานเกี่ยวกับคอนกรีตกำลังสูงว่าการหดตัวจะไม่มีผลกระทบโดยการเปลี่ยนแปลงอัตราส่วนน้ำต่อซีเมนต์แต่ประมาณว่าการหดตัวของคอนกรีตกำลังสูงเป็นสัดส่วนกับเปอร์เซ็นต์ของน้ำในคอนกรีตโดยปริมาตรและการหดตัวของคอนกรีตกำลังสูงจะคล้ายกับคอนกรีตที่มีกำลังต่ำกว่า ส่วนผลการทดสอบโดย Smedj et al.⁽⁹⁾ สรุปว่าการหดตัวในระยะยาวของคอนกรีตกำลังสูงจะน้อยกว่าคอนกรีตที่มีกำลังต่ำ

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

บทที่ 3

ชิ้นส่วนรับแรงคด

บทนำ

สมมุติฐานเบื้องต้นสำหรับการพิจารณาพฤติกรรมด้านแรงคดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กคือ

1. ระนาบของหน้าตัดหลังจากการคดยังคงเป็นระนาบเช่นเดียวกับระนาบของหน้าตัดก่อนการคด
2. ทราบความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริม
3. กำลังดึงของคอนกรีตถือว่าน้อยมากและไม่นำมาพิจารณาในการหาค่าลึงคดประลัยของหน้าตัด
4. ทราบความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตเพื่อที่จะกำหนดขนาดและการกระจายของหน่วยแรงอัด

สมมุติฐานข้อแรกคือหลักการของเบอร์นูลลี (Bernoulli's Principle) ซึ่งหมายความว่าค่าความเครียดตามยาวในคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ตำแหน่งใด ๆ ของหน้าตัดเป็นสัดส่วนกับระยะทางจากแกนสะเทิน ดังนั้นการกระจายความเครียดตลอดความลึกของชิ้นส่วนเนื่องจากแรงคดจึงถือว่าเป็นเส้นตรงจนกระทั่งวิบัติ ในสมมุติฐานข้อสองหมายความว่าคุณสมบัติหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริมจะต้องกำหนดขึ้นเพื่อการวิเคราะห์ซึ่งจะไม่คำนึงถึงการเพิ่มกำลังเนื่องจากช่วงความเครียดแข็ง (Strain Hardening) ดังรูปที่ 3.1 สำหรับสมมุติฐานข้อสามเนื่องจากคอนกรีตรับแรงดึงได้น้อยมากดังนั้นจะไม่นำมาพิจารณาในการหาค่าลึงคดประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก และสมมุติฐานข้อสี่จะต้องกำหนดพฤติกรรมที่ถูกต้องของหน้าตัดซึ่งความเครียดในคอนกรีตที่ถูกอัดจะเป็นสัดส่วนกับระยะทางจากแกนสะเทินโดยรูปร่างความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตในรูปที่ 2.3 สามารถแสดงลักษณะการกระจายหน่วยแรงอัดที่แต่ละระดับของการรับน้ำหนักได้

รูปที่ 3.2 แสดงถึงการเปลี่ยนแปลงรูปร่างของการกระจายหน่วยแรงเมื่อโมเมนต์คดที่หน้าตัดคานมีค่าเพิ่มขึ้นโดยหน้าตัดคานจะถึงค่ากำลังรับแรงคด (ความต้านทานต่อโมเมนต์คดสูงสุด) เมื่อแรงอัดทั้งหมดของคอนกรีตคูณด้วยแขนของโมเมนต์ jd มีค่าสูงสุด และคุณสมบัติของการกระจายหน่วยแรงอัดที่หน้าตัดซึ่งเกิดค่าโมเมนต์คดสูงสุด (Flexural Strength) อาจจะถูกกำหนดโดยพารามิเตอร์ k_1 , k_2 , และ k_3 ดังรูปที่ 3.3.ก สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง b และมีความลึกประสิทธิผล d แรงอัดทั้งหมดของคอนกรีตคือ $k_1 k_3 f'_c bc$ และแขนของโมเมนต์ $d - k_2 c$ เมื่อ c คือระยะจากผิวรับแรงอัดถึงแกนสะเทิน

จากการศึกษาของ Hognestad, Hanson, Mchenry⁽⁶²⁾ ที่ทดสอบตัวอย่างดังในรูปที่ 3.4 ซึ่งได้รับน้ำหนักเยื้องศูนย์กลางโดยการเพิ่มแรง P_1 และ P_2 ที่จะแปรเปลี่ยนเป็นอิสระเพื่อรักษาให้แกนสะเทินอยู่ที่ผิวล่างของตัวอย่างตลอดการทดสอบจึงสามารถพิจารณาการกระจายหน่วยแรงในส่วนรับแรงอัดได้โดยการสมดุลย์ของแรงกับโมเมนต์ภายในและภายนอก ทำให้คำนวณหาค่า k_1 , k_2 , และ k_3 ได้โดยตรง และจะสังเกตถึงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตในตัวอย่างได้ ซึ่งพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ทดสอบจากตัวอย่างรูปทรงกระบอกมีลักษณะคล้ายกับการทดสอบนี้ อย่างไรก็ตามกำลังอัดคอนกรีตสูงสุดที่ค่ากำลังดัดของตัวอย่างคือ $k_3 f'_c$ จะน้อยกว่ากำลังอัดรูปทรงกระบอกและความเครียดสูงสุดบนผิวรับแรงอัดจะมีค่าลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น

ในการทำนายพฤติกรรมของชิ้นส่วนรับแรงดัดนั้นจำเป็นต้องทราบค่าความเครียดสูงสุด ϵ_u (ความเครียดประลัย) ของคอนกรีตด้วยซึ่ง Hognestad et al.⁽⁶²⁾ ได้สรุปว่าค่าความเครียดสูงสุดที่ผิวของคานคอนกรีตจะลดลงเมื่อกำลังอัดคอนกรีตสูงขึ้นโดยค่าที่เหมาะสมจะใช้แตกต่างกันโดยอยู่ระหว่าง 0.003 - 0.004 ในส่วนของคอนกรีตกำลังสูงนั้นจากผลการทดสอบของ สกุล⁽³¹⁾, และ ปรีชา⁽³³⁾ ได้ค่าเฉลี่ยของค่า ϵ_u เท่ากับ 0.0033, และ 0.0027 ตามลำดับ นอกจากนี้ Nedderman⁽¹⁰⁾, Karr et al.⁽¹¹⁾ และ Swartz et al.⁽¹²⁾ ก็ได้ทดสอบตัวอย่างเช่นเดียวกับของ PCA เพื่อหาการกระจายหน่วยแรงอัดและความเครียดสูงสุดสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเช่นกัน

การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคาน

การวิเคราะห์กำลังดัดประลัยและโมเมนต์ดัดกับความโค้งของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำเป็นต้องทราบลักษณะการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานซึ่งมีพหุคูณที่สำคัญคือ แพคเตอร์ที่มีผลต่อรูปร่างการกระจายหน่วยแรง, ความเครียดเมื่อถึงหน่วยแรงสูงสุด, และความเครียดสูงสุด ซึ่งในช่วงที่ผ่านมาได้มีการวิจัยเพิ่มขึ้นและได้มีการเสนอโมเดลการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานคอนกรีตกำลังสูงไว้ด้วย

1. การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตต่าง ๆ

ก. ACI-318-89⁽⁵⁾ แนะนำการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตที่อยู่เหนือแกนสะเทินของหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดยกว้างเท่ากับความกว้างของคาน มีความลึก a และหน่วยแรงเฉลี่ยสม่ำเสมอ $0.85 f'_c$ (รูปที่ 3.3 ข.) ซึ่งกำหนดให้ a ขึ้นอยู่กับกำลังอัดคอนกรีต f'_c โดย $a = \beta_1 c$ โดยที่ β_1 มีค่าเท่ากับ 0.85 เมื่อคอนกรีตมี f'_c น้อยกว่า 280 กก./ซม.² และค่า β_1 จะลดลง 0.05 ต่อ 70 กก./ซม.² ของ f'_c ที่สูงขึ้นแต่จะไม่ลดต่ำกว่า β_1 มีค่าเท่ากับ 0.65 เมื่อคอนกรีตมี f'_c มากกว่าหรือเท่ากับ 560 กก./ซม.² สำหรับค่าความเครียดสูงสุดที่ผิวรับแรงอัดกำหนดให้ใช้ค่า $\epsilon_u = 0.003$

ข. Nedderman⁽¹⁰⁾ ได้ทดสอบโดยวิธีของ PCA (Portland Cement Association) โดยใช้คอนกรีตมีกำลังอัดมากกว่า 800 กก./ชม.² เพื่อหาการกระจายหน่วยแรงอัด ณ จุดประลัยรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าของคอนกรีตกำลังสูงและสรุปว่า อัตราส่วนระหว่างระยะจากผิวรับแรงอัดของคานถึงจุดที่แรงอัดลัทธิกระทำต่อระยะจากผิวรับแรงอัดถึงแกนสะเทิน k_2 ควรมีค่าเท่ากับ 0.37 ซึ่งเท่ากับในคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่ำกว่า และจะไม่เปลี่ยนแปลงตามกำลังอัดของคอนกรีตที่เพิ่มขึ้น และอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงอัดเฉลี่ยต่อหน่วยแรงอัดสูงสุดของตัวอย่างรูปทรงกระบอก k_1, k_3 มีค่าเท่ากับ 0.58 สำหรับการสมมุติการกระจายหน่วยแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าควรใช้ค่าเฉลี่ยของหน่วยแรงอัดเท่ากับ $0.77 f'_c$ แทน $0.85 f'_c$ และ $\beta_1 = 2k_2$ ดังนั้น $\beta_1 = 0.74$ และค่าความเครียดสูงสุดที่ผิวรับแรงอัด ϵ_u เท่ากับ 0.003

ค. CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ แนะนำให้คำนวณกำลังดัดประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานเป็นรูปสี่เหลี่ยม-พาราโบลา (Parabolic-rectangular) ดังรูปที่ 3.5.ก. โดยกำหนดความเครียดเมื่อถึงหน่วยแรงอัดสูงสุด ϵ_o เท่ากับ 0.002 และค่าความเครียดสูงสุดบนผิวรับแรงอัด ϵ_u เท่ากับ 0.0035 สำหรับคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่ำกว่า 500 กก./ชม.² และสำหรับคอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงกว่า 500 กก./ชม.² ค่าความเครียดสูงสุดบนผิวรับแรงอัดหาได้จากสมการ

$$\epsilon_u = 0.0035 \left(\frac{500}{f'_c} \right) \quad (3.1)$$

อย่างไรก็ตาม CEB/FIP MC90 กำหนดให้ใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงสุดไม่เกิน 800 กก./ชม.² สำหรับลักษณะการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานจะเริ่มด้วยเส้นโค้งพาราโบลา ดังสมการ

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

สำหรับช่วง $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_o$ และต่อด้วยเส้นตรง ณ ค่า f'_c จาก ϵ_o ถึง ϵ_u นอกจากนี้ยังกำหนดตัวคูณสำหรับลดกำลังของคอนกรีตเนื่องจากการรับกำลังในระยะยาวไว้เท่ากับ 0.85 อาจพิจารณาเป็นค่า k_3

ง. NS3473⁽³⁶⁾ ได้ปรับปรุงข้อกำหนด CEB/FIP เพื่อให้เหมาะสมในการใช้กับคอนกรีตปกติและคอนกรีตกำลังสูงซึ่งกำหนดค่ากำลังอัดสูงสุดของคอนกรีต f_{cu} ไว้ที่ 1050 กก./ชม.² (f_{cu} ในที่นี้คือกำลังอัดคอนกรีตรูปทรงลูกบาศก์ขนาด 10 ซม. ซึ่งเท่ากับ $f'_c + 110$ กก./ชม.² สำหรับคอนกรีตกำลังสูง) โดยกำหนดการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในส่วนเหนือแกนสะเทินของหน้าตัดคานเป็น 3 ช่วงโดยมีพารามิเตอร์ที่แตกต่างกันออกไปสำหรับคอนกรีตกำลังอัดต่าง ๆ กันและมีการกำหนดค่ากำลังอัดคอนกรีตในโครงสร้าง (Structural Compressive Strength) f_{cm} เพื่อเป็นค่าหน่วยแรงอัดสูงสุดในหน้าตัดคานซึ่งมีค่า

$$f_{cn} = 0.56f_{cu} + 28 \quad (\text{กก./ซม.}^2) \quad (3.3)$$

โดยในช่วงแรกที่จะเป็นเส้นตรงที่ลาดขึ้นโดยมีความชันเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดคอนกรีตดังนี้

$$f_c = \varepsilon_c E_{cn} \quad , \text{สำหรับ } 0 \leq \varepsilon_c \leq 0.6 f_{cn} / E_{cn} \quad (3.4)$$

ช่วงที่สองเป็นเส้นโค้งที่ขึ้นอยู่กับแฟคเตอร์ $m = \varepsilon_o / \varepsilon_n$ ที่ขึ้นอยู่กับกำลังอัดคอนกรีตเช่นกันดังนี้

$$f_c = \varepsilon_c E_{cn} - (m-1) f_{cn} \left[\frac{\varepsilon_c E_{cn} - 0.6 f_{cn}}{(m-0.6) f_{cn}} \right]^{\frac{m-0.6}{m-1}} \quad , \text{สำหรับ } 0.6 f_{cn} / E_{cn} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \quad (3.5)$$

และในช่วงที่สามจะเป็นเส้นตรงที่ค่า f_{cn} คือ

$$f_c = f_{cn} \quad , \text{สำหรับ } \varepsilon_o < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \quad (3.6)$$

โดยกำหนดค่าต่าง ๆ ดังนี้คือ ค่าความเครียดเมื่อถึงหน่วยแรงอัดสูงสุด ε_o กำหนดโดยสมการ

$$\varepsilon_o = (0.0004 f_{cn} + 1.9) 10^{-3} \quad (3.7)$$

ค่าความเครียดสูงสุดบนผิวรับแรงอัด ε_u กำหนดโดยสมการ

$$\varepsilon_u = \left[2.5 \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_n} \right) - 1.5 \right] \varepsilon_n \quad (3.8)$$

โดยที่

$$\varepsilon_n = \frac{f_{cn}}{E_{cn}} \quad (3.9)$$

$$E_{cn} = 48200 f_{cn}^{0.3} \quad (\text{กก./ซม.}^2) \quad (3.10)$$

สำหรับรูปร่างการกระจายหน่วยแรงอัดในคานได้คูณหน่วยแรงอัดด้วยค่าสัมประสิทธิ์ลดค่า (f_{cn} / f'_c) ซึ่งพิจารณาเป็นค่า k_3 ไว้แล้ว อนึ่งในกรณีที่คอนกรีตมี f_{cu} น้อยกว่า 550 กก./ซม.² อาจจะกำหนดให้ช่วงที่ 1 และ 2 เป็นเส้นโค้งพาราโบลาตั้งสมการที่ 3.2 ได้ การกระจายหน่วยแรงอัดของ NS3473 นี้เป็นดังรูปที่ 3.5 ข.

๑. Collins et al.⁽¹³⁾ แนะนำสมการแสดงความสัมพันธ์หน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่เริ่มเสนอโดย Popovics⁽⁶³⁾ และต่อมา Thorenfeldt, Tomaszewicz และ Jensen⁽⁶⁴⁾ ได้เสนอให้เพิ่มตัวคูณ k ซึ่งเป็นดังสมการที่ 3.11 เพื่อให้ส่วนที่ลาดลงของเส้นโค้งหน่วยแรงกับความเครียดลดลงได้เร็วเพียงพอหลังจากถึงค่าหน่วยแรงสูงสุดสำหรับคอนกรีตกำลังสูงซึ่งจะได้

$$f_c = f'_c \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \frac{n}{n-1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_o)^{nk}} \quad (3.11)$$

เมื่อ

f_c = หน่วยแรงอัดคอนกรีต

f'_c = หน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต

ε_c = ความเครียดอัดของคอนกรีต

ε_o = ความเครียดสูงสุดเมื่อ f_c ถึง f'_c

n = แฟคเตอร์กำหนดความโค้ง (Curve fitting factor), โดย n มีค่าเพิ่มขึ้นเส้นโค้งจะมีความชันเพิ่มขึ้น

โดยที่ $k = 1$ เมื่อ $\varepsilon_c/\varepsilon_o \leq 1$ และ $k > 1$ เมื่อ $\varepsilon_c/\varepsilon_o \geq 1$ และแนะนำให้ใช้ค่า k และ n ดังนี้

$$k = 0.67 + \frac{f'_c}{630} \quad (3.12)$$

และ

$$n = 0.80 + \frac{f'_c}{175} \quad (3.13)$$

สำหรับคอนกรีตความหนาแน่นปกติค่าความเครียดเมื่อถึงหน่วยแรงอัดสูงสุด ε_o ได้จาก

$$\varepsilon_o = \frac{f'_c}{E_c} \frac{n}{n-1} \quad (3.14)$$

โดยค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E_c แนะนำให้ใช้สมการที่เสนอโดย Carrasquillo et al.⁽⁷⁾ คือ

$$E_c = 10600 \sqrt{f'_c} + 70000 \quad (\text{กก./ซม.}^2) \quad (2.4)$$

จากความสัมพันธ์ต่าง ๆ ข้างบนได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.5.ค. Collins et al.⁽¹⁶⁾ ได้นำไปเปรียบเทียบกับผลทดสอบการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานโดยค่าความเครียดประลัย ε_u มีค่าลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นและใช้ค่า $k_3 = 1.0$ พบว่าให้ผลสอดคล้องกับการทดสอบอย่างมาก แต่อย่างไรก็ตามในการทดสอบของ Karr et al.⁽¹¹⁾ ได้แนะนำให้ใช้ค่า ε_u โดยขอบเขตล่างในการทดสอบเท่ากับ 0.003 ดังนั้นในชิ้นส่วนรับแรงค้ำกำหนดให้ค่า $k_3 = 1.0$ เพื่อใช้ในการวิเคราะห์นี้ และจะใช้เพื่อพิจารณาจนถึงกำลังอัดเท่ากับ 1000 กก./ซม.²

จ. Muguruma, Nishiyama และ Watanabe⁽⁶⁵⁾ ได้เสนอสมการความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรูปทรงระบอบอก ซึ่งใช้ได้กับคอนกรีตที่มี f'_c สูงถึง 1600 กก./ซม.² โดยกำหนดให้ความเครียดเมื่อถึงหน่วยแรงอัดสูงสุด ϵ_o เท่ากับ

$$\epsilon_o = 0.0013 \left(1 + \frac{f'_c}{1005} \right) \quad (3.15)$$

ส่วนที่ลาดชันของเส้นโค้งจนกระทั่งถึงค่าหน่วยแรงอัดสูงสุดกำหนดโดยสมการกำลังสองดังนี้

$$f_c = E_i \epsilon_c + \left(\frac{f'_c - E_i \epsilon_o}{\epsilon_o^2} \right) \epsilon_c^2 \quad \text{เมื่อ } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_o \quad (3.16)$$

เมื่อ E_i = ค่าโมดูลัสสัมผัส ณ จุดเริ่มต้น ซึ่งได้จากสมการต่อไปนี้

$$E_i = 72490 \sqrt{\frac{f'_c}{19.6}} \quad (\text{กก./ซม.}^2) \quad (3.17)$$

สำหรับส่วนที่ลาดลงของเส้นโค้งหลังจากถึงจุดสูงสุดได้สมมติเป็นเส้นตรงที่เชื่อมระหว่างจุดที่มีค่าหน่วยแรงอัดสูงสุดกับจุดที่หน่วยแรงอัดมีค่าเป็นศูนย์และค่าหน่วยความเครียดเท่ากับ 0.004 ดังสมการ

$$f_c = f'_c \frac{\epsilon_c - 0.004}{\epsilon_o - 0.004} \quad \text{เมื่อ } \epsilon_o < \epsilon_c \leq 0.004 \quad (3.18)$$

และกำหนดให้ค่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีต ϵ_u อยู่บนเส้นตรงส่วนที่ลาดลงซึ่งกำหนดโดย

$$\epsilon_u = \sqrt{(0.008 - \epsilon_o) \epsilon_o - (0.004 - \epsilon_o) \frac{2A_1}{f'_c}} \quad (3.19)$$

โดยที่

$$A_1 = \epsilon_o \frac{E_i \epsilon_o + 2f'_c}{6} \quad (3.20)$$

จากสมการที่ Muguruma et al.⁽⁶⁵⁾ เสนอมาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตที่ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.5.ง.

2. ข้อเสนอสำหรับการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในการศึกษานี้

ในการศึกษานี้ได้พิจารณาเห็นว่าสมการของ Collins et al. (13) จะยากต่อการอินทิเกรตหาค่าพหามิเตอร์ดังนั้นในการศึกษานี้จะพิจารณาเปรียบเทียบโดยใช้สมการของ Hognestad⁽⁶⁶⁾ ที่เสนอการกระจายหน่วยแรงอัดด้วยสมการกำลังสองในช่วงก่อนที่จะถึง ϵ_o และเพื่อให้เหมาะสมกับคุณสมบัติของคอนกรีตกำลังสูงแปดเดกรีที่ใช้กำหนดรูปร่างการกระจายหน่วยแรงอัดจะปรับปรุงโดยใช้สมการที่ 3.13 และ 3.14 ของ Collins et al. (13) เพื่อกำหนดค่า ϵ_o โดยใช้ค่า $k_3 = 0.85$ และใช้ค่าความเครียดประลัย ϵ_u เท่ากับ 0.003 และการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานที่ปรับปรุงใหม่จะเรียกว่า "Proposed Distribution" โดยใช้สมการพาราโบลาจนกระทั่งถึงความเครียดประลัยคือ

$$f_c = f_c' \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad , \text{สำหรับ } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_u \quad (3.21)$$

สำหรับการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานของ Proposed Distribution ได้แสดงไว้ในรูปที่ 3.5.จ.

อัตราส่วนเหล็กเสริมสมดุลย์

ที่สภาวะความเครียดสมดุลย์ค่าความเครียดสูงสุดของคอนกรีตที่มีรับแรงอัดจะถึงความเครียดประลัย ϵ_u พร้อมกับที่เหล็กเสริมรับแรงดึงถึงถึงความเครียดคลาก $\epsilon_y = f_y/E_s$ ซึ่งค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมสมดุลย์สามารถสร้างขึ้นบนพื้นฐานของสภาวะความเครียดสมดุลย์ และโดยการพิจารณาค่ากำลังดัด (Flexural Strength) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กดังนี้

$$c_b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d \quad (3.22)$$

แรงอัดในคอนกรีต, C ,

$$C = k_1 k_3 f_c' b c_b \quad (3.23)$$

แรงดึงในเหล็กเสริม, T ,

$$T = A_s f_y = \rho_b b d f_y \quad (3.24)$$

โดยการสมดุลย์ของแรงอัดในคอนกรีต C , และแรงดึงในเหล็กเสริม T ,

$$k_1 k_3 f_c' b c_b = \rho_b b d f_y$$

แทนสมการที่ 3.22 ลงในข้างบนและจัดรูปใหม่จะได้

$$\rho_b = k_1 k_3 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \quad (3.25)$$

ซึ่งสมการที่ 3.25 นี้จะใช้สำหรับหาค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมสมมูลย์ของชิ้นส่วนรับแรงดัด

กำลังดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

ค่ากำลังดัด (Flexural Strength) ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะสมมุติให้เกิดขึ้นเมื่อค่าความเครียดบนผิวรับแรงอัดเท่ากับค่าความเครียดประลัย (Crushing Strain) ϵ_u ของคอนกรีตโดยที่ความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึง ϵ_s อาจจะมีมากกว่าหรือน้อยกว่าความเครียด ณ จุดคลาก $\epsilon_y = f_y/E_s$ ที่จุดเริ่มแรกของการคลากที่เกิดขึ้น ถ้าปริมาณเหล็กเสริมมีน้อยก็จะเกิดการคลากก่อนเกิดการอัดประลัยของคอนกรีตเป็นผลให้เกิดการวิบัติในลักษณะที่มีความเหนียวซึ่งจะมีการเสียรูปมาก ในทางตรงข้ามเมื่อปริมาณเหล็กเสริมมีมากทำให้ยังคงอยู่ในช่วงอีลาสติกเมื่อเกิดการอัดประลัยของคอนกรีตทำให้เกิดการวิบัติแบบเปราะ (Brittle) ที่เกิดขึ้นอย่างทันทีทันใด สำหรับการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานมีลักษณะคล้ายกับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดที่ได้จากการทดสอบตัวอย่างรูปทรงกระบอกโดยมีค่าหน่วยแรงสูงสุดเท่ากับ $k_3 f'_c$ ดังรูปที่ 3.6 ซึ่งค่าหน่วยแรงอัดเฉลี่ยบนหน้าตัดคานที่มีความกว้างคงที่เท่ากับ $k_1 k_3 f'_c$ และจุดศูนย์กลางของการกระจายหน่วยแรงอัด $k_2 c$ ซึ่งวัดจากผิวรับแรงอัด เมื่อ c คือระยะจากแกนสะเทินถึงผิวรับแรงอัด ดังนั้นแรงอัด C คือผลรวมของหน่วยแรงอัดที่กระทำบนพื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีตซึ่งพิจารณาได้จาก

$$C = k_1 k_3 f'_c b c \quad (3.26)$$

และสำหรับสภาวะการวิบัติที่มีความเหนียวซึ่งเหล็กรับแรงดึงมีความเครียดสูงกว่าจุดคลาก ϵ_y และมีพื้นที่หน้าตัด A_s ดังนั้นแรงดึง T คือ

$$T = A_s f_y \quad (3.27)$$

จากการสมมูลย์ของแรง C และ T จะได้

$$c = \frac{A_s f_y}{k_1 k_3 f'_c b} \quad (3.28)$$

ค่ากำลังดัดประลัยของคานคือ

$$M_u = T(d - k_2 c) = A_s f_y (d - k_2 c) \quad (3.29)$$

ดังนั้น

$$M_u = \rho f_y \left(1 - \frac{k_2 \rho f_y}{k_1 k_3 f'_c} \right) b d^2 = R_u b d^2 \quad (3.30)$$

เมื่อ R_u คือสัมประสิทธิ์กำลังคัตของหน้าตัดคานใด ๆ ซึ่งเท่ากับ

$$R_u = \rho f_y \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} \frac{\rho f_y}{f_c'} \right) \quad (3.31)$$

คุณสมบัติความเหนียวของชิ้นส่วน

ในรูปที่ 3.7 แสดงชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กเริ่มแรกเป็นเส้นตรงและมีโมเมนต์เท่ากันกระทำที่ปลายทั้งสองข้างโดยมี รัศมีความโค้ง R วัดถึงแนวแกนสะเทิน, ความลึกจากผิวรับแรงอัดถึงแกนสะเทิน kd , ความเครียดของคอนกรีตบนผิวรับแรงอัด ϵ_c , และความเครียดของเหล็กเสริมรับแรงดึง ϵ_s , จะแปรเปลี่ยนไปตามแนวแกนของชิ้นส่วน ดังนั้นเมื่อพิจารณาเพียงชิ้นส่วนเล็ก ๆ ความยาว dx และโดยใช้สัญลักษณ์ดังในรูปที่ 3.7 ค่าการหมุนระหว่างปลายชิ้นส่วนทั้งสองคือ

$$\frac{dx}{R} = \epsilon_c \frac{dx}{kd} = \epsilon_s \frac{dx}{d(1-k)} \quad \therefore \quad \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)}$$

ซึ่งค่า $1/R$ คือความโค้ง ϕ ของชิ้นส่วนและมีค่าเท่ากับการหมุนต่อหนึ่งหน่วยความยาวดังนั้นความโค้งของชิ้นส่วนคือ

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} \quad (3.32)$$

และโดยความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ M และความโค้ง ϕ คือ

$$\phi = \frac{M}{EI} \quad (3.33)$$

ในทางทฤษฎีความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งจะหาได้โดยการเพิ่มความเครียดของคอนกรีตที่ผิวรับแรงอัดซึ่งจะสอดคล้องกับการเพิ่มหรือการลดลงของค่าความเครียดในเหล็กเสริมด้วยเนื่องจากการกระจายความเครียดเป็นเส้นตรง จนกระทั่งทำให้แรงอัดรวมของคอนกรีตบนหน้าตัดและแรงดึงของเหล็กเสริมในหน้าตัดอยู่ในสมดุลดังในรูปที่ 3.8

คุณสมบัติความเหนียวของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นอาจจะกำหนดโดยค่าดัชนีความเหนียวจากความโค้ง (Curvature Ductility Index) ซึ่งเท่ากับอัตราส่วนระหว่างค่าความโค้งประลัย ϕ_u และค่าความโค้งเมื่อเหล็กเสริมเริ่มเกิดการคดาก ϕ_y ดังนี้

$$u = \frac{\phi_x}{\phi_y} \quad (3.34)$$

เมื่อ u คือค่าดัชนีความเหนียวจากความโค้งของหน้าตัด จะเห็นว่าในการหาค่าดัชนีความเหนียวของหน้าตัด คอนกรีตเสริมเหล็กจำเป็นต้องทราบค่าความโค้งประลัยและค่าความโค้งเมื่อเหล็กเสริมเริ่มเกิดการคลาก สำหรับหน้าตัดคานใด ๆ จะพิจารณาโดยอาศัยการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคาน โดยหาค่าความเครียดใด ๆ ของคอนกรีตที่ทำให้แรงอัดรวมของคอนกรีตบนหน้าตัดเท่ากับแรงดึงในเหล็กเสริมนั่นคือ $C = T$ จากการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานจะเห็นว่าเป็นฟังก์ชันของความเครียดของคอนกรีต ϵ_c และขึ้นอยู่กับกำลังอัดคอนกรีต f'_c และจากสมการที่ 3.33 โดยการพิจารณาค่า kd ที่ระยะ x ใด ๆ ดังนี้

$$f_c = f'_c F(\epsilon_c) = f'_c F(\phi x) \quad (3.35)$$

เพราะฉะนั้นแรงอัดรวมของคอนกรีต C สำหรับหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าคือ

$$C = b \int_0^{kd} F(\phi x) dx \quad (3.36)$$

แรงดึงในเหล็กเสริมรับแรงดึง $T = A_s f_s$ แทนค่า $C = T$ จะได้

$$b \int_0^{kd} F(\phi x) dx = A_s f_s \quad (3.37)$$

ข้อสมการที่ 3.37 นั้นไม่ได้คำนึงถึงค่ากำลังอัดสูงสุดของคอนกรีตในคาน k_3 ดังนั้นในการพิจารณาแรงอัดรวมของคอนกรีตในทุกสภาวะความเครียดของคอนกรีตจะลดลงด้วยค่า k_3 ดังนี้

$$k_3 b f'_c \int_0^{kd} F(\phi x) dx = A_s f_s \quad (3.38)$$

และค่าความโค้ง ϕ ก็คือค่าความโค้งที่ทำให้แรงอัดและแรงดึงอยู่ในสมดุลซึ่งพิจารณาได้จากสมการที่ 3.38 และค่าโมเมนต์ดัดที่สอดคล้องกันจะได้จาก

$$M = A_s f_s [d - (1 - \alpha)kd] \quad (3.39)$$

เมื่อ αkd คือระยะจากแกนสะเทินถึงจุดศูนย์ถ่วงของพื้นที่รับแรงอัดของคอนกรีตซึ่งเท่ากับ

$$\alpha = \frac{\int_0^{kd} xF(\phi x) dx}{\int_0^{kd} F(\phi x) dx} \quad (3.40)$$

สำหรับโมเมนต์ค้ำและค่าความโค้งเมื่อเหล็กเสริมเริ่มเกิดการคลากซึ่ง $\varepsilon_s = \varepsilon_y = f_y/E_s$ ดังนั้น

$$kd = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y} d \quad (3.41)$$

และ

$$k_3 b f_c' \int_0^{kd} F(\phi x) dx = A_s f_y \quad (3.42)$$

สำหรับโมเมนต์ค้ำและค่าความโค้งเมื่อคอนกรีตถึงค่าความเครียดประลัยซึ่ง $\varepsilon_c = \varepsilon_u$ และความเครียดในเหล็กเสริมมีค่ามากกว่า ε_y โดยการพิจารณากำลั้งค้ำของหน้าตัดในลักษณะเดียวกับสมการที่ 3.28 และ 3.30 ดังนั้น

$$kd = \frac{A_s f_y}{k_1 k_3 f_c' b} \quad (3.43)$$

และค่าโมเมนต์ค้ำประลัย M_u ที่สอดคล้องคือ

$$M_u = \rho f_y \left(1 - \frac{k_2}{k_1 k_3} \frac{\rho f_y}{f_c'} \right) b d^2 \quad (3.30)$$

Furlong⁽⁶⁷⁾ ได้แนะนำว่าค่าดัชนีความเหนียวจากความโค้ง u มีค่าขึ้นอยู่กับอัตราส่วนระหว่างความยาวช่วงคาน L และความลึกของคาน d ดังนี้

$$u = 1 + 0.25 \frac{L}{d} \quad (3.44)$$

ซึ่ง L/d ที่ใช้งานโดยทั่วไปอยู่ระหว่าง 15 ถึง 20 ดังนั้น u ควรอยู่ระหว่าง 4.75 ถึง 6.0 เพื่อให้คานเกิดการหมุนเพียงพอจะให้เกิดการกระจายโมเมนต์ (Moment Redistribution) ได้

การพิจารณาคูณสมบัติความเหนียวของชิ้นส่วนรับแรงค้ำอาจพิจารณาได้จากค่าดัชนีความเหนียวจากการโก่งตัว (Deflection Ductility Index) μ ซึ่งสะดวกสำหรับการพิจารณาสถการทดสอบโดยเท่ากับอัตราส่วนระหว่างการโก่งตัว ณ จุดประลัย Δ_u และการโก่งตัว ณ จุดที่เหล็กเสริมเริ่มเกิดการคลาก Δ_y ซึ่งก็คือ

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3.45)$$

รูปที่ 3.9 แสดงคานยื่นที่เกิดการเสียรูปเนื่องจากการหมุน $d\theta$ บนชิ้นส่วนยาว dx มุมหมุน $d\theta$ เท่ากับ ϕdx เมื่อ ϕ คือความโค้งของชิ้นส่วน การโก่งตัว $d\Delta$ ที่จุด A จากเส้นสัมผัสแกนชิ้นส่วนที่จุดยึดแน่น B เนื่องจาก

มุมหมุน $d\theta$ ระหว่างปลายทั้งสองคือ $x d\theta$ หรือ $x \phi dx$ ดังนั้นการโก่งตัวที่จุด A จากเส้นสัมผัสแนวแกนที่จุด B เนื่องจากความโค้งตลอดความยาวของชิ้นส่วนระหว่างจุดทั้งสองคือ

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \phi dx \quad (3.46)$$

ซึ่งสมการที่ 3.46 คือกรณีทั่วไปของทฤษฎีพื้นที่โมเมนต์ ซึ่งใช้สำหรับคำนวณการโก่งตัวของชิ้นส่วนเมื่อทราบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คดกับความโค้งของหน้าตัด โดยในกรณีนี้ที่ทราบความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้งของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะสามารถหาความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่ระดับน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ของคานได้

อัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุด

ในกรณีที่ชิ้นส่วนรับแรงคดมีกำลังของหน้าตัดที่เกิดการแตกร้าว (Cracked Section) ต่ำกว่าค่าโมเมนต์ที่ทำให้หน้าตัดเกิดการแตกร้าว (Cracking Moment) ชิ้นส่วนนั้นจะเกิดการวิบัติอย่างทันทีทันใดโดยปราศจากการเตือนภัยล่วงหน้าเพื่อให้แน่ใจว่าจะไม่เกิดการวิบัติในลักษณะนี้ขอบเขตล่างของอัตราส่วนเหล็กเสริมจะต้องกำหนดโดยการเท่ากันของโมเมนต์คดที่ทำให้เกิดการแตกร้าวซึ่งคำนวณจากค่าโมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตและค่ากำลังคดของหน้าตัดที่เกิดการแตกร้าวดังนี้

$$M_u > M_{cr} \quad (3.47)$$

กำลังคดของหน้าตัดคานคอนกรีตล้วนจะใช้สำหรับคำนวณหาค่าโมเมนต์คดที่ทำให้เกิดการแตกร้าว M_{cr} ซึ่งจะเกิดขึ้นเมื่อผิวของคอนกรีตด้านรับแรงดึงถึงค่าโมดูลัสการแตกร้าว f_r เมื่อพิจารณาคานคอนกรีตล้วนเป็นวัสดุเนื้อเดียวและอยู่ในช่วงยืดหยุ่นกำลังคดที่ทำให้เกิดการแตกร้าว เมื่อ $I_g =$ โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดทั้งหมด, $y_t =$ ระยะทางจากแกนสะเทินถึงผิวด้านรับแรงดึง สำหรับคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าคือ

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} = f_r \frac{bh^3/12}{h/2} = f_r \frac{bh^2}{6} \quad (3.48)$$

และค่ากำลังคดของหน้าตัดแตกร้าวคำนวณได้จากสมการที่ 3.29 คือ $M_u = A_s f_y (d - k_2 c)$ แทนค่าสมการที่ 3.48 และ 3.29 ลงในสมการที่ 3.46 ดังนั้น

$$A_s f_y (d - k_2 c) > f_r \frac{bh^2}{6} \quad (3.49)$$

เมื่อ $A_s = \rho_{\min} bd$ และ $k_2 c$ มีค่าประมาณ $0.05d$ สำหรับ ρ_{\min} มีค่าน้อย ดังนั้นแทนค่าลงในสมการที่ 3.49

$$\rho_{\min} bdf_y (0.95d) > f_r \frac{bh^3}{6} \quad (3.50)$$

และสมมติว่า d มีค่าประมาณ $0.9h$ จะได้

$$\rho_{\min} > 0.22 \frac{f_r}{f_y} \quad (3.51)$$

จากหัวข้อที่ 2.4 Carrasquillo et al.⁽⁷⁾ และ ACI Committee 363⁽¹¹⁾ ได้เสนอว่าค่า f_r มีค่าเท่ากับ $3.1\sqrt{f'_c}$ และเมื่อแทนลงในสมการที่ 3.51 จะได้

$$\rho_{\min} = 0.67 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (3.52)$$

อย่างไรก็ตามค่า f_r ของ Carrasquillo et al.⁽⁷⁾ จะมีความผิดพลาดในช่วง $\pm 10\%$ เพื่อกำหนดโดยเป็นขอบเขตบนของค่า f_r และพิจารณาว่าตัวคูณลดกำลัง 0.90 จะได้

$$\rho_{\min} = 0.82 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (3.53)$$

สำหรับ ACI-318-89 แนะนำให้ใช้ $\rho_{\min} = 14/f_y$ และ Zia⁽²⁹⁾ เสนอให้ใช้ $\rho_{\min} = 0.72 \sqrt{f'_c}/f_y$ สำหรับคอนกรีตกำลังสูง

การวิเคราะห์ผล

การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในส่วนรับแรงอัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นส่วนสำคัญสำหรับใช้ทำนายกำลังดัดประลัยและพฤติกรรมของชิ้นส่วนรับแรงดัด จากผลทดสอบโดย Hognestad et al.⁽⁶²⁾ ทำให้ทราบว่าจะมีลักษณะคล้ายความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก ซึ่งในการกระจายหน่วยแรงอัดต่าง ๆ จะเห็นว่าของ Collins et al.⁽¹³⁾ จะมีการกำหนดที่ใกล้เคียงกับคุณสมบัติของคอนกรีตกำลังสูง อย่างไรก็ตามในการศึกษานี้ได้เสนอ Proposed Distribution เพื่อใช้ในการพิจารณาทั้งกำลังและคุณสมบัติความเหนียวของชิ้นส่วนรับแรงดัด และจะได้วิเคราะห์เปรียบเทียบผลระหว่างการกระจายหน่วยแรงอัดทั้งสองและของ ACI-318-89⁽⁵⁾, CEB/FIP MC90⁽⁶⁾, NS3473⁽³⁸⁾, และ Muguruma et al.⁽⁶⁵⁾ ด้วย รวมทั้งเปรียบเทียบกับผลที่มีการทดสอบผ่านมา ในตารางที่ 3.1.1 เป็นค่าพารามิเตอร์ k_1 , k_2 , และ k_3 รวมทั้ง $k_1 k_2$ และ $k_2/k_1 k_3$, ความเครียดเมื่อถึงหน่วยแรงอัดสูงสุด ϵ_c และความเครียดประลัย ϵ_u ของการกระจายหน่วยแรงอัดแบบต่าง ๆ และในตารางที่ 3.1.2 เป็นผลที่ได้จากการทดสอบคอนกรีตกำลังสูง^{(10),(11),(12)}

1. ความเครียดสูงสุดของคอนกรีต

จากพฤติกรรมหน่วยแรงอัดกับความเครียดของคอนกรีตกำลังสูงรับแรงอัดในแนวแกนที่ความเครียดเมื่อถึงหน่วยแรงสูงสุดจะมากกว่าคอนกรีตที่มีกำลังอัดปกติและมีช่วงการลาดลงของเส้นโค้งอย่างรวดเร็วหลังจากถึงหน่วยแรงสูงสุดซึ่งแสดงถึงความเปราะของคอนกรีตที่มีกำลังอัดสูงกว่าทำให้มีแนวโน้มว่าความเครียดประลัยของคอนกรีตในการรับแรงอัดอาจจะลดลงด้วย รูปที่ 3.10 แสดงพลอตของความเครียดสูงสุด ϵ_u ที่ได้จากการทดสอบกับตัวอย่างในลักษณะเดียวกับ PCA ของ Nedderman⁽¹⁰⁾, Karr et al.⁽¹¹⁾, และ Swartz et al.⁽¹²⁾ จะเห็นว่าที่คอนกรีตกำลังอัดมากกว่า 400 กก./ซม.² ค่า ϵ_u มีการกระจายมากโดยมีค่าอยู่ในช่วง 0.002 ถึง 0.0045 ซึ่งโดยการวิเคราะห์สมการการถดถอย (Regression Analysis) โดยให้ ϵ_u ขึ้นอยู่กับ f'_c จะไม่สามารถกำหนดความสัมพันธ์ที่ดีได้ อย่างไรก็ตามโดยการวิเคราะห์ทางสถิติจะมีค่าเฉลี่ยโดยประมาณเท่ากับ 0.0031 โดยสำหรับช่วงความเชื่อมั่น 95% จะเท่ากับ 0.00296 ซึ่งค่านี้จะใกล้เคียงกับค่า 0.003 มาก

สำหรับผลทดสอบกับชิ้นส่วนคานคอนกรีตกำลังสูง สกุล⁽³¹⁾, และ ปรีชา⁽³²⁾ ได้ค่าเฉลี่ย ϵ_u เท่ากับ 0.0036 และ 0.0027 ตามลำดับ ส่วนการทดสอบของ Wang et al.⁽¹⁵⁾ พบว่าค่า ϵ_u ทั้งหมดมากกว่า 0.003 นอกจากนี้ Nilson⁽⁶⁸⁾ และ ACI Committee 363⁽¹⁾ ได้แนะนำว่าค่า $\epsilon_u = 0.003$ ยังคงใช้ได้กับคอนกรีตกำลังสูงอีกด้วย ดังนั้นค่า ϵ_u ที่กำหนดในการกระจายหน่วยแรงอัดของ ACI-318-89⁽⁵⁾, Collins et al.⁽¹³⁾, และ Proposed Distribution มีความเหมาะสมและใช้ได้กับคอนกรีตกำลังสูง

2. พารามิเตอร์ k_1, k_2 และ k_3

ในรูปที่ 3.11.ก. แสดงการแปรเปลี่ยนของค่า k_1 ตามกำลังอัดคอนกรีต โดยค่า k_1 คืออัตราส่วนระหว่างค่าหน่วยแรงอัดเฉลี่ยในคานต่อหน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต จะเห็นว่าเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นค่า k_1 จะลดลงสำหรับการกระจายหน่วยแรงอัดทุกแบบแสดงว่าค่าหน่วยแรงอัดเฉลี่ยบนหน้าตัดคานต่อค่ากำลังอัดสูงสุดของคอนกรีตจะมีค่าต่ำลง ในรูปที่ 3.11.ข. แสดงการแปรเปลี่ยนของค่า k_2 ตามกำลังอัดคอนกรีต ซึ่งค่า k_2 คืออัตราส่วนระหว่างความลึกของแรงอัดลัพท์ต่อความลึกแกนสะเทินโดยวัดจากผิวรับแรงอัด จะเห็นว่าการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานทุกแบบให้ค่า k_2 ลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นซึ่งเป็นไปในแนวเดียวกับค่า k_1 จากการที่ค่า k_2 ลดลงจะทำให้แกนของโมเมนต์แรงคู่ควมระหว่างแรงอัดและแรงดึงภายในหน้าตัดคานเพิ่มขึ้นและทำให้น้ำตัดคานรับโมเมนต์ดัดได้สูงขึ้น ดังนั้นสำหรับหน้าตัดคานคอนกรีตที่มีคุณสมบัติเหมือนกันหน้าตัดคานที่ใช้คอนกรีตมีกำลังอัดสูงกว่าจะช่วยเสริมประสิทธิภาพในการรับโมเมนต์ดัดให้ดีขึ้น สำหรับค่า k_3 คืออัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงอัดสูงสุดในคานต่อหน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต จากการทดสอบตัวอย่างรูปทรงกระบอก โดยส่วนใหญ่จะกำหนดค่า k_3 สำหรับชิ้นส่วนรับแรงดัดคงที่ไม่ขึ้นอยู่กับ f'_c ยกเว้นที่กำหนดโดย NS3473 ที่กำหนดให้ลดลงเมื่อ f'_c เพิ่มขึ้น สำหรับ ACI-318-89 และ CEB/FIP MC90 กำหนดค่า k_3 ไว้คงที่คือ 0.85, Collins et al. และ Muguruma et al. กำหนดเท่ากับ 1.00, และสำหรับ Proposed Distribution ในที่นี้กำหนดให้เท่ากับ 0.85 เช่นเดียวกับการกำหนดโดย ACI-318-89

3. อัตราส่วนเหล็กเสริมสมมูลย์ ρ_b

อัตราส่วนเหล็กเสริมสมมูลย์ ρ_b จะขึ้นกับพารามิเตอร์สำคัญที่ขึ้นอยู่กับกำลังอัดคอนกรีต และต้องพิจารณาถึงคือค่า ϵ_u ดังที่กล่าวในหัวข้อที่ 1. ในการวิเคราะห์นี้ และค่า $k_1 k_2$ ดังในรูปที่ 3.12 ซึ่งแสดงการแปรเปลี่ยนของค่า $k_1 k_2$ ตามกำลังอัดคอนกรีตโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานแบบต่าง ๆ จะเห็นว่าค่า $k_1 k_2$ จะลดลงเมื่อ f'_c สูงขึ้น ซึ่งอาจแบ่งการพิจารณาเป็นเส้นโค้งในกลุ่มแรกคือ CEB/FIP MC90⁽⁶⁾, Muguruma et al.⁽⁶⁵⁾, Collins et al.⁽¹³⁾, และ Proposed Distribution ที่ให้ค่าใกล้เคียงกัน ส่วนกลุ่มที่สองคือ ACI-318-89 และ NS3473 จะให้ค่าต่ำกว่า ในรูปที่ 3.12 นี้ยังได้พลอตค่า $k_1 k_2$ ที่ได้จากการทดสอบกับคอนกรีตกำลังสูง^{(10), (11), (12)}ไว้ด้วยซึ่งทำให้เห็นความสอดคล้องของเส้นโค้งในกลุ่มแรกกับผลทดสอบอย่างมาก โดยข้อมูลส่วนใหญ่จะมากกว่าค่าจากการใช้การกระจายหน่วยแรงอัดในกลุ่มนี้โดยที่ Proposed Distribution จะให้ค่าต่ำกว่าแบบอื่น สำหรับในกลุ่มที่สองจะเห็นว่าค่าของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ให้ขอบเขตล่างของผลทดสอบ, และในส่วนของ NS3473⁽³⁸⁾ จะให้ค่า $k_1 k_2$ ที่อนุรักษ์กว่าการทำนายอื่น ๆ ทั้งหมด

จากตัวแปร $k_1 k_2$ และ ϵ_u เมื่อนำมาวิเคราะห์ค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมสมมูลย์ ρ_b ดังแสดงในรูปที่ 3.13 โดยใช้ค่า $k_1 k_2$ และ ϵ_u จากในรูปที่ 3.10 และ 3.12 ตามลำดับ โดยที่ผลทดสอบและการกระจายหน่วยแรงอัดได้สมมุติให้เหล็กเสริมมี f_y เท่ากับ 4000 กก./ซม.² จะเห็นว่าการกระจายหน่วยแรงอัดของ Collins et al., Proposed Distribution, และ Muguruma et al. จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกันโดยสอดคล้องกับผลทดสอบในช่วงกว้างกว่า, สำหรับ ACI-318-89 จะให้ค่า ρ_b เป็นขอบเขตล่างของผลทดสอบ, ส่วนของ NS3473 จะให้ค่าที่ค่อนข้างอนุรักษ์ และสำหรับ CEB/FIP MC90 นั้นเมื่อ f'_c มากกว่า 500 กก./ซม.² ค่า ρ_b จะเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้นซึ่งไม่สอดคล้องกับผลทดสอบที่มีอยู่ ทั้งนี้จะเห็นว่าค่า ρ_b เหล่านี้มีแนวโน้มที่สอดคล้องกับการทำนายค่า $k_1 k_2$ และ ϵ_u ของการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีต

จากที่ทราบว่าการกำหนดค่า ρ_b นั้นเพื่อใช้เป็นขอบเขตบนในการเสริมเหล็กของชิ้นส่วนรับแรงดัดเพื่อจะไม่ให้เกิดการวิบัติอย่างทันทีทันใดเนื่องจากเกิดการอัดประลัยของคอนกรีต ซึ่งเมื่อพิจารณาจากที่ผ่านมาแล้วอาจกล่าวได้ว่าการทำนายค่า ρ_b โดยการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานของ Collins et al., และ Proposed Distribution จะให้ผลที่ใกล้เคียงมากกว่าแบบอื่น ๆ คือให้ค่า ρ_b สอดคล้องกับผลทดสอบและจะให้ค่า $k_1 k_2$ และ ϵ_u ที่สอดคล้องมากกว่าด้วย ในขณะที่ Muguruma et al. จะให้ค่า ϵ_u ที่ขัดแย้งกับคุณสมบัติของคอนกรีตที่มีกำลังสูงซึ่งอาจไม่เหมาะสมนัก ดังนั้นการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานของ Collins et al., และ Proposed Distribution จะเหมาะสำหรับใช้ในการวิเคราะห์หา ρ_b อนึ่ง Proposed Distribution ที่เสนอในการศึกษานี้จะให้ ρ_b ต่ำกว่า Collins et al. แต่จะให้ค่ามากกว่า ACI-318-89 (ค่า ρ_b ของ ACI-318-89 อาจจะพิจารณาเป็นขอบเขตล่างของ ρ_b ดังในรูปที่ 4.12)

4. กำลังของชิ้นส่วนรับแรงดัด

จากสมการที่ 3.30 จะเห็นว่าพารามิเตอร์สำคัญที่กำหนดกำลังดัดประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กคือค่า $k_2/k_1 k_3$ ที่จะขึ้นอยู่กับการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานที่ใช้ในการพิจารณา ซึ่งในรูปที่ 3.14 ได้แสดงการแปรเปลี่ยนค่า $k_2/k_1 k_3$ ตามกำลังอัดคอนกรีต f'_c สำหรับการกระจายหน่วยแรงอัดแบบต่าง ๆ และได้ทดสอบผลทดสอบ^{(10),(11),(12)}รวมไว้ด้วย จากในรูปจะเห็นว่าค่า $k_2/k_1 k_3$ ของ Collins et al.⁽¹³⁾ จะใกล้เคียงมากเมื่อเทียบกับค่า $k_2/k_1 k_3$ ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ซึ่งมีค่าคงเท่ากับ 0.59 โดยไม่ขึ้นอยู่กับค่า f'_c นอกจากนี้ยังได้แสดงค่า $k_2/k_1 k_3$ ของ Nedderman⁽¹⁰⁾ ที่แนะนำให้ใช้กับคอนกรีตกำลังสูงโดยมีค่าคงที่เท่ากับ 0.65 ไว้ด้วย ซึ่งเมื่อเปรียบเทียบกับผลทดสอบจะเห็นว่า ACI-318-89 และ Nedderman ที่มี การกระจายหน่วยแรงอัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าอาจพิจารณาให้เป็นขอบเขตล่างและบนของผลทดสอบตามลำดับ ส่วนการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานแบบอื่น ๆ จะให้ค่าแปรเปลี่ยนตาม f'_c ซึ่ง CEB/FIP MC90⁽⁶⁾, Muguruma et al.⁽⁶⁵⁾ และ Proposed Distribution จะให้ค่า $k_2/k_1 k_3$ อยู่ระหว่าง ACI-318-89 และ Nedderman โดยที่ค่าของ Proposed Distribution จะใกล้เคียงกับของ Nedderman

ผลของค่า $k_2/k_1 k_3$ ในสมการที่ 3.30 ที่มีต่อค่าโมเมนต์ดัด M_u และในรูปของสมการที่ 3.32 ซึ่งพิจารณาถึงสัมประสิทธิ์ค่ากำลังดัด R_u ของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กใด ๆ เมื่อกำหนดให้ปริมาณแรงดัด ρf_y คงที่ จะเห็นว่า R_u จะลดลงเมื่อค่า $k_2/k_1 k_3$ เพิ่มขึ้นซึ่งก็จะทำให้ M_u ของหน้าตัดคานลดลงด้วย และเมื่อเปรียบเทียบกับผลทดสอบดังในรูปที่ 3.14 จะเห็นว่าค่า $k_2/k_1 k_3$ ของ ACI-318-89 และ Collins et al. ที่ให้ค่าต่ำสุดนั้นจะต่ำกว่าผลทดสอบส่วนใหญ่ซึ่งทำให้ได้ค่า R_u และ M_u ที่มากกว่า สำหรับค่า $k_2/k_1 k_3$ ของ Nedderman จะสูงกว่าผลทดสอบโดยส่วนใหญ่ดังนั้นจะให้ค่าที่น้อยกว่า และจะต่ำกว่า ACI-318-89 และ Collins et al. ด้วย สำหรับ CEB/FIP MC90, Muguruma et al. และ Proposed Distribution จะให้ค่าอยู่ระหว่าง ACI-318-89 และ Collins et al. กับ Nedderman ส่วน NS3473 จะให้ค่าต่ำที่สุด อนึ่งจะเห็นว่า Proposed Distribution ให้ค่า $k_2/k_1 k_3$ ใกล้เคียงกับ Nedderman ที่จะมากกว่าผลทดสอบส่วนใหญ่ซึ่งจะทำให้ได้ค่า R_u และ M_u ต่ำกว่าด้วย

ในรูปที่ 3.15 เป็นการเปรียบเทียบการใช้ค่า $k_2/k_1 k_3$ ของการกระจายหน่วยแรงอัดต่าง ๆ ที่วิเคราะห์มาเพื่อหา R_u ที่ค่า ρ ใด ๆ โดยเหล็กเสริมมีหน่วยแรงคลากเท่ากับ 4000 กก./ซม.² และคอนกรีตมีกำลังอัด 400, 700 และ 1000 กก./ซม.² ซึ่งจะเห็นว่าเมื่อค่า ρ ต่ำ R_u และ M_u โดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดแบบต่าง ๆ จะไม่แตกต่างกัน และแตกต่างกันเพียงเล็กน้อยเมื่อ ρ สูงขึ้นสำหรับทุกค่ากำลังอัดคอนกรีต นอกจากนี้ในช่วงที่คอนกรีตมีกำลังสูงค่า R_u ของ ACI-318-89 จะให้ค่าสูงสุดและ NS3473 จะให้ค่าต่ำสุดซึ่งอาจกล่าวได้ว่า ACI-318-89 และ NS3473 เป็นขอบเขตบนและขอบเขตล่างสำหรับคอนกรีตกำลังสูง ตามลำดับ แต่ทั้งสองจะให้ค่า R_u ต่างกันไม่เกิน 10% ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าผลของ $k_2/k_1 k_3$ จะให้ค่า R_u และ M_u ของหน้าตัดต่างกันน้อยมาก

ในตารางที่ 3.2.1 แสดงผลทดสอบคานคอนกรีตกำลังสูงที่ทดสอบโดย Leslie et al.⁽¹⁴⁾ ซึ่งคอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัดอยู่ในช่วง 651 ถึง 824 กก/ซม.² และมี ρ อยู่ในช่วง 0.010 ถึง 0.027 โดยค่า ρ เหล่านี้ต่ำกว่าค่า ρ_b โดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดแบบต่าง ๆ ดังนั้นสมการที่ 3.30 สามารถใช้ในการทำนายกำลังคัตของหน้าตัดคานตัวอย่างนี้ได้และแสดงไว้ในตารางที่ 3.2.2 และในตารางที่ 3.2.3 เป็นการเปรียบเทียบระหว่างกำลังคัตประลัยของตัวอย่างที่ได้จากการทดสอบต่อค่าที่ได้จากการทำนายโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดแบบต่าง ๆ และได้รวมการทำนายโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานของ Nedderman⁽¹⁰⁾ และรูปสามเหลี่ยมที่มีค่า $k_3 = 0.85$ (ค่า $k_2/k_1 k_3$ เท่ากับ 0.78) ที่แนะนำโดย Leslie et al.⁽¹⁴⁾ ไว้ด้วยจะเห็นว่าค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนระหว่างผลทดสอบและค่าการทำนายต่าง ๆ มีค่าใกล้เคียงกันมากคือ ACI-318-89 และ Collins et al. ให้ค่าต่ำสุดคือ 1.17 และ CEB/FIP MC-90, Muguruma et al., และ Proposed Distribution รวมทั้งรูปสามเหลี่ยมจะให้ค่าที่สูงกว่าคือ 1.18-1.19 โดยที่ NS3473 ให้ค่าสูงที่สุดคือ 1.20 และการทำนายทั้งหมดมีค่าส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานและสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนที่ใกล้เคียงกันรวมทั้งการทำนายทั้งหมดก็ให้ค่าที่ต่ำกว่าผลทดสอบยกเว้นในตัวอย่างที่ 8.0-2 ซึ่งค่าทำนายของ ACI-318-89, Collins et al., Muguruma et al. และ CEB/FIP MC-90 จะให้ค่าที่ต่ำกว่าผลทดสอบน้อยมาก

จากที่พิจารณามาทั้งหมดจะเห็นว่าค่า $k_2/k_1 k_3$ ที่มากกว่าจะให้ค่าของ R_u และ M_u ที่ปลอดภัยกว่าดังนั้นจึงควรเลือกใช้ขอบเขตบนของผลทดสอบเพื่อใช้เป็นค่าสำหรับนำไปออกแบบชิ้นส่วนรับแรงคัต ซึ่งในที่นี้แนะนำว่าควรจะใช้การกระจายหน่วยแรงอัด Proposed Distribution ที่เสนอในการศึกษานี้ที่ให้ค่า $k_2/k_1 k_3$ แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดคอนกรีตที่ให้ค่าใกล้เคียงขอบเขตบนคือของ Nedderman⁽¹⁰⁾ และเนื่องจากการกระจายหน่วยแรงอัดแบบต่าง ๆ ให้ผลที่ต่างกันน้อยมากรวมทั้งให้ผลปลอดภัยในการทำนาย ดังนั้นในกรณีที่จะสะดวกและง่ายกว่าอาจกำหนดให้ $k_2/k_1 k_3$ คงที่เท่ากับ 0.65 ก็ได้

5. คุณสมบัติความเหนียวของชิ้นส่วนรับแรงคัต

จากการพิจารณาผลของการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานที่มีต่อกำลังคัตของหน้าตัดคานจะเห็นว่าให้ผลต่างกันน้อยมากและเมื่อนำมาพิจารณาคุณสมบัติความเหนียวของหน้าตัดคานผลของ ϵ_u จะเป็นตัวแปรสำคัญซึ่งจากหัวข้อที่ 1. ในการวิเคราะห์ผลนี้การกำหนด $\epsilon_u = 0.003$ คงที่โดยไม่ขึ้นอยู่กับ f_c' จะสอดคล้องกับผลทดสอบมากกว่าซึ่งการกระจายหน่วยแรงอัดที่กำหนด $\epsilon_u = 0.003$ คือ ACI-318-89, Collins et al., และ Proposed Distribution ดังนั้นจึงจะพิจารณาการกระจายหน่วยแรงอัดของ Collins et al., และ Proposed Distribution ที่มีต่อคุณสมบัติความเหนียวของหน้าตัด

ในรูปที่ 3.16 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์คัตกับความโค้งของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่กำหนดขึ้นมาเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โดยหน้าตัดคานเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีขนาดความกว้าง $b = 20$ ซม., ความลึกประสิทธิภาพ $d = 45$ ซม. และความลึกทั้งหมด $h = 50$ ซม. เหล็กเสริมมีหน่วยแรงคลาก $f_y = 4000$ กก/ซม.², คอนกรีตมีกำลังอัด $f_c' = 400, 700$ และ 1000 กก/ซม.² และวิเคราะห์โดยใช้การกระจาย

หน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานของ Collins et al.⁽¹³⁾, และ Proposed Distribution ที่คำนึงถึงผลของแรงดึงในคอนกรีตคือใช้ $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ และใช้ $E_c = 10600\sqrt{f'_c} + 70000$ ในการวิเคราะห์ ที่มีค่า ρ คงที่เท่ากับ 0.025 จะเห็นว่าเมื่อคอนกรีตกำลังอัดสูงขึ้นจะช่วยปรับปรุงคุณสมบัติของหน้าตัดคานให้ดีขึ้นคือ สามารถรับโมเมนต์คดได้มากกว่าที่ความโค้ง (Curvature) เท่ากัน, รับโมเมนต์คดประลัยได้สูงกว่าเล็กน้อย, และจะเพิ่มช่วงการรับกำลังหลังจากเหล็กเสริมเริ่มเกิดการคด (First Yielded) โดยมีช่วงยาวมากขึ้นตามกำลังอัดของคอนกรีตที่สูงขึ้น ซึ่งจะทำให้มีค่าดัชนีความเหนียวจากความโค้งสูงขึ้นด้วย นอกจากนี้ในการวิเคราะห์ที่มีค่า ρ/ρ_b คงที่นั้นพบว่ากำลังในช่วงต่าง ๆ จะเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดของคอนกรีตในขณะที่ช่วงการรับกำลังหลังจากเหล็กเสริมเริ่มเกิดการคดจะไม่แตกต่างกัน, และในกรณีที่ใช้ $f_r = 3.10\sqrt{f'_c}$ ที่มีการแนะนำสำหรับคอนกรีตกำลังสูงพบว่าจะมีความแตกต่างกันในช่วงที่คอนกรีตยังไม่เกิดการแตกร้าวเนื่องจากผลของ f_r นั้นเท่ากันโดยจะมีช่วงที่คอนกรีตยังไม่แตกร้าวสูงขึ้นในขณะที่ช่วงหลังจากคอนกรีตเกิดการแตกร้าวพฤติกรรมจะไม่แตกต่างกัน สำหรับการเปรียบเทียบระหว่างการใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ Collins et al.⁽¹³⁾, และ Proposed Distribution จะให้ผลต่างกันเพียงเล็กน้อยเท่านั้นโดย Collins et al. ที่เส้นโค้งการกระจายหน่วยแรงอัดมีความชันสูงกว่าจะเห็นว่าทำให้เกิดความโค้ง (Curvature) มากกว่า Proposed Distribution เล็กน้อยที่โมเมนต์คดใด ๆ

รูปที่ 3.17 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคานคอนกรีตกำลังสูงจากผลทดสอบของ ปรีชา⁽³²⁾ เปรียบเทียบกับการวิเคราะห์ที่พิจารณาจากการแปลงโมเมนต์คดกับความโค้งของหน้าตัดเป็นน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวของคานโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ Collins et al. และ Proposed Distribution และใช้ $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ โดยตัวอย่างทดสอบมี f'_c ระหว่าง 601 ถึง 694 กก./ซม.², เสริมด้วยลวดอัดแรงที่มี f_y เท่ากับ 16500 กก./ซม.² และ ρ ระหว่าง 0.0015 ถึง 0.0051, หน้าตัดคาน 10x18 ซม. ช่วงคานยาว 210 ซม. และรับน้ำหนักแบบ 3 จุด (L/3) จะเห็นว่าการทำงานโดยการกระจายหน่วยแรงอัดทั้งสองให้ผลใกล้เคียงกันและสอดคล้องกับผลทดสอบจนถึงจุดที่เหล็กเสริมเริ่มเกิดการคด และเมื่อใช้ในการทำนายการโก่งตัวของคานจะให้ผลดีมากและปลอดภัยยกเว้นตัวอย่าง B4 แต่ก็ให้ผลใกล้เคียงมาก อนึ่งในกรณีที่ใช้ $f_r = 3.10\sqrt{f'_c}$ นั้นช่วงที่ยังไม่เกิดการแตกร้าวของคานจะสูงเกินไปและทำให้ได้ผลที่ไม่ดีพอในการเปรียบเทียบกับผลทดสอบนี้

รูปที่ 3.18 แสดงการแปรเปลี่ยนของดัชนีความเหนียวจากความโค้ง n ตามการเพิ่มของอัตราส่วนเหล็กเสริม ρ ของคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดย f'_c เท่ากับ 400, 700, และ 1000 กก./ซม.², และ f_y เท่ากับ 4000 กก./ซม.² จะเห็นว่าการกระจายหน่วยแรงอัดของ Collins et al., และ Proposed Distribution ที่มี ϵ_u เท่ากับ 0.003 คงที่เท่ากันจะเห็นว่าให้ค่า n แตกต่างกันน้อยมากสำหรับที่ f'_c เท่ากับ 400, และ 1000 กก./ซม.² และเกือบไม่ต่างกันเลยที่ 700 กก./ซม.² ซึ่งอาจกล่าวได้ว่าการกระจายหน่วยแรงอัดทั้งสองจะต่างกันน้อยมากเมื่อใช้ทำนายค่าดัชนีความเหนียวของหน้าตัดคาน

ในรูปที่ 3.19 แสดงการแปรเปลี่ยนของดัชนีความเหนียวจากความโค้ง n ตามการเพิ่มขึ้นของ ρ/ρ_b ของคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าโดย f'_c เท่ากับ 400, 700, และ 1000 กก./ซม.², และ f_y เท่ากับ

4000 และ 5000 กก./ชม.² โดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ Collins et al.⁽¹³⁾ ในรูปที่ 5.19 ก. จะเห็นว่าที่ ρ/ρ_b เท่ากัน n จะลดลงเมื่อ f'_c สูงขึ้นซึ่งเป็นการลดลงเนื่องจากความชันของเส้นโค้งที่บ่งบอกถึงความเปราะที่เพิ่มขึ้นของคอนกรีต, และใช้ Proposed Distribution ที่แนะนำในการศึกษานี้ดังในรูปที่ 3.19 ข. จะเห็นว่าที่ ρ/ρ_b เท่ากัน n จะลดลงเมื่อ f'_c สูงขึ้นเช่นกันแต่จะลดในอัตราที่น้อยกว่าของ Collins et al. อย่างไรก็ตาม จากหัวข้อที่ผ่านมาที่ค่า ρ เท่ากันการกระจายหน่วยแรงอัดทั้งสองจะต่างกันเพียงเล็กน้อย อนึ่ง Furlong⁽⁶⁷⁾ แนะนำให้คานที่ต้องการให้เกิดการจัดการกระจายโมเมนต์เพื่อที่จะให้เกิดจุดหมุนพลาสติก (Plastic Hinge) ควรมีค่า $u = 1 + 0.25L/d$ ซึ่งค่า L/d ที่ใช้ทั่วไปอยู่ในช่วง 15 ถึง 20 ดังนั้นค่า n จะอยู่ระหว่าง 4.75 ถึง 6.0 ซึ่งจะเห็นว่า ρ/ρ_b ควรอยู่ในช่วง 0.25 ถึง 0.375 ซึ่งอาจกำหนดให้ ρ/ρ_b ไม่ควรมากกว่า 0.375 ในกรณีนี้

ในรูปที่ 3.20 แสดงพลอตเปรียบเทียบดัชนีความเหนียวจากการโค้งตัว μ ของคอนกรีตกำลังสูงจากการทดสอบของ Leslie et al.⁽¹⁴⁾ (คุณสมบัติของตัวอย่างคูในตารางที่ 2) ที่มีช่วงคานยาว 213 ซม., และรับน้ำหนักแบบ 3 จุดและจากการวิเคราะห์ที่ใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ Proposed Distribution โดยพลอตร่วมกับ ρ/ρ_b จะเห็นว่า μ ของตัวอย่างทดสอบมีการกระจายมาก แต่ค่าจากการวิเคราะห์จะมีแนวโน้มที่ชัดเจนกว่า โดยทั้งสองจะให้ค่าลดลงเมื่อ ρ/ρ_b สูงขึ้น และเนื่องจากมีข้อมูลจำนวนน้อยและมีการกระจายจึงวิเคราะห์ได้ลำบากดังนั้นในเบื้องต้นอาจพิจารณาว่าผลจากการวิเคราะห์อาจจะให้ค่ามากกว่าผลการทดสอบ

จากที่กล่าวมาทั้งหมดในหัวข้อที่ 5. นี้ จะเป็นการเปรียบเทียบระหว่างการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตของ Collins et al.⁽¹³⁾ ที่กำหนดตามพฤติกรรมและคุณสมบัติของคอนกรีตที่เส้นโค้งมีความชันของเส้นโค้งหน่วยแรงกับความเครียดของตัวอย่างรูปทรงกระบอกสูงขึ้นตามกำลังอัดของคอนกรีต จากการทดสอบของ Hognestad et al.⁽⁶²⁾ ที่กล่าวว่า การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานจะมีรูปร่างคล้ายกับการทดสอบตัวอย่างทรงกระบอกโดยจะมีส่วนลาดลงที่ต่างกันโดยจะยาวกว่าซึ่งเมื่อนำมาประกอบกับการวิเคราะห์ความเครียดสูงสุดในการศึกษานี้ที่พบว่า ϵ_u ประมาณ 0.003 จะมีความเหมาะสมกว่า ดังนั้นการกระจายหน่วยแรงอัดของ Collins et al. จะเหมาะสมมากตามการวิเคราะห์ดังกล่าว อย่างไรก็ตามการเสนอ Proposed Distribution ในการศึกษานี้จะเห็นว่าให้ผลต่าง ๆ ใกล้เคียงกับของ Collins et al. รวมทั้งเมื่อเปรียบเทียบกับผลทดสอบแล้วการกระจายหน่วยแรงอัดทั้งสองจะให้ผลที่ดีใกล้เคียงกัน จึงอาจกล่าวได้ว่าผลของ Proposed Distribution จะต่างจาก Collins et al. เล็กน้อยและใช้ได้ดีเช่นเดียวกัน

6. อัตราส่วนเหล็กเสริมสูงสุด ρ_{max}

เพื่อให้แน่ใจว่าชิ้นส่วนรับแรงดัดจะไม่เกิดการวิบัติอย่างทันทีทันใดและเกิดการวิบัติลักษณะที่มีความเหนียว (Ductile) ดังนั้นในทางปฏิบัติจะจำกัดปริมาณสูงสุดของเหล็กเสริมในชิ้นส่วนรับแรงดัด เช่น ACI-318-89⁽⁵⁾ กำหนดในรูปของผลคูณระหว่างแฟคเตอร์ที่น้อยกว่าหนึ่งกับ ρ_b โดยกำหนดไว้ที่ 0.75 สำหรับหน้าตัดคานที่เสริมเฉพาะเหล็กรับแรงดัด ซึ่งการพิจารณา ρ_{max} ในลักษณะนี้ f'_c , f_y และ ϵ_u จะมีอิทธิพล

ต่อค่า ρ_b และจะมีต่อ ρ_{max} ด้วย การกำหนดค่า ρ_{max} ในลักษณะเดียวกับ ACI-318-89 และสัมพันธ์กับค่า
 ด้รณีความเหนียวโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ Proposed Distribution และ Collins et al.⁽¹³⁾ (ในวงเล็บ) ที่
 ได้จากการวิเคราะห์สามารถกำหนดได้ดังนี้

ρ_{max}	ด้รณีความเหนียว n	
	$f_y = 4000$ กก./ซม. ²	$f_y = 5000$ กก./ซม. ²
$0.25\rho_b$	6.71 (6.35)	6.25 (5.98)
$0.50\rho_b$	2.77 (2.63)	2.65 (2.54)
$0.75\rho_b$	1.57 (1.52)	1.54 (1.50)
$1.00\rho_b$	1.00 (1.00)	1.00 (1.00)

โดยที่ ρ_b พิจารณาโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ Proposed Distribution และ Collins et al. ตามลำดับ
 หรืออาจพิจารณาด้รณีความเหนียวจากเส้นโค้งในรูปที่ 3.18 และ 3.19 ก็ได้ซึ่งสามารถนำไปพิจารณาเป็นแนว
 ทางในการกำหนดคุณสมบัติความเหนียวของชิ้นส่วนที่ออกแบบเพื่อให้เหมาะสมกับสภาพการใช้งานของชิ้นส่วน
 อย่งไรก็ตามในกรณีที่ต้องการให้เกิดการจัดการกระจายโมเมนต์ในคานต่อเนื่องหรือในโครงข้อแข็งอัตราส่วน
 เหล็กเสริมสูงสุดไม่ควรเกิน $0.375\rho_b$

7. อัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุด ρ_{min}

รูปที่ 3.21 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างผลคูณของอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุดและกำลังคลาก
 ของเหล็กเสริม $\rho_{min} f_y$ กับกำลังอัดคอนกรีต f'_c โดยสมการที่ 3.52, 3.53, ค่าของ ACI-318-89⁽⁵⁾ และ Zia⁽²⁹⁾
 ซึ่งในสมการที่ 3.52, 3.53, และ ของ Zia คำนวณโดยใช้ค่าโมดูลัสการแตกร้าว $f_r = 3.10\sqrt{f'_c}$ ที่เสนอโดย
 Carrasquillo et al.⁽⁷⁾ ส่วนในสมการที่ 3.53 นั้นเสนอโดย ACI-318-89 ที่อยู่บนพื้นฐานของการใช้คุณสมบัติของ
 คอนกรีตกำลังต่ำเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นค่า ρ_{min} ของ ACI-318-89 จะให้ค่าเกินไปอันจะเป็นผลให้เกิดการ
 วิบัติอย่างทันทีทันใดเกิดขึ้นเนื่องจากค่ากำลังดัดของหน้าตัดต่ำกว่าค่าโมเมนต์ที่ทำให้หน้าตัดเกิดการแตกร้าว
 สมการที่ 3.52 ทำการวิเคราะห์โดยใช้ $f_r = 3.10\sqrt{f'_c}$ แต่อย่างไรก็ตามในผลทดสอบของ Carrasquillo et al.⁽⁷⁾
 แสดงให้เห็นว่าค่า f_r อาจคลาดเคลื่อนได้ $\pm 10\%$ รวมทั้งเมื่อพิจารณาตัวคูณลดกำลัง 0.90 จะได้ค่าตาม
 สมการที่ 3.53 และเมื่อพิจารณาค่าซึ่งเสนอโดย Zia จะเห็นว่าค่าจากสมการที่ 3.53 ดังนั้นเพื่อให้แน่ใจว่าจะไม่
 เกิดการวิบัติอย่างทันทีทันใดสมการที่ 3.54 จะมีความปลอดภัยกว่า ในรูปที่ 3.21 แสดงให้เห็นว่าเมื่อ f'_c มี
 ค่าต่ำจากสมการที่ 3.53 ต่ำกว่าค่าที่กำหนดโดย ACI-318-89 ดังนั้นเพื่อให้ครอบคลุมกำลังอัดคอนกรีตต่าง ๆ
 ค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมจึงไม่ควรต่ำกว่าค่าของ ACI-318-89 และกำหนดเป็นอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุดได้คือ

$$\rho_{min} = 0.82 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{14}{f_y} \quad (3.54)$$

บทที่ 4

ชิ้นส่วนรับแรงเฉือน

บทนำ

การวิบัติจากแรงเฉือนของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นโดยแท้จริงแล้วจะเรียกว่า "การวิบัติจากแรงดึงทะแยง" (Diagonal Tension Failure) ซึ่งเป็นผลของหน่วยแรงหลัก (Principal Stress) จากผลรวมของแรงเฉือน และแรงดัด ดังนั้นจึงเป็นการยากมากที่จะทำนายกำลังเฉือนของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กให้ถูกต้อง โดยทั่วไปแล้วจะทำนายกำลังเฉือนโดยอาศัยข้อมูลจากผลทดสอบ (Empirical Formula) รวมทั้งถ้าออกแบบคานาโดยไม่มีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนและได้รับน้ำหนักบรรทุกมากเกินไปแล้วการพังทลาย (Collapse) เนื่องจากแรงเฉือนนี้จะเกิดขึ้นอย่างทันทีทันใดโดยไม่มี การเตือนภัยล่วงหน้า โดยเฉพาะอย่างยิ่งถ้าใช้คอนกรีตกำลังสูงที่มีความเปราะมากขึ้นแล้วจะเป็นผลให้เกิดการวิบัติอย่างทันทีทันใดมากขึ้น⁽¹⁶⁾

หน่วยแรงเฉือนของคานาคอนกรีต

แรงเฉือนที่กระทำบนหน้าตัดใด ๆ ของชิ้นส่วนโครงสร้างสามารถพิจารณาได้จากหลักการสมดุลซึ่งสำหรับชิ้นส่วนเล็ก ๆ จะเห็นได้ชัดว่า หน่วยแรงเฉือนในแนวราบและแนวตั้งของชิ้นส่วนจะมีขนาดเท่ากับหน่วยแรงเฉือนในแนวราบสำหรับคานาที่มีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวกันสม่ำเสมอทุกทิศทาง (Homogeneous and Isotropic) เช่นคานาคอนกรีตที่ยังไม่แตกร้าว โดยการศึกษาดังในรูปที่ 4.1 จากการสมดุลของหน่วยแรงดัดภายในคานาจะได้ค่าหน่วยแรงเฉือนในแนวราบ

$$v = \frac{VA_i \bar{y}}{bI} \quad (4.1)$$

และการไหลของแรงเฉือนที่แผ่นเอวคือ

$$q = vb \quad (4.2)$$

โดยที่

- v = หน่วยแรงเฉือน
- V = แรงเฉือนที่กระทำกับชิ้นส่วนโครงสร้าง
- A_i = พื้นที่หน้าตัดจากผิววนอกของคานาถึงแนวที่พิจารณาหน่วยแรงเฉือน

- \bar{y} = ระยะจากแกนสะเทินถึงจุดศูนย์กลางของพื้นที่ A_i
- b = ความกว้างของหน้าตัดคาน
- I = โมเมนต์ความเฉื่อยของหน้าตัดคาน
- q = การไหลของแรงเฉือน

ซึ่งค่าแรงเฉือนในแนวราบจะมีค่าสูงสุดที่แกนสะเทินและจะมีค่าเท่ากับศูนย์ที่ผิวรับแรงอัดและแรงดึง (ดูรูปที่ 4.1)

ณ ตำแหน่งใด ๆ ได้แกนสะเทินของคานที่วัสดุมีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวกัน (Homogeneous) จะมีหน่วยแรงดึง f_t และหน่วยแรงเฉือน v กระทำ โดยการพิจารณาชิ้นส่วนเล็ก ๆ ดังในรูปที่ 4.2 และจากการสมดุลย์ของแรง กระทำบนชิ้นส่วนซึ่งมีความกว้าง b จะได้

$$f_t' \left(\frac{b dx}{\sin \alpha} \right) = f_t \left(\frac{b dx}{\sin \alpha} \right) \cos \alpha + v (b dx) \cos \alpha + v \left(\frac{b dx}{\tan \alpha} \right) \sin \alpha$$

$$v' \left(\frac{b dx}{\sin \alpha} \right) = f_t \left(\frac{b dx}{\tan \alpha} \right) \sin \alpha + v (b dx) \sin \alpha - v \left(\frac{b dx}{\tan \alpha} \right) \cos \alpha$$

จัดรูปใหม่

$$f_t' = \frac{1}{2} f_t (1 + \cos 2\alpha) + v \sin 2\alpha$$

$$v' = \frac{1}{2} f_t \sin 2\alpha - v \cos 2\alpha$$

ค่า α_{\max} ที่ทำให้ f_t' มีค่าสูงสุดและในขณะเดียวกันทำให้ v' มีค่าเท่ากับศูนย์โดยการดิฟเฟอเรนเชียล f_t' เทียบกับ α

$$\frac{d f_t'}{d \alpha} = -f_t \sin 2\alpha + 2v \cos 2\alpha = 0$$

ดังนั้น

$$\tan 2\alpha_{\max} = \frac{2v}{f_t} \quad (4.3)$$

และจะได้

$$f_{t,\max} = \frac{f_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{f_t}{2} \right)^2 + v^2} \quad (4.4)$$

ซึ่งสมการที่ 4.4 ก็คือค่าหน่วยแรงดึงหลัก (Principal Tensile Stress) $f_{t,\max}$ ซึ่งสอดคล้องกับค่ามุมที่ให้หน่วยแรงดึงสูงสุดคือ α_{\max} ในสมการที่ 4.3 ค่าหน่วยแรงดึงหลักนี้จะเข้าใกล้หน่วยแรงดึงตามยาว f_t ถ้าแรงเฉือนมี

ค่าเข้าใกล้ศูนย์ซึ่งมีทิศทางเข้าใกล้แนวราบ และจะมีค่าเข้าใกล้หน่วยแรงเฉือน v ถ้าหน่วยแรงดึงตามยาวมีค่าน้อยซึ่งมีทิศทางเข้าใกล้ 45° กับแนวแกนของคานาดังในรูปที่ 4.3 ในรูปที่ 4.4 แสดงเส้นหน่วยแรงหลักในคานาที่วัสดุมีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวกัน

ในรูปที่ 4.5 จะเห็นว่าแรงในแนวราบที่ส่งผ่านบริเวณแตกร้าวของหน้าตัดในอุดมคติจะมีค่าคงที่ ดังนั้นการไหลของแรงเฉือนในบริเวณรับแรงดึงจะคงที่ โดยการพิจารณาในรูปที่ 4.1 ค่าแรงดึงที่เพิ่มขึ้นระหว่างหน้าตัดคือ

$$dT = v b dx \quad \text{หรือ} \quad v = \frac{1}{b} \frac{dT}{dx} \quad \text{ดังนั้น} \quad dT = \frac{dM}{jd}$$

$$v = \frac{1}{bjd} \frac{dM}{dx} = \frac{V}{bjd} \quad (4.5)$$

โดยที่

dx = ระยะระหว่างหน้าตัดที่พิจารณา

dT = ผลต่างของแรงดึงในเหล็กเสริมตามยาวรับแรงดึงระหว่างหน้าตัด

dM = ผลต่างของโมเมนต์ระหว่างหน้าตัด

jd = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัดคานา

d = แขนของแรงคู่ควบระหว่างแรงดึงและแรงอัดในหน้าตัดคานา

จากสมการข้างบนจะเห็นว่าค่าหน่วยแรงเฉือนจะขึ้นอยู่กับความกว้างของเอว (Web) ซึ่งคอนกรีตได้แกนสะเทินสมมุติว่าอยู่ในสถานะที่เกิดแรงเฉือนล้วน (Pure Shear) และสมการนี้ใช้สำหรับบอกขนาดของแรงดึงแนวทะแยงในบริเวณรับแรงดึงซึ่งแตกร้าวของคานาคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งหมายความว่าหน่วยแรงเฉือนจะถูกส่งผ่านหน้าตัดโดยไม่คำนึงว่าจะมีการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดหรือไม่ โดยที่หน่วยแรงดึงหลักมีค่าใกล้เคียงกับค่าหน่วยแรงเฉือนและมีทิศทางทำมุม 45° กับแนวแกนของคานา ดังนั้นเพื่อความสะดวก ACI-ASCE Committee 326⁽⁶⁹⁾ จึงใช้สมการที่ง่ายเพื่อเป็นดัชนี (Index) ในการบอกขนาดของหน่วยแรงเฉือนคือ

$$v = \frac{V}{bd} \quad (4.6)$$

พฤติกรรมของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กตลอด

การแตกร้าวแนวทะแยง (Inclined Cracking) ในส่วนเอวของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กอาจเกิดขึ้นโดยไม่เกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด (Flexural Crack) ในบริเวณใกล้เคียง หรือเกิดจากรอยแตกร้าวจากแรงดัดที่เกิดขึ้นก่อนการเกิดขึ้นของรอยแตกร้าวแนวทะแยง ในคานาซึ่งไม่มีการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดมาก่อนจะเรียกว่า

"รอยแตกร้าวแบบเฉือนที่เอว" (Web Shear Crack) ดังในรูปที่ 4.6.ก. และการแตกร้าวแนวทแยงซึ่งเริ่มเกิดที่ส่วนบนสุดของการขยายตัวของรอยแตกจากแรงดัดที่เกิดขึ้นอยู่ก่อนแล้วจะเรียกว่า "รอยแตกร้าวแบบเฉือน-ดัด" (Flexural-Shear Crack) ดังในรูปที่ 4.6.ข. การแตกร้าวแบบเฉือน-ดัดจะเป็นชนิดที่พบโดยทั่วไปในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยการส่งผ่านแรงเฉือนในชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดขึ้นโดยกลไกต่าง ๆ ร่วมกันดังแสดงไว้ในรูปที่ 4.7 ดังนี้

1. การต้านทานแรงเฉือนโดยคอนกรีตส่วนที่ยังไม่แตกร้าว V_c
2. แรงขัดประสานของมวลรวม (Aggregate Interlock Force) V_a ซึ่งทำมุมสัมพันธ์กับผิวตามรอยแตก ณ จุดใด ๆ
3. แรงจากปฏิกิริยาเดือย (Dowel Action) V_d จากความต้านทานแรงเฉือนโดยเหล็กเสริมตามยาว
4. Arch action ในกรณีของคานลึก (Deep Beams)

ซึ่งความสามารถของคานที่จะรับน้ำหนักได้เพิ่มขึ้นหลังจากเกิดการแตกร้าวแนวทแยงแล้วขึ้นอยู่กับว่าส่วนของแรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีตในส่วนที่ไม่แตกร้าวจะสามารถจัดการกระจาย (Redistribution) ซ้ำมไปยังส่วนของรอยแตกร้าวแนวทแยงได้หรือไม่ ซึ่งกลไกในข้อ 1 ถึง 4 ทั้งหมดจะมีส่วนร่วมในการจัดการกระจายของแรงนี้

การเกิดรอยแตกร้าวแนวทแยงขึ้นอยู่กับขนาดของหน่วยแรงเฉือน v และหน่วยแรงดัด f_t โดยอาจแสดงความสัมพันธ์ได้ดังนี้

$$v = c_1 \frac{V}{bd} \quad (4.7)$$

$$f_t = c_2 \frac{M}{bd^2} \quad (4.8)$$

$$\frac{f_t}{v} = \frac{c_2}{c_1} \frac{M}{Vd} = c_3 \frac{M}{Vd} \quad (4.9)$$

โดยที่ c_1, c_2, c_3 คือค่าคงที่ สำหรับคานช่วงเดียวรับน้ำหนักบรรทุกสมมาตรสองจุดที่ระยะ a จากจุดรองรับ ค่าอัตราส่วน M/V จะมีค่าคงที่เท่ากับช่วงการเฉือน (Shear Span) a หรือสำหรับกรณีทั่วไปเมื่อแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดแปรเปลี่ยนอย่างต่อเนื่องในช่วงการเฉือน a อาจแสดงโดย

$$a = \frac{M}{V} \quad (4.10)$$

ดังนั้น

$$\frac{f_t}{v} = c_3 \frac{a}{d} \quad (4.11)$$

จากงานวิจัยที่ผ่านมา(16),(69),(36),(70)พบว่า a/d มีอิทธิพลอย่างมากในการรับแรงเฉือนของคาน และเมื่อพิจารณาให้แพ็คเตอร์อื่น ๆ คงที่นอกจากค่า a/d แล้วการเปลี่ยนแปลงของความสามารถในการรับแรงเฉือนอาจแสดงโดยรูปที่ 4.8⁽⁶⁹⁾ ซึ่งเป็นผลของหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า จากรูปที่ 4.8 สามารถจำแนกตามชนิดของการวิบัติโดยทั่วไปได้ดังนี้

คานที่มีค่า $a/d \leq 1.0$ เรียกว่าคานลึก (Deep Beams) สำหรับคานลึกหน่วยแรงเฉือนจะมีอิทธิพลเป็นส่วนใหญ่ โดยหลังจากที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงแล้วคานจะมีพฤติกรรมเหมือน Tied-Arch ซึ่งน้ำหนักจะถูกรับไปโดยแรงอัดตรงไปสู่อบริเวณที่แรเงาในรูปที่ 4.9.ก. และโดยแรงดึงในเหล็กเสริมตามยาว ภายหลังจากเกิดการแตกร้าวแนวทแยงแล้วจะมีกำลังบางส่วนคงเหลืออยู่ (Reserve Strength) โดยชนิดของการวิบัติจะเป็นไปได้ดังรูปที่ 4.9 ข.

คานที่มีค่า $1.0 < a/d \leq 2.5$ เรียกว่า คานสั้น (Short Beams) เช่นเดียวกับคานลึก คานสั้นก็จะมีกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัยสูงกว่ากำลังเฉือนที่ทำให้เกิดการแตกร้าวแนวทแยงโดยที่หลังจากเกิดการแตกร้าวแบบเฉือน-คัตแล้วรอยแตกจะขยายตัวไปยังบริเวณรับแรงอัด เมื่อรับน้ำหนักเพิ่มขึ้นและอาจขยายตัวไปยังเหล็กเสริมรับแรงดึงในแนวอนโดยชนิดของการวิบัติอาจเกิดขึ้นได้ดังรูปที่ 4.10

คานที่มีค่า $2.5 < a/d \leq 6$ เรียกว่า คานที่มีความยาวปานกลางหรือคานทั่ว ๆ ไป สำหรับคานที่มีความยาวปานกลางนี้รอยแตกร้าวในแนวตั้งจากแรงคัตจะเกิดขึ้นก่อนและตามด้วยรอยแตกร้าวแนวทแยงจากการเฉือน-คัต โดยเริ่มแรกรอยแตกร้าวจากแรงคัตหลาย ๆ แนวจะทำให้เกิดแรงคัตในชิ้นส่วนระหว่างรอยแตกและเกิดการแตกร้าวเป็นซี่ (Teeth) ดังในรูปที่ 4.11 และทันทีที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงคานจะไม่สามารถจัดการกระจายของแรงเฉือนเหมือนในกรณีที่มี a/d ต่ำ หรืออาจกล่าวได้ว่าการเกิดรอยแตกร้าวแนวทแยงจะแสดงถึงความสามารถในการรับแรงเฉือนประลัยของคานชนิดนี้ ซึ่งจะเกิดการวิบัติที่เรียกว่า "การวิบัติเนื่องจากแรงดึงแนวทแยง" (Diagonal Tension Failure) และคานชนิดนี้เป็นคานที่ใช้ออกแบบโดยทั่วไป

คานที่มีค่า $a/d \geq 6$ เรียกว่า คานยาว (Long Beams) การวิบัติของคานชนิดนี้จะเริ่มโดยการคลากของเหล็กเสริมรับแรงดึงและจบด้วยการอัดแตก (Crushing) ของคอนกรีต ณ หน้าคัตที่มีค่าโมเมนต์คัตสูงสุดรวมทั้งบริเวณใกล้เคียงกับรอยแตกแนวตั้งเนื่องจากแรงคัตที่หน้าคัตดังกล่าวนั้นอาจเกิดรอยแตกแนวทแยงที่เฉียงออกจากแนวตั้งเล็กน้อยเกิดขึ้นระหว่างจุดรองรับและหน้าคัตที่มีค่าโมเมนต์คัตสูงสุด ก่อนที่จะเกิดการวิบัติกำลังของคานทั้งหมดจะขึ้นอยู่กับขนาดของโมเมนต์คัตสูงสุดและจะไม่มีผลกระทบจากขนาดของแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก

กำลัง ณ จุดที่เกิดรอยแตกร้าวแนวทแยงโดยทั่วไปเป็นการแตกร้าวแบบเฉือนตัดได้กำหนดให้เป็นกำลังเฉือนของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกซึ่งเป็นไปตาม ACI-318 โดยอยู่บนพื้นฐานเกี่ยวกับตัวแปรที่เกี่ยวข้องและจากผลทดสอบซึ่งความสัมพันธ์ของตัวแปรหาได้โดยวิธีทางสถิติ

สมมติให้กำลังถึงค่าสูงสุดเมื่อหน่วยแรงดึงหลักจากสมการที่ 4.4 มีค่าเท่ากับกำลังดึงของคอนกรีตซึ่งเป็นสัดส่วนโดยตรงกับ f_c^m เมื่อ m คือค่าคงที่ใด ๆ ที่ต่ำกว่าหนึ่ง ถึงแม้ว่าการกระจายหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงเฉือนที่แน่นอนในหน้าตัดไม่สามารถระบุได้แต่อาจสมมติว่าหน่วยแรงดึงดัด (Flexural Tensile Stress) แปรผันตามค่า E_c/E_s คูณด้วยหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมและค่า v แปรผันตามค่าหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยสมมติว่าค่า E_c แปรตามค่า f_c^m และให้ V_n และ M_n คือค่าแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดประลัยระบุตามลำดับ ณ หน้าตัดใด ๆ เมื่อเกิดการแตกร้าวแนวทแยง จากสมการ 4.6

$$v = c_1 \frac{V}{bd} = c_1 \frac{V_n}{bd} \quad (4.12)$$

และหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมเป็นสัดส่วนกับ $M_n/A_s d$ ดังนั้นค่าหน่วยแรงดึงในคอนกรีตมีค่าเท่ากับ

$$f_t \propto f_s \frac{E_c}{E_s} \propto \frac{M_n E_c}{A_s d E_s} \propto \frac{M_n f_c^m}{A_s d E_s} \propto \frac{M_n f_c^m}{bd^2 \rho E_s}$$

$$f_t = \frac{c_4 f_c^m M_n}{E_s \rho bd^2} \quad (4.13)$$

เนื่องจาก E_s เป็นตัวที่รู้ค่า และกำลังรับแรงดึงของคอนกรีตสามารถแสดงในรูปของ

$$f_{t,max} = c_5 f_c^m \quad (4.14)$$

แทนสมการที่ 4.12 และ 4.13 ลงในสมการที่ 4.4 และจัดรูปใหม่จะได้

$$\frac{V_n}{bd f_c^m} = \frac{c_5}{\left[\frac{1}{2} \frac{c_4 M_n f_c^m}{E_s V_n d \rho} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \frac{c_4 M_n f_c^m}{E_s V_n d \rho} \right)^2 + c_1^2} \right]} \quad (4.15)$$

โดยที่

f'_c = กำลังอัดประลัยของคอนกรีต

E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

E_s = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริมตามยาวรับแรงดึง

b = ความกว้างของหน้าตัดคาน

d = ความลึกประสิทธิภาพ

ρ = ปริมาณเหล็กเสริมตามยาว = A_s/bd

A_s = พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึงตามยาว

c_1, c_4, c_3 = ค่าคงที่

จากสมการที่ 4.15 จะสังเกตเห็นว่าตัวแปรที่เกี่ยวข้องคือ $V_n/(bd f_c^m)$ และ $(M_n f_c^m)/(E_s \rho V_n d)$ โดยตัวแปรทั้งสองนี้เป็นจำนวนไร้มิติเนื่องจาก f_c^m มีหน่วยเป็นแรงต่อหน่วยพื้นที่ โดยการศึกษาทางสถิติแรงเฉือนประลัยระบุ V_n ที่นิยามให้เป็นแรงที่ทำให้เกิดการแตกร้าวแนวทแยงวิกฤติและ M_n คือโมเมนต์ที่ส่วนบนสุดของรอยแตกร้าวเริ่มแรกที่สอดคล้องกัน โดยพื้นฐานของการทดสอบคานจำนวน 440 ตัวอย่าง⁽⁶⁹⁾ ซึ่งกำหนดให้ $m = 0.50$ ความสัมพันธ์ข้างต้นสามารถแสดงได้โดย

$$\frac{V_n}{bd \sqrt{f'_c}} = 0.5 + 176 \frac{\rho V_n d}{M_n \sqrt{f'_c}} \leq 0.93 \quad (4.16)$$

โดยที่

$$\frac{V_n}{M_n} = \left(\frac{M_{\max}}{V} - d \right) \geq \left(\frac{M_{\max}}{V} - \frac{a}{2} \right)$$

สมการที่ 4.16 เป็นที่ยอมรับโดยทั่วไป^{(5), (36), (70)} สำหรับค่านอน้ำหนัก ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแบบเฉือนคัด โดยเฉพาะ $M_n/V_n d$ หรือ a/d มีค่าอยู่ระหว่าง 2.5 ถึง 6.0 และให้ค่าที่อนุรักษ์เมื่อ $M_n/(V_n d)$ มีค่าต่ำ

ACI-318-89⁽⁵⁾ ได้ใช้ความสัมพันธ์ดังสมการที่ 4.16 เป็นกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก V_c มาตั้งแต่ปี ค.ศ. 1963 จนถึงปัจจุบันคือ ACI-318-89 ซึ่งคือสมการ ACI-318 [11-6]

$$V_{cr} = \left(0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho \frac{V_u d}{M_u} \right) bd \leq 0.93 \sqrt{f'_c} bd \quad (4.17)$$

และสมการ ACI-318 [11-3] ซึ่งเป็นสมการในรูปที่ง่ายและมีค่าที่อนุรักษ์กว่า

$$V_{cr} = 0.53 \sqrt{f'_c} bd \quad (4.18)$$

Zsutty⁽³⁶⁾ กล่าวว่าสมการที่ 4.16 เมื่อใช้ทำนายกำลังรับแรงเฉือนของคานจะเป็นตัวทำนายที่ไม่สมบูรณ์ต่อพฤติกรรมจริงของผลทดสอบคาน เนื่องจากข้อหนึ่งการประเมินค่าคงที่ $A = 0.5$ และ $B = 176$ โดยใช้ข้อมูลจากการทดสอบเป็นตัวแทนจากพฤติกรรมของคานสองแบบคือ arch-action, และ beam-action และข้อสองสูตรหน่วยแรงหลักตามทฤษฎีของการแตกร้าวจากแรงเฉือนไม่ได้เป็นตัวแทนเฉพาะของคุณสมบัติคาน (f'_c, ρ) ที่จะครอบคลุมกำลังรับแรงเฉือนดังนั้นจึงได้ใช้การวิเคราะห์การถดถอยทางสถิติ (Statistical Regression Analysis) กับข้อมูลการทดสอบแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีอยู่แล้วในการหาสมการจากการทดสอบ (Empirical Formula) สำหรับคานที่มีค่า $a/d > 2.5$ วิธีการดังกล่าวทำให้ได้สมการทำนายค่าหน่วยแรงเฉือนในรูปของ $v = k(f'_c \rho d/a)^{1/3}$ สำหรับการเฉือนแตกร้าวและการเฉือนจากแรงดึงทะแยงในทันทีทันใดซึ่งสมการนี้ทำให้ได้ค่าความผิดพลาดในการทำนายน้อยสำหรับในช่วงกว้างของคุณสมบัติต่าง ๆ ของคานและแหล่งทดสอบโดยสมการที่ได้คือ

กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดรอยแตกร้าวแนวทะแยง

$$V_{cr} = 10.05 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{1/3} bd \quad (4.19)$$

กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัย

$$V_{uo} = 10.80 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{1/3} bd \quad (4.20)$$

Mphonde และ Franzl⁽¹⁶⁾ ได้ทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตกำลังสูงโดยมีกำลังอัดระหว่าง 210 - 1050 กก./ซม.² และได้เสนอสมการการถดถอยที่ได้จากการวิเคราะห์ข้อมูลเพื่อใช้ในการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนประลัยเมื่อ a/d เท่ากับ 3.6 คือ

$$V_{uo} = (0.40\sqrt{f'_c} + 9.49)bd \quad (4.21)$$

หรือ

$$V_{uo} = (1.72\sqrt[3]{f'_c} + 4.99)bd \quad (4.22)$$

Elzanaty et al.⁽¹⁷⁾ ได้ทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตมีกำลังอัดระหว่าง 210 - 840 กก./ซม.² ซึ่งเป็นตัวแปรหลัก และตัวแปรอื่น ๆ คือ อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว และ a/d ซึ่งอยู่ระหว่าง 2.0 - 6.0 สรุปได้ว่าสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกสมการของ ACI-318 [Eq.11-6] จะให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนสูงเกินไปประมาณ 10 - 30% โดยเฉพาะเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงกว่าร่วมกับ a/d สูง และมีอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำ

Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ ได้ทดสอบคานในลักษณะเดียวกับ Elzanaty et al.⁽¹⁷⁾ โดยกำลังอัดคอนกรีตอยู่ระหว่าง 630 - 700 กก./ซม.² และ a/d อยู่ระหว่าง 1.0 - 4.0 มีค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมอยู่ระหว่าง 1.77 - 6.64 สรุปได้ว่าสำหรับคานระลุด ($a/d > 2.5$) ที่ทำจากคอนกรีตกำลังสูงและมีปริมาณการเสริมเหล็กตามยาวต่ำจะให้ค่าอัตราส่วนกำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบต่อกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการ ACI-318 [Eq.11-6] จะลดลงเหลือประมาณ 1.0 นอกจากนี้ ACI-318 [Eq.11-6] ยังให้ค่าต่ำเกินไปในผลของปริมาณเหล็กเสริมตามยาว และยังได้เสนอสมการสำหรับทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนประลัยซึ่งปรับปรุงมาจากสมการของ Zsutty⁽³⁶⁾ โดยใช้ขอบเขตล่างของข้อมูลจากการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตกำลังสูง และใช้แฟคเตอร์ลดค่ากำลังเฉือนประลัยในผลกระทบจากความลึกที่แตกต่างกันเมื่อมีค่า a/d เท่ากันดังนี้คือ

$$V_{\infty} = \eta \left[8.52 \left(f'_c \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} \right] bd \quad (4.23)$$

โดยที่

$$\eta = 1 - 0.0187 \left[\frac{(d - 13.59)^{0.85}}{(a/d)^{0.63}} \right] \quad \text{สำหรับ } 3 \leq a/d \leq 6$$

พิทยา⁽³⁶⁾ ได้ทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงเฉือนโดยในการวิเคราะห์ได้รวมผลทดสอบของ Mphonde และ Frantz⁽¹⁶⁾ และ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ เพื่อหาสมการสำหรับทำนายค่าแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการ แตก ร้าวแนวทะแยง และค่าแรงเฉือนประลัยสำหรับคานคอนกรีตที่ไม่เสริมเหล็กปลอกซึ่งได้ความสัมพันธ์ในลักษณะเดียวกับสมการของ Zsutty⁽³⁶⁾ คือ

$$V_{cr} = 10.37 \left(f'_c \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} bd \quad (4.24)$$

และ

$$V_{\infty} = 12.44 \left(f'_c \rho \frac{d}{a} \right)^{1/3} bd \quad (4.25)$$

กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก

การเสริมเหล็กในแกนตั้งเช่นเหล็กปลอกเพื่อรับแรงเฉือนนั้นจะไม่ทำให้เกิดการเปลี่ยนพื้นฐานกลไกของความต้านทานแรงเฉือน จากชิ้นส่วนคอนกรีตยื่นมีแรงยึดเหนี่ยว ΔT ซึ่งต้านทานโดยการรวมกันของปฏิกริยาขัดกันของมวลรวม (Aggregate Interlock), ปฏิกริยาเดือย (Dowel Action), และโมเมนต์ค้ำค้ำที่ฐานคอนกรีตยื่น ส่วนอื่น ๆ คือแรงยึดเหนี่ยว $\Delta T'$ สามารถต้านทานได้โดยปฏิกริยาโครงข้อหมุน (Truss Action) โดยคอนกรีตยื่นทำหน้าที่เป็น ชิ้นส่วนรับแรงอัดแนวทะแยง (ดูรูปที่ 4.12)

เหล็กปลอกช่วยในกลไกรับแรงเฉือนโดย (ดูรูปที่ 4.13)

1. ช่วยเพิ่มแรงเฉือนที่ปฏิกิริยาเดียวจะรับได้โดยรองรับเหล็กเสริมตามยาวที่ถูกรอยแตกร้าวตัดผ่าน
2. ลดค่าหน่วยแรงดึงดัดภายในส่วนคอนกรีตยื่นโดยแรงอัดแนวทแยง C_d
3. จำกัดความกว้างของรอยแตกร้าวแนวทแยงโดยการโอบ (Enhancing) และรักษาแรงเฉือนที่รับโดยการขัดกันของมวลรวมรวมทั้งลดปริมาณการแทงลึกเข้าไปในบริเวณรับแรงอัด ดังนั้นพื้นที่ที่ยังไม่แตกร้าวก็จะมีมากขึ้น
4. ป้องกันการวิบัติจากแรงยึดเหนี่ยวเมื่อเกิดรอยแตกร้าวแยกที่เกิดขึ้นในบริเวณยึดรั้ง (Anchorage Zone) เนื่องจากปฏิกิริยาเดียวและแรงยึดรั้ง
5. รับแรงเฉือนส่วนที่เกินจากกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก

ดังแสดงในรูปที่ 4.13 กลไกของโครงข้อหมุนอุปมา (Truss Analogy) จะเริ่มขึ้นภายหลังการเกิดรอยแตกร้าวแนวทแยงเท่านั้นการอุปมาให้การรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกเป็นแบบโครงข้อหมุน ซึ่งถูกสมมุติให้รอยแตกร้าวแนวทแยงทำมุมกับแนวนอนมีค่า 45° และโครงข้อหมุนอุปมาได้แสดงในรูปที่ 4.14 จากการสมมูลย์ของแรง ณ จุด x จะได้

$$V_s = C_d \sin \alpha = T_s \sin \beta$$

ระยะเรียงเหล็กปลอกจากเรขาคณิต

$$S = jd(\cot \alpha + \cot \beta)$$

ดังนั้นแรงในเหล็กปลอกต่อหน่วยความยาว

$$\frac{T_s}{S} = \frac{V_s}{jd \sin \beta (\cot \alpha + \cot \beta)} = \frac{A_w f_s}{S}$$

เพื่อให้ได้กำลังในอุดมคติเหล็กปลอกจะยึดจนถึงจุดคาน $f_s = f_{yw}$ และ $jd \cong d$

$$V_s = \frac{A_w f_{yw} d}{S} \sin \beta (\cot \alpha + \cot \beta) \quad (4.26)$$

สมมุติให้แรงอัดแนวทแยง C_d มีค่าหน่วยแรงสม่ำเสมอจะได้

$$f_{cd} = \frac{C_d}{bS}$$

โดย

$$S' = S \sin \alpha = jd \sin^2 \alpha (\cot \alpha + \cot \beta)$$

ดังนั้น

$$f_{cd} = \frac{V_s}{bd \sin^2 \alpha (\cot \alpha + \cot \beta)} \quad (4.27)$$

โดยที่

- V_s = แรงเฉือนที่เหล็กปลอกรับได้
 C_d = แรงภายในตัวค้ำยันรับแรงอัด
 α = มุมที่รอยแตกร้าวทำกับแนวราบ
 β = มุมที่เหล็กปลอกทำกับแนวราบ
 T_s = แรงลัพท์ของเหล็กปลอกทั้งหมด
 S = ระยะเรียงของเหล็กปลอกตามแนวราบ
 A_v = พื้นที่เหล็กปลอกที่เรียงในระยะ S
 f_s = หน่วยแรงดึงในเหล็กปลอก
 f_{yw} = กำลังคลากของเหล็กปลอก
 S' = ความลึกประสิทธิผลของตัวค้ำยันในโครงข้อหมุนอุปมัย

จากกลไกการรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกและกลไกของโครงข้อหมุนในการรับแรงเฉือนของเหล็กปลอก ซึ่งสามารถทำการรวมกัน (Superimposed) ระหว่างปฏิกิริยาทั้งสองแบบ จะได้กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก โดยเมื่อคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกถึงจุดวิกฤตความเครียดของเหล็กปลอกจะถึงจุดคาน จากสมการที่ 4.15 เมื่อเหล็กปลอกตั้งฉากกับความยาวคานและสมมุติให้รอยแตกร้าวแนวทแยงทำมุม 45° กับความยาวคาน

$$V_n = V_c + V_s = V_c + \frac{A_v f_{yw} d}{S} \quad (4.28)$$

หรืออยู่ในรูป

$$v_n = v_c + r f_{yw} \quad (4.29)$$

โดยที่ $r = \frac{A_v}{bS}$

จากการที่ชิ้นส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกโดยส่วนใหญ่จะพิจารณาโดยการรวมผลของการรับกำลังโดยคอนกรีต V_c และโดยเหล็กปลอก V_s ซึ่งกำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีตนั้นอาจจะกำหนดให้เท่ากับกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยง V_{cr} หรือกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัย V_{uo} ดังสมการที่ 4.17 ถึง 4.25 และกำลังรับแรงเฉือนโดยเหล็กปลอกนั้นสามารถหาได้โดยใช้วิธีโครงข้อหมุนอุปมัย ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกจึงอาจวิเคราะห์ได้ในลักษณะเช่นเดียวกับในสมการที่ 4.28 หรือ สมการที่ 4.29

Mphonde และ Frantz⁽⁷²⁾ ได้ทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกโดยใช้คอนกรีตมีกำลังอัดระหว่าง 210 กก./ซม.² ถึง 840 กก./ซม.² และเสริมเหล็กปลอกโดยมีค่าดัชนี $rf_{yw} = 3.52$ กก./ซม.² ถึง 10.56 กก./ซม.² โดยมีค่า ρ คงที่เท่ากับ 3.36% และค่า a/d คงที่เท่ากับ 3.60 สรุปได้ว่า ACI-318 ในวิธีการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกรับแรงเฉือนจะให้ผลที่อนุรักษ์และจากผลทดสอบกำลังรับแรงเฉือนที่มีการกระจายของข้อมูลมากนี้มีแนวโน้มที่จะเพิ่มขึ้นตามปริมาณของเหล็กปลอกที่เพิ่มขึ้น และยังมีพฤติกรรมในลักษณะที่มีความเหนียวมากขึ้นในการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนนี้

Johnson และ Ramirez⁽⁷³⁾ ทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกเพื่อหาปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดสำหรับคานคอนกรีตกำลังสูงที่มีกำลังอัดอยู่ในช่วง 372 ถึง 738 กก./ซม.² โดยเสริมเหล็กปลอกที่มีค่าดัชนี $rf_{yw} = 3.52$ กก./ซม.² ซึ่งเป็นค่าต่ำสุดตาม ACI-318 และ $rf_{yw} = 7.04$ กก./ซม.² สรุปได้ว่าค่าดัชนีการเสริมเหล็กต่ำสุดที่กำหนดโดย ACI-318 นั้นต่ำเกินไปซึ่งทำให้กำลังรับแรงเฉือนสำรอง (Reserve Strength) หลังจากเกิดการแตกร้าวแนวทแยงจะลดลงเมื่อใช้คอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นไปที่มีค่าอัตราส่วนช่วงการเฉือนสูงและค่าอัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวต่ำซึ่งจะต้องเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดตามกำลังอัดคอนกรีตที่สูงขึ้น

Roller และ Russell⁽⁷⁴⁾ ทดสอบหากล้างรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกโดยใช้คอนกรีตกำลังสูงที่มีกำลังอัด 739, 1226 และ 1279 กก./ซม.² มีค่าอัตราส่วนช่วงการเฉือน 2.5 และ 3.0 โดยมีปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนจากต่ำสุดจนถึงสูงสุดตาม ACI-318 จากผลทดสอบสรุปได้ว่าอัตราส่วนรับแรงเฉือนต่ำสุดที่กำหนดโดย ACI-318 จะต้องเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดคอนกรีต และ ACI-318 ยังให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีตที่สูงเกินไปเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงกว่า 1196 กก./ซม.²

Sarsam และ Al-Musawi⁽¹⁹⁾ ได้ทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกโดยใช้คอนกรีตมีกำลังอัดระหว่าง 410 ถึง 817 กก./ซม.² มีค่าอัตราส่วนช่วงการเฉือนเท่ากับ 2.5 และ 4.0 อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาวอยู่ระหว่าง 2.23 - 3.51% ทั้งหมด 14 คาน นอกจากนี้ยังได้รวมผลทดสอบอื่น ๆ เพื่อนำมาวิเคราะห์โดยมีจำนวนรวมทั้งหมด 121 คาน และเป็นคานคอนกรีตกำลังสูงจำนวน 33 คาน ซึ่งได้ผลสรุปว่า ACI-318-89 จะให้ค่าในการทำนายกำลังเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกที่อนุรักษ์เกินไป ดังนั้นจึงได้เสนอสมการในการทำนายกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกขึ้นมาคือ

$$V_n = \left[7.72 \left(\rho f_c' \frac{d}{a} \right)^{38} \right] bd + \frac{A_v f_{yw} d}{S} \quad (4.30)$$

ภาวะวิเศษ

1. กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก

จากการศึกษาโดย Mphonde และ Frantz⁽¹⁶⁾ ซึ่งทดสอบคานที่มีค่า a/d และ ρ คงที่นั้น กำลังรับแรงเฉือนมีแนวโน้มจะเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดคอนกรีตที่สูงขึ้น อย่างไรก็ตามเมื่อพิจารณาถึงค่า V_{uo} โดยใช้สมการของ ACI-318 ในการทำนาย ค่าอัตราส่วน $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ ซึ่งแสดงถึงส่วนปลอดภัยทั้งหมดต่อทวิภาคี เนื่องจากแรงเฉือนนี้กำลังอัดของคอนกรีตจะมีผลที่เด่นชัดโดยจะมีค่าลดลงจากประมาณ 1.64 เมื่อ $f'_c = 210$ กก./ซม.² ลงสู่ 1.20 เมื่อ $f'_c = 1050$ กก./ซม.² ในทำนองเดียวกัน Elzanaty et al.⁽¹⁷⁾ ก็พบว่ากำลังรับแรงเฉือนของคานจะเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดของคอนกรีตโดย $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ ที่ทำนายโดยสมการของ ACI-318 นี้จะให้ค่าลดลงจาก 1.36 สู่ 0.93 เมื่อ f'_c เพิ่มจาก 210 กก./ซม.² เป็น 805 กก./ซม.² สำหรับชุดที่ $\rho = 2.5\%$ และลดลงจาก 1.20 สู่ 0.89 สำหรับชุดที่ $\rho = 1.20\%$ โดยคานทั้งสองชุดมีค่า $a/d = 4$ คงที่

สำหรับเหตุผลของการลดค่าของ $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ และ $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ ดังกล่าวอธิบายได้ว่า ก่อนที่คานจะเกิดการแตกร้าวนั้นแรงเฉือนทั้งหมดจะถูกต้านทานโดยกำลังรับแรงเฉือนในคอนกรีต และหลังจากที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าวแล้วแรงเฉือนจะถูกต้านทานโดย แรงชัดประสานของมวลรวม, ปฏิริยาเฉื่อยของเหล็กเสริมตามยาว, และความต้านทานโดยคอนกรีตส่วนที่ยังไม่แตกร้าว⁽⁷⁰⁾ โดยในส่วนของแรงชัดประสานของมวลรวมจะขึ้นอยู่กับความหยาบของผิวที่เกิดการแตกร้าว และขึ้นอยู่กับปริมาณการเสีรูป (ความกว้าง) ของรอยแตกร้าว ซึ่งจากการศึกษา⁽¹⁷⁾ พบว่าผิวสัมผัสของรอยแตกร้าวในคานคอนกรีตกำลังสูงที่วิบัติจากแรงเฉือน จะมีความเรียบมากกว่าซึ่งแสดงว่ากลไกการรับแรงเฉือนโดยแรงชัดประสานของมวลรวมจะลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น ในส่วนของปฏิริยาเฉื่อยเมื่อเกิดการเสีรูปตามรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนก็จะทำให้แรงดึงที่กระทำต่อคอนกรีตในแนวตั้งสูงขึ้น และแรงเฉือนที่ต้านทานโดยคอนกรีตส่วนที่ยังไม่แตกร้าวในบริเวณรับแรงอัดเหนือรอยแตกร้าว ซึ่งกลไกทั้งสองจะขึ้นอยู่กับกำลังอัดของคอนกรีต จึงอาจกล่าวได้ว่ากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้คอนกรีตกำลังสูงที่เพิ่มขึ้นมานั้นแรงชัดประสานของมวลรวมคือกลไกแรกที่ถูกต้องออกไป ดังนั้นความต้านทานต่อแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นจึงมาจากส่วนของปฏิริยาเฉื่อย, และแรงเฉือนในบริเวณรับแรงอัดที่ยังไม่เกิดการแตกร้าว

อัตราส่วนเหล็กเสริมตามยาว ρ ก็เป็นตัวแปรหนึ่งที่มีผลต่อกลไกพื้นฐานของการรับแรงเฉือน โดยจะเป็นแพคเตอร์สำคัญที่มีผลต่อการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดซึ่งจะพัฒนาไปสู่การแตกร้าวแนวทะแยงเนื่องจากแรงเฉือนได้ ดังนั้นถ้าคานมีค่า ρ สูงกว่าก็จะช่วยชะลอการแตกร้าวได้มากกว่าและก็จะมีส่วนต่อแรงชัดประสานของมวลรวมในกลไกการแตกร้าวเนื่องจากแรงเฉือนด้วย ซึ่งจะช่วยลดความกว้างของรอยแตกร้าวให้น้อยลงอันจะช่วยให้แรงชัดประสานของมวลรวมสูงขึ้น จากการทดสอบของคานคอนกรีตกำลังสูงโดย Elzanaty et al.⁽¹⁷⁾ ก็ได้ผลในลักษณะที่กล่าวมาคือสำหรับทุกค่า f'_c จาก 210 กก./ซม.² ถึง 805 กก./ซม.² การเพิ่ม ρ จะเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนของคานที่ทดสอบ นอกจากนี้ได้มีการแนะนำว่า⁽⁷⁰⁾ กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีต

กำลังสูงที่ทำนายโดยสมการของ ACI-318-89⁽⁵⁾ จะลดลงอย่างเห็นได้ชัดถ้าค่า ρ ต่ำกว่า 1.25% ซึ่งในผลการทดสอบพบว่า⁽¹⁷⁾ เมื่อ ρ มีค่าต่ำกว่าทำนายกำลังเฉือนโดย ACI-318 จะไม่ปลอดภัยเมื่อ ρ มีค่าประมาณ 1.4% และ 2.5% สำหรับ f'_c เท่ากับ 408 กก./ซม.² และ 669 กก./ซม.² ตามลำดับ นอกจากนี้ในผลทดสอบของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ ได้แสดงให้เห็นว่า ρ จะมีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตกำลังสูงอย่างมากโดยในการทำนายค่ากำลังเฉือนโดยใช้สมการของ ACI-318 นั้นจะให้ค่าในการทำนายต่อผลของ ρ ที่ต่ำเกินไป

ในส่วนของอัตราส่วนช่วงการเฉือนต่อความลึก a/d นั้นโดยปกติการเพิ่มค่า a/d จะทำให้กำลังรับแรงเฉือนของคานลดต่ำลงซึ่งในการศึกษากำลังเฉือนของคานคอนกรีตกำลังสูง^{(17),(18)} ก็ได้ยืนยันเหตุผลนี้ และผลทดสอบเหล่านี้พบว่าสมการของ ACI-318-89⁽⁵⁾ จะให้ค่าต่ำเกินไปในผลของ a/d ที่มีต่อการเพิ่มขึ้นของกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตกำลังสูง

ก) ข้อเสนอเพื่อการวิเคราะห์กำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัด

ในตารางที่ 4.1 ได้รวมผลทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตกำลังสูงจากการทดสอบของ Mphonde และ Frantz⁽¹⁶⁾, Ahmad et al.⁽¹⁸⁾, พิทยา⁽³⁶⁾, และ Thorenfeldt และ Drangshot⁽⁵⁴⁾ โดยมีตัวอย่างทั้งหมด 43 ตัวอย่าง ซึ่งมีตัวแปรต่าง ๆ คือ f'_c อยู่ระหว่าง 384 กก./ซม.² ถึง 996 กก./ซม.², ρ อยู่ระหว่าง 1.77% ถึง 6.64%, และ a/d อยู่ระหว่าง 2.70 ถึง 4.00 เพื่อให้หาสมการทำนายค่ากำลังเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยค่าสำหรับวิเคราะห์ที่จะใช้วิธีการถดถอยทางสถิติแสดงในตารางที่ 4.2 ซึ่งการพิจารณา กำลังเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกจะมีการพิจารณาได้สองลักษณะคือ กำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยง V_{cr} , และกำลังเฉือนที่จุดประลัย V_{uo}

จากที่กล่าวมาในเบื้องต้นนั้นสมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ จะต้องมีการปรับปรุงเมื่อนำมาใช้กับคานคอนกรีตกำลังสูงเนื่องจากให้ค่ากำลังเฉือนในผลของ f'_c สูงเกินไป แต่จะให้ค่าที่ต่ำเกินไปในผลของ ρ , และ a/d ซึ่งการพิจารณาสมการที่มีตัวแปรสำคัญต่าง ๆ นี้ในลักษณะเดียวกับ ACI-318-89 จะอยู่ในรูป $v_c = A\sqrt{f'_c} + B\rho Vd/M$ เมื่อใช้วิธีการถดถอยทางสถิติจะได้ $A = 0.60$ และ $B = 416$ สำหรับ V_{cr} , และได้ $A = 0.55$, และ $B = 873$ สำหรับ V_{uo} ซึ่งจะได้สมการกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตกำลังสูงคือ

กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยง

$$V_{cr} = \left(0.60\sqrt{f'_c} + 416\rho\frac{Vd}{M} \right) bd \quad (4.31)$$

กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัย

$$V_{uo} = \left(0.55\sqrt{f'_c} + 873\rho\frac{Vd}{M} \right) bd \quad (4.32)$$

ซึ่งสมการที่ 4.31 และ 4.32 นี้จะให้กำลังเฉือนที่สอดคล้องกับข้อมูลทั้งหมดที่ทดสอบกับคานาคอนกรีตกำลังสูง และในรูปที่ 4.15 และ 4.16 แสดงพลอตของผลทดสอบและสมการสำหรับคานาคอนกรีตกำลังสูงที่วิเคราะห์ได้นี้ ซึ่งในรูปได้แสดงสมการของ ACI-318-89 ไว้ด้วย

นอกจากนี้สมการของ Zsutty⁽³⁶⁾ ซึ่งรวมตัวแปรสำคัญไว้ในสมการจะทำนายกำลังรับแรงเฉือนได้ใกล้เคียงกว่าและมีการกระจายน้อยกว่า ACI-318-89⁽⁵⁾ และเช่นเดียวกันโดยวิธีการทดลองทางสถิติก็จะพิจารณาสมการในลักษณะเดียวกับ Zsutty ได้โดยอยู่ในรูป $v_c = A(\rho f'_c d/a)^B$ ซึ่งจะได้สมการสำหรับทำนายกำลังรับแรงเฉือนของคานาคอนกรีตกำลังสูงคือ

กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยง

$$V_{cr} = 10.91 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{0.32} bd \quad (4.33)$$

กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัย

$$V_{uo} = 11.25 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{0.38} bd \quad (4.34)$$

ในรูปที่ 4.17 และ 4.18 แสดงพลอตของผลทดสอบและสมการสำหรับคานาคอนกรีตกำลังสูงที่วิเคราะห์ได้นี้ โดยในรูปทั้งสองได้แสดงสมการของ Zsutty ไว้ด้วยนอกจากนี้ในรูปที่ 4.18 ยังแสดงสมการ V_{uo} ที่เสนอโดย พิทยา⁽³⁵⁾, ของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ ที่ยังไม่ลดค่าในผลของความลึกของตัวอย่าง, และกำลังรับแรงเฉือนในส่วนของคานาคอนกรีตของ Sarsam และ Al-Musawi⁽¹⁹⁾ ซึ่งจะเปรียบเทียบในหัวข้อต่อไปไว้ด้วย

สำหรับการพิจารณาเพื่อออกแบบนั้นสมการที่ให้ค่าเฉลี่ยใกล้เคียง 1.0 ดังสมการที่ 4.31 ถึง 4.34 อาจไม่ปลอดภัยนักเนื่องจากการวิบัติจากแรงเฉือนเป็นแบบเปราะอีกทั้งคานาคอนกรีตกำลังสูงมีความเปราะมากกว่าด้วย ดังนั้นอาจปรับปรุงโดยให้ผลทดสอบส่วนใหญ่มากกว่าค่าทำนายและโดยการกำหนดเช่นเดียวกับ ACI-318-89⁽⁵⁾ คือกำลังรับแรงเฉือนในส่วนของคานาคอนกรีต $V_c = V_{cr}$ แล้ว จากในรูปที่ 4.15 และ 4.17 ที่พลอตค่า $\pm 20\%$ ของสมการที่ 4.31 และ 4.33 ที่วิเคราะห์ในการศึกษาตามลำดับ จะเห็นว่าผลทดสอบส่วนใหญ่จะมากกว่าค่าทำนายสำหรับเส้นโค้งที่ลดค่าลง 20% (เส้น -20%)

$$V_{cr} = \left(0.48 \sqrt{f'_c} + 333 \rho \frac{Vd}{M} \right) bd \quad (4.35)$$

และ

$$V_{cr} = 8.72 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{0.32} bd \quad (4.36)$$

ซึ่งจะได้ค่าเฉลี่ยของ $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ ที่ไม่อนุรักษ์เกินไปคือเท่ากับ 1.25 โดยจะมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 เพียง 5 ตัวอย่างและสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนในสมการที่ 4.35 และ 4.36 ไม่เปลี่ยนแปลงจากสมการที่ 4.31 และ 4.33 ตามลำดับ แต่สมการที่ 4.36 จะมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำกว่า หนึ่งสำหรับสมการในรูปของ ACI-318-89 คือสมการที่ 4.35 เมื่อเปรียบเทียบค่า A และ B ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ที่เท่ากับ 0.50 และ 176 ตามลำดับจะเห็นว่าค่า B ได้ถูกปรับปรุงให้ผลของ ρ , และ a/d ให้สูงขึ้น และยังให้ค่า A ซึ่งเป็นผลของ f_c' ลดลงด้วยซึ่งสอดคล้องกับการศึกษาที่ผ่านมา^{(17),(18)} และให้กำลังเฉือนที่สอดคล้องกับข้อมูลทั้งหมดที่ทดสอบกับคอนกรีตกำลังสูงมากกว่าด้วย

ข) การศึกษาและเปรียบเทียบ

ในตารางที่ 4.3 แสดงผลของอัตราส่วนระหว่าง V_{cr} จากการทดสอบต่อค่าจากการทำนายโดยสมการต่าง ๆ $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ ซึ่งสมการที่พิจารณาคือ 4.17, 4.18 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾, 4.19 ของ Zsutty⁽³⁶⁾, 4.24 ของ พิทยา⁽³⁵⁾, และสมการที่ 4.31 และ 4.33 ในการศึกษา นี้ โดยในตารางที่ 4.4 เป็นผลการวิเคราะห์ทางสถิติของ $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ จากตารางที่ 4.3 ในทำนองเดียวกันตารางที่ 4.5 แสดงผลของอัตราส่วนระหว่างค่า V_{uo} จากการทดสอบต่อค่าจากการทำนายโดยสมการต่าง ๆ $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ โดยสมการที่พิจารณาคือ 4.17, 4.18 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ เช่นเดียวกัน และสมการที่ 4.20 ของ Zsutty⁽³⁶⁾, 4.23 ของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾, และ 4.25 ของ พิทยา⁽³⁵⁾, และสมการที่ 4.32 และ 4.34 ในการศึกษา นี้ และในตารางที่ 4.6 แสดงผลวิเคราะห์ทางสถิติของ $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ จากตารางที่ 4.5

จากตารางที่ 4.4 จะเห็นว่าสมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ให้ค่าเฉลี่ย $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ เท่ากับ 1.36, สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน 18.37% และมีตัวอย่างที่ $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 จำนวน 4 ตัวอย่าง (รูปที่ 4.19.ก) ในขณะที่สมการ 4.19 ของ Zsutty⁽³⁶⁾ ให้ค่าเฉลี่ย 1.07, สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน 16.79% และมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 ถึง 14 ตัวอย่าง เมื่อเปรียบเทียบระหว่างการทำนายทั้งสองนี้ซึ่งได้จากการวิเคราะห์โดยอาศัยผลทดสอบกับคอนกรีตกำลังต่ำจะเห็นว่าสมการของ ACI-318-89 จะให้ค่าเฉลี่ยสูงกว่าของ Zsutty รวมทั้งมีการกระจายของ $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ มากกว่าอีกด้วย ในการทำนายกำลังเฉือนโดยใช้สมการในรูปที่ง่ายขึ้นของ ACI-318-89⁽⁵⁾ คือสมการที่ 4.18 จะเห็นว่ายังให้ค่า $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ ที่อนุรักษ์มากกว่าสมการที่ 4.17 และมีการกระจายของค่าที่ทำนายมากขึ้น และจากการที่ให้ค่าอนุรักษ์มากขึ้นค่า $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ ที่ต่ำกว่า 1.0 จะมีเพียง 1 ตัวอย่าง ส่วนในสมการที่ 4.24 ของ พิทยา⁽³⁵⁾ ซึ่งได้ปรับปรุงจากสมการของ Zsutty⁽³⁶⁾ เพื่อใช้กับคานคอนกรีตกำลังสูงจะเห็นว่าให้ค่าที่ใกล้เคียงยิ่งขึ้นคือมีค่าเฉลี่ย 1.03 และมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนเท่ากับของ Zsutty อย่างไรก็ตามสมการในการศึกษานี้คือ 4.31 และ 4.33 ในการศึกษา นี้ให้ค่า $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ เฉลี่ย 1.00 ซึ่งใกล้เคียงกว่า รวมทั้งการทำนายโดยสมการที่ลดค่าคือสมการที่ 4.35 และ 4.36 ที่ให้ค่าเฉลี่ย 1.25 โดยมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.00 เพียง 5 ตัวอย่างเท่านั้น

สำหรับการเปรียบเทียบ $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ พิจารณาจากตารางที่ 4.6 จะเห็นว่าการทำงาน ค่า V_{uo} โดยสมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ จะให้ค่าเฉลี่ย 1.58, และสัมประสิทธิ์ความแปรปรวน 22.16% ซึ่งให้ค่าที่อนุรักษ์ยิ่งขึ้นและทำให้ความแปรปรวนของข้อมูลมากยิ่งขึ้นด้วยโดยทำให้ตัวอย่างที่ $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 เมื่อเทียบกับ V_{cr} จะลดลงจาก 4 เหลือเพียง 1 ตัวอย่าง (ดูรูปที่ 5.20.ก.) ซึ่งในสมการที่ 4.18 ก็เช่นกัน สำหรับสมการที่ 4.20 ของ Zsutty⁽³⁶⁾ ที่ใช้ทำนาย V_{uo} ก็ยังคงให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบเช่นเดิมคือมีค่าเฉลี่ย 1.15 และมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวน 19.45% ในส่วนสมการสำหรับทำนาย V_{uo} ของคอนกรีตกำลังสูง นั้นสมการที่ 4.25 ของ พิตยา⁽³⁵⁾ จะให้ค่าเฉลี่ย $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ เท่ากับ 1.00 โดยมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนเท่ากับของ Zsutty แต่มีจำนวนตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 ถึง 21 ตัวอย่างซึ่งเพิ่มจาก 13 ตัวอย่างของ Zsutty, Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ ซึ่งใช้ขอบเขตล่างของข้อมูลที่ทดสอบคานคอนกรีตกำลังสูงในการวิเคราะห์และคำนึงถึงผลของความลึกของตัวอย่างทำให้ได้ค่าเฉลี่ยของ $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ ใกล้เคียงกับของ ACI-318-89 แต่สัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำที่สุดในการทำนายทั้งหมดคือ 18.04% โดยไม่มีตัวอย่างใดที่ต่ำกว่า 1.0 เลย จากที่สมการของ พิตยา และ Ahmad et al. ปรับปรุงจากสมการของ Zsutty จะเห็นว่าสมการของ พิตยา จะให้ค่าเฉลี่ยของ $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ ที่ดีมากในขณะที่สมการของ Ahmad et al. จะให้ค่าที่ปลอดภัยและมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนที่สุดเนื่องจากนำผลของความลึกของตัวอย่างมาคำนึงถึงด้วย ส่วนสมการที่ 4.32 และ 4.34 ในการศึกษานี้จะให้ผลที่แตกต่างจากสมการของ พิตยา ไม่มากนักแต่จะมีจำนวนตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 น้อยกว่า

จากสมการที่วิเคราะห์ถึงค่า V_{cr} สมการที่ 4.31 ในรูปของ ACI-318-89⁽⁵⁾, และ 4.33 ในรูปของ Zsutty⁽³⁶⁾ เมื่อพิจารณาการทำนายค่า V_{cr} จากตารางที่ 4.4 จะเห็นว่าสมการทั้งสองให้ค่าเฉลี่ยของอัตราส่วน $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ เท่ากัน (ดูรูปที่ 5.15.ข และ 5.15.ค.) และก็เช่นเดียวกันสำหรับ V_{uo} ในสมการที่ 4.32, และ 4.34 (ดูรูปที่ 4.20.ข และ 4.20.ค.) แต่ว่าสมการที่ 4.32, และ 4.34 ในรูปของ Zsutty จะมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนน้อยกว่า หรืออาจกล่าวได้ว่าจะทำนายกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงได้ผลที่มีการกระจายต่ำกว่า

จากที่พิจารณามาทั้งหมดนั้นการทำนายกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกสมการที่ได้จากการวิเคราะห์โดยอาศัยข้อมูลของคอนกรีตที่มีกำลังต่ำคือสมการที่ 4.17 และ 4.18 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ จะให้ค่าที่ค่อนข้างอนุรักษ์มีค่าเฉลี่ยของ $V_{cr}^{test}/V_{cr}^{predict}$ และ $V_{uo}^{test}/V_{uo}^{predict}$ สูงที่สุดในการทำนายทั้งหมดซึ่งอาจกล่าวได้ว่า ACI-318-89 จะให้ขอบเขตล่างในการทำนายและให้ค่าปลอดภัยเมื่อนำมาใช้กับคานคอนกรีตกำลังสูงทั้งจุดที่เกิดการแตกเร็วแนวทแยงและจุดประลัย, ส่วนในสมการที่ 4.19, และ 4.20 ของ Zsutty⁽³⁶⁾ ยังใช้ทำนายค่ากำลังเฉือนของคานคอนกรีตกำลังสูงได้ดีโดยให้ค่าเฉลี่ยและความแปรปรวนที่ต่ำกว่า ACI-318-89 ซึ่งสมการของ Zsutty เป็นพื้นฐานที่มีการนำมาปรับปรุงในระยะหลัง

ส่วนสมการที่เสนอขึ้นสำหรับทำนายกำลังเฉือนของคานคอนกรีตกำลังสูงนั้นค่า V_{cr} จากสมการที่ 4.24 ของ พิตยา ที่มากกว่าของ Zsutty⁽³⁶⁾ เพียง 3% โดยประมาณจะให้ผลที่ดี, ส่วนสมการที่ 4.31 และ 4.33 ในการศึกษานี้จะให้ค่าเฉลี่ยที่ดีขึ้น สำหรับค่า V_{uo} ในสมการที่ 4.25 ของพิตยา, 4.32 และ 4.34 จาก

การศึกษานี้ต่างให้ค่าที่ใกล้เคียงกันแต่สมการที่ 4.34 มีจำนวนตัวอย่างที่ $V_{uo}^{test} / V_{uo}^{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 น้อยกว่า ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าสมการต่าง ๆ เหล่านี้จะเหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์หากำลังเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง

สำหรับสมการที่เหมาะสมสำหรับการออกแบบจะเห็นว่าสมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ จะให้ผลที่อนุรักษ์และมีความปลอดภัยเพียงพอจึงยังเหมาะสมสำหรับคอนกรีตกำลังสูง ส่วนการทำนายค่า V_{uo} ในสมการที่ 4.23 ของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ จะให้ค่าที่อนุรักษ์ใกล้เคียงกับของ ACI-318-89 แต่มีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำที่สุดและไม่มีตัวอย่างที่ $V_{uo}^{test} / V_{uo}^{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 เลย อย่างไรก็ตามสมการที่ 4.35 และ 4.36 ซึ่งให้ค่าเฉลี่ยใกล้เคียงและอนุรักษ์น้อยกว่าโดยให้ผลที่สอดคล้องกับข้อมูลที่มีอยู่แต่จะมีตัวอย่างที่ $V_{uo}^{test} / V_{uo}^{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 อยู่ 5 ตัวอย่าง [อนึ่งสมการที่ 4.35 และ 4.36 เป็นการพิจารณาโดยใช้ขอบเขตล่างที่ยังไม่คำนึงถึงตัวคูณลดกำลังดัดนั้นในกรณีที่พิจารณาตัวคูณของ ACI-318-89 คือเท่ากับ 0.85 ก็จะไม่มีความแตกต่างที่ $V_{uo}^{test} / V_{uo}^{predict}$ ต่ำกว่า 1.00 เลย]

2. กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก

ก.) ข้อเสนอเพื่อการวิเคราะห์กำลังของหน้าตัด

กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก V_n จะประกอบด้วยกำลังในสองส่วนในส่วนแรกคือกำลังรับแรงเฉือนโดยคอนกรีต V_c ที่เป็นผลรวมขององค์ประกอบสำคัญคือ แรงขีดประสานของมวลรวม, ปฏิกริยาเคียมของเหล็กเสริมตามยาว, และแรงเฉือนที่รับโดยคอนกรีตส่วนที่ยังไม่เกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดในบริเวณรับแรงอัด ซึ่งจะพิจารณาโดยใช้กำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยง หรือที่จุดประลัย อย่างไรก็ตามเนื่องจากคานที่พิจารณามีการจัดการกระจายแรงเฉือนหลังจากเกิดการแตกร้าวได้น้อยดังนั้นควรใช้ค่าแรงเฉือนที่ต่ำกว่าซึ่งในที่นี้แนะนำว่าควรใช้กำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงคือกำหนดให้ $V_c = V_{cr}$ ในส่วนที่สองคือกำลังที่รับโดยเหล็กเสริมรับแรงเฉือนในแผ่นแฉ (Web Reinforcement) V_s ที่พิจารณาได้จากโครงข้อหมุนอุปมัย ซึ่งจะแทนโดยองค์ประกอบในแนวตั้งของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนที่สมมุติว่าถูกรอยแตกร้าวตัดผ่านเป็นมุม 45° ซึ่งจากผลรวมกำลังทั้งสองจะให้ความสัมพันธ์ดังในสมการที่ 4.28 และ 4.29

สำหรับสมการที่ใช้ทำนายกำลังในส่วนของคอนกรีต V_c ที่พิจารณาให้เท่ากับ V_{cr} นั้น ในที่นี้จะใช้สมการที่ 4.31 และ 4.33 ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ซึ่งสมมุติว่ามีความถูกต้องของโมเดล นอกจากนี้ จะพิจารณาโดยใช้สมการที่ลดค่าคือ 4.35 และ 4.36 ซึ่งเหมาะสมสำหรับพิจารณาในกรณีการออกแบบดังกล่าวในหัวข้อกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก มาพิจารณากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก

ข.) การศึกษาและเปรียบเทียบ

ในตารางที่ 4.7 ได้รวมผลทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกซึ่งส่วนใหญ่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงจากผลทดสอบของ Elzanaty et al.(17), พิทยา(35), Mphonde และ Frantz(72), Johnson และ Ramirez(73), Roller และ Russell(74), และ Sarsam และ Al-Musawi(19) จำนวนรวมทั้งหมด 44 ตัวอย่าง ซึ่งมีตัวแปรต่าง ๆ คือ f'_c อยู่ระหว่าง 372 กก./ซม.² ถึง 1279 กก./ซม.², ρ อยู่ระหว่าง 1.61% ถึง 6.71%, และค่า a/d อยู่ระหว่าง 2.50 ถึง 4.00, โดยปริมาณการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนมีค่าดัชนี $r f_{yw}$ ตาม ACI-318-89(5) จากต่ำสุด 3.52 กก./ซม.² จนถึงสูงสุด $2.12\sqrt{f'_c}$ กก./ซม.²

ในตารางที่ 4.8 เป็นการเปรียบเทียบค่าอัตราส่วนระหว่างผลทดสอบต่อค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ของข้อมูลจากตารางที่ 4.7 โดยใช้สมการทำนายค่ากำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต V_c ต่าง ๆ ซึ่งสมการที่พิจารณาคือ สมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89(5), สมการที่ 4.19 ของ Zsutty(36), สมการที่ 4.24 ของ พิทยา(35), ค่า V_{cr} ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้คือ สมการที่ 4.31 และ 4.33 รวมทั้งสมการที่ลดค่าคือ 4.35 และ 4.36, นอกจากนี้ยังจะพิจารณาค่า V_{uo} ในสมการที่ 4.23 ของ Ahmad et al.(18), และสมการที่ 4.30 ที่ทำนายค่า V_n ของ Sarsam และ Al-Musawi(19) เมื่อพิจารณาผลการวิเคราะห์ทางสถิติของตัวอย่างทั้งหมดจะเห็นว่าอาจแบ่งสมการทำนาย V_c ออกได้เป็น 2 กลุ่ม

ในกลุ่มแรกมีสมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89(5) และ 4.23 ของ Ahmad et al.(18) ที่ให้ค่าเฉลี่ย $V_n^{test}/V_n^{predict}$ อนุรักษ์มาก (ระหว่าง 1.44 ถึง 1.50) โดยสมการของ Ahmad et al. จะให้ค่าเฉลี่ยมากที่สุดเท่ากับ 1.50 โดยมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวน, และตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 เพียง 2 ตัวอย่าง ซึ่งต่ำสุดในการทำนายทั้งหมดด้วย, ส่วน ACI-318-89 จะให้ค่าเฉลี่ยต่ำกว่า Ahmad et al. ทั้งที่ไม่จำกัดและจำกัด f'_c (700 กก./ซม.²) โดยเท่ากับ 1.44 และ 1.48 ตามลำดับ ซึ่งเมื่อไม่จำกัด f'_c จะมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนมากที่สุดในการทำนายทั้งหมด, โดยมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 จำนวน 6 ตัวอย่าง ส่วนสมการที่ 4.35 และ 4.36 ที่ลดค่าในการศึกษานี้ และ 4.30 ที่หาค่า V_n ของ Sarsam และ Al-Musawi(19) จะให้ค่าเฉลี่ย $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ต่ำกว่าของ ACI-318-89 เล็กน้อยโดยสมการทั้งสามนี้มีค่าเฉลี่ยที่ใกล้เคียงกันมากและมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 จำนวน 6 ตัวอย่างเท่ากัน ซึ่งสมการที่ 4.35 ซึ่งอยู่ในรูปสมการของ ACI-318-89 จะมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนมากที่สุด

ในกลุ่มที่สองมีสมการที่ 4.19 ของ Zsutty(36), สมการที่ 4.24 ของ พิทยา(35), สมการที่ 4.31 และ 4.33 ในการศึกษานี้ที่ให้ค่าเฉลี่ยของ $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ต่ำ (ระหว่าง 1.19 ถึง 1.23) รวมทั้งมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 จำนวนมากด้วย (12 ถึง 17 ตัวอย่าง) โดยสมการที่ 4.31 และ 4.33 ที่ได้จากการวิเคราะห์สมการการถดถอยในการศึกษานี้จะให้ค่าเฉลี่ยต่ำสุด 1.19 และในสมการที่ 4.31 จะมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนสูงใกล้เคียงกับสมการของ ACI-318-89(5) ส่วนสมการที่ 4.19, 4.24, และ 4.33 ที่มีลักษณะเหมือนสมการของ Zsutty จะมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนใกล้เคียงกัน

จากการทำนายในกลุ่มแรกจะเห็นว่าให้ค่าเฉลี่ย $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ในเชิงอนุรักษ์โดยสมการของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ ให้ผลปลอดภัยที่สุดซึ่งจะมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 เพียง 2 ตัวอย่างซึ่งน้อยที่สุดรวมทั้งมีค่าต่ำสุดที่สูงกว่าอีกด้วยคือ 0.93 อย่างไรก็ตามเมื่อเทียบกับการทำนายโดย ACI-318-89⁽⁵⁾ ทั้งที่จำกัดและไม่จำกัดกำลังอัดของคอนกรีตซึ่งได้ค่าเฉลี่ยใกล้เคียงกันแล้วกลับมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 อยู่ 5-6 ตัวอย่าง ส่วนสมการในกลุ่มที่สองจะให้ค่าเฉลี่ยใกล้เคียงกันมากและใกล้เคียงกับ ACI-318-89 หนึ่งจากในรูปที่ 4.18 จะเห็นว่าสมการที่ 4.30 ของ Sarsam และ Al-Musawi⁽²⁰⁾ ส่วนที่รับโดยคอนกรีตจะให้ค่ากำลังเฉือนใกล้เคียงกับสมการของ Ahmad et al. ที่ยังไม่ได้ปรับค่าเนื่องจากผลของความลึกของตัวอย่างทดสอบอย่างมาก ซึ่งสมการที่ 4.36 ในการศึกษานี้ก็ให้ค่าใกล้เคียงเช่นกัน ดังนั้นการที่สมการของ Ahmad et al. ซึ่งให้ผลที่ต่ำกว่าสมการทั้งสองจึงอาจมาจากผลของความลึกที่แตกต่างกันของตัวอย่างทดสอบซึ่งมีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตด้วย สำหรับกลุ่มที่สองซึ่งใช้สมการที่ได้จากการวิเคราะห์โดยยังไม่ได้ลดค่าเป็นส่วนใหญ่จึงให้ค่าเฉลี่ยที่ต่ำกว่าและดูเหมือนว่าจะไม่ปลอดภัยเพียงพอ

จากการที่ ACI-318-89⁽⁵⁾ กำหนดให้เหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดมีค่าคงที่ซึ่งเมื่อพิจารณาในรูปของค่าดัชนี rf_{yv} จะเท่ากับ 3.52 กก./ชม.² ($A_{v,min} = 3.52 \text{ bs}/f_{yv}$) เพื่อเป็นกำลังเฉือนสำรองที่จะป้องกันการวิบัติอย่างทันทีทันใดเมื่อเริ่มเกิดการแตกร้าวโดยไม่ขึ้นอยู่กับการจำกัดคอนกรีต ซึ่งจากการศึกษาของ Johnson และ Ramirez⁽⁷³⁾ ถึงปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดนี้พบว่าเมื่อใช้ในการออกแบบแล้วค่ากำลังรับแรงเฉือนสำรองทั้งหมดหลังจากเกิดการแตกร้าวเนื่องจากแรงดึงแนวทแยงจะมีค่าลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นโดยจะมีภาวะที่วิกฤติมากขึ้นเมื่อคานามีค่า a/d สูง และมีค่า ρ ต่ำ ดังนั้นจึงจำเป็นที่จะต้องเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดตามกำลังอัดคอนกรีตที่สูงขึ้นซึ่ง Roller และ Russell⁽⁷⁴⁾ ก็ยืนยันเหตุผลในลักษณะดังกล่าวโดยผลของการทดสอบคานที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงเช่นกัน จากตารางที่ 4.7 จะมีตัวอย่างจากการทดสอบที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนปริมาณต่ำสุดดังกล่าวจำนวน 11 ตัวอย่าง ซึ่งเมื่อแยกพิจารณาจะเห็นว่าค่า $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ที่ทำนายโดยใช้ค่า V_c ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ คือสมการที่ 4.17 จะมีอยู่ถึง 5 ตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.0 จากทั้งหมดที่มี 6 ตัวอย่าง นอกจากนี้จากที่ ACI-318-89 กำหนด f'_c ที่ใช้คำนวณต้องไม่เกิน 700 กก./ชม.² นั้นเมื่อพิจารณาในตารางที่ 4.8 จะเห็นว่าตัวอย่างที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนต่ำสุดก็ยังคงมีค่า $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 ก็ยังคงมีจำนวน 5 ตัวอย่างเช่นเดิม ซึ่งทำให้เห็นได้ชัดเจนว่าการจำกัดค่า f'_c เพื่อใช้คำนวณนั้นจะยังคงให้ผลในการออกแบบที่ไม่ปลอดภัยในกรณีนี้ซึ่งสนับสนุนผลทดสอบที่มี^{(73),(74)}

ในรูปที่ 4.21.ก. เป็นการพลอตข้อมูลของ $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ร่วมกับกับค่าดัชนี $rf_{yv}/\sqrt{f'_c}$ ซึ่งอาจใช้พิจารณาถึงปริมาณการเสริมเหล็กต่ำสุด ที่สมมุติให้กำลังเฉือนของคอนกรีตเป็นส่วนเดียวกับค่า $\sqrt{f'_c}$ โดยใช้สมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ในการทำนายค่า V_c ซึ่งจะเห็นว่ามี 6 ตัวอย่างที่ค่า $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 และเมื่อค่า $rf_{yv}/\sqrt{f'_c}$ ต่ำกว่า 0.20 โดยประมาณจะให้ค่า $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ที่มีแนวโน้มที่ต่ำลง โดยตัวอย่างทั้ง 6 ที่ $V_n^{test}/V_n^{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 ก็อยู่ในกลุ่มนี้ทั้งหมดอีกด้วย ดังนั้นค่าดัชนีดังกล่าวอาจใช้ในการชี้ค่าปริมาณการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนต่ำสุดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดต่าง ๆ กัน

โดยอาจเขียนอยู่ในรูปของหน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดได้คือ $A_{v,min} = k_v \sqrt{f_c'} bs / f_{yv}$ โดยที่ค่า k_v คือค่าคงที่ที่ต้องปรับปรุงให้เหมาะกับกำลังอัดของคอนกรีตที่แตกต่างกัน ตามที่วิเคราะห์ดังกล่าวเมื่อออกแบบโดยใช้สมการของ ACI-318-89 จะต้องมีการปรับปรุงปริมาณการเสริมเหล็กรับแรงเฉือนต่ำสุดด้วย หนึ่งในรูปที่ 4.21.ข และ 4.21.ค. แสดงการพลอตข้อมูลของ V_n^{test} / V_n^{pred} ร่วมกับกับค่าดัชนี $r f_{yv} / \sqrt{f_c'}$ โดยการทำนายใช้สมการของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ และสมการที่ 4.36 ในการศึกษาครั้งนี้ตามลำดับจะเห็นว่าสมการของ Ahmad et al. จะใช้ทำนายได้ถูกต้องมากกว่าการทำนายอื่น ๆ แม้ในกลุ่มตัวอย่างที่เสริมเหล็กรับแรงเฉือนต่ำสุด

สำหรับการเปรียบเทียบสมการในการศึกษานี้จะเห็นว่าสมการที่ 4.31 และ 4.33 ซึ่งได้จากการวิเคราะห์โดยการถดถอยทางสถิติของคานที่ไม่เสริมเหล็กปลอกที่ให้ค่าเฉลี่ย 1.00 สำหรับกำลังในส่วนของคอนกรีตอย่างเดียว ซึ่งเมื่อนำมาทำนายกำลังรับแรงเฉือนของคานที่เสริมเหล็กปลอกจะให้ค่าเฉลี่ย 1.19 โดยที่มีสมมุติฐานว่าโมเดลที่ทำนายกำลังในส่วนของคอนกรีตมีความถูกต้องแล้วการที่ค่าเฉลี่ยเพิ่มขึ้นนั้นอาจเนื่องมาจากสมมุติฐานของกำลังที่รับโดยเหล็กปลอกที่กำหนดให้รอยแตกกว้างตัดผ่านเป็นมุม 45° ที่จะอนุรักษ์กว่าในกรณีทั่วไปที่พบว่าทำมุมต่ำกว่า 45° สำหรับสมการที่ 4.35 และ 4.36 ที่ลดค่าแล้วจะเห็นว่าให้ค่าเฉลี่ยเพิ่มขึ้นเป็น 1.38 ซึ่งต่ำกว่า (1.44) โดยมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.00 จำนวน 2 ถึง 3 ตัวอย่างใกล้เคียงกัน โดยที่สมการที่ 4.36 จะมีตัวอย่างที่ต่ำกว่า 1.00 และมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำกว่าสมการของ ACI-318-89 อนึ่งจะสังเกตว่าสมการที่ 4.31 และ 4.35 ในรูปของ ACI-318-89 จะมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนมากกว่าสมการอื่น

จากที่วิเคราะห์มาในกรณีค้ำนี้ถึงสมการที่ให้ความปลอดภัยและมีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำสุดแล้วสมการที่ 4.23 ของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ จะให้ผลดีที่สุดสำหรับคอนกรีตกำลังสูง ส่วนสมการที่ 4.31 ของ Sarsam และ Al-Musawi⁽¹⁹⁾ และสมการที่ 4.36 ในการศึกษาครั้งนี้จะให้ผลที่ดีสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเช่นกัน โดยสมการที่ 4.31 ของ Sarsam และ Al-Musawi ครอบคลุมถึงคอนกรีตกำลังต่ำด้วย, ในขณะที่สมการของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ก็ให้ค่าในการทำนายที่มีความปลอดภัยมากแต่จะมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนมากที่สุด

สถาบันวิจัยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ชิ้นส่วนรับแรงอัด

บทนำ

เสา คือส่วนโครงสร้างที่รับแรงอัดในแนวแกนเป็นหลัก ซึ่งโดยทั่วไปแบ่งได้เป็นเสาสั้น (Short Column) คือเสาที่สามารถควบคุมขนาดของหน้าตัดเสาโดยกำลังของวัสดุเองภายใต้น้ำหนักบรรทุกและระยะเยื้องศูนย์กลางที่เกิดขึ้น และเสายาว (Long Column) คือเสาที่ขึ้นอยู่กับอิทธิพลของความระจูด (Slenderness) ที่ทำให้เกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้างเข้ามามีส่วนในการกำหนดกำลังของวัสดุและหน้าตัดของเสานั้น สำหรับในที่นี้จะพิจารณาถึงเสาสั้นที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง

เสารับแรงอัดในแนวแกน

จากการศึกษาของ ACI Committee 105⁽⁷⁶⁾ ซึ่งได้ทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กสรุปได้ว่าการหดตัว (Shrinkage) และการคืบ (Creep) ของคอนกรีตจะมีอิทธิพลอย่างมากต่อหน่วยแรงในเหล็กเสริมและคอนกรีตของเสารับแรงในแนวแกนที่น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (Service Load) โดยมีแนวโน้มที่จะเพิ่มและลดหน่วยแรงในเหล็กเสริมและคอนกรีตตามลำดับ สำหรับเสาที่มีปริมาณเหล็กเสริมมาก ๆ และมีแรงอัดในแนวแกนสูงเมื่อเริ่มต้นนั้น ถ้าหน่วยแรงอัดนี้ออกไปอาจจะทำให้เกิดแรงดึงในคอนกรีตและแรงอัดในเหล็กเสริมจึงเป็นการยากที่จะทราบความปลอดภัยของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กเมื่อใช้ทฤษฎีอิลาสติกหรือหน่วยแรงที่ยอมให้ ดังนั้นในการออกแบบจึงควรใช้วิธีน้ำหนักบรรทุกประลัยซึ่งการหดตัวและการคืบจะมีผลต่อกำลังของเสาน้อยมากเมื่อเสาเกิดการวิบัติ

ในคอนกรีตกำลังต่ำพฤติกรรมหน่วยแรงกับความเครียดจะเริ่มไม่เป็นเชิงเส้นเมื่อความเครียดประมาณ 0.001 และความชันส่วนที่ลาดขึ้นจะเข้าใกล้ศูนย์ประมาณ 0.002 โดยในช่วงนี้เหล็กเสริมยังคงอยู่ในช่วงอิลาสติก และสามารถที่จะรับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นได้ จากการที่ก้ำกัคลากเหล็กเสริมที่ใช้กันจะไม่มากกว่า 5000 กก./ซม.² ดังนั้นเมื่อเหล็กเสริมเริ่มเกิดการคลากจะมีความเครียดเท่ากับค่าความเครียดเมื่อถึงหน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีตซึ่งพฤติกรรมนี้แสดงได้ดังในรูปที่ 5.1 โดยน้ำหนักบรรทุกประลัยของเสารับแรงอัดในแนวแกนก็คือ ผลรวมของกำลัง ณ จุดคลากของเหล็กเสริมและกำลังอัดคอนกรีตซึ่งสามารถเขียนอยู่ในรูปความสัมพันธ์

$$P_o = k_3 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (5.1)$$

เมื่อ

- k_3 = อัตราส่วนระหว่างกำลังของคอนกรีตในเสาคู่กำลังอัดคอนกรีตรูปทรงระบอบ
 f'_c = กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงระบอบ
 f_y = กำลังคลากของเหล็กเสริม
 A_g = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเสา
 A_{st} = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริม

สำหรับคอนกรีตกำลังสูงพฤติกรรมของหน่วยแรงกับความเครียดจะเป็นเชิงเส้นมากกว่าและค่าความเครียดเมื่อถึงหน่วยแรงสูงสุดก็จะมากกว่าด้วยเมื่อเทียบกับคอนกรีตกำลังต่ำ ดังนั้นเหล็กเสริมในเสาคอนกรีตกำลังสูงจะเกิดการคลากก่อนคอนกรีตถึงหน่วยแรงสูงสุดและจะคงกำลัง ณ จุดคลากต่อไปจนกระทั่งคอนกรีตรับน้ำหนักถึงระดับความเครียดประลัยของเสา ซึ่งการใช้เหล็กเสริมที่มีความเครียด ณ จุดคลากสูงกว่าความเครียดเมื่อถึงค่าหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตจะไม่มีประโยชน์เนื่องจากเสาจะเกิดการวิบัติอย่างทันทีทันใดหลังจากถึงความเครียดเมื่อถึงค่าหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีต

จากสมการที่ 5.1 จะเห็นว่าตัวแปรสำคัญในการพิจารณากำลังรับแรงของเสาคือค่า k_3 ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างกำลังของคอนกรีตในเสาคู่กำลังอัดคอนกรีตรูปทรงระบอบ การทดสอบเสาของ ACI Committee 105(76) ที่ใช้คอนกรีตมีกำลังอัดระหว่าง 140 ถึง 560 กก./ซม.² ได้แนะนำให้ใช้ k_3 เท่ากับ 0.85 และเช่นเดียวกัน Hognestad(66) ที่กำหนดให้ $k_3 f'_c$ เป็นกำลังใน (In-situ Strength) ของคอนกรีตและได้เลือกใช้ k_3 เท่ากับ 0.85 แต่อย่างไรก็ตาม Hognestad ได้ให้ข้อสังเกตว่า "ค่าคงที่ 0.85 นี้อาจจะสูงหรือต่ำเกินไปซึ่งค่า k_3 นี้อาจจะมีความไม่คงที่แต่เป็นฟังก์ชันของกำลังอัดคอนกรีต f'_c " และใน ACI-318-89(5) ก็ได้กำหนดให้ k_3 เท่ากับ 0.85

สำหรับค่า k_3 ในคอนกรีตกำลังสูง ACI Committee 363(1) แนะนำว่าค่า k_3 มีค่าเท่ากับ 0.85 เช่นเดียวกับคอนกรีตกำลังต่ำ, FIP/CEB(4) กล่าวว่าค่า k_3 ควรจะมีค่าเท่ากับ 0.95 มากกว่าที่จะเป็น 0.85 และในผลทดสอบของ มานิต(33) และ วูดี(34) ก็ได้ค่า k_3 เท่ากับ 0.95 เช่นเดียวกัน Cusson และ Paultre(22) ซึ่งทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่ที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงพบว่าค่า k_3 มีค่าอยู่ระหว่าง 0.69 ถึง 0.85 โดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.78 และมีแนวโน้มว่าค่า k_3 จะลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น

และดังที่กล่าวในบทที่ 3 ว่า NS3473(38) ได้กำหนดให้ใช้ค่ากำลังอัดคอนกรีตในโครงสร้าง f_{cr} เพื่อเป็นค่าหน่วยแรงสูงสุดของคอนกรีตในการออกแบบซึ่งในส่วนของคอนกรีตกำลังสูงสรุปได้คือ

$$k_3 = \frac{0.56(f'_c + 110) + 28}{f'_c} \quad (5.2)$$

สำหรับคอนกรีตที่ $400 \text{ กก./ซม.}^2 < f'_c < 940 \text{ กก./ซม.}^2$

Collins et al.⁽¹³⁾ ได้วิเคราะห์ข้อมูลจากผลทดสอบเสาคอนกรีตกำลังสูงและเสนอให้ค่า k_3 สำหรับเสาอยู่ในรูปความสัมพันธ์ของกำลังอัดคอนกรีต f'_c คือ

$$k_3 = 0.60 + \frac{105}{f'_c} \leq 0.85 \quad (5.3)$$

จะเห็นว่าทั้ง NS3473⁽³⁸⁾ และ Collins et al.⁽¹³⁾ ได้กำหนดให้ค่า k_3 มีค่าลดลงเมื่อ f'_c สูงขึ้น

เหล็กเสริมตามขวางและพฤติกรรมการโอบ

เหล็กเสริมตามขวางในเสาคอนกรีตเสริมเหล็กอาจจะอยู่ในรูปของเหล็กปลอกเดี่ยวหรือเหล็กปลอกเกลียวซึ่งจะมีผลต่อพฤติกรรมของเสาในการรับน้ำหนักสองลักษณะคือ ช่วยป้องกันไม่ให้เหล็กเสริมตามยาวเกิดการโค้งงอขณะที่เสารับน้ำหนักจนถึงจุดประลัย, และในกรณีที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางมีมากเพียงพอจะช่วยเพิ่มกำลังให้กับแกนคอนกรีตที่อยู่ภายในเหล็กปลอกโดยการโอบแกนคอนกรีตไม่ให้เกิดการขยายตัวด้านข้างรวมทั้งช่วยเพิ่มความเครียดในแนวแกนให้กับเสาทำให้เสาเกิดการวิบัติในลักษณะที่มีความเหนียวมากขึ้น

Bresler และ Gilbert⁽⁷⁷⁾ ได้ใช้ทฤษฎีการวิเคราะห์ถึงเสถียรภาพ (Stability) ของเหล็กเสริมตามยาวในเสาปลอกเดี่ยวและสรุปเพื่อเป็นเกณฑ์สำหรับพิจารณาออกแบบขนาดของเหล็กเสริมตามขวางของเสาได้ดังนี้

ก. เพื่อที่จะให้แกนคอนกรีตพัฒนาจนถึงกำลังสูงสุด (Unconfine) ระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยวจะต้องไม่มากกว่ามิติที่เล็กที่สุดของเสาโดยประมาณ

ข. เพื่อป้องกันการโค้งงอ (Buckling) ของเหล็กเสริมตามยาวที่ต่ำกว่าหน่วยแรงคลาก f_y , ระยะห่างของเหล็กปลอกเดี่ยวจะต้องไม่มากกว่าระยะ s ดังนี้

$$s = \frac{\pi D}{4k} \left(\frac{E_t}{f_y} \right)^{1/2} \quad (5.4)$$

เมื่อ s คือระยะห่างของเหล็กปลอก, f_y คือหน่วยแรงคลากของเหล็กเสริมตามยาว, E_t คือโมดูลัสสัมผัส (Tangent Modulus) ของเหล็กเสริมตามยาว, D คือขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาว, k คือตัวคูณความยาวประสิทธิผล

ค. เพื่อป้องกันการลดลงของกำลังจากการโค้งงอของเหล็กเสริมตามยาวเนื่องจากการเสียรูปมากเกินไปของเหล็กปลอกเดี่ยวอัตราส่วนระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอกต่อเหล็กเสริมตามยาวจะกำหนดโดยลักษณะการจัดเหล็กปลอก, ระยะห่างของเหล็กปลอก, และขนาดของเหล็กเสริมตามยาว โดยความสัมพันธ์ดังนี้

$$d = \frac{D^2}{s} \left(\frac{4.56b}{ms} \right)^{1/2} \quad (5.5)$$

เมื่อ d คือขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กปลอก, c คือขนาดภายในของเหล็กปลอก ดังแสดงในรูปที่ 5.2, และ m คือค่าคงที่ขึ้นอยู่กับลักษณะการจัดของเหล็กปลอก ดังแสดงในรูปที่ 5.2 นอกจากนี้ยังได้แนะนำว่าในกรณีที่เหล็กเสริมตามยาวมีกำลังสูงขึ้นระยะห่างของเหล็กปลอกควรจะมีค่ามากขึ้น

ใน ACI-318-89⁽⁵⁾ ได้ให้ข้อกำหนดสำหรับกรณีทั่วไปเกี่ยวกับเหล็กเสริมตามขวางของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กไว้ดังนี้

1. ในเสาปลอกเดี่ยว เหล็กเสริมตามยาวทุกเส้นต้องมีเหล็กปลอกขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่เล็กกว่า 9 มม. พันโดยรอบ โดยมีระยะห่างของเหล็กปลอกไม่มากกว่า 16 เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาว และไม่มากกว่า 48 เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอก และมีมิติที่เล็กที่สุดของเสานั้น ต้องจัดให้มุมของเหล็กปลอกยึดเหล็กเสริมตามยาวทุกมุมขณะเดียวกันต้องจัดให้มุมของเหล็กปลอกเดี่ยวยึดเหล็กเสริมตามยาวเส้นเว้นเส้น โดยมุมของเหล็กปลอกจะต้องไม่เกิน 135 องศา เหล็กเสริมตามยาวที่เว้นต้องห่างจากเส้นที่ยึดไว้ไม่เกิน 15 ซม.

2. ในเสาปลอกเกลียว เหล็กปลอกเกลียวซึ่งอาจประกอบด้วยเหล็กเสริมหรือลวดที่พันอย่างต่อเนื่อง ต้องมีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 9 มม. และระยะห่างของเหล็กปลอกเกลียวต้องไม่มากกว่า 7.5 ซม. และไม่น้อยกว่า 2.5 ซม.

ซึ่ง Pfister⁽⁷⁸⁾ ได้ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กโดยการเสริมเหล็กปลอกเดี่ยวตาม ACI-318-63 สรุปได้ว่าความต้องการเหล็กปลอกเดี่ยวตาม ACI-318-63 จะเพียงพอที่เสาจะพัฒนาการรับน้ำหนักจนถึงกำลังสูงสุดได้

การรับน้ำหนักของเสาจนถึง P_o ทั้งเสาปลอกเกลียวและปลอกเดี่ยวจะมีพฤติกรรมที่เหมือนกันโดยเหล็กเสริมตามขวางจะมีผลต่อการรับน้ำหนักของเสาน้อยมาก แต่เมื่อเสารับน้ำหนักถึง P_o แล้วเสาปลอกเดี่ยวที่เหล็กปลอกมีระยะห่างมากจะเกิดการวิบัติอย่างรวดเร็ว ส่วนเสาปลอกเกลียวเปลือกคอนกรีต (Concrete Shell) จะเกิดการเสียหายและกระเทาะออก (Spall off) หลังจากนั้นแกนคอนกรีต (Concrete Core) จะเกิดพฤติกรรมการโอบขึ้นเนื่องจากการขยายตัวด้านข้างของคอนกรีตมายังเหล็กปลอกเกลียวซึ่งจากการรับแรงนี้ทำให้เสาปลอกเกลียวสามารถรับน้ำหนักบรรทุกต่อไปได้ พฤติกรรมของเสาทั้งสองชนิดแสดงได้ดังในรูปที่ 5.3

การโอบของเสาปลอกเกลียวพิจารณาได้ดังในรูปที่ 5.4.ก. ที่สมมุติว่าเหล็กปลอกเกลียวมีระยะห่างเพียงพอที่จะทำให้เกิดแรงดันสม้ำเสมอ และแรงดันจากการโอบนี้คำนวณได้จากแรงดึงในเหล็กปลอกเกลียวที่สมมุติว่าถึงจุดคานงซึ่งจากการสมมูลย์ของแรงดังในรูปที่ 5.4.ก. จะได้

$$2f_y A_p = d_s s f_u \therefore f_u = \frac{2f_y A_p}{d_s s} \quad (5.6)$$

จากการที่กำลังอัดคอนกรีตในเสาเท่ากับ $k_3 f'_c$ และหน่วยแรงดันจากการโอบในสมการที่ 5.6 เมื่อแทนในสมการที่ 2.13 จะได้กำลังของแกนคอนกรีตที่มีการโอบคือ

$$f'_{cc} = k_3 f'_c + 2K \frac{f_y A_{sp}}{d_s s} \quad (5.7)$$

เมื่อพิจารณาให้กำลังของแกนคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นมีค่าเท่ากับกำลังของเสาปลอกเกลียวก่อนการกระแทกออกของเปลือกคอนกรีตซึ่งมีกำลังสูงสุดเท่ากับ $k_3 f'_c$ ดังนั้น

$$k_3 f'_c (A_g - A_c) = 2K \frac{f_y A_{sp}}{d_s s} A_c$$

$\therefore A_c = \frac{\pi d_s^2}{4} s$ จะได้ว่า

$$\frac{V_s}{s} = \frac{2k_3 f'_c}{K f_y} (A_g - A_c)$$

หารตลอดด้วย A_c จะได้

$$\rho_s = \frac{2k_3 f'_c}{K f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (5.8)$$

โดยที่

A_c = พื้นที่หน้าตัดของแกนคอนกรีตซึ่งวัดระหว่างเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก

A_{sp} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกเกลียว

d_s = เส้นผ่านศูนย์กลางของวงปลอกเกลียว

f'_{co} = กำลังอัดคอนกรีตที่ไม่มีการโอบ

f'_{cc} = กำลังอัดของแกนคอนกรีตที่ไม่มีการโอบ

f_b = หน่วยแรงจากการโอบด้านข้างของเหล็กปลอกเกลียว

K = สัมประสิทธิ์การโอบของเสา

V_s = ปริมาตรของเหล็กปลอกเกลียว

ρ_s = อัตราส่วนของปริมาตรเหล็กปลอกต่อปริมาตรแกนคอนกรีตที่ถูกโอบ

จะเห็นว่าการพิจารณาอยู่บนพื้นฐานด้านความต้องการกำลังของแกนคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นเมื่อระยะหุ้มคอนกรีต (Concrete Cover) กระแทกออกต้องมีกำลังรับน้ำหนักอย่างน้อยที่สุดเท่ากับเสาก่อนการกระแทกออกของระยะหุ้มคอนกรีตซึ่ง ACI Committee 105⁽⁷⁶⁾ ใช้หลักการนี้ในการพิจารณาปริมาณเหล็กเสริมตามขวางของเสาปลอกเกลียวซึ่งโดยอาศัยข้อมูลจากการทดสอบเสาจำนวนมาก ACI Committee 105⁽⁷⁶⁾ ได้กำหนดให้ค่า K เท่ากับ 4 และให้ค่า k_3 สำหรับเปลือกคอนกรีตเท่ากับ 0.75 นอกจากนี้ยังกำหนดให้กำลังของแกนคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นมากกว่ากำลังของเสาก่อนการกระแทกออกของเปลือกคอนกรีต 15% โดยประมาณซึ่งเมื่อแทนค่าลงในสมการที่ 5.8 จะได้ $2k_3/K$ เท่ากับ 0.43, และใน ACI-318-89 ได้กำหนดให้ค่า $2k_3/K$ เท่ากับ 0.45

สำหรับเสาปลอกเดี่ยว ACI-318-89⁽⁵⁾ ไม่มีการกำหนดในการออกแบบทั่วไปแต่กำหนดปริมาณเหล็กเสริมตามขวางของเสาปลอกเดี่ยวในกรณีการออกแบบเพื่อป้องกันแรงจากแผ่นดินไหว โดยจะคำนึงถึงผลของการโอบโดยเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีต่อแกนคอนกรีตในลักษณะเช่นเดียวกับเสาปลอกเกลียว สำหรับเสาปลอกเดี่ยวประสิทธิภาพการโอบจะน้อยกว่าเสาปลอกเกลียวโดยปริมาณเหล็กปลอกเดี่ยวที่ต้องการพิจารณาได้จากการสมดุลของแรงในเหล็กปลอกเดี่ยวและแรงดันจากการโอบในรูปที่ 5.4 ข. จะได้

$$f_{lh} = \frac{2f_y A_{sh}}{s_h l_h} \quad (5.9)$$

กำหนดให้ K_e คือค่าสัมประสิทธิ์การโอบประสิทธิภาพของเสาปลอกเดี่ยว ซึ่งโดยทั่วไปจะมีค่าต่ำกว่าค่า K ของเสาปลอกเกลียวโดยการพิจารณาให้หน้าตัดสี่เหลี่ยมของเสาปลอกเดี่ยวเสมือนหน้าตัดเสาปลอกเกลียวที่มีกำลังเพิ่มขึ้นจากการโอบที่เท่ากันดังนั้น

$$2K \frac{f_y A_{sp}}{d_s s} = 2K_e \frac{f_y A_{sh}}{s_h l_h}$$

$\therefore A_{sh} = \frac{K}{K_e} \frac{s_h l_h}{d_s s} A_{sp}$ สำหรับเหล็กปลอกเกลียวจะได้ว่า $\rho_s = \frac{A_{sp} \pi d_s}{s \pi d_s^2 / 4} = \frac{4A_{sp}}{d_s s} \therefore A_{sp} = \frac{\rho_s d_s s}{4}$ ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกเดี่ยวที่ต้องการ

$$A_{sh} = \frac{K}{4K_e} s_h l_h \rho_s \quad (5.10.1)$$

หรือ

$$A_{sh} = \frac{k_3}{2K_e} s_h l_h \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (5.10.2)$$

เมื่อ

A_{sh} = พื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกเดี่ยว

f_{lh} = หน่วยแรงจากการโอบด้านข้างของเหล็กปลอกเดี่ยว

K_e = สัมประสิทธิ์การโอบประสิทธิภาพ

l_h = ความกว้างของแกนคอนกรีตเสาปลอกเดี่ยวในทิศทางที่พิจารณาการโอบ

s_h = ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกเดี่ยว

ใน ACI-318-89⁽⁵⁾ ได้กำหนดให้ค่า $k_3/2K_e$ มีค่าเท่ากับ 0.30 ซึ่งเมื่อพิจารณาเช่นเดียวกับเสาปลอกเกลียวจะพบว่า K_e มีค่าเท่ากับ 1.50 ซึ่งถือว่า ACI-318-89 กำหนดให้เสาปลอกเดี่ยวจะมีประสิทธิภาพของการโอบเท่ากับ 37.5% ของการโอบในเสาปลอกเกลียว

Mander, Priestley, และ Park⁽⁷⁹⁾ แนะนำให้พิจารณาถึงสัมประสิทธิ์การโอบประสิทธิผลสำหรับกรณีทั่วไปโดยพิจารณาพื้นที่หน้าตัดการโอบประสิทธิผลของแกนคอนกรีตวัดจากศูนย์กลางเหล็กปลอกซึ่งสมมุติว่า จะเกิดปฏิกิริยาการโค้ง (Arching Action) ในรูปสมการกำลังสองที่มีมุมสัมพัทธ์ทำมุม 45° ดังในรูปที่ 5.5 จะได้ว่า สำหรับเสาปลอกเดี่ยวรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$k_e = \frac{\left(1 - \frac{\sum_{i=1}^n (w_i')^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (5.12)$$

สำหรับการพิจารณาหน่วยแรงจากการโอบด้านข้างของเสาปลอกเดี่ยวจะมีหน่วยแรงจากการโอบของเหล็กปลอกในสองทิศทางจะไม่เท่ากันทำให้เกิดหน่วยแรงสองแกนแต่อย่างไรก็ตาม Cusson และ Paultre⁽²²⁾ แนะนำการคำนวณจากความสัมพันธ์ดังนี้

$$f_{lh} = \frac{f_{sh}}{s} \left(\frac{A_{shx} + A_{shy}}{b_c + d_c} \right) \quad (5.13)$$

จะได้หน่วยแรงจากการโอบของเหล็กปลอก $f_{le} = k_e f_{lh}$ โดยที่

- b_c = มิติของแกนคอนกรีตซึ่งวัดระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอกในแนวแกน x
- d_c = มิติของแกนคอนกรีตซึ่งวัดระหว่างเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กปลอกในแนวแกน y
- f_{lh} = หน่วยแรงจากการโอบด้านข้างของเหล็กปลอก
- f_{le} = หน่วยแรงประสิทธิผลของการโอบด้านข้าง
- f_{sh} = หน่วยแรงในเหล็กปลอกเดี่ยว
- k_e = ตัวคูณโอบประสิทธิผล
- s' = ระยะห่างระหว่างเหล็กปลอกวัดจากริมเหล็กปลอก
- w_i' = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามยาววัดจากผิวของเหล็กเสริมตามยาวที่อยู่ติดกันในลำดับใด ๆ
- ρ_{cc} = อัตราส่วนของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมตามยาวปลอกต่อพื้นที่หน้าตัดของแกนคอนกรีตที่ถูกโอบ

Martinez et al.⁽²⁰⁾ ได้ทดสอบเสาคอนกรีตกำลังสูงเสริมเหล็กปลอกเกลียวโดยไม่เสริมเหล็กตามยาว ซึ่งใช้คอนกรีตกำลังมีกำลังอัดในช่วง 210 ถึง 700 กก./ซม.² เพื่อศึกษาผลของเหล็กปลอกเกลียวที่มีต่อคุณสมบัติความเหนียวของเสา สำหรับชุดที่ไม่มีระยะหุ้มคอนกรีตพบว่าอัตราส่วน f_{cc}'/f_c' มีค่าเท่ากับ 0.85 ในคอนกรีตกำลังต่ำและมีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นตาม f_c' ที่สูงขึ้นซึ่งถ้าใช้ค่า 0.85 นี้ค่าของ f_{cc}' จะน้อยเกินไปสำหรับคอนกรีตกำลังสูงอย่างไรก็ตามในกรณีที่แรงดันจากการโอบของเหล็กปลอกเกลียวเท่ากันแล้วหน่วยแรงดันโอบประสิทธิผลจะมากขึ้นไปสำหรับคอนกรีตกำลังสูงดังนั้นผลทั้งสองจึงอาจหักล้างกันได้และเสนอให้ทำนายกำลัง

ของคอนกรีตที่ถูกโอบโดย $f'_{cc} = 0.85f'_c + 4.0f_1(1-s/d_s)$ ซึ่ง $(1-s/d_s)$ คือแฟคเตอร์การโอบประสิทธิผล (k_s) จะให้ค่าทำนายที่ดีสำหรับคอนกรีตทุกค่ากำลังอัด สำหรับความเครียดสูงสุดของเสาที่มีการโอบนั้นพบว่า ค่าความเครียดที่เพิ่มจากความเครียดสูงสุดของเสาที่ไม่มีการโอบจะเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงตามหน่วยแรงโอบ ประสิทธิภาพแต่อัตราค่าการเพิ่มจะลดลงตามการเพิ่มกำลังอัดคอนกรีตซึ่ง Ahmed และ Shah⁽⁸⁰⁾ ก็ได้ผลในลักษณะเดียวกัน สำหรับตัวอย่างชุดที่มีระยะหุ้มคอนกรีตพบว่าพฤติกรรมของเส้นโค้งหน่วยแรงกับความเครียดจะมีลักษณะที่เป็นไปในทางเดียวกันคือจะแสดงให้เห็นถึงจุดสูงสุดของแรงในแนวนอนสองจุดซึ่งจุดแรกคือ f'_{cc} เมื่อเกิดการวิบัติของระยะหุ้มคอนกรีตและจุดที่สองคือ f'_{co} ซึ่งความแตกต่างสัมพัทธ์ของจุดที่แรงในแนวนอนสูงสุดทั้งสองจะขึ้นอยู่กับปริมาณการโอบโดยการวิบัติของระยะหุ้มจะเกิดอย่างทันทีทันใดและมีความเปราะมากกว่า และเมื่อถึงค่าน้ำหนักสูงสุดของแกนคอนกรีตแล้วเส้นโค้งจะลดลงอย่างรวดเร็วสำหรับคอนกรีตกำลังสูง

ฐิติ⁽³⁴⁾ ได้ทดสอบเสาคอนกรีตกำลังสูงเพื่อศึกษาถึงผลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรับน้ำหนักในแนวนอนโดยตัวอย่างมีขนาด 15x15x100 ซม. มีปริมาณเหล็กเสริมยืนคงที่ 3.58% คอนกรีตมีกำลังอัดระหว่าง 886 ถึง 948 กก./ซม.² และมีการเสริมเหล็กตามขวางทั้งเหล็กปลอกเกลียวและเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีปริมาตรเท่ากับ 0.36% ถึง 13.6% และ 0.36% ถึง 4.31% โดยปริมาตรของแกนคอนกรีตตามลำดับ พบว่าพฤติกรรมการโอบจะขึ้นอยู่กับเหล็กเสริมตามขวางโดยกำลังที่สูงขึ้นของแกนคอนกรีตจะมีค่าน้อยในช่วงแรกเมื่อคอนกรีตยังไม่แตกแล้วแต่จะมีค่ามากขึ้นในภายหลัง ซึ่งกำลังที่เพิ่มขึ้นของเสาที่เสริมเหล็กปลอกเกลียวจะสูงกว่าเสาที่เสริมเหล็กปลอกเดี่ยวเมื่อมีปริมาณเหล็กปลอกเท่ากัน นอกจากนี้ยังพบว่าในการทำนายกำลังของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงนั้นจะให้ค่าที่ปลอดภัยเมื่อใช้ ACI-318 ในการทำนาย

Bjerkeli et al.⁽²¹⁾ ได้ศึกษาคุณสมบัติความเหนียวของเสาคอนกรีตกำลังสูงมี f'_c ระหว่าง 550 ถึง 1060 กก./ซม.² ซึ่งในการทดสอบนี้มีทั้งเสาหน้าตัดกลมและสี่เหลี่ยมพบว่าค่าประสิทธิภาพของการโอบจากเหล็กเสริมตามขวางที่มีต่อความสามารถในการรับน้ำหนักหลังจากการกระแทกออกของระยะหุ้มคอนกรีตจะลดลงสำหรับคอนกรีตที่มีกำลังสูงกว่า และคุณสมบัติความเหนียวของเสาหลังการกระแทกออกของระยะหุ้มคอนกรีตจะลดลงอย่างเห็นได้ชัดสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่มีกำลังต่ำกว่า นอกจากนี้ประสิทธิภาพของการโอบยังขึ้นอยู่กับรูปร่างของหน้าตัดเสา ซึ่งเมื่อปริมาณของเหล็กเสริมตามขวางเท่ากันแล้วเสาหน้าตัดกลมจะมีทั้งกำลังและความเหนียวของคอนกรีตที่ถูกโอบที่เพิ่มขึ้นจากคอนกรีตส่วนมากกว่าเสาสี่เหลี่ยม ซึ่งจากการศึกษานี้ได้มีการเสนอให้ค่าสัมประสิทธิ์การโอบ K มีค่าเท่ากับ 4.0 เมื่อ f'_c น้อยกว่า 800 กก./ซม.² และเท่ากับ 3.0 สำหรับ f'_c มากกว่า 800 กก./ซม.²

Cusson และ Paultre⁽²²⁾ ทดสอบเสาคอนกรีตกำลังสูงที่โอบโดยเหล็กปลอกเดี่ยวสี่เหลี่ยมซึ่งตัวอย่างที่ทดสอบมีขนาดใหญ่ (Large Scale) คือ 23.5x23.5x140 ซม. คอนกรีตมีกำลังอัดระหว่าง 536 ถึง 1182 กก./ซม.² จำนวน 27 ตัวอย่าง และรับเฉพาะแรงในแนวนอน พบว่าลักษณะของเส้นโค้งความสัมพันธ์ของน้ำหนักและความเครียดในแนวนอนจะมีช่วงการลาดชันของเส้นโค้งจนถึงกำลังอัดคอนกรีตที่ไม่มีการโอบนั้นผลของการโอบ

จะมีน้อยมากจึงถือว่าเป็นจุดที่ถึงค่ากำลังสูงสุดของคอนกรีตที่ไม่มีการโอบซึ่งจุดนี้จะสามารถเห็นรอยแตกข้าวของระยะหุ้มคอนกรีต หลังจากถึงกำลังอัดคอนกรีตที่ไม่มีการโอบกำลังอัดในแนวแกนจะลดลงประมาณ 10 ถึง 15% ของกำลังอัดคอนกรีตที่ไม่มีการโอบเนื่องจากการกระเทาะออกของเปลือกคอนกรีตแล้วเหล็กปลอกก็จะเริ่มรับแรงทำให้เกิดการโอบกับแกนคอนกรีตทำให้กำลังของแกนคอนกรีตเริ่มสูงขึ้นจนถึงค่ากำลังสูงสุดของแกนคอนกรีตที่มีการโอบและหลังจากนี้กำลังของแกนคอนกรีตจะลดลงอย่างรวดเร็ว ซึ่งการทดสอบนี้สรุปได้ว่าทั้งกำลังและความเหนียวของคอนกรีตที่ถูกโอบจะถูกทำให้สูงขึ้นเมื่อเพิ่มปริมาณเหล็กเสริมตามขวางในหน้าตัดแกนคอนกรีตและลดระยะห่างของเหล็กปลอก การเพิ่มกำลังคลากของเหล็กเสริมตามขวางจะมีผลในการเพิ่มกำลังที่น้อยลงแต่จะให้ผลในการปรับปรุงคุณสมบัติความเหนียวของแกนคอนกรีต นอกจากนี้ลักษณะการจัดเหล็กปลอกที่ดีก็จะช่วยในการปรับปรุงกำลังและความเหนียวของคอนกรีตที่ถูกโอบเช่นกัน

เสารับน้ำหนักในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์คด

เสารับน้ำหนักในแนวแกนนั้นในทางปฏิบัติจะหาได้ยากมากเนื่องจากโดยทั่วไปแล้วเสาจะรับทั้งน้ำหนักในแนวแกน P_u และโมเมนต์คด M_u ร่วมกัน ซึ่งการที่เสารับน้ำหนักในแนวแกนและโมเมนต์คดร่วมกันนั้นจะเหมือนกับ เสาที่มีน้ำหนัก P_u กระทำเยื้องศูนย์กลาง e คือ

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (5.14)$$

ซึ่งระยะเยื้องศูนย์กลางนี้จะวัดจากจุดพลาสติกเซนทรอยด์ (Plastic Centroid) ซึ่งเป็นจุดเซนทรอยด์ของความต้านทานของหน้าตัดเมื่อน้ำตัดถูกอัดจนถึงหน่วยแรงสูงสุด ($k_3 f_c'$) และเหล็กเสริมทั้งหมดถูกอัดจนถึงหน่วยแรงคลากด้วยความเครียดที่สม่ำเสมอตลอดหน้าตัด หรืออีกนัยหนึ่งพลาสติกเซนทรอยด์คือจุดที่แรงกระทำภายนอก P_o กระทำแล้วเสาก็เกิดการวิบัติเนื่องจากน้ำหนักในแนวแกน

สำหรับกำลังของเสาที่รับทั้งน้ำหนักในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์คดในสภาวะต่าง ๆ นั้นสามารถแสดงได้โดยเส้นโค้งการวิบัติของเสาที่เรียกว่า เส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ของแรงในแนวแกนและโมเมนต์คดของหน้าตัดเสา (Column Interaction Curve) โดยในเส้นโค้งนี้จะมีจุดที่สำคัญ 3 จุดคือ จุดที่เสารับเฉพาะแรงในแนวแกน P_o , จุดการวิบัติสมดุลย์ (Balanced Failure), และจุดที่เสารับเฉพาะโมเมนต์คด M_o จุดที่เสาน้ำหนักในแนวแกนนั้นสามารถคำนวณได้ดังสมการที่ 5.1 และสำหรับจุดที่เสาเกิดการวิบัติเนื่องจากโมเมนต์คดสามารถคำนวณได้ในลักษณะเดียวกับวิธีในบทที่ 3 สำหรับจุดที่เกิดการวิบัติสมดุลย์ซึ่งจะเกิดเมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงกำลังคลากพร้อมกับความเครียดของคอนกรีตที่ผิวรับแรงอัดถึงค่าความเครียดประลัย ϵ_u ซึ่งพิจารณาได้เช่นเดียวกับสมการที่ 3.22 ซึ่งจุดวิบัติสมดุลย์นี้จะเป็นจุดที่แบ่งช่วงการรับกำลังของเสาเป็นสองช่วงคือ บริเวณการวิบัติเนื่องจากแรงอัด, และบริเวณการวิบัติเนื่องจากแรงดึง ซึ่งการวิบัติเนื่องจากแรงอัดจะเกิดขึ้นเมื่อน้ำหนักประลัย P_u

มากกว่าน้ำหนักสมดุทธ์ P_b หรือเมื่อ $C > C_b$ (ดูรูปที่ 5.6) นั่นคือเมื่อเสารับน้ำหนักจนถึงน้ำหนักประลัยจะเกิดการวิบัติเนื่องจากเกิดความเครียดในคอนกรีตสูงเกินกว่าความเครียดประลัย ส่วนการวิบัติเนื่องจากแรงดึงจะเกิดขึ้นเมื่อเสารับน้ำหนักประลัย P_u น้อยกว่าน้ำหนักสมดุทธ์ P_b หรือเมื่อ $C < C_b$ นั่นคือเมื่อเสารับน้ำหนักจนถึงน้ำหนักประลัยเสาจะเกิดการวิบัติเนื่องจากเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงกำลังคลาก

พิจารณาในรูปที่ 5.7 น้ำหนักประลัย P_u และโมเมนต์ดัด M_u จะทำให้เกิดการกระจายความเครียด และมีหน่วยแรงอัดบนหน้าตัดเสา ซึ่งแรงภายในที่เกิดขึ้นคือ แรงดึงในเหล็กเสริม T , แรงอัดในคอนกรีต C_c , และแรงอัดในเหล็กเสริม C_s โดยสมมุติฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์แรงภายในจะเป็นเช่นเดียวกับการวิเคราะห์ชิ้นส่วนรับแรงคด นอกจากนี้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตก็เป็นเช่นเดียวกับในบทที่ 3 โดยการสมดุทธ์ของแรงภายในและภายนอกจะได้

$$P_u = C_c + C_s - T \quad (5.15)$$

และสมดุทธ์ของโมเมนต์ดัดรอบแกนที่ผ่านจุดพลาสติกเซนทรอยด์จะได้

$$M_u = P_u e = \sum M_{pc} \quad (5.16)$$

เมื่อ $\sum M_{pc}$ คือผลรวมของโมเมนต์ดัดเนื่องจากแรง C_c , C_s , และ T คูณด้วยระยะทางจากแกนที่ผ่านจุดพลาสติกเซนทรอยด์ถึงแรงเหล่านั้นซึ่งเมื่อแทนค่าแรงต่าง ๆ ลงในสมการที่ 5.15 และ 5.16 จะได้

$$P_u = k_1 k_3 f'_c bc + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (5.17)$$

และ

$$M_u = P_u e = k_1 k_3 f'_c bc (d - d'' - k_2 c) + A'_s f'_s (d - d' - d'') + A_s f_s d'' \quad (5.18)$$

และโดยอาศัยความสอดคล้องของความเครียด (Strain Compatibility) จะได้

$$c = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_s + \epsilon_u} d \quad (5.19)$$

$$f'_s = \frac{c - d'}{c} \epsilon_u E_s \leq f_y \quad (5.20)$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} \epsilon_u E_s \leq f_y \quad (5.21)$$

ACI-318-89⁽⁵⁾ กำหนดการกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีตเป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเสมือนที่มีค่าหน่วยแรงอัด $k_3 f'_c$ โดย $k_3 = 0.85$ กระทำสม่ำเสมอในบริเวณรับแรงอัดเท่ากับ $a = \beta_1 c$ ($\beta_1 = k_1$) ที่เท่ากับควมกว้างของเสา (ดูรูปที่ 5.7) ซึ่งจุดที่แรงลัพธ์กระทำเท่ากับ $\beta_1 c / 2$ ($k_2 = \beta_1 / 2$) เมื่อ

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 280}{70} \right) \geq 0.65 \quad (5.22)$$

ซึ่งเมื่อแทนค่าเหล่านี้ในสมการที่ 5.17 และ 5.18 จะได้

$$P_u = 0.85\beta_1 f'_c bc + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (5.23)$$

และ

$$M_u = P_u e = 0.85\beta_1 f'_c bc \left(d - d' - \beta_1 c / 2 \right) + A'_s f'_s \left(d - d' - d'' \right) + A_s f_s d' \quad (5.24)$$

Nedderman⁽¹⁰⁾ ได้กำหนดการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในลักษณะเดียวกับ ACI-318-89 แต่ใช้ค่าสัมประสิทธิ์ที่แตกต่างกันคือ $k_1 = 0.77$ และ $\beta_1 = 0.74$ ซึ่งจะได้

$$P_u = 0.58 f'_c bc + A'_s f'_s - A_s f_s \quad (5.25)$$

และ

$$M_u = P_u e = 0.58 f'_c bc \left(d - d' - 0.37c \right) + A'_s f'_s \left(d - d' - d'' \right) + A_s f_s d' \quad (5.26)$$

สำหรับการกระจายหน่วยแรงอัดอื่น ๆ นั้นสามารถพิจารณาได้โดยใช้ค่า k_1, k_2, k_3 รวมทั้ง ϵ_u ซึ่งค่าเหล่านี้จะมีค่าคงที่สำหรับหน้าตัดเสาที่ใช้คอนกรีตมีกำลังอัดใด ๆ และแทนค่าลงในสมการที่ 5.17 และ 5.18 อนึ่งสมการที่ 5.17 ถึง 5.26 ไม่สามารถใช้ได้เมื่อจุดที่ความเครียดเป็นศูนย์อยู่ภายนอกหน้าตัดเสา ($c > h$)

การวิเคราะห์ผล

1. เสารับแรงอัดในแนวแกน

กำลังของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงอัดในแนวแกนจะประกอบด้วยกำลังรับน้ำหนักจากสองส่วนคือ กำลังรับน้ำหนักโดยเหล็กเสริมและกำลังรับน้ำหนักโดยคอนกรีต ซึ่งกำลังรับน้ำหนักโดยเหล็กเสริมโดยทั่วไปจะสมมุติว่าเมื่อเสารับน้ำหนักจนถึงจุดประลัยเหล็กเสริมจะรับน้ำหนักโดยเท่ากับค่ากำลังที่จุดกลางในการทดสอบของ มานิต⁽³³⁾ ซึ่งทดสอบตัวอย่างที่คอนกรีตมีกำลังอัด 860 กก./ซม.² โดยประมาณและเสามีหน้าตัด 15x15 ซม. และการออกแบบเป็นไปตาม ACI-318 เสริมเหล็กปลอกขนาด 6 มม. พบว่าเมื่อเสาเสริมเหล็กตามแนวแกนมากกว่า 7.5% แล้วมีแนวโน้มที่เสาจะเกิดการวิบัติก่อนที่เหล็กเสริมตามยาวจะถึงกำลังกลางซึ่งปริมาณเหล็กเสริมตามยาวนี้มีค่าสอดคล้องกับ ACI-318-89⁽⁵⁾ ที่กำหนดให้ปริมาณเหล็กเสริมตามยาวในเสาอยู่ระหว่าง 1 ถึง 8% อย่างไรก็ตามในการทดสอบของมานิต⁽³³⁾ นี้มีตัวอย่างจำนวนน้อยจึงยังมีความต้องการข้อมูลที่จะตรวจสอบในค่าสูงสุดของเหล็กเสริมตามยาวมากขึ้นเมื่อนำมาใช้กับคอนกรีตกำลังสูง

ก. ข้อเสนอเพื่อการวิเคราะห์กำลัง

กำลังของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงอัดในแนวแกนนั้น กำลังรับน้ำหนักโดยคอนกรีต จะมีพารามิเตอร์ k_3 เข้ามาเกี่ยวข้อง ซึ่งในคอนกรีตกำลังต่ำจะมีการกำหนดให้ค่า k_3 เท่ากับ 0.85 เช่น ACI Committee 105⁽⁷⁶⁾, Hognestad⁽⁶⁶⁾ และใน ACI-318-89⁽⁵⁾ ก็กำหนดให้เท่ากับ 0.85 เช่นเดียวกัน ส่วนค่า k_3 สำหรับคอนกรีตกำลังสูงนั้นจากการทดสอบที่ผ่านมาสามารถแบ่งได้เป็นสองกลุ่มคือ

ในกลุ่มแรกที่ผลทดสอบได้ค่า k_3 สูงขึ้นเมื่อเทียบกับคอนกรีตกำลังต่ำ ($k_3 = 0.85$) ซึ่งในกลุ่มนี้ส่วนใหญ่แนะนำว่าค่า k_3 ควรจะมีค่าเท่ากับ 0.95 เช่น มานิต⁽³³⁾, ฐิติ⁽³⁴⁾, และ FIP/CEB⁽⁴⁾ นอกจากนี้ Martinez et al.⁽²⁰⁾ ซึ่งทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กปลอกเกลียวพบว่าค่า k_3 มีค่าเท่ากับ 0.85 ในคอนกรีตปกติและมีแนวโน้มที่จะสูงขึ้นตามกำลังอัดของคอนกรีตที่สูงขึ้น แต่ใน ACI Committee 363⁽¹⁾ แนะนำว่าค่า k_3 เท่ากับ 0.85 ยังคงเป็นค่าที่เหมาะสมสำหรับคอนกรีตกำลังสูง

และในกลุ่มที่สองซึ่งผลทดสอบได้ค่า k_3 ลดลงเมื่อเทียบกับคอนกรีตกำลังต่ำเช่น ในผลทดสอบของ Cusson และ Paultre⁽²²⁾ ที่ทดสอบเสาคอนกรีตขนาดใหญ่มีค่า k_3 มีค่าอยู่ระหว่าง 0.69 ถึง 0.85 และมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 0.78, Collins et al.⁽¹³⁾ ได้รวบรวมผลทดสอบเสาคอนกรีตกำลังสูงที่มีในประเทศแคนาดา และเสนอความสัมพันธ์ของ k_3 ให้ลดลงตามกำลังอัดคอนกรีตที่สูงขึ้นดังสมการที่ 5.3, และในสมการที่ 5.2 ซึ่งเป็นของ NS3473⁽³⁸⁾ ก็ให้ค่า k_3 ที่ลดลงตามกำลังอัดคอนกรีตเช่นเดียวกัน

โดยอาศัยข้อมูลการทดสอบที่มีอยู่ดังในตารางที่ 5.1 ที่มีเสาคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 30 ตัวอย่าง โดยมี f'_c ระหว่าง 536 ถึง 1182 กก./ซม.², และ ρ_g ระหว่าง 2.00 ถึง 5.51% ในการศึกษานี้ได้วิเคราะห์ค่า k_3 ให้ขึ้นอยู่กับ f'_c โดยการถดถอยทางสถิติ ซึ่งจะได้ความสัมพันธ์คือ

$$k_3 = 0.68 + \frac{108}{f'_c} \quad (5.27)$$

และพิจารณาเป็นขอบเขตล่างของข้อมูลที่มีการปรับค่าแล้วจะได้

$$k_3 = 0.60 + \frac{100}{f'_c} \leq 0.85 \quad (5.28)$$

ในรูปที่ 5.8 แสดงผลค่า k_3 ของผลทดสอบที่มีกับสมการที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้และได้ผลทดสอบการของ Collins et al.⁽¹³⁾ และ NS3473⁽³⁸⁾ ไว้ด้วย จะเห็นว่าสมการขอบเขตล่างของการศึกษานี้จะใกล้เคียงกับของ Collins et al. มาก

ข. การศึกษาและเปรียบเทียบ

ในตารางที่ 5.1 เป็นการเปรียบเทียบค่า k_3 กับการทำนายต่าง ๆ ซึ่งเป็นตัวอย่างจากการทดสอบของ Cusson และ Paultre⁽²²⁾ 26 ตัวอย่าง และ มานิต⁽³³⁾ 4 ตัวอย่าง โดยมี f_c' ระหว่าง 536 ถึง 1182 กก./ซม.² และ ρ_g ระหว่าง 2.00 ถึง 5.51% จะเห็นว่าค่า $P_{o, test} / A_c f_c'$ ซึ่งก็คือ k_3 จากการทดสอบมีค่าเฉลี่ย 0.81 โดยมีค่าสูงสุด 1.02 และ ต่ำสุด 0.69 ดังนั้นในกรณีที่ใช้ k_3 เท่ากับ 0.85 ของ ACI-318-89 จะมากกว่าค่าเฉลี่ยจากผลทดสอบประมาณ 5% และถ้าเท่ากับ 0.95 จะมากกว่า 18% โดยประมาณ ซึ่งทั้งสองจะทำนายกำลังของคอนกรีตในเสาที่สูงเกินไป ส่วนสมการที่ 5.2 ของ NS3473⁽³⁸⁾ พบว่า $k_{1, test} / k_{1, NS}$ มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.22 นั่นคือให้ค่าทำนายต่ำกว่าผลทดสอบซึ่งถือว่าอยู่ในด้านที่ปลอดภัยโดยมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวน 9.36% ค่าสูงสุด 1.54 และค่าต่ำสุด 1.09 ส่วนสมการที่ 5.3 ของ Collins et al.⁽¹³⁾ ก็ให้ค่า $k_{1, test} / k_{1, Col}$ ในด้านที่ปลอดภัยเช่นเดียวกันโดยมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.13 สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน 9.33% ค่าสูงสุด 1.42 และค่าต่ำสุด 0.99 สำหรับสมการที่ 5.27 และ 5.28 ในการศึกษานี้จะให้ค่าเฉลี่ย 1.01, และ 1.13 โดยมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนไม่ต่างจาก NS3473 และ Collins et al.

ตารางที่ 5.2 เป็นการเปรียบเทียบกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กและการทำนายจะเห็นว่าให้ผลในแนวทางเดียวกับการทำนายค่า k_3 โดยเมื่อพิจารณาการทำนายที่ให้ค่าเฉลี่ยใกล้เคียงพบว่า ACI-318-89⁽⁶⁾ จะให้ค่า 1.00 โดยอยู่ในด้านที่ต่ำกว่า และมีตัวอย่างที่ $P_{o, test} / P_{o, predict}$ ต่ำกว่า 1.00 ถึง 21 ตัวอย่าง ส่วนสมการที่ 5.27 ในการศึกษาจะให้ค่าเฉลี่ย 1.05 แต่มี $P_{o, test} / P_{o, predict}$ ต่ำกว่า 1.00 จำนวน 11 ตัวอย่างเท่านั้น สำหรับ NS3473⁽³⁸⁾ และ Collins et al.⁽¹³⁾ และสมการที่ 5.28 ในการศึกษาจะให้ค่าเฉลี่ย $P_{o, test} / P_{o, predict}$ อยู่ในด้านที่ปลอดภัย และ NS3473 ให้ค่าสูงสุดส่วน Collins et al. จะให้ค่าที่ปลอดภัยโดยมีค่าเฉลี่ย 1.15 ในขณะที่สมการที่ 5.28 ในการศึกษาจะให้ใกล้เคียงกับ Collins et al. มากคือ 1.16 ซึ่งทั้งสองต่ำกว่าผลทดสอบ 15% โดยประมาณ ซึ่งมีค่าสูงสุด 1.45 และต่ำสุด 1.03 และมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำ ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าการทำนายกำลังรับแรงอัดในแนวแกนของเสาคอนกรีตกำลังสูงโดยใช้ค่า k_3 ในสมการที่ 5.28 ในการศึกษา และ 5.3 ของ Collins et al. จะให้ค่าที่ดีโดยอยู่ในด้านที่ปลอดภัยและใกล้เคียง

ตารางที่ 5.3 เป็นการเปรียบเทียบโดยใช้ผลทดสอบของ AH-Hussaini et al.⁽⁸¹⁾ ที่ทดสอบเสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 25x25x200 ซม. จำนวน 8 ตัวอย่าง จะเห็นว่าค่าเฉลี่ยของ k_3 จากการทดสอบเท่ากับ 0.69 ดังนั้นการใช้ค่า k_3 เท่ากับ 0.85 หรือ 0.95 จะให้ค่าที่สูงเกินไป ดังในการทำนายของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ที่ให้ค่าเฉลี่ยของ $k_{1, test} / k_{1, ACI}$ เท่ากับ 0.82 อันเป็นผลให้การทำนายกำลังรับน้ำหนักของเสาดังในตารางที่ 3.3.2. ได้ $P_{o, test} / P_{o, ACI}$ มีค่าเฉลี่ย 0.82 ซึ่งแสดงว่าให้ค่ามากกว่ากำลังรับน้ำหนักจริงถึงประมาณ 20% แต่เมื่อพิจารณาของ Collins et al.⁽¹³⁾ และสมการที่ 5.28 ในการศึกษาจะให้ค่าเฉลี่ยของ $k_{1, test} / k_{1, Col}$ เท่ากับ 0.99 และ 1.00 ตามลำดับ และเมื่อนำ k_3 ของ Collins et al. และสมการที่ 5.28 ในการศึกษาจะมาพิจารณากำลังรับน้ำหนักของเสาจะให้ค่าเฉลี่ย $P_{o, test} / P_{o, Col}$ เท่ากับ 0.98 และ 0.99 ตามลำดับซึ่งก็จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกับผลทดสอบเช่นเดียวกัน

จากการเปรียบเทียบกับผลทดสอบทั้งค่า k_3 และค่า P_0 จะเห็นว่าค่า k_3 จากการทำนายของ NS3473⁽³⁸⁾ จะให้ค่าที่อนุรักษ์กว่าของ Collins et al.⁽¹³⁾ และสมการที่ 5.28 ในการศึกษาในขณะนี้ ค่าสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนที่ใกล้เคียงกัน ดังนั้นอาจกล่าวได้ว่าการทำนายค่า k_3 โดยใช้สมการที่ 5.3 ของ Collins et al.⁽¹³⁾ จะให้ผลที่ดีและปลอดภัย ส่วนสมการที่ 5.27 ในการศึกษาในนี้จะให้ค่าใกล้เคียงกับการทดสอบ

2. ผลของการโอบเนื่องจากเหล็กเสริมตามขวางของเสา

ก. ข้อเสนอเพื่อการพิจารณากำลังจากส่วนของการโอบรัด

การโอบเนื่องจากทางด้านข้างเหล็กเสริมตามขวางจะมีประโยชน์ต่อพฤติกรรมของเสาในสองลักษณะคือ จะช่วยเพิ่มกำลังให้กับแกนคอนกรีต, และช่วยเพิ่มความสามารถในการรับความเครียดในแนวแกนให้กับแกนคอนกรีตจึงทำให้เกิดการวิบัติอย่างช้า ๆ เนื่องจากมีความเหนียวเพิ่มขึ้น โดยอาศัยข้อมูลการทดสอบที่มีอยู่คือ Ahmed และ Shah⁽⁸⁰⁾, Martinez et al.⁽²⁰⁾, Bjerkeli et al.⁽²¹⁾, และ Cusson และ Paultre⁽²²⁾ จะพบว่ากำลังอัดคอนกรีตจะมีอิทธิพลอย่างมากต่อพฤติกรรมของคอนกรีตที่ถูกโอบทั้งในด้านกำลังและความเครียดในแนวแกนที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการโอบ ซึ่งในการทดสอบต่าง ๆ^{(20),(21),(22),(80)} ได้แสดงให้เห็นว่าแรงดันจากการโอบด้านข้างของทั้งเหล็กปลอกเดี่ยวและเหล็กปลอกเกลียวจะช่วยเพิ่มกำลังและความเครียดประลัยของแกนคอนกรีตที่ถูกโอบในอัตราที่ลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น อย่างไรก็ตามคุณสมบัติความเหนียวของเสาคอนกรีตกำลังสูงก็สามารถปรับปรุงได้โดยอาศัยการโอบของเหล็กปลอกเช่นเดียวกับคอนกรีตกำลังปกติทั้งเสาปลอกเกลียวและปลอกเดี่ยว

เนื่องจากข้อมูลที่จะนำมาใช้ในการวิเคราะห์เพื่อเสนอแนวการพิจารณากำลังที่เพิ่มขึ้นจากการโอบรัดมีจำนวนน้อยในหัวข้อนี้จึงไม่มีการเสนอโมเดลสำหรับทำนายกำลังที่เพิ่มขึ้นเนื่องจากการโอบรัดของเหล็กปลอก อย่างไรก็ตามจะได้ทำการวิเคราะห์ข้อมูลที่มีอยู่เพื่อเป็นแนวทางเบื้องต้นเท่านั้นดังในการศึกษาและเปรียบเทียบที่จะวิเคราะห์ต่อไป

ข. การศึกษาและเปรียบเทียบ

ในตารางที่ 5.4 แสดงคุณสมบัติของตัวอย่างที่ Cusson และ Paultre⁽²²⁾ ใช้ในการทดสอบ ซึ่งทั้งหมดมีหน้าตัดเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสขนาด 23.5x23.5 ซม. และแกนคอนกรีตวัดจากศูนย์กลางเหล็กปลอก 19.5x19.5 ซม. โดยผลทดสอบกำลังรับแรงอัดของเสาที่ไม่มีการโอบ P_c และกำลังของเสาที่มีการโอบ P_{oc} ได้แสดงไว้ในตารางที่ 5.4 ด้วยนอกจากนี้ในตารางยังได้แสดงผลเพื่อการเปรียบเทียบผลทดสอบและการทำนายซึ่งในที่นี้การทำนายได้อาศัยสมมุติฐานดังนี้คือ

- สมมุติให้แฟคเตอร์การโอบประสิทธิผล k_o เนื่องจากรูปร่างหน้าตัดเสาและการจัดวางเหล็กปลอกเป็นไปตามสมการที่ 5.12 ซึ่งสมมุติว่าการโอบเกิดการโค้งเป็นรูปสมการกำลังสองทำมุม 45°

- การคำนวณ f_{th} จะสมมติว่าเหล็กปลอกทั้งหมดได้ถึงกำลังคลากเมื่อแกนคอนกรีตรับน้ำหนักถึงค่าสูงสุด ซึ่งคำนวณแรงดันด้านข้างจากการสมดุลย์ของแรงบนพื้นที่หน้าตัดเหล็กปลอกทั้งหมดที่ถูกตัดผ่านในแต่ละทิศทาง และ f_{th} คำนวณได้ดังสมการที่ 5.13

จากข้อสมมุติฐานดังกล่าวแรงดันด้านข้างจากการโอบประสิทธิภาพ $f_{bc} = k_s f_{th}$ ก็คือ ซึ่งแสดงผลในตารางที่ 5.5 และพิจารณาค่าสัมประสิทธิ์การโอบจากการทดสอบ $K = \Delta f_c / f_{bc}$ จะเห็นว่าจากข้อมูลทั้งหมด ตัวอย่างจะได้ค่าเฉลี่ยของ K เท่ากับ 4.63 แต่ว่าข้อมูลจากการทดสอบจะมีการกระจายมากคือมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนถึง 41.58%, ค่าสูงสุด 9.73 และ ค่าต่ำสุด 2.39 โดยค่าสูงสุดและต่ำสุดนี้แตกต่างกันมาก

สำหรับเหตุผลหนึ่งอาจเนื่องมาจากเหล็กปลอกที่มีกำลังคลากสูงในตัวอย่างชุดที่ 5 ถึง 8 คือ f_{yh} อยู่ระหว่าง 6934 ถึง 7852 กก./ชม.² โดยในตัวอย่างเหล่านี้จะให้ค่า K ที่ต่ำกว่าตัวอย่างในชุดที่ 1 ถึง 4 ที่ใช้เหล็กปลอกที่มีกำลังคลากต่ำกว่าคือ f_{yh} ต่ำกว่า 4222 กก./ชม.² โดยจะเห็นได้ชัดเจนจากในรูปที่ 5.9.ก. ที่แสดงการพลอตค่า K ร่วมกับค่า f_{bc} / f_{co}' และในรูปที่ 5.9.ข. พลอตค่า f_{co}' / f_{co}' ร่วมกับค่า f_{bc} / f_{co}' ดังนั้นหน่วยแรงในเหล็กปลอกของตัวอย่างชุดที่ 5 ถึง 8 อาจยังไม่ถึงค่ากำลังคลากซึ่งทำให้สมมุติฐานที่ให้เหล็กปลอกถึงกำลังคลากอาจจะไม่ถูกต้องนักจึงทำให้ค่า K ของตัวอย่างเหล่านี้มีค่าต่ำเนื่องจากคำนวณค่า f_{th} สูงเกินไปถึงแม้คอนกรีตจะมีกำลังอัดใกล้เคียงกัน

เนื่องจากในรายงานของ Cusson และ Paultre⁽²²⁾ ไม่ให้รายละเอียดของหน่วยแรงจริงในเหล็กปลอกจากการทดสอบและจากรูปที่ 5.9.ก. จะเห็นว่า K มีแนวโน้มลดลงเมื่ออัตราส่วน f_{bc} / f_{co}' สูงขึ้นซึ่งอาจเป็นอีกเหตุผลหนึ่งเมื่อใช้กับคอนกรีตกำลังสูง ดังนั้นเมื่อใช้สมมุติฐานที่ให้เหล็กเสริมถึงกำลังคลากซึ่งมีความสะดวกในการคำนวณหากำลังที่เพิ่มขึ้นจากผลของการโอบเมื่อวิเคราะห์โดยการถดถอยทางสถิติในที่นี้จะได้ $K = 1.64 (f_{co}' / f_{bc})^{0.59}$ สำหรับผลทดสอบของ Cusson และ Paultre นี้ หนึ่งในกรณีที่มีข้อมูลมากขึ้นจะสามารถพิจารณาเพื่อเป็นแนวทางสำหรับกำหนดค่า K ของเสาสี่เหลี่ยมได้

จากที่ Martinez et al.⁽²⁰⁾ รายงานผลทดสอบว่าการใช้เหล็กเสริมที่มีค่ากำลังคลากมากกว่า 4200 กก./ชม.² อาจได้ผลไม่ปลอดภัยในการออกแบบเมื่อสมมุติให้เหล็กปลอกถึงจุดคลากในการคำนวณกำลังของเสาปลอกเกลียว นอกจากนี้ Azizinamini และ Kuska⁽²³⁾ ก็รายงานผลทดสอบเสารับน้ำหนักในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดที่ออกแบบเพื่อให้รับแรงแผ่นดินไหวไปในลักษณะเดียวกันคือไม่ควรใช้เหล็กเสริมตามขวางที่มีกำลังคลากมากกว่า 4200 กก./ชม.² ส่วนการวิเคราะห์โดย Cusson และ Paultre⁽²²⁾ คือการเพิ่มค่ากำลังคลากของเหล็กปลอกจะมีผลเล็กน้อยในการเพิ่มกำลังให้กับแกนคอนกรีตแต่จะมีผลในการเพิ่มคุณสมบัติความเหนียวให้กับแกนคอนกรีตที่ถูกโอบ ดังนั้นในเบื้องต้นซึ่งมีเพียงรายงานผลที่ผ่านมาเท่านั้นจึงมีข้อเสนอว่าไม่ควรใช้เหล็กปลอกที่มีกำลังคลากไม่เกิน 4200 กก./ชม.² เมื่อคำนึงถึงผลของการโอบในการออกแบบ และจากผลของ Bjerkeli et al.⁽²¹⁾ ที่แนะนำให้ใช้ค่า K เท่ากับ 4.0 ในกรณีที่กำลังอัดคอนกรีตน้อยกว่า 800 กก./ชม.² และกรณีที่กำลังอัดคอนกรีตมากกว่า 800 กก./ชม.² ค่า K เท่ากับ 3.0

3. เสารับน้ำหนักในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัด

ก. ข้อเสนอเพื่อการศึกษากรณีกำลัง

การทำนายและการออกแบบกำลังของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดนั้นปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงทั้งสองจะมีประโยชน์อย่างมากในการพิจารณากำลังของหน้าตัดเสา ซึ่งในการวิเคราะห์จะพิจารณาได้โดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตดังในบทที่ 3 โดยในการศึกษานี้ก็ได้เสนอ Proposed Distribution สำหรับการพิจารณากำลังของชิ้นส่วนรับแรงดัดไว้ได้ด้วย แต่อย่างไรก็ตามในกรณีที่พิจารณาน้ำหนักดัดซึ่งมีแรงอัดในแนวแกนกระทำอยู่ด้วยนี้จะต้องมีการปรับปรุงค่า k_3 ซึ่งในการศึกษานี้เห็นว่าการที่กำหนดค่า k_3 คงที่เท่ากับ 0.85 อาจให้ผลไม่ปลอดภัยเพียงพอและไม่สอดคล้องกับที่กำหนดไว้สำหรับเสารับแรงอัดในแนวแกน ดังนั้นจึงควรใช้ควบคู่กับค่า k_3 ดังในสมการที่ 5.28 ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ ซึ่งทำให้สามารถวิเคราะห์ปฏิสัมพันธ์ของหน้าเสาที่กำหนดได้

ข. การศึกษาและเปรียบเทียบ

ในรูปที่ 5.10 แสดงปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความกว้าง b และความลึกทั้งหมด t ซึ่งมีการเสริมเหล็กสมมาตรและปริมาณเหล็กเสริม $\rho = 4.0\%$, f_y เท่ากับ 4000 กก./ชม.², ระยะจากแนวเหล็กรับแรงดึงถึงแรงอัด $\gamma = 0.8t$, และเส้นกราฟแบ่งเป็น f_c' เท่ากับ 400 และ 700 กก./ชม.² โดยการใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานดังในบทที่ 3 ซึ่งของ Collins et al.⁽¹³⁾ และ Proposed Distribution นั้นค่า k_3 เป็นไปตามสมการที่ 5.3 และ 5.28 ตามลำดับ จะเห็นว่าคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่างกันนี้กำลังรับน้ำหนักของเสาโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดต่าง ๆ จะมีความแตกต่างกันน้อยมากเมื่อเสารับน้ำหนักต่ำกว่าการวิบัติ ณ จุดสมมูลหรือเมื่อเสาเกิดการวิบัติแบบแรงดึงเป็นหลัก ซึ่งสอดคล้องกับกำลังรับโมเมนต์ดัดของหน้าตัดคานที่การกระจายหน่วยแรงอัดจะมีผลน้อยมาก แต่รูปร่างการกระจายหน่วยแรงอัดนั้นจะมีอิทธิพลต่อความสามารถในการรับน้ำหนักของเสาอย่างมากสำหรับส่วนที่อยู่เหนือจุดสมมูลโดยจะแตกต่างกันมากขึ้นเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น ซึ่งในรูปที่ 5.10 นี้อาจแบ่งกลุ่มการกระจายหน่วยแรงอัดที่มีผลต่อปฏิสัมพันธ์ของเสาออกเป็นสองกลุ่มในกลุ่มแรกคือ ACI-318-89⁽⁵⁾, CEB/FIP MC-90⁽⁶⁾, และ Muguruma et al.⁽⁶⁶⁾ ที่มีค่า k_3 คงที่เท่ากับ 0.85, 0.85, และ 1.00 ตามลำดับจะให้ค่าใกล้เคียงกันโดยให้ค่าสูงกว่ากลุ่มที่สองคือ NS3473⁽³⁸⁾, Collins et al.⁽¹³⁾, และ Proposed Distribution ที่กำหนดให้ k_3 ลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น และจะน้อยกว่าหรือเท่ากับ 0.85 ดังนั้นในกลุ่มนี้จึงให้เส้นโค้งปฏิสัมพันธ์ที่ต่ำกว่าในกลุ่มแรก นอกจากนี้สำหรับในกลุ่มที่สองรูปร่างการกระจายหน่วยแรงอัดจะมีผลต่อกำลังของเสามากซึ่งจะเห็นว่า Collins et al.⁽¹³⁾, และ Proposed Distribution ที่มีค่า k_3 ใกล้เคียงกันแต่เส้นโค้งทั้งสองยังต่างกันสำหรับช่วงคอนกรีตกำลังสูง ซึ่ง Proposed Distribution จะให้ผลทำนายกำลังมากกว่าของ Collins et al.⁽¹³⁾ ส่วนในรูปที่ 5.11 แสดงปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาเดียวกับในรูปที่ 5.10 โดยคอนกรีตมีกำลังอัดแปรเปลี่ยนจาก 200 ถึง 1000 กก./ชม.² และใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ในรูปที่ 5.11.ก. และของ Proposed Distribution ในรูปที่ 5.11.ข. ซึ่งเป็นตัวแทนจากทั้งสองกลุ่มดังกล่าว จะเห็นว่าเมื่อคอนกรีตมีกำลังค่าเส้นโค้งปฏิสัมพันธ์โดยใช้การกระจาย

หน่วยแรงอัดทั้งสองจะแตกต่างกันเล็กน้อยแต่เมื่อคอนกรีตมีกำลังสูงขึ้นจะมีความแตกต่างอย่างเห็นได้ชัดโดยที่ Proposed Distribution จะมีจุดวิบัติสมมูลย์ต่ำกว่าและกำลังในช่วงแรงอัดเป็นหลักต่ำกว่าของ ACI-318-89 ด้วยซึ่งจะแตกต่างกันขึ้นตามกำลังอัดคอนกรีตที่สูงขึ้น

ในรูปที่ 5.12 เป็นการเปรียบเทียบผลทดสอบของ มานิต⁽³³⁾ ซึ่งทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กรับน้ำหนักเอียงศูนย์โดยคอนกรีตมีกำลังอัด 888 กก./ซม.² ซึ่งในรูปได้แสดงปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดต่าง ๆ ไปด้วย โดยตัวอย่างของ มานิต จะมี $P/f_c'bt$ เท่ากับ 0.07, 0.17, และ 0.38 ซึ่งในสองตัวอย่างแรกจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลัก การทำนายโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดทั้งหมดจะให้ค่าที่ปลอดภัยโดยที่ ACI-318-89⁽⁵⁾, และ Nedderman⁽¹³⁾ จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกว่า ในรูปที่ 5.13 แสดงการเปรียบเทียบผลทดสอบของ Sundararaj⁽⁸²⁾ ซึ่งทดสอบเสารับน้ำหนักเอียงศูนย์โดยที่คอนกรีตมีกำลังอัด 612 กก./ซม.² และมี $P/f_c'bt$ อยู่ระหว่าง 0.52 ถึง 0.67 จะเห็นว่าผลทดสอบทั้งหมดให้ค่าต่ำกว่าการทำนายโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดต่าง ๆ ทั้งหมด โดยที่การกระจายหน่วยแรงอัดของ NS3473⁽³⁸⁾, Collins et al.⁽¹³⁾ และ Proposed Distribution จะให้ค่าที่ใกล้เคียงกว่าแต่ก็ยังอยู่ในด้านที่ไม่ปลอดภัย ซึ่งจากผลทดสอบเสารับน้ำหนักเอียงศูนย์ทั้งสอง^{(33), (82)} จะเห็นว่าผลการทดสอบของ มานิต ที่การทำนายทั้งหมดจะให้ผลในการทำนายที่ปลอดภัยแต่ในผลทดสอบของ Sundararaj กลับให้ค่าทำนายไม่ปลอดภัย ในตัวอย่างของ มานิต⁽³³⁾ นั้นจะมี $P/f_c'bt$ ต่ำโดยเมื่อ $P/f_c'bt$ เท่ากับ 0.07 และ 0.17 เสาจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดึงเป็นหลักซึ่งจากที่กล่าวมาแล้วว่าอิทธิพลของรูปร่างการกระจายหน่วยแรงอัดจะมีผลน้อยมาก ส่วนตัวอย่างที่ $P/f_c'bt$ เท่ากับ 0.38 และตัวอย่างของ Sundararaj ทั้งหมดที่ $P/f_c'bt$ อยู่ระหว่าง 0.52 ถึง 0.67 ตัวอย่างเหล่านี้เกิดการวิบัติเนื่องจากแรงอัดเป็นหลักมีเพียงตัวอย่างที่ $P/f_c'bt$ เท่ากับ 0.38 ของมานิต⁽³³⁾ ที่การทำนายให้ค่าปลอดภัย

สำหรับเหตุผลหนึ่งในการพิจารณาคือในตัวอย่างของ มานิต⁽³³⁾ ที่ $P/f_c'bt$ มีค่าต่ำกว่า ตัวอย่างของ Sundararaj⁽⁸²⁾ ที่มีค่าสูงกว่าเมื่อเทียบกับแรงในแนวแกนที่จุดสมมูลย์ ซึ่ง Sheik, Yeh, และ Khoury⁽⁸³⁾ ที่ทดสอบเสาคอนกรีตกำลังต่ำได้สังเกตเห็นว่าอัตราส่วนระหว่างกำลังรับโมเมนต์ดัดต่อความสามารถรับโมเมนต์ดัดในทางทฤษฎีจะลดลงเมื่อแรงอัดในแนวแกนเพิ่มขึ้น โดยที่อัตราส่วน $P/f_c'bt$ ในเสามีค่าสูงขึ้นไปจะ

บทนำ

หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond Stress) คือหน่วยแรงเฉือนที่ผิวสัมผัสระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมซึ่งจะถ่ายแรงระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตที่ล้อมรอบเพื่อปรับไปสู่การรับน้ำหนักของเหล็กเสริม แรงยึดเหนี่ยวนี้เมื่อมีค่าเพียงพอจะทำให้วัสดุทั้งสองอยู่ในรูปของโครงสร้างเชิงประกอบ (Composite Structure) ดังนั้นคุณสมบัติของแรงยึดเหนี่ยวจึงเป็นส่วนสำคัญมากในการพิจารณากำหนดรายละเอียดของเหล็กเสริมในชิ้นส่วนโครงสร้างแรงยึดเหนี่ยวนี้จะวัดโดยอัตราการเปลี่ยนแปลงของแรงในเหล็กเสริมซึ่งจะไม่เกิดขึ้นยกเว้นเมื่อหน่วยแรงมีการเปลี่ยนแปลงทั้งสองหน้าตัดใด ๆ หน่วยแรงยึดเหนี่ยว u , โดยทั่วไปจะกำหนดโดยแรงเฉือนต่อหน่วยพื้นที่ผิวของเหล็กเสริมคือ

$$u = \frac{q}{\sum o} = \frac{\Delta f_s A_b}{\sum o} \quad (6.1)$$

หรือ

$$u = \frac{d_b}{4} \Delta f_s \quad (6.2)$$

เมื่อ

q = การเปลี่ยนแปลงแรงภายในเหล็กเสริมตลอดหน่วยความยาว

$\sum o$ = พื้นที่ผิวของเหล็กเสริมต่อหน่วยความยาว

d_b = เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

Δf_s = การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในเหล็กเสริมตลอดหน่วยความยาว

A_b = พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม

การเสริมเหล็กในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กจะต้องขยายความยาวออกไปเป็นระยะ l_d หลังจากหน้าตัดใด ๆ ที่ต้องการให้เกิดการพัฒนากำลังการรับแรงในเหล็กเสริม ซึ่งระยะ l_d ที่ต้องการก็เพื่อที่จะถ่ายแรงจากเหล็กเสริมไปสู่คอนกรีตโดยแรงยึดเหนี่ยวโดยไม่ทำให้คอนกรีตเกิดการแตกร้าว ถ้ากำหนดให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัยเฉลี่ย u , และสมมติว่าการกระจายหน่วยแรงสม่ำเสมอตลอดความยาว ดังนั้นเมื่อพิจารณาสมดุลย์ของแรงดังในรูปที่ 6.1 จะได้ว่า

$$T = A_b f_y = u l_d \sum o \quad (6.3)$$

การต่อทาบรับแรงดึงโดยปกติจะเกิดการวิบัติโดยการแตกแยกออกของคอนกรีตโดยรอบในรูปแบบพื้นฐานอย่างใดอย่างหนึ่งดังในรูปที่ 6.6 คือเมื่อระยะห่างเหล็กเสริมใกล้กันมากจะเกิดการวิบัติแบบแตกแยกด้านข้าง (Side Split Failure) ที่การเพิ่มระยะหุ้มคอนกรีตจะเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติได้น้อยมาก(รูปที่ 6.6 ก.) และเมื่อระยะหุ้มมีน้อยมากจะมีแนวโน้มที่จะเปลี่ยนรูปแบบไปสู่การวิบัติแบบแตกแยกด้านหน้าและด้านข้าง (Face and Side Split) (ดังรูปที่ 6.6 ข.) ซึ่งจะเกิดการแตกแยกด้านหน้าตามความยาวคานทำให้หน้าตัดส่วนมุมอ่อนแอและหลุดออกและท้ายสุดเมื่อระยะที่หลุดออกเพียงพอก็จะทำให้เกิดการแตกแยกด้านข้าง การเพิ่มระยะหุ้มในกรณีนี้จะช่วยเพิ่มความต้านทานต่อการเกิดการแตกแยกด้านหน้าแต่ถ้าระยะหุ้มมีน้อยกว่าจะมีแนวโน้มที่แนวการวิบัติจะเคลื่อนไปเป็นรูปตัววี (V-Notch) ซึ่งการเปลี่ยนแปลงระยะห่างจะไม่มีผลต่อระยะทาบอีกต่อไป การเปลี่ยนแปลงหน่วยแรงในเหล็กเสริมที่ต่อทาบก่อนที่จะเกิดการวิบัติเล็กน้อยจะเกือบเป็นเชิงเส้นในเหล็กทั้งสองที่ทาบกัน⁽⁸⁴⁾

ระยะยึดรั้งและระยะทาบของเหล็กเสริมรับแรงดึง

ระยะยึดรั้งคือความยาวของการฝังที่ต้องการเพื่อพัฒนาให้เกิดหน่วยแรงคลากในเหล็กเสริมดังสมการที่ 6.4 ระยะยึดรั้งหรือการพัฒนาแรงยึดเหนี่ยวเป็นส่วนหนึ่งใน ACI-318-63 แต่ในข้อกำหนดนี้ให้ความสำคัญกับแรงยึดเหนี่ยวจากการตัดมากกว่าซึ่งแรงยึดเหนี่ยวจากการตัดก็คือหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ต้องการเพื่อต้านทานการเปลี่ยนแปลงโมเมนต์ในหนึ่งหน่วยความยาวของคานดังสมการที่ 6.6 โดยที่ u นั้นเป็นค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัยที่ได้จากการทดสอบซึ่ง ACI-318-63 ได้กำหนดให้เหล็กข้ออ้อยรับแรงดึงที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางไม่เกิน 35 มม. มีหน่วยแรงยึดเหนี่ยวพื้นฐานคือ $6.40\sqrt{f'_c}/d_b \leq 56.3 \text{ กก./ซม.}^2$

หน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการตัดได้ถูกตัดออกจาก ACI-318 หลังจาก ACI-318-63 โดยเปลี่ยนเป็นการพิจารณาระยะยึดรั้งพื้นฐาน l_{db} ที่ประมาณ 1.2 เท่าของค่าที่ได้จากหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่กำหนดใน ACI-318-63 ซึ่ง 20% ที่เพิ่มขึ้นเพื่อให้แน่ใจว่าจะมีความเหนียวเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงในเหล็กเสริมจากการตัดมากกว่า f_y เนื่องจากการวิบัติของระยะยึดรั้งมีลักษณะที่เปราะมาก การพิจารณาระยะยึดรั้งพื้นฐานของเหล็กเสริมรับแรงดึงนั้นจะใช้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวดังที่กำหนดข้างบนแทนลงในสมการที่ 6.4 โดยจะได้

$$l_{db} = 1.2 \frac{f_y d_b}{4u} = 1.2 \frac{f_y d_b}{4(6.40\sqrt{f'_c}/d_b)}$$

ดังนั้น

$$l_{db} = 0.0597 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (6.7)$$

และ

$$l_{db} = 1.2 \frac{f_y d_b}{4(56.30)}$$

ดังนั้น

$$l_{db} = 0.0053d_b f_y \quad (6.8)$$

จากการพิจารณาดังกล่าว ACI-318-83 กำหนดระยะยึดรั้งเหล็กเสริมที่มี $\phi \leq 35$ มม. ดังนี้

$$l_{db} = 0.0596 A_b f_y / \sqrt{f'_c} \geq 0.0057 d_b f_y \quad (6.9)$$

Orangun et al. (25) ได้เสนอวิธีสำหรับหาหน่วยแรงยึดเหนี่ยวซึ่งได้รวมตัวแปรต่าง ๆ ทั้งหมดที่เกี่ยวข้องมาพิจารณาโดยมีแรงในแนวรัศมีซึ่งเกิดระหว่างบั้งของเหล็กเสริมและคอนกรีตโดยรอบที่สามารถพิจารณาเสมือนแรงดันน้ำกระทำต่อทรงกระบอกที่มีผนังหนาโดยมีเส้นผ่าศูนย์กลางภายในเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมและความหนา C ซึ่งเท่ากับค่าที่เล็กกว่าระหว่างระยะหุ้มจากด้านล่าง C_b หรือครึ่งหนึ่งของระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม C_r ที่วัดจากผิวเหล็กดังในรูปที่ 6.7 ซึ่งความสามารถในการรับน้ำหนักของทรงกระบอกขึ้นอยู่กับแรงดึงของคอนกรีต ($\sqrt{f'_c}$) เมื่อ C_b มากกว่า $C_r/2$ การแตกแยกจะเกิดในแนวราบที่ระดับของเหล็กเสริมซึ่งเรียกว่าการวิบัติจากการแตกด้านข้างและเมื่อ $C_r/2$ มากกว่า C_b จะเกิดการวิบัติแบบแตกแยกด้านหน้าและด้านข้างซึ่งอยู่ในรูปการแตกร้าวตามยาวผ่านระยะหุ้มและตามด้วยการแตกแยกผ่านระนาบของเหล็กและถ้า $C_r/2$ ยิ่งมากกว่า C_b ก็จะมีการวิบัติเป็นร่องตัวซึ่งจะเกิดการแตกแยกตามยาวและตามด้วยการแตกของระยะหุ้มในแนวเฉียงซึ่งแบ่งเป็นรูปตัววี⁽⁸⁴⁾ ซึ่งการพิจารณาในลักษณะเดียวกันนี้สามารถใช้ได้กับการต่อทาบเหล็กเสริมดังแสดงในรูปที่ 6.6 ซึ่งวงคอนกรีตรอบ ๆ เหล็กจะถูกทำให้ขยายออกไปแต่แนวการพิจารณาจะเหมือนกับกรณีเหล็กเส้นเดียว

จากผลทดสอบระยะยึดรั้งและระยะทาบจำนวนมากกว่า 500 ตัวอย่าง Orangun et al. (25) ได้ใช้การวิเคราะห์การถดถอยเพื่อหาความสัมพันธ์ในรูปของกำลังคอนกรีต f'_c , เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็ก d_b , ความหนาของคอนกรีตทรงกระบอกรอบ ๆ เหล็กเสริม C , ความยาวของระยะยึดรั้งหรือระยะทาบ l_d หรือ l_s , และเหล็กเสริมตามขวาง $A_v f_y / s$ ซึ่งกำหนดให้เป็นพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ระนาบของการแตกแยกตัดผ่าน A_{tr} , กำลังคลากของเหล็กตามขวางคือ f_y , และระยะห่างของเหล็กตามขวางคือ s (ดูรูปที่ 6.8) ซึ่งโดยวิธีดังกล่าวกำลังรับแรงยึดเหนี่ยวคือ

$$\frac{u_{Oran}}{\sqrt{f'_c}} = 0.32 + \frac{0.8C}{d_b} + \frac{13.26d_b}{l_s} + \frac{A_v f_y}{133s d_b} \quad (6.10)$$

ในทำนองเดียวกันวิธีของ ACI-318-83 สามารถเขียนใหม่ในรูปของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยใช้สมการที่ 6.2

$$\frac{u_{ac}}{\sqrt{f'_c}} = \frac{1}{1.2} \frac{6.40}{d_b} \approx \frac{5.36}{d_b} \quad (6.11)$$

โดยการวัดแรงจากการทดสอบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสามารถหาได้โดยใช้สมการที่ 6.1 ซึ่ง Ferguson et al. (84) ได้แสดงให้เห็นชัดโดยการเปรียบเทียบว่าการใช้สมการที่ 6.10 อัตราส่วนผลทดสอบต่อการทำนายของระยะยึดรั้งและระยะทาบจะให้ผลที่ดีกว่าสมการที่ 6.11 ของ ACI-318-83 ซึ่งอาจไม่ปลอดภัย โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อระยะหุ้มและหรือระยะห่างของเหล็กเสริมต่ำ นอกจากนี้ ACI-318-83 จะให้ค่าที่อนุรักษ์มากกว่าสำหรับการต่อทาบ โดยที่ทั้งระยะยึดรั้งและระยะทาบจะมีส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐานสูงอันเกิดจากวิธีการในข้อกำหนดที่ไม่ได้พิจารณาถึงตัวแปรศัญอย่างเพียงพอเพื่อจะได้ค่าการประมาณกำลังรับแรงยึดเหนี่ยวที่ใกล้เคียง ซึ่งจากการเปรียบเทียบทำให้ทราบความเป็นจริงของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ใช้ใน ACI-318-83 ที่อยู่บนพื้นฐานของการทดสอบการดึงออกและการแตกแยกของคอนกรีตถูกป้องกันไม่ให้เกิดขึ้น ซึ่งจากเหตุผลนี้ได้มีการเสนอให้ปรับปรุงระยะยึดรั้งและการต่อทาบของเหล็กเสริมใน ACI-318-83 โดย ACI Committee 408^{(88),(89)} ได้เสนอให้มีการปรับปรุงตามแนวทางของ Orangun et al. (25) นี้

จากการเสนอของ ACI Committee 408^{(88),(89)} นี้ใน ACI-318-89⁽⁵⁾ ได้นำมาปรับปรุงระยะยึดรั้งและระยะทาบของเหล็กเสริมรับแรงดึง โดยการพิจารณาระยะยึดรั้งพื้นฐาน l_{db} เช่นเดียวกับ ACI-318-83 ยกเว้นค่าจำกัดหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมที่มีขนาดเล็ก (เล็กกว่า 18 มม. โดยประมาณ⁽⁵⁾) ที่จะเกิดการวิบัติเนื่องจากการดึงออกจะกำหนดให้ $u = 2.21\sqrt{f'_c}$ ซึ่งเมื่อแทนลงในสมการที่ 6.4 จะได้ค่า l_d คือ

$$l_d = \frac{f_y d_b}{4(2.21\sqrt{f'_c})} = \frac{0.1131 f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (6.12)$$

จากที่กล่าวข้างต้น ACI-318-89⁽⁵⁾ ได้กำหนดระยะยึดรั้งพื้นฐาน l_{db} สำหรับเหล็กเสริมที่มี $\phi \leq 35$ มม. ดังนี้

$$l_{db} = 0.0596 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (6.13)$$

โดยจะต้องปรับปรุงโดยตัวคูณปรับค่าระยะยึดรั้งพื้นฐานต่าง ๆ เกี่ยวกับ ระยะหุ้ม, ระยะห่างเหล็กเสริม, และปริมาณเหล็กเสริมตามขวาง ซึ่งเมื่อปรับค่าด้วยตัวคูณต่าง ๆ แล้วระยะยึดรั้งจะต้องไม่น้อยกว่า

$$l_d \geq 0.1134 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (6.14)$$

นอกจากนี้ต้องปรับค่าเนื่องจากตำแหน่งการวางเหล็กเสริมและอื่น ๆ ด้วย

ดังกล่าวแล้วว่าระยะยึดรั้งจะมีผลกระทบต่าง ๆ คือ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม, ระยะหุ้มคอนกรีต, และการม้วนหรือไม่ของเหล็กเสริมตามขวาง นอกจากนี้ยังมีอิทธิพลของความลึกของคอนกรีตใต้เหล็กเสริม,

ชนิดของคอนกรีตและอื่น ๆ ซึ่งอิทธิพลเหล่านี้จะต้องนำมาพิจารณาในการกำหนดระยะยึดรั้ง ซึ่งใน ACI-318-89⁽⁵⁾ ได้พิจารณาถึงผลของตัวแปรอื่น ๆ โดยการใช้ตัวคูณเพื่อปรับค่าระยะยึดรั้งพื้นฐาน l_{db} สำหรับชิ้นส่วนทำด้วยคอนกรีตที่มีความหนาแน่นปกติและเสริมเหล็กธรรมดา โดยเป็นไปดังในตารางที่ 6.1

สำหรับการหาระยะทาบใน ACI-318-89⁽⁵⁾ กำหนดโดยอาศัยระยะยึดรั้งดังกล่าวมาแล้วโดยพิจารณาถึง l_{db} และใช้แฟคเตอร์ปรับค่าต่าง ๆ เพื่อหา l_d เช่นเดียวกันยกเว้นการลดค่าเนื่องจากการเสริมเหล็กเกินเนื่องจากระยะทาบที่กำหนดอยู่บนพื้นฐานเมื่อเหล็กถึงกำลังคลาก และชั้นของการต่อทาบได้คำนึงถึงผลอันนี้แล้ว โดยกำหนดตำแหน่งของการต่อทาบ ใน ACI-318-89 ได้แบ่งการต่อทาบออกเป็นสองชั้น (Class) ที่จะพิจารณาถึงความยาวต่ำสุดที่ต้องการของการทาบคือ การต่อทาบชั้น A (Class A Splices) ที่ต้องการระยะทาบ $1.0l_d$ และการต่อทาบชั้น B (Class B Splices) ที่ต้องการระยะทาบ $1.3l_d$ ซึ่งในทั้งสองชั้นของการต่อทาบจะต้องมีความยาวไม่น้อยกว่า 30 ซม. การต่อทาบโดยทั่วไปจะเป็นชั้น B ยกเว้นที่เป็นการต่อทาบชั้น A เมื่อพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ให้ไว้อย่างน้อยที่สุดเป็นสองเท่าตลอดความยาวทั้งหมดของการต่อทาบของค่าที่ต้องการที่ได้จากการวิเคราะห์, และเมื่อเหล็กเสริมจำนวนครึ่งหนึ่งหรือน้อยกว่าได้ถูกต่อทาบในความยาวการทาบที่ต้องการ

สำหรับ CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ กำหนดให้พิจารณาระยะยึดรั้งโดยการพิจารณาเบื้องต้นเป็นเช่นเดียวกับ ACI-318-89⁽⁵⁾ ซึ่งกำหนดระยะฝังพื้นฐานเพื่อให้เหล็กเสริมรับกำลังจนถึงจุดคลากที่มีเส้นผ่าศูนย์กลาง d_b คือ

$$l_b = \frac{d_b f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (6.15)$$

โดยที่ f_{yd} คือหน่วยแรงออกแบบของเหล็กเสริม, และ f_{bd} คือหน่วยแรงยึดเหนี่ยวออกแบบ อนึ่งในกรณีที่มีการคำนวณที่สภาวะประลัยนั้น $f_{yd} = f_y / \gamma_s$, [γ_s คือแฟคเตอร์ลดกำลังของเหล็กเสริม = 1.15] และ f_{bd} คำนวณได้ดังนี้

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{cd} \quad (6.16)$$

เมื่อ

η_1 คือค่าที่พิจารณาถึงชนิดของเหล็กเสริม

เท่ากับ 1.0 สำหรับเหล็กเส้นกลม, และเท่ากับ 2.25 สำหรับเหล็กข้ออ้อย

η_2 คือค่าที่พิจารณาถึงผลของตำแหน่งการวางเหล็กเสริมระหว่างการหล่อคอนกรีตโดย

เท่ากับ 1.0 สำหรับสภาวะที่พิจารณาเป็นการยึดเหนี่ยวที่ดี เช่น เหล็กทั้งหมดวางทำมุมเอียง $45^\circ - 90^\circ$ กับแนวราบระหว่างการหล่อคอนกรีต, หรือเหล็กเสริมทั้งหมดวางทำมุมเอียงกับแนวราบต่ำกว่า 45° ซึ่งอยู่ในตำแหน่งสูงจากท้องคอนกรีตที่หล่อจนถึง 25 ซม. หรืออย่างน้อยที่สุด 30 ซม. จากผิวบนของคอนกรีตที่หล่อ

เท่ากับ 0.7 สำหรับกรณีอื่น ๆ ทั้งหมด, และสำหรับเหล็กในส่วนองโครงสร้างที่สร้างโดยแบบเลื่อน

η_3 คือค่าที่พิจารณาถึงขนาดของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

$$\text{เท่ากับ } 1.32 - d_c/100 \leq 1.0$$

f_{cd} คือหน่วยแรงดึงออกแบบของคอนกรีต

การกำหนดค่ากำลังดึงใน CEB/FIP MC90 นั้นจะกำหนดจากแรงดึงในแนวแกนโดยจะขึ้นอยู่กับความน่าเชื่อถือของชิ้นส่วนโครงสร้างนั้น ๆ ซึ่งการคำนวณหา f_{cd} ในกรณีนี้ควรจะใช้ขอบเขตล่างของกำลังดึง $f_{ctk,min}$ และหารด้วยแฟคเตอร์ลดค่าเพื่อการออกแบบสำหรับคอนกรีต γ_c ซึ่งเท่ากับ 1.5 ดังนั้น

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{ct} f_c^{2/3}}{\gamma_c} \quad (6.17)$$

ซึ่งค่า α_{ct} จะเท่ากับ 0.44 สำหรับ $f_{ctk,min}$ และการพิจารณาความยาวของระยะยึดรั้งสุทธิ $l_{b,net}$ คำนวณได้ดังนี้

$$l_{b,net} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_b \frac{A_{s,cd}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (6.18)$$

เมื่อ

$A_{s,cd}$ คือค่าการคำนวณพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ต้องการโดยการออกแบบ

$A_{s,ef}$ คือพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ให้ไว้

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ คือสัมประสิทธิ์ที่กำหนดไว้ดังในตารางที่ 6.2 ซึ่งกำหนดเป็นแฟคเตอร์ในผลต่าง ๆ

α_1 คือสัมประสิทธิ์ที่กำหนดเพื่อพิจารณาถึงผลของรูปร่างของเหล็กเสริม

α_2 คือสัมประสิทธิ์ที่กำหนดเพื่อพิจารณาถึงผลของเหล็กตามขวางที่เชื่อมตลอดระยะยึดรั้ง $l_{b,net}$ ซึ่งเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กตามขวางต้องมีขนาดไม่เล็กกว่า $0.6d_s$

α_3 คือสัมประสิทธิ์ที่กำหนดเพื่อพิจารณาถึงผลของการโอบโดยระยะหุ้มของคอนกรีต

α_4 คือสัมประสิทธิ์ที่กำหนดเพื่อพิจารณาถึงผลของเหล็กเสริมตามขวาง

α_5 คือสัมประสิทธิ์ที่กำหนดเพื่อพิจารณาถึงผลของการโอบโดยแรงดันตามขวางที่กระทำกับระนาบของการแตกแยกตลอดระยะยึดรั้ง $l_{b,net}$

$l_{b,min}$ คือค่าจำกัดที่กำหนดเพื่อให้แน่ใจถึงระยะยึดรั้งต่ำสุด, และกำหนดเพื่อผลของความคลาดเคลื่อน ต้องมากกว่าค่าสูงสุดของ $0.3l_s, 10d_s, 10$ ซม. สำหรับเหล็กรับแรงดึง

ต้องมากกว่าค่าสูงสุดของ $0.6l_s, 10d_s, 10$ ซม. สำหรับเหล็กรับแรงอัด

ค่าสัมประสิทธิ์ $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ ที่ให้ไว้ในตารางที่ 6.2 นั้นผลของ $(\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5)$ จะต้องมากกว่า 0.7 สำหรับเหล็กข้ออ้อยและเท่ากับ 1.0 สำหรับเหล็กเส้นกลม สำหรับระยะหุ้ม l_o นั้นมีการพิจารณาในลักษณะเดียวกับระยะยึดรั้งคือ

$$l_{o,net} = \alpha_1 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_b \frac{A_{s,cd}}{A_{s,ef}} \geq l_{o,min} \quad (6.19)$$

โดยที่ $I_{c,max}$ ต้องมากกว่าค่าสูงสุดของ $0.3\alpha_s I_s, 15d_s, 20$ ซม., และสัญลักษณ์และค่าต่าง ๆ ก็เป็นเช่นเดียวกับระยะยึดรั้งแต่อย่างไรก็ตามการคำนวณค่า α_4 ค่าของ $\sum A_{s,max}$ จะต้องเท่ากับ $1.0A_s$ เมื่อ A_s คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ต่อทาบ (หนึ่งเส้น), และ α_6 คือสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับเปอร์เซ็นต์ของเหล็กเสริมที่ต่อทาบภายใน $1.3I_s$ จากกึ่งกลางของระยะทาบที่พิจารณาซึ่งมีค่าดังนี้

เปอร์เซ็นต์ของเหล็กเสริมที่ต่อทาบต่อหน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริม	$\leq 20\%$	25%	30%	50%	$> 50\%$
α_6	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0

Olsen⁽²⁴⁾ ทดสอบการต่อทาบเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังสูงโดยใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดอยู่ระหว่าง 210 ถึง 1005 กก./ซม.² เหล็กเสริมเป็นเหล็กข้ออ้อยขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 16 มม. มีกำลังคลาก 6628 กก./ซม.², และระยะทาบระหว่าง 8 ถึง 84 ซม. จำนวน 21 ตัวอย่าง ซึ่งพิจารณากำลังของการทาบโดยสมมุติว่ามีหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เกิดการวิบัติกระจายตลอดระยะทาบซึ่งจากสรุปได้ว่าในกรณีที่ใช้กำลังดึงแตกแยก (Splitting Tensile) ของคอนกรีตจะครอบคลุมคุณสมบัติของการต่อทาบได้ดีกว่าใช้กำลังอัดคอนกรีตซึ่งสอดคล้องกับสมมุติฐานทั่วไปที่ว่ากำลังยึดเหนี่ยวแปรเปลี่ยนตาม $\sqrt{f'_c}$ นอกจากนี้จากการเปรียบเทียบผลทดสอบกับการทำนายโดยใช้สมการการลดรอยของ Orangun et al.⁽²⁵⁾ พบว่าจะให้ค่าที่อนุรักษ์สำหรับคอนกรีตกำลังปกติแต่จะไม่อนุรักษ์เพียงเล็กน้อยในกรณีของ คอนกรีตกำลังสูงที่มีกำลังอัดอยู่ในช่วงระหว่าง 877 ถึง 1005 กก./ซม.²

Azizinamini et al.⁽²⁶⁾ ได้ศึกษาคุณสมบัติของแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ในคอนกรีตกำลังสูง โดยทดสอบการต่อทาบเหล็กเสริมในช่วงคานที่มีโมเมนต์ดัดคงที่ คอนกรีตที่ใช้มีกำลังอัดระหว่าง 358 ถึง 1164 กก./ซม.² เหล็กเสริมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 35.8 และ 25.4 มม. มีหน่วยแรงคลาก 4982 ถึง 5478 กก./ซม.² ความยาวการต่อทาบอยู่ระหว่าง 33 ถึง 203 ซม. เพื่อศึกษาถึงผลของกำลังอัดคอนกรีต, ความยาวการต่อทาบ, และตำแหน่งการหล่อคอนกรีต พบว่าเป็นไปได้ที่ในช่วงการต่อทาบเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังสูงสมมุติฐานที่ว่า การกระจายหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสม่ำเสมอจะไม่เป็นจริงซึ่งจะยิ่งเห็นได้ชัดขึ้นเมื่อระยะทาบเพิ่มขึ้นหรือระยะหุ้มคอนกรีตลดลง สำหรับคอนกรีตกำลังสูงนั้นในกรณีที่ระยะหุ้มมีน้อยการเพิ่มความยาวของระยะทาบจะไม่ใช่วิธีที่มีประสิทธิภาพเพียงพอในการเพิ่มหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ดังนั้นในกรณีของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ที่ในกรณีระยะหุ้มต่ำแล้วจะกำหนดให้มีระยะทาบที่ยาวกว่า แต่สำหรับคอนกรีตกำลังสูงที่มีระยะหุ้มต่ำนั้นวิธีที่ดีกว่าคือจะต้องให้ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางจำนวนหนึ่งในช่วงของการต่อทาบ, และการหล่อ (เท) คอนกรีตโดยเหล็กเสริมอยู่ด้านบนจะให้กำลังยึดเหนี่ยวที่ดีกว่าซึ่งขัดแย้งกับผลของคอนกรีตกำลังต่ำ สำหรับทุกตัวอย่างทดสอบค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบต่อค่าที่ทำนายโดย ACI-318-89 ที่พิจารณาโดยไม่จำกัดค่ากำลังอัดของคอนกรีตจะได้ค่าที่มากกว่า 1.0 แต่ว่าจะเกิดการวิบัติในลักษณะที่มีความเปราะมาก

Azizinamini และ Russell⁽²¹⁾ ได้ศึกษาคุณสมบัติของแรงยึดเหนี่ยว (Bond) ของคอนกรีตกำลังสูง โดยตัวอย่างมีทั้งที่เสริมเหล็กตามขวางในช่วงต่อทาบและไม่มี, และมีระยะหุ้มต่ำคือเท่ากับหนึ่งเท่าของขนาด

เส้นผ่านศูนย์กลาง โดยคอนกรีตมีกำลังอัดระหว่าง 967 ถึง 1105 กก./ซม.² ซึ่งเป็นการศึกษาต่อจากที่ผ่านมา⁽²⁶⁾ พบว่า $u/\sqrt{f'_c}$ ในคอนกรีตกำลังสูงจะมีค่าต่ำกว่าคอนกรีตปกติโดยการกระจายหน่วยแรงยึดเหนี่ยวประลัยในคอนกรีตกำลังสูงจะไม่สม่ำเสมอ และในกรณีของตัวอย่างที่ไม่เสริมเหล็กตามขวางในช่วงการต่อต้านการวิบัติของจะมีลักษณะที่เปราะมากโดยมีค่าอัตราส่วนความเหนียวจากความเครียด (Strain Ductility Ratio) ต่ำมากทั้งในกรณีที่ระยะทาบสั้นและยาวกว่า แต่ในตัวอย่างที่มีเหล็กเสริมตามขวางจะช่วยปรับปรุงคุณสมบัติของการต่อต้านให้ดีขึ้นโดยจะเพิ่มส่วนความเหนียวจากความเครียดให้สูงขึ้นอย่างเห็นได้ชัดและจะเพิ่มขึ้นเมื่อปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเพิ่มขึ้น

การวิเคราะห์ผล

ระยะยึดรั้งและระยะทาบของเหล็กเสริมรับแรงดึงนั้นมีการคำนวณโดยอาศัยหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่เพียงพอจะทำให้เหล็กเสริมรับกำลังจนถึงจุดกลางซึ่งอยู่บนพื้นฐานของการทดสอบการดึงออกที่โดยทั่วไปจะขึ้นอยู่กับ f'_c และ d_b และจะต้องพิจารณามูลอื่น ๆ คือ ระยะหุ้มหรือระยะห่างเหล็กเสริม และการมีอยู่หรือไม่ของเหล็กเสริมตามขวาง ซึ่งปัจจัยเหล่านี้จะเป็นตัวหลักในการควบคุมการวิบัติแบบแตกแยกในโครงสร้างจริง นอกจากนี้จะต้องพิจารณาถึงปัจจัยอื่น ๆ ที่จะมีผลในการลดหรือเพิ่มหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเช่น ชนิดของคอนกรีต, ตำแหน่งการวางเหล็กเสริม เป็นต้น

ก. ข้อเสนอเพื่อการวิเคราะห์กำลังรับแรงยึดเหนี่ยว

จากพฤติกรรมการวิบัติของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ได้จากการทดสอบการต่อต้านพบว่าเกิดการวิบัติแบบแตกแยกเป็นส่วนใหญ่ซึ่งมีปัจจัยสำคัญที่เกี่ยวข้องคือ กำลังดึงของคอนกรีตที่เป็นสัดส่วนกับ $\sqrt{f'_c}$, ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กเสริม d_b , ระยะหุ้มคอนกรีต C_b และหรือ ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริม C_s , และความยาวของการต่อต้าน l_s , และจากปัจจัยดังกล่าว Orangun et al.⁽²⁶⁾ ได้กำหนดความสัมพันธ์ของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวให้ขึ้นอยู่กับตัวแปรเหล่านี้และได้วิเคราะห์สมการที่ใช้สำหรับคอนกรีตกำลังต่ำ สำหรับในการศึกษานี้ได้รวบรวมผลทดสอบการต่อต้านบนช่วงคานที่มีโมเมนต์ดัดคงที่จากการทดสอบของ Azizinamini et al.⁽²⁶⁾ และ Olsen⁽²⁴⁾ จำนวนทั้งหมด 39 ตัวอย่าง โดยมีช่วงตัวแปรต่าง ๆ คือ f'_c ระหว่าง 291 ถึง 1064 กก./ซม.², d_b ระหว่าง 16 ถึง 35.8 มม., ค่า C ซึ่งคือค่าน้อยระหว่าง C_b หรือ $C_s/2$ จะได้ C/d_b ระหว่าง 0.975 ถึง 1.625, และ l_s/d_b ระหว่าง 5 ถึง 57 ซึ่งตัวอย่างเป็นดังแสดงในตารางที่ 6.3 ถึง 6.5 มาวิเคราะห์โดยการถดถอยหลายตัวแปร (Multiple Linear Regression) ซึ่งจะได้สมการทำนายหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของคานคอนกรีตกำลังสูงดังนี้

$$\frac{u_{HSC}}{\sqrt{f'_c}} = -2.6 + \frac{3.6C}{d_b} + \frac{7.8d_b}{l_s} \quad (6.20)$$

ซึ่งจากสมการที่ได้นี้เมื่อพลอตร่วมกับผลทดสอบโดยพลอต l_s/d_s ร่วมกับ $u_{test}/\sqrt{f'_c}$ จะเป็นดังในรูปที่ 6.9 ที่ค่า C/d_s เท่ากับ 1.0 โดยประมาณสำหรับการทดสอบของ Azizinamini et al. และ 1.625 สำหรับของ Olsen นอกจากนี้ในรูปที่ 6.9 ยังได้พลอตโดยใช้สมการของ Orangun et al. ร่วมไว้ด้วย จะเห็นว่าสมการที่ 6.20 จะมีความสอดคล้องมากกว่า Orangun et al. โดยเมื่อทดสอบกับคอนกรีตกำลังสูงนี้ผลของ C/d_s จะมีผลมากกว่าที่กำหนดไว้ในสมการของ Orangun et al.

อนึ่งสมการที่ 6.20 ในการศึกษานี้ได้รวมผลของตัวอย่างที่ต่อทาบเสริมเหล็กบนไว้ในการวิเคราะห์ด้วยเนื่องจากในผลทดสอบของ Azizinamini et al.⁽²⁶⁾ นั้นหน่วยแรงยึดเหนี่ยวไม่มีผลที่แตกต่างกันอย่างเด่นชัดระหว่างเหล็กบนและเหล็กล่างที่ต่อทาบสำหรับกรณีของคอนกรีตกำลังสูง ซึ่งเมื่อใช้สมการที่วิเคราะห์ได้นี้ทำนายผลทั้งหมดจะได้ค่าเฉลี่ย $u_{test}/u_{predict}$ เท่ากับ 1.00 และมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนเพียง 12.8% เท่านั้น อย่างไรก็ตามในกรณีจะนำไปใช้เพื่อการออกแบบจะต้องลดค่าให้ปลอดภัยเพียงพอซึ่งเมื่อพิจารณาเช่นเดียวกับ ACI-318-89⁽⁵⁾ คือเพิ่มความยาวของการต่อทาบอีก 20% ถึง 25% ดังนั้นอาจลดค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวด้วยตัวคูณ 0.80 ซึ่งจะเป็นขอบเขตล่างของผลทดสอบ

ข. การศึกษาและเปรียบเทียบ

ในตารางที่ 6.3 แสดงตัวอย่างและผลทดสอบการต่อทาบเหล็กเสริมที่มีอยู่ในคานคอนกรีตกำลังสูงจากการทดสอบโดย Azizinamini et al.⁽²⁶⁾ ซึ่งทดสอบการต่อทาบเหล็กเสริมในช่วงที่มีโมเมนต์ดัดคงที่ตลอดระยะต่อทาบ จำนวนทั้งหมด 18 ตัวอย่าง โดยมีช่วงตัวแปร คือ f'_c ระหว่าง 357 ถึง 1064 กก./ซม.², d_s เท่ากับ 25.4 และ 35.8 มม., ค่า C/d_s เท่ากับ 0.975 และ 1.0, และ l_s/d_s ระหว่าง 9 ถึง 57 ซึ่งในตารางที่ 6.4 เป็นการเปรียบเทียบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบนี้ต่อค่าออกแบบโดย ACI-318-89⁽⁵⁾, CEB/FIP MC90⁽⁶⁾, สมการที่ 6.11 ของ Orangun et al.⁽²⁵⁾, และโดยสมการที่ 6.20 ที่ลดค่าโดยตัวคูณ 0.80 ในการศึกษานี้ [การคำนวณต่าง ๆ ดังที่ท้ายตาราง] ซึ่งค่าการออกแบบโดยวิธีต่าง ๆ นี้แสดงไว้ในตารางที่ 6.3 จะเห็นว่าค่าการออกแบบทั้งหมดให้ผลปลอดภัยยกเว้นของ Orangun et al. ที่แม้จะลดค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวแล้วก็ตามเนื่องจากสมการได้จากกรณีวิเคราะห์กับคอนกรีตกำลังต่ำกว่า 420 กก./ซม.² แต่เมื่อใช้สมการที่ 6.20 ในการศึกษานี้ซึ่งปรับปรุงสมการของ Orangun et al. และลดค่าโดยตัวคูณเท่ากับ 0.80 เท่านั้น จะเห็นว่าให้ผลที่ตีมากโดยให้ค่าที่ใกล้เคียงและปลอดภัยซึ่งมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำที่สุดอีกด้วย ส่วนการออกแบบโดยข้อกำหนดทั้งสองคือ ACI-318-89 และ CEB/FIP MC90 ซึ่งจะไม่มีความใดที่ $u_{test}/u_{predict}$ ต่ำกว่า 1.00 เลยแม้ว่า CEB/FIP MC90 ให้ค่าเฉลี่ยที่ต่างกันมาก ส่วน ACI-318-89 ให้ค่าเฉลี่ยที่อนุรักษ์ที่สุดโดยไม่จำเป็นต้องจำกัดกำลังอัดคอนกรีตที่ 700 กก./ซม.² ตามที่กำหนดไว้

ในตารางที่ 6.5 แสดงผลทดสอบของ Olsen⁽²⁴⁾ และการเปรียบเทียบกับค่าการออกแบบต่าง ๆ เช่นเดียวกับในตารางที่ 6.4 ซึ่งตัวอย่างได้ต่อทาบเหล็กเสริมในบริเวณที่มีโมเมนต์ดัดคงที่เช่นกันแต่เหล็กที่ต่อทาบมีเส้นผ่านศูนย์กลาง d_s เท่ากับ 16 มม. จำนวนทั้งหมด 21 ตัวอย่าง โดยมีช่วงตัวแปรต่าง ๆ คือ f'_c

ระหว่าง 291 ถึง 1006 กก./ซม.², ค่า C/d_s เท่ากับ 1.625, และ I_s/d_s ระหว่าง 5 ถึง 30 จะเห็นว่าการออกแบบทั้งหมดให้ผลปลอดภัยโดยไม่มีตัวอย่างที่ $u_{max}/u_{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 เลย โดยสมการที่ 6.20 ในการศึกษาทำให้ค่าเฉลี่ย 1.25 ซึ่งใกล้เคียงที่สุดและมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนเพียง 9.37% เท่านั้น ส่วนการออกแบบของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ให้ค่าเฉลี่ยเท่ากับการทดสอบของ Azizinamini et al.⁽²⁶⁾ โดยมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำกว่า CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ ซึ่งให้ค่าเฉลี่ยที่ต่างจากการทดสอบของ Azizinamini et al. มาก

ในตารางที่ 6.6 เป็นผลการวิเคราะห์ข้อมูลทางสถิติของตัวอย่างทั้งหมดในตารางที่ 6.4 และ 6.5 รวม 39 ตัวอย่าง จะเห็นว่าสมการที่ 6.20 ในการศึกษา (ดูในรูปที่ 6.10) จะให้ผลออกแบบที่โดยมีค่าเฉลี่ยใกล้เคียงที่สุดโดยมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำสุดเพียง 12.8% และมีตัวอย่างที่ $u_{max}/u_{predict}$ ต่ำกว่า 1.0 เล็กน้อยเพียง 2 ตัวอย่าง (0.81 และ 0.98) ส่วนการออกแบบโดยข้อกำหนดทั้งสองนั้น ACI-318-89⁽⁵⁾ จะให้ผลที่ดีกว่าและมีความอนุรักษ์ มากกว่า CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ ซึ่งมีความแปรปรวนของการออกแบบสูงมาก

ในรูปที่ 6.11 แสดงการรับแรงยึดเหนี่ยวโดยบังของเหล็กเสริมที่สภาวะน้ำหนักต่าง ๆ โดยเมื่อน้ำหนักในแนวแกนต่ำดังรูปที่ 6.11.ก. บังตัวที่อยู่ใกล้แรงกระทำมากที่สุดจะสัมผัสคอนกรีตทำให้เกิดแรงกดโดยรอบบนคอนกรีตซึ่งส่วนของแรงในแนวราบนี้จะทำให้เกิดหน่วยแรงยึดเหนี่ยวโดยมีการกระจายดังรูปที่อยู่ขวามือ เมื่อเพิ่มน้ำหนักก็เกิดแรงกดเพิ่มขึ้นเนื่องจากการกดคอนกรีตของบังตัวที่อยู่ถัดไปซึ่งจะช่วยเพิ่มหน่วยแรงยึดเหนี่ยวดังรูปที่ 6.11.ข. และเมื่อน้ำหนักเพิ่มขึ้นจนถึงจุดประลัยบังทุกตัวจะช่วยให้เกิดหน่วยแรงยึดเหนี่ยวดังรูปที่ 6.11.ค. สำหรับคอนกรีตกำลังต่ำได้มีการแสดงให้เห็นว่าการกระจายหน่วยแรงยึดเหนี่ยวคอนกรีตจะสม่ำเสมอซึ่งใน ACI-318-89⁽⁵⁾ ก็ใช้สมมุติฐานนี้ แต่สำหรับคอนกรีตกำลังสูงแล้วในการทดสอบของ Azizinamini et al.⁽²⁶⁾ พบว่าเมื่อคอนกรีตมีกำลังต่ำ (357 กก./ซม.²) บริเวณผิวของคอนกรีตรอบเหล็กเสริมจะถูกบังของเหล็กเสริมกดแตกตลอดความยาวของการต่อทาบซึ่งหมายความว่าลักษณะการรับแรงเป็นดังรูปที่ 6.11.ค. ดังนั้นจึงช่วยยืนยันสมมุติฐานข้างต้น อย่างไรก็ตามในกรณีของคอนกรีตกำลังสูงบริเวณผิวของคอนกรีตรอบเหล็กเสริมจะถูกบังของเหล็กเสริมกดแตกและเกิดการแตกร้าวเฉพาะบริเวณบังแรก ๆ เท่านั้น ในขณะที่ผิวคอนกรีตบริเวณอื่นไม่ได้แสดงให้เห็นถึงการกดนี้ ซึ่งหมายความว่าในคอนกรีตกำลังสูงนั้นเพียงสองถึงสามบังแรกของเหล็กเสริมเท่านั้นที่รับแรงดังนั้นการกระจายหน่วยแรงยึดเหนี่ยว ณ จุดประลัยในกรณีของคอนกรีตกำลังสูงนี้จะไม่สม่ำเสมอดังรูปที่ 6.11.ค. (รูปขวามือเส้นทึบ)

จากการเปรียบเทียบการทำนายจะเห็นว่าสมการที่ 6.20 ในการศึกษาจะให้ผลทำนายที่ดีสำหรับตัวอย่างคอนกรีตกำลังสูงที่มีอยู่ และการทำนายจะให้การกระจายน้อยกว่าสมการของ Orangun et al.⁽²⁵⁾ นอกจากนี้เมื่อลดค่าโดยใช้ตัวคูณเท่ากับ 0.80 จะให้ผลที่ในการออกแบบอีกด้วย ส่วนผลของเหล็กบนที่มีต่อคอนกรีตกำลังสูงเนื่องจากมีตัวอย่างน้อยดังนั้นการใช้ตัวคูณปรับความยาวเช่นเดียวกับคอนกรีตกำลังต่ำก็จะให้ผลที่ปลอดภัยยิ่งขึ้นซึ่งอาจใช้ค่าที่แนะนำโดย Orangun et al. และ ACI-318-89⁽⁵⁾ คือเท่ากับ 1.3 อย่างไรก็ตามเนื่องจากมีเพียงผลการทดสอบกับคอนกรีตกำลังสูงเพียง 2 การทดสอบเท่านั้นดังนั้นการใช้สมการที่ 6.20 ในการทำนายและออกแบบจึงจำกัดเฉพาะช่วงของตัวแปรต่าง ๆ ที่การทดสอบเท่านั้น

จากการเปรียบเทียบวิธีออกแบบโดยข้อกำหนดจะเห็นว่า ACI-318-89⁽⁵⁾ ให้การออกแบบของหน่วยแรงยึดเหนี่ยวสำหรับคอนกรีตกำลังสูงที่ต่ำกว่า CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ โดยให้ค่าออกแบบที่ปลอดภัยและมีค่าเฉลี่ยเท่ากันในการทดสอบทั้งสองซึ่งการทดสอบทั้งสองเสริมเหล็กที่มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางที่แตกต่างกันมากโดยมีค่าสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนที่ไม่ต่างกันมากนัก และจากที่การออกแบบทั้งสองวิธีนี้มีการพิจารณาคัลลิกกันแต่ CEB/FIP MC90 ให้ผลที่ต่างกันมากทำให้มีความแปรปรวนที่สูงมาก ดังนั้นจึงกล่าวได้ว่า ACI-318-89 จะให้ค่าออกแบบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ปลอดภัยและมีความน่าเชื่อถือได้มากกว่าซึ่งจะรวมไปถึงการพิจารณา ระยะยึดรั้งและระยะทาบของเหล็กเสริมรับแรงดึงอีกด้วยเมื่อนำมาใช้กับคอนกรีตกำลังสูง

จากการที่ในผลทดสอบของ Azizinamini et al⁽²⁶⁾ ซึ่งแสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างมีคุณสมบัติเหมือนกันทุกประการแต่ในตัวอย่างที่ใช้คอนกรีตกำลังสูงจะได้ค่า $n_{mm}/\sqrt{f_c}$ ต่ำกว่าที่ใช้คอนกรีตกำลังต่ำโดยมีอัตราการลดลงของค่า $n_{mm}/\sqrt{f_c}$ เพิ่มขึ้นเมื่อระยะทาบมีความยาวมากขึ้น นอกจากนี้ในการทดสอบการวิบัติของตัวอย่างจากการต่อทาบจะเป็นแบบที่มีความเปราะมากซึ่งต่อมา Azizinamini และ Russell⁽²⁷⁾ ได้แสดงให้เห็นว่าการให้มีเหล็กเสริมตามขวางในช่วงของการต่อทาบจะช่วยเพิ่มคุณสมบัติความเหนียวของการต่อทาบได้โดยจะมีอัตราส่วนความเหนียวจากความเครียดสูงขึ้นเมื่อปริมาณเหล็กเสริมตามขวางสูงขึ้น ดังนั้นจึงแนะนำว่า ในกรณีของระยะยึดรั้งและการต่อทาบเหล็กเสริมรับแรงดึงควรพิจารณาให้มีเหล็กเสริมตามขวางจำนวนหนึ่งพันโดยรอบเพื่อเพิ่มคุณสมบัติทั้งทางด้านการรับแรงและเพิ่มคุณสมบัติความเหนียวในการวิบัติเนื่องจากระยะยึดรั้งและระยะทาบเมื่อนำ ACI-318-89⁽⁵⁾ มาใช้กับคอนกรีตกำลังสูง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

สภาวะใช้งานของชิ้นส่วนรับแรงดัด

บทนำ

การออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง (Strength Design Method) ทำให้ได้ชิ้นส่วนที่มีความขรุขระมากเนื่องจากสามารถใช้วัสดุได้อย่างเต็มประสิทธิภาพโดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดสูง ดังนั้นจึงจำเป็นต้องตรวจสอบคุณสมบัติในสภาวะใช้งานเพื่อให้ชิ้นส่วนที่ออกแบบมานั้นสามารถใช้งานได้ ในสภาวะของการรับน้ำหนักกระทำจริงซึ่งสิ่งที่ต้องพิจารณาเช่น การแตกร้าวของชิ้นส่วนโครงสร้าง, และการโก่งตัวของชิ้นส่วนรับแรงดัด เป็นต้น

การโก่งตัวของชิ้นส่วนรับแรงดัด

โดยทั่วไปการโก่งตัว (Deflection) จะเกี่ยวข้องกับสภาวะการรับน้ำหนักใช้งานปกติซึ่งชิ้นส่วนจะรับน้ำหนักบรรทุกตายตัวอย่างเต็มที่คงค้างไว้ร่วมกับบางส่วนของน้ำหนักบรรทุกจร ซึ่งการกำหนดความปลอดภัยในการออกแบบจะทำให้แน่ใจได้ว่าภายใต้น้ำหนักบรรทุกใช้งานหน่วยแรงทั้งในเหล็กเสริมและคอนกรีตจะยังคงอยู่ในช่วงยืดหยุ่น โดยปกติการโก่งตัวซึ่งเกิดขึ้นเมื่อน้ำหนักกระทำจะเรียกว่า "การโก่งตัวทันทีทันใด" (Immediate Deflection) นอกจากนี้ยังจะมีการเสียรูปที่เกิดขึ้นที่ละน้อยตลอดระยะเวลาการรับน้ำหนักซึ่งเรียกว่า "การโก่งตัวที่ขึ้นอยู่กับเวลา" (Time-Dependent Deflection) ซึ่งจะเกิดขึ้นเนื่องจาก การคืบ (Creep), และการหดตัว (Shrinkage) ของคอนกรีตอันเป็นผลให้ชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กยังคงเสียรูปอย่างต่อเนื่องเมื่อเวลาผ่านไป

1. การโก่งตัวทันทีทันใด

ปัจจัยซึ่งมีผลกระทบต่อ การโก่งตัวของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดัดภายใต้ น้ำหนักใช้งานคือ ค่าโมเมนต์ยึดหยุ่นของคอนกรีต, การกระจายของน้ำหนักบรรทุก, สภาพของจุดรองรับ, การเปลี่ยนแปลงของหน้าตัด, ระดับน้ำหนักบรรทุก, และการแตกร้าวบนช่วงคาน ซึ่งการโก่งตัวในช่วงยืดหยุ่นจะเขียนอยู่ในรูปความสัมพันธ์ทั่วไปคือ

$$\Delta = K \frac{M_o L^2}{E_c I_e} \tag{7.1}$$

เมื่อ

- M_a = ค่าอ้างอิงโมเมนต์คดเช่นค่าโมเมนต์คดสูงสุด
 L = ความยาวของช่วงคาน
 E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
 I_e = โมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผลของคาน
 K = สัมประสิทธิ์การโค้งตัวซึ่งขึ้นอยู่กับกาการกระจายน้ำหนักและสภาวะของจุดรองรับ

ผลของการแตกร้าวแสดงให้เห็นได้ดังในรูปที่ 7.1 โดยคอนกรีตจะยังไม่แตกร้าวในบริเวณที่โมเมนต์ต่ำและแตกร้าวบริเวณที่โมเมนต์สูงซึ่งจะเกิดมากหรือน้อยขึ้นอยู่กับขนาดของโมเมนต์กระทำ ซึ่งความลึกและความกว้างของรอยแตกร้าวจะแปรเปลี่ยนตามลักษณะไดอะแกรมของโมเมนต์โดยคอนกรีตที่อยู่ระหว่างรอยแตกร้าวจะยังคงช่วยรับแรงดึงได้บ้างอันเป็นผลให้ค่าโมเมนต์ความเฉื่อยจริงของหน้าตัด อยู่ระหว่างค่าที่ไม่แตกร้าว I_{ucr} และแตกร้าวเต็มที่ I_{cr} ดังนั้นค่าโมเมนต์ความเฉื่อยจริงจึงเป็นค่าเฉลี่ยตลอดความยาวของคาน ซึ่งถ้าโมเมนต์สูงมีค่าน้อยมากจะทำให้หน่วยแรงในคอนกรีตไม่เกินค่าโมดูลัสการแตกร้าว f_r ก็จะไม่เกิดการแตกร้าวขึ้นดังนั้นหน้าตัดไม่แตกร้าวที่ค่าโมเมนต์ถึงผลของเหล็กเสริม (I_{ucr}) จะต้านทานหน่วยแรงที่เกิดขึ้นหรืออาจพิจารณาโดยใช้โมเมนต์ความเฉื่อยทั้งหมดของหน้าตัด I_g ในกรณีที่โมเมนต์คดสูงขึ้นจนหน้าตัดเกิดการแตกร้าวค่าโมเมนต์ความเฉื่อยจะแปรเปลี่ยนตลอดความยาวของคานซึ่งขึ้นอยู่กับรูปร่างไดอะแกรมของโมเมนต์และรูปร่างการแตกร้าวทำให้หาได้ยากมาก ดังนั้นจึงอาจพิจารณาโดยกำหนดโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผล I_e ซึ่งจะมีค่าอยู่ระหว่างค่าของหน้าตัดแตกร้าวและหน้าตัดที่ไม่แตกร้าว ซึ่งโดยอาศัยผลทดสอบ Branson⁽⁶⁹⁾ ได้นำเสนอให้อยู่ในรูปความสัมพันธ์ดังนี้

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m I_{ucr} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^m \right] I_{cr} \leq I_{ucr} \quad (7.2)$$

โดยที่

$$M_{cr} = \frac{f_r I_{ucr}}{y_t} \quad (7.3)$$

เมื่อ M_{cr} = โมเมนต์คดเมื่อคานเกิดการแตกร้าว, y_t = ระยะทางจากเซนทรอยด์ของหน้าตัดถึงผิวรับแรงดึง, และ m = ค่าคงที่

2. การโค้งตัวระยะยาวเนื่องจากกาหดตัวของคอนกรีต

กาหดตัวของคอนกรีตเป็นสาเหตุให้ชิ้นส่วนหดสั้นลงซึ่งจะถูกต้านทานโดยเหล็กเสริมทำให้เกิดหน่วยแรงอัดในเหล็กเสริมและแรงดึงในคอนกรีต สำหรับหน้าตัดสมมาตรเสริมเหล็กสมมาตรจะทำให้เกิดความเครียดสม่ำเสมอดังนั้นจะไม่เกิดความโค้งจากการหดตัว (Shrinkage Curvature) แต่โดยทั่วไปหน้าตัดหรือการเสริมเหล็กจะไม่สมมาตรซึ่งเป็นเหตุให้การกระจายความเครียดไม่สม่ำเสมออันทำให้เกิดความโค้งขึ้นในหน้า

ตัดของชิ้นส่วน ซึ่งสมการสำหรับความโค้งเนื่องจากการหดตัวสำหรับหน้าตัดแตกช้าสามารถพิจารณาได้โดยใช้ ทฤษฎียึดหยุ่นที่สมมุติว่าระนาบหลังการหดตัวจะยังคงรักษาความเป็นระนาบของหน้าตัดก่อนการหดตัว พิจารณาดังรูปที่ 7.2 ซึ่งจะอาศัยวิธีการแปลงหน้าตัด (Transformed Area) และกฎการรวมผล (Superposition) โดยกำหนดให้หน่วยความเครียดจากการหดตัวของคอนกรีต ϵ_{sh} ที่ไม่ถูกยึดรั้ง (ดูความเครียดกรณีที่ 1 ในรูปที่ 7.2) จะเห็นว่าเมื่อแรงภายนอกกระทำต่อเหล็กเสริมเพื่อให้หดตัวลงในปริมาณเท่ากันซึ่งแรงนี้คือ

$$P = A_{\pi} E_s \epsilon_{sh}$$

เมื่อ $A_{\pi} =$ พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมทั้งหมด $= A_s + A'_s$ แรง P กระทำที่เซนทรอยด์ของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม ทั้งหมดซึ่งอยู่ที่ระยะ e_s จากเซนทรอยด์ของหน้าตัดแปลง A , ที่มีโมเมนต์ความเฉื่อยรอบเซนทรอยด์ I และ ระยะจากผิวล่างถึงเซนทรอยด์ y_b ซึ่งหน่วยแรงที่สภาวะน้ำหนักบรรทุกทุกสมมุตินี้เป็นศูนย์ในคอนกรีตและ

$$f_{s1} = \frac{P}{A_{\pi}} = \epsilon_{sh} E_s \quad (7.4)$$

ซึ่งเป็นแรงอัดในเหล็กเสริมและเพื่อกำจัดแรงภายนอก P แรงที่เท่ากันในทิศตรงข้ามจะต้องกระทำกับหน้าตัด ดังความเครียดกรณีที่ 2 ซึ่งแทนแรงดึงเยื้องศูนย์และก่อให้เกิดหน่วยแรงในคอนกรีต (แรงดึงมีเครื่องหมายเป็น บวก) คือ

$$f_{c2} = \frac{P}{A} \pm \frac{P e_s y}{I} \quad (7.5)$$

เมื่อ $y =$ ระยะทางจากผิวที่พิจารณาถึงแกนสะเทิน และเป็นผลให้เกิดหน่วยแรงในเหล็กเสริมคือ

$$f_{s2} = n f_{c2} \quad (7.6)$$

เมื่อ $f_{c2} =$ หน่วยแรงในคอนกรีตที่ผิวด้านที่จะหาหน่วยแรงในเหล็กเสริม, $n =$ อัตราส่วนโมดูลัส (Modular Ratio) ของเหล็กเสริมและคอนกรีตซึ่งต้องใช้โมดูลัสยึดหยุ่นประสิทธิผลของคอนกรีตคือ $E_c / (1 + C_r)$ เนื่องจากการหดตัวเป็นผลจากการรับน้ำหนักคงค้างและ $C_r =$ สัมประสิทธิ์การคืบของคอนกรีต ดังนั้นหน่วยแรงที่เกิดจากการหดตัวของคอนกรีตคือ $f_s = f_{s1} + f_{s2}$ และ $f_c = f_{c2}$ และความเครียดสามารถคำนวณหาได้จากหน่วยแรงทั้งสองนี้ ดังนั้นความโค้งจากการหดตัวของคอนกรีตคือ

$$\phi_{sh} = \frac{\epsilon_{cs} + \epsilon_{cb}}{h} \quad (7.7)$$

เมื่อ ϵ_{cs} และ ϵ_{cb} คือความเครียดในคอนกรีตที่ผิวด้านบนและด้านล่าง (บวกกันเมื่อด้านหนึ่งเป็นแรงดึงและอีก ด้านหนึ่งเป็นแรงอัด และลบกันเมื่อแรงทั้งสองเป็นแรงอัดหรือแรงดึง) และ h ความลึกทั้งหมดของหน้าตัด

นอกจากวิธีหาความโค้งจากการหดตัวแล้ว Branson⁽⁵⁹⁾ ได้แนะนำความสัมพันธ์ที่ได้จากการทดสอบชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กดังนี้

สำหรับ $\rho - \rho' < 0.03$

$$\phi_{sh} = 0.7 \frac{\epsilon_{sh}}{h} [100(\rho - \rho')]^{1/3} \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho} \right)^{1/2} \quad (7.8)$$

และ

สำหรับ $\rho - \rho' > 0.03$

$$\phi_{sh} = \frac{\epsilon_{sh}}{h} \quad (7.9)$$

เมื่อ $\rho = A_s/bd$, $\rho' = A'_s/bd$, โดย A_s = พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึง, A'_s = พื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงอัด, b = ความกว้างของหน้าตัด, d = ความลึกประสิทธิภาพของหน้าตัด, เมื่อความโค้งจากการหดตัว ϕ_{sh} คงที่ตลอดความยาวของชิ้นส่วนที่พิจารณา การโก่งตัวเนื่องจากการหดตัวของคอนกรีตจะได้จาก

$$\Delta_{sh} = K_{sh} \phi_{sh} L^2 \quad (7.10)$$

โดยที่ K_{sh} สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับจตุรกรรับมีค่าเท่ากับ 0.5 สำหรับจตุรกรรับธรรมดา, เท่ากับ 0.125 สำหรับคานยื่น, และเท่ากับ 0.063 เมื่อปลายทั้งสองยึดแน่น

3. การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคอนกรีต

การโก่งตัวเนื่องจากการคืบของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นปัจจัยหลักที่ต้องพิจารณาเนื่องจากจะมีค่ามากกว่าผลรวมของการโก่งตัวจากผลอื่น ๆ ในการวิเคราะห์อย่างละเอียดจะต้องรวมผลของการรับน้ำหนักบรรทุกที่แตกต่างกันด้วยซึ่งทำให้ยุ่งยากมากเพราะว่าจะต้องการข้อมูลสำหรับคุณลักษณะของการคืบกับเวลาที่เปลี่ยนไปของคอนกรีตและประวัติของการรับน้ำหนักบรรทุก ดังนั้นโดยมากจะเลือกใช้วิธีการอย่างประมาณโดยอาจจะไม่สามารถให้เหตุผลของการวิเคราะห์ได้ ในรูปที่ 7.3 แสดงการกระจายของความเครียดกับหน่วยแรงสำหรับหน้าตัดคานที่รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานอย่างทันทีทันใดและหลังจากการรับน้ำหนักบรรทุกในระยะยาว อนึ่งการคืบของคอนกรีตภายใต้โมเมนต์ดัดคงที่จะเป็นผลในการเพิ่มความเครียดบนผิวรับแรงอัดอย่างมากซึ่งทำให้ เพิ่มความลึกของแกนสะเทิน, เพิ่มหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงอัด, และลดหน่วยแรงในคอนกรีตลง ในขณะที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมจะเพิ่มขึ้นเพียงเล็กน้อยเท่านั้นเพราะว่าแกนของแรงคู่ควบถูกทำให้ลดลง ดังนั้นอัตราส่วนของความโค้งเนื่องจากการคืบต่อความโค้งทันทีทันใดดังในรูปที่ 7.3 อาจเขียนได้ดังนี้

$$\frac{\phi_{cp}}{\phi_i} = \frac{\epsilon_{cp}}{\epsilon_i} \frac{k_i}{k_r} - \left(1 - \frac{k_i}{k_r} \right) = k_r \frac{\epsilon_{cp}}{\epsilon_i} \quad (7.11)$$

เมื่อ ε_{cp} และ ε_i คือความเครียดของคอนกรีตบนผิวรับแรงอัดเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทันทีที่ทันใดและจากการคืบตามลำดับ, k_r และ $k_r d$ คือความลึกแกนสะเทินเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทันทีที่ทันใดและการคืบตามลำดับ, C_r คือสัมประสิทธิ์การคืบ, และ k_r คือค่าตัวคูณที่น้อยกว่าหนึ่ง จะเห็นว่า $k_r/k_r < 1$ และ $\varepsilon_{cp}/\varepsilon_i < C_r$ ดังนั้นความโค้งจากการคืบจะน้อยกว่าจากการรับน้ำหนักบรรทุกทันทีที่ทันใดคูณด้วยสัมประสิทธิ์การคืบ โดยอาศัยผลทดสอบ Branson⁽⁵⁹⁾ แนะนำให้พิจารณาการโค้งตัวในลักษณะเดียวกับการพิจารณาความโค้งซึ่งจะได้ว่า

$$\frac{\Delta_{cp}}{\Delta_i} = k_r \frac{\varepsilon_{cp}}{\varepsilon_i} = k_r C_r$$

∴

$$\Delta_{cp} = k_r C_r \Delta_i \quad (7.12)$$

โดยแนะนำให้ใช้

$$k_r = 0.85 - 0.45 \frac{A_s}{A_g} \geq 0.40 \quad (7.13)$$

4. การพิจารณาการโค้งตัวของชิ้นส่วนรับแรงคด

ACI Committee 435^{(91),(92)} และ ACI-318-89⁽⁵⁾ ได้แนะนำการคำนวณหาการโค้งตัวของคาน โดยการคำนวณหาการโค้งตัวทันทีที่ทันใดจะกำหนดให้ใช้ I_g ในรูปของสมการที่ 7.2 โดยกำหนดให้คำนวณ I_e และใช้แทน I_{ucr} และกำหนดให้ m เท่ากับ 3 ดังนั้นจะได้

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_o} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_o} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (7.14)$$

โดยที่

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (7.15)$$

โดยให้ใช้โมดูลัสการแตกร้าวของคอนกรีตกำลังปกติ $f_r = 1.98 \sqrt{f_c}$ สำหรับการโค้งตัวระยะยาวได้อาศัยการศึกษาจากข้อมูลผลทดสอบโดยกำหนดให้การโค้งตัวในระยะยาว Δ_t เป็นผลรวมเนื่องจากผลของการหดตัวและการคืบซึ่งจะคำนวณโดยคูณการโค้งตัวทันทีที่ทันใด Δ_i ด้วยตัวคูณ λ ซึ่งมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (7.16)$$

โดยที่ ξ คือสัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับเวลาโดยรวมผลของการหดตัวและการคืบของคอนกรีตซึ่งแสดงไว้ดังในรูปที่ 7.4, และ $1/(1 + 50\rho')$ เป็นตัวคูณในผลของเหล็กเสริมรับแรงอัด

สำหรับคอนกรีตกำลังสูง ACI Committee 363⁽¹⁾ และ Nilson⁽⁶⁸⁾ ได้แนะนำวิธีคำนวณการโก่งตัวทันทีทันใดโดยใช้ I_e ที่แนะนำโดย ACI-318-89 โดยที่การหา M_{cr} จะใช้ $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E_c ที่แนะนำโดย Carrasquillo et al.⁽¹⁰⁾ คือสมการที่ 2.4, Nilson⁽⁶⁸⁾ กล่าวว่า การใช้ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นนี้จะให้ผลการทำนายการโก่งตัวทันทีทันใดของคานคอนกรีตกำลังสูงที่ดี นอกจากนี้ Nilson ได้อาศัยผลทดสอบซึ่งปรากฏว่าคานคอนกรีตกำลังสูงจะมีการโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงค้างต่ำกว่าซึ่งคาดว่าเป็นผลจากการที่มีสัมประสิทธิ์การคืบต่ำกว่า, โดยอิทธิพลของเหล็กเสริมรับแรงอัดจะมีความสำคัญน้อยลงสำหรับคอนกรีตกำลังสูงเมื่อเทียบกับคอนกรีตกำลังปกติ และแนะนำให้ใช้ตัวคูณปรับค่าสองตัวเพื่อใช้กับสมการที่กำหนดโดย ACI-318-89 ซึ่งจะได้สมการในรูปดังนี้

$$\lambda = \frac{\xi\mu_m}{1 + 50\mu_s\rho'} \quad (7.17)$$

เมื่อ μ_m คือการปรับค่าในผลของวัสดุที่มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1.0 เนื่องจากคอนกรีตกำลังสูงมีสัมประสิทธิ์การคืบน้อยกว่า, และ μ_s คือการปรับค่าในผลของเหล็กเสริมรับแรงอัดที่มีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับ 1.0 เนื่องจากเหล็กเสริมรับแรงอัดจะมีความสำคัญน้อยลง อย่างไรก็ตามจากการศึกษา⁽⁶⁸⁾ ได้แนะนำว่า การใช้ตัวคูณปรับค่าเพียงหนึ่งตัวคือ μ สามารถใช้ได้โดยให้ผลที่น่าพอใจและอยู่ในรูปที่ง่ายขึ้นคือ

$$\lambda = \frac{\xi\mu}{1 + 50\mu\rho'} \quad (7.18)$$

โดยสำหรับคอนกรีตที่มีกำลังอัดระหว่าง 280 ถึง 840 กก./ซม.² Nilson⁽⁵¹⁾ ได้แนะนำให้ μ มีความสัมพันธ์ดังนี้

$$\mu = 1.4 - \frac{f'_c}{700} \quad \text{โดยที่ } 0.4 \leq \mu \leq 1.0 \quad (7.19)$$

Lambotte และ Taerwe⁽²⁸⁾ ได้ศึกษาเกี่ยวกับการโก่งตัวและการแตกร้าวของคานและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังปกติ f'_c ประมาณ 350 กก./ซม.² และกำลังสูง f'_c ประมาณ 850 กก./ซม.² พบว่าการโก่งตัวทันทีทันใดของชิ้นส่วนที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงจะน้อยกว่าคอนกรีตกำลังปกติเมื่อขนาดและปริมาณของเหล็กเสริมของชิ้นส่วนเท่ากัน นอกจากนี้การใช้สมการของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ในการทำนายการโก่งตัวนั้นจะให้ค่าที่ใกล้เคียงผลทดสอบมากกว่าถ้าเพิ่มค่ายกกำลังของอัตราส่วน M_{cr}/M_o ดังในสมการที่ 7.14 และ 7.15 โดยใช้ $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ และโมดูลัสยืดหยุ่น E_c ตาม NS3473⁽³⁸⁾ ดังสมการที่ 2.3

การแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงดัด

1. กลไกการแตกร้าวของคอนกรีตเสริมเหล็ก

กลไกการแตกร้าวของคอนกรีตเสริมเหล็กคาดว่าจะขึ้นอยู่กับคุณภาพของแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม ซึ่งเมื่อพิจารณาชิ้นส่วนรับแรงดัดดังรูปที่ 7.5 รอยแตกร้าวเริ่มแรกจากแรงดัดในแนวแกนจะเริ่มเกิดขึ้นเมื่อมากกว่ากำลังดัดของคอนกรีตในหน้าตัดที่อ่อนแอ ที่รอยแตกร้าวนี้คอนกรีตจะไม่รับแรงและเหล็กเสริมจะรับแรงภายในทั้งหมดอย่างไรก็ตามหน่วยแรงดัดจะยังคงมีอยู่ในคอนกรีตระหว่างรอยแตกร้าวเนื่องจากการถ่ายแรงจากเหล็กเสริมไปสู่คอนกรีตด้วยแรงยึดเหนี่ยว

ชิ้นส่วนรับแรงดัดในแนวแกนดังรูปที่ 7.6 ก. จะเกิดรอยแตกร้าวเริ่มแรกเมื่อมีแรงดัดมากกว่าหน่วยแรงดัดของคอนกรีตบนหน้าตัดที่อ่อนแอจุด A และ จุด C ที่ห่างเป็นระยะ a รอยแตกร้าวที่เพิ่มขึ้นจะเกิดระหว่างสองจุดนี้เมื่อรับแรงเพิ่มขึ้นแต่ระยะห่างจะลดลงสู่ค่าต่ำสุด a_{\min} ซึ่งจะถึงค่านี้นี้เมื่อแรงดัดเพียงพอและไม่สามารถจะถ่ายแรงยึดเหนี่ยวจากเหล็กเสริมไปสู่คอนกรีตได้อีกต่อไป (จุด B) ที่ระยะห่างน้อยที่สุดจากจุด A แรงยึดเหนี่ยวบนความยาว AB จะต้องถ่ายแรงดัดเพียงพอจากเหล็กเสริมไปสู่คอนกรีตเพื่อทำให้คอนกรีตแตกร้าวที่จุด B โดยแรงดัดที่ทำให้เกิดการแตกร้าวในคอนกรีตคือ $A_s f_t'$ เมื่อ A_s คือพื้นที่รับแรงดัดประสิทธิผล และ f_t' คือกำลังดัดของคอนกรีต ซึ่งจะมีแรงดัดที่ถ่ายไปสู่คอนกรีตคือ $a_{\min} u \Sigma o$ เมื่อ a_{\min} คือระยะห่างต่ำสุดของรอยแตกร้าว, u คือหน่วยแรงยึดเหนี่ยวเฉลี่ย, และ Σo คือผลรวมของเส้นรอบรูปเหล็กเสริม ซึ่งโดยการสมมูลของแรงทั้งสองนี้จะได้

$$a_{\min} = \frac{A_s f_t'}{u \Sigma o} \quad (7.20)$$

ในขณะที่ระยะห่างระหว่างรอยแตกร้าวเริ่มแรก A และ C คือ a ดังนั้นถ้า $a \geq 2a_{\min}$ รอยแตกร้าวใหม่จะเกิดที่จุด B และถ้า $a < 2a_{\min}$ รอยแตกร้าวใหม่จะไม่เกิดที่จุด B ซึ่งหมายความว่าระยะห่างของรอยแตกร้าวคาดว่าจะเกิดระหว่าง a_{\min} และ $2a_{\min}$ ซึ่งประมาณเท่ากับ $1.5a_{\min}$ ดังนั้นในทางปฏิบัติระยะห่างของรอยแตกร้าวจะมีการกระจายมาก (Scatter) ซึ่งจะอยู่ระหว่าง 0.67 และ 1.33 ของระยะห่างในทางทฤษฎี สำหรับเหล็กเสริมที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางเดียวกัน $\Sigma o = 4A_s/d_b$ และ $\rho_s = A_s/A_c$ เมื่อแทนในสมการที่ 7.20 จะได้

$$a_{\min} = 2a_{\min} = \frac{d_b f_t'}{2\rho_s u} \quad (7.21)$$

และความกว้างของรอยแตกร้าว (Crack Width) ก็คือการยึดตัวของเหล็กเสริมระหว่างรอยแตกร้าวทั้งสองลบด้วยการยึดตัวของคอนกรีต และในกรณีที่มีการยึดตัวของคอนกรีตน้อยมากความกว้างสูงสุดของรอยแตกร้าวคือ

$$w_{\max} = a_{\max} \frac{f_s}{E_s} = \frac{f_s d_b f_s'}{E_s 2 \rho_c u} \quad (7.22)$$

เมื่อ f_s คือหน่วยแรงในเหล็กเสริม และ E_s คือค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม ซึ่งสมการที่ 7.22 คือสมการพื้นฐานสำหรับหาความกว้างของรอยแตกร้าว ที่มีสมมุติฐานว่าหน่วยแรงดึงในคอนกรีตที่หน้าตัด A และพื้นที่ของคอนกรีตรับแรงดึงคือพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของคอนกรีต A_c และยังมีสมมุติว่าการเปิดออกของรอยแตกร้าวเนื่องจากการรูด (Slip) โดยสัมพัทธ์ระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมที่ระยะห่างของรอยแตกร้าวกำหนดโดยแรงยึดเหนี่ยวที่สามารถถ่ายจากเหล็กเสริมไปยังคอนกรีต และรอยแตกร้าวจะขนานกันตลอดความหนาของชิ้นส่วน

ในกรณีที่จะประยุกต์ใช้สมการที่ 7.22 กับการรับแรงดัดของคานในรูปที่ 7.6 ข. นั้นจะต้องมีสมมุติฐานเพิ่มขึ้นโดยพื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผลของคอนกรีต A_c จะต้องกำหนดให้เหมาะสม ซึ่งโดยปกติ A_c จะเท่ากับพื้นที่หน้าตัดของคอนกรีตเต็มความกว้างและมีเซทรอยดัดเหมือนกับเหล็กเสริมดังรูปที่ 7.6 ข. และจะต้องลดผลกระทบของ d_b และ ρ_c ด้วย

2. การพิจารณาความกว้างของรอยแตกร้าวสำหรับชิ้นส่วนรับแรงดัด

Gergely และ Lutz⁽⁹⁵⁾ อาศัยข้อมูลจากการทดสอบเพื่อวิเคราะห์ทางสถิติโดยกำหนดในรูปผลรวมของตัวแปรสำคัญซึ่งประกอบด้วย พื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผลของคอนกรีต A_c , จำนวนเหล็กเสริม, ระยะหุ้มด้านข้างหรือด้านล่าง, ความลาดของความเครียด (Strain Gradient) จากระดับเหล็กเสริมไปสู่อิฐรับแรงดึง, และหน่วยแรงในเหล็กเสริม ซึ่งในตัวแปรทั้งหมดถือว่าหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมมีความสำคัญที่สุด ทำให้ได้สมการสำหรับทำนายความกว้างสูงสุดบนผิวของชิ้นส่วนที่เสริมเหล็กข้ออ้อยคือ

$$w_{\max} = C \frac{h_2}{h_1} f_s \sqrt{d_c A} \times 10^{-6} \quad (7.23)$$

เมื่อ

- C = ค่าคงที่ซึ่งเท่ากับ 1.08 เมื่อมีหน่วยเป็น ซม.
- d_c = ระยะจากผิวรับแรงดึงถึงศูนย์กลางเหล็กเสริมชั้นที่อยู่ใกล้ที่สุด (ซม.)
- A = พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลเฉลี่ยของคอนกรีตรับแรงดึงรอบ ๆ เหล็กเสริมแต่ละเส้น (ซม.²)
= A_c / m เมื่อ m = จำนวนเหล็กเสริม
- f_s = หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม (กก./ซม.²)
- h_1 = ระยะจากเซทรอยดัดของเหล็กเสริมรับแรงดึงถึงแกนสะเทิน
- h_2 = ระยะจากผิวรับแรงดึงถึงแกนสะเทิน

ACI Committee 224⁽⁹⁴⁾ แนะนำให้ใช้สมการของ Gergely และ Lutz⁽⁹⁵⁾ สำหรับคำนวณหาขนาดความกว้างสูงสุดของรอยแตกร้าว ซึ่ง ACI-318-89⁽⁶⁾ ก็กำหนดให้ใช้สมการเดียวกันนี้ และกำหนดให้ความ

กว้างสูงสุดของรอยแตกร้าว w_{\max} สำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายในและไม่เปิดเผชิญต่อสภาพแวดล้อมเท่ากับ 0.41 มม. และสำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายนอกที่เปิดเผชิญต่อสภาพแวดล้อมเท่ากับ 0.30 มม.

CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ กำหนดขนาดความกว้างของรอยแตกร้าวสูงสุด w_{\max} สำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายนอกและที่เปิดเผชิญต่อสภาพแวดล้อมเท่ากับ 0.30 มม. และแนะนำการคำนวณออกแบบความกว้างของรอยแตกร้าวโดยอาศัยความสัมพันธ์ต่าง ๆ ที่มีการพิจารณาเช่นเดียวกับในหัวข้อกลไกการแตกร้าวของคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งพิจารณาหน่วยแรงดึงของคอนกรีตที่อยู่ระหว่างรอยแตกร้าวในรูปของ tension stiffening (ดูรูปที่ 7.7) จะได้ความสัมพันธ์ต่าง ๆ คือ

$$w_{\max} = l_{s,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.24)$$

หรือ

$$w_{\max} = l_{s,\max} (\varepsilon_{s2} - \beta \varepsilon_{sr2}) \quad (7.25)$$

สำหรับการแตกร้าวในช่วงสแตบิไลซ์ (Stabilized Cracking)

$$l_{s,\max} = \frac{d_b}{3.6\rho_{s,ef}} = \frac{d_b A_{c,ef}}{3.6 A_s} \quad (7.26)$$

โดยที่

$$\varepsilon_{s2} = \frac{f_{s2}}{E_s} = \frac{M}{jd A_s E_s} \quad (7.27)$$

$$\varepsilon_{sr2} = \frac{f_{cm}(t)}{\rho_{s,ef} E_s} (1 + n\rho_{s,ef}) \quad (7.28)$$

เมื่อ

- $l_{s,\max}$ คือความยาวบนช่วงที่เกิดการรูดระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต, ซึ่งความเครียดของเหล็กเสริมและคอนกรีตที่เกิดในช่วงความยาวนี้จะทำให้เกิดความกว้างของรอยแตกร้าว
- ε_{sm} คือค่าความเครียดเฉลี่ยในเหล็กเสริมบนช่วง $l_{s,\max}$
- ε_{cm} คือค่าความเครียดเฉลี่ยในคอนกรีตบนช่วง $l_{s,\max}$
- ε_{s2} ความเครียดในเหล็กเสริม ณ หน้าตัดแตกร้าว
- ε_{sr2} คือความเครียดที่รอยแตกร้าว, ภายใต้แรงเนื่องจาก $f_{cm}(t)$ ใน $A_{c,ef}$ ซึ่งถ้าแรงภายในต่ำกว่าหรือเท่ากับแรงเหล่านี้แล้ว $\varepsilon_{sr2} = \varepsilon_{s2}$
- β ตัวคูณที่ได้จากการทดสอบเพื่อเฉลี่ยความเครียดในช่วง $l_{s,\max}$ เท่ากับ 0.38 ในกรณีรับแรงระยะยาวหรือกระทำซ้ำซากสำหรับการแตกร้าวในช่วงสแตบิไลซ์, นอกนั้นเท่ากับ 0.60
- $\rho_{s,ef}$ คืออัตราส่วนเหล็กเสริมประสิทธิภาพ (= $A_s/A_{c,ef}$)
- $A_{c,ef}$ คือพื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของคอนกรีตรับแรงดึง, ที่โดยปกติคือพื้นที่ของคอนกรีตรอบ ๆ เหล็กเสริมรับแรงดึง (ดูรูปที่ 7.8)

- n คืออัตราส่วนโมดูลัส E_s/E_c
 f_{s2} คือหน่วยแรงในเหล็กเสริมของหน้าตัดแตกร้าว
 d_b คือเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม
 $f_{cm}(t)$ ค่าเฉลี่ยกำลังดึงของคอนกรีตที่เวลา t (วัน) เมื่อเกิดการแตกร้าว
 $= e^{s[1-\sqrt{(28/t)]}} f_{cm} = e^{s[1-\sqrt{(28/t)]}} \times 0.65 f_{ck}^{2/3}$, เมื่อ $s = 0.25$ สำหรับปูนซีเมนต์ปกติ

3. การควบคุมการแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงดัด

ACI-318-89⁽⁵⁾ ควบคุมการแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงดัดโดยพิจารณาค่า Z ซึ่งกำหนดจากสมการที่ 7.2 โดยให้ α เท่ากับอัตราส่วน h_2/h_1 เท่ากับ 1.2 สำหรับคานและพิจารณาให้อยู่ในรูปที่ง่ายขึ้นคือ

$$z = \frac{w_{lim}}{C\alpha \times 10^{-6}} \geq f_s \sqrt{d_c A} \quad (7.29)$$

และจากการกำหนดให้ความกว้างของรอยแตกร้าวสูงสุด w_{lim} ดังกล่าวจะได้ว่าสำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายในและไม่เปิดเผชิญต่อสภาพแวดล้อมจะได้ Z เท่ากับ 31300 กก./ชม. ($w_{lim} = 0.41$ มม.), และสำหรับชิ้นส่วนที่อยู่ภายนอกและที่เปิดเผยต่อสภาพแวดล้อมจะได้ Z เท่ากับ 26000 กก./ชม. ($w_{lim} = 0.33$ มม.) ส่วนในแผ่นพื้น α จะมีค่าเท่ากับ 1.35 นั้นให้คุณค่า Z ด้วย 1.2/1.35

CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ กำหนดในกรณีที่ไม่มีความต้องการที่กำหนดไว้อาจจะสมมุติความกว้างสูงสุดของรอยแตกร้าว w_{lim} ที่ 0.30 มม. สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยทั่วไป (อาคารและสะพาน) ที่เปิดเผยต่อสภาพแวดล้อมปกติถึงปานกลางอย่างไรก็ตามได้กำหนดการควบคุมการแตกร้าวโดยไม่ต้องคำนวณหาขนาดความกว้างของรอยแตกร้าวโดยตรงโดยกำหนดให้ชิ้นส่วนโครงสร้างมีสถานะดังนี้

- สำหรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กภายในอาคารที่รับแรงดัดโดยปราศจากแรงดึงในแนวแกนแล้วไม่จำเป็นต้องกำหนดให้มีการพิจารณาถึงความกว้างของรอยแตกร้าว โดยกำหนดสำหรับพื้นที่ที่มีความลึกทั้งหมดไม่มากกว่า 16 ซม.

- ภายใต้อาคารซึ่งกำหนดให้มีเหล็กเสริมต่ำสุด ความกว้างของรอยแตกร้าวถือว่าอยู่ในค่าที่จำกัดและยอมรับได้โดยจะต้องหลีกเลี่ยงผลของการแตกร้าวที่อยู่ระหว่างระยะห่างของเหล็กเสริมที่ไม่ถูกควบคุมซึ่งโดยปกติสามารถทำได้โดยการจำกัดระยะห่างของเหล็กเสริม และ/หรือ ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม

เมื่อไม่มีการคำนวณความกว้างของรอยแตกร้าวแล้วจะต้องกำหนดปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดในบริเวณคอนกรีตรับแรงดึงซึ่งคำนวณจากวิธีที่ง่ายขึ้นโดยอยู่บนพื้นฐานของผลทดสอบซึ่งมีความสัมพันธ์ดังนี้

$$A_{s,min} = \kappa \kappa_c f_{\alpha,max} \frac{A_c}{f_{s2}} \quad (7.30)$$

เมื่อ

- A_{ct} คือพื้นที่ของคอนกรีตในบริเวณรับแรงดึง ซึ่งคือส่วนของหน้าตัดที่คำนวณว่ารับแรงดึงก่อนที่การแตกร้าวจะเริ่มเกิดขึ้น (คำนวณได้จากสถานะที่ยังไม่แตกร้าว)
- f_{ct} คือหน่วยแรงสูงสุดในเหล็กเสริมทันทีทันใดหลังจากการแตกร้าวเริ่มเกิดขึ้น ซึ่งอาจจะกำหนดเป็น 100% ของกำลังคลากของเหล็กเสริม f_{yk} (หรือ f_y)
- $f_{ct,max}$ ค่าสูงของการแตกร้าว (Upper Fractile) ของคอนกรีตรับกำลังดึงประสิทธิภาพ ณ เวลาที่คาดว่าการแตกร้าวจะเกิดขึ้น โดยอาจให้ $f_{ct,max} = 0.86 f_{ct}^{2/3}$
- κ สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับการยึดรั้ง (Restraint) ที่จะเพิ่มการเสียรูป และขึ้นอยู่กับมิติของหน้าตัดซึ่งจะทำให้ลดผลของกำลังดึงอันเนื่องมาจากอิทธิพลของการกระจายหน่วยแรงที่ไม่เป็นเชิงเส้น $0.4 \leq \kappa \leq 1.0$
- $\kappa = 0.8$ โดยปกติจะเหมาะสมสำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความหนาไม่มากกว่า 0.3 ม.
- $\kappa = 0.5$ โดยปกติจะเหมาะสมสำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความหนามากกว่า 0.8 ม.
- การประมาณแบบเชิงเส้น (Linear Interpolation) ใช้ได้เมื่อมีค่าอยู่ระหว่างค่าทั้งสอง
- κ_c สัมประสิทธิ์ที่ขึ้นอยู่กับกระจายหน่วยแรงภายในหน้าตัดทันทีที่เกิดการแตกร้าว
- $\kappa_c = 1.0$ สำหรับแรงดึง
- $\kappa_c = 0.4$ สำหรับสภาวะที่รับแรงดัดที่ปราศจากแรงดึง

โดยปกติความกว้างของรอยแตกร้าวจะไม่มากเกินไปเมื่อกำหนดให้

- สำหรับการแตกร้าวเนื่องจากการยึดรั้ง (Restraint) เป็นหลัก เส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมจะต้องไม่มากกว่าค่าในตารางที่ 7.1 เมื่อหน่วยแรงในเหล็กเสริมคือค่าที่พิจารณาทันทีทันใดหลังเกิดการแตกร้าว
- สำหรับการแตกร้าวเนื่องจากการรับน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นหลักเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่สุดและระยะห่างของเหล็กเสริมจะต้องเป็นไปตามตารางที่ 7.1

Lambotte และ Taerwe⁽²⁸⁾ ซึ่งทดสอบคานและพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กเพื่อเปรียบเทียบการแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดของคอนกรีตที่มีกำลังต่ำและสูงโดยมีหน้าตัดเหมือนกันและเสริมเหล็กที่เท่ากันด้วยได้ผลว่าไม่มีความแตกต่างในความกว้างและระยะห่างของรอยแตกร้าวระหว่างคอนกรีตที่มีกำลังอัดต่างกัน แต่อย่างไรก็ตาม Jacoud et al.⁽⁹⁶⁾ ได้สรุปผลต่าง ๆ^{(60),(93)} โดยในผลทดสอบการแตกร้าวของแผ่นพื้นพบว่า การแตกร้าวเนื่องจากรับน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น (Impose Load) จะสามารถปรับปรุงได้โดยใช้คอนกรีตกำลังสูงซึ่งจะขึ้นอยู่กับระดับของน้ำหนักที่กระทำรวมทั้งปริมาณเหล็กเสริมในชิ้นส่วน ส่วนการทดสอบชิ้นส่วนรับแรงดึงโดยเกิดการแตกร้าวจากการเสียรูป (Impose Deformation) การเพิ่มกำลังอัดคอนกรีตจะไม่ช่วยปรับปรุงพฤติกรรม การแตกร้าวให้กับชิ้นส่วน นอกจากนี้ค่าการทำนายคุณสมบัติของคอนกรีตที่มีผลต่อการทำนายความกว้างของรอยแตกร้าวคือกำลังดึง และคุณสมบัติแรงยึดเหนี่ยวกับการรูด (Bond Stress-Slip Relationship) ของคอนกรีตซึ่งการทำนายที่ให้ค่าทั้งสองนี้ใกล้เคียงกับค่าจริงก็จะทำให้ทำนายความกว้างของรอยแตกร้าวที่ใกล้เคียงกว่าด้วย

FIP/CEB⁽⁴⁾ แนะนำการพิจารณาและความต้องการทั้งหมดเกี่ยวกับขีดจำกัดของการแตกร้าว สำหรับคอนกรีตปกติใน CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ จะยังคงใช้ได้กับคอนกรีตกำลังสูงโดยไม่จำเป็นต้องเปลี่ยนข้อจำกัดเกี่ยวกับความกว้างของรอยแตกร้าวในกรณีของคอนกรีตกำลังสูง และแนะนำว่าสมการที่ 7.30 ซึ่งกำหนดพื้นที่หน้าตัดต่ำสุดของเหล็กเสริมจะใช้ได้กับคอนกรีตกำลังสูงเมื่อกำหนดให้ $f_{ct,max}$ เป็นพารามิเตอร์อิสระเนื่องจากมีผลทดสอบที่ระบุว่าพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมต่ำสุดจะเป็นสัดส่วนกับกำลังดึงประสิทธิผลของคอนกรีตเมื่อเกิดการแตกร้าว และเนื่องจากในตารางที่ 7.1 f_{cm} เท่ากับ 25 กก./ซม.² ดังนั้นค่าในตารางที่ 7.1 จะต้องปรับปรุงสำหรับค่า f_{cm} อื่น ๆ เป็นสัดส่วนโดยตรงกับค่าประสิทธิผลของ f_{cm} และใช้ได้กับคอนกรีตกำลังสูงด้วยโดยขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่สุดจะต้องปรับค่าดังนี้

$$d_b = d_b^* \frac{f_{cm}}{25} \quad (7.31)$$

d_b คือขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่สุดที่ปรับค่าแล้วภายในช่วงที่คุณสมบัติของแรงยึดเหนี่ยว ($\approx f_{cm}$) ของคอนกรีตเป็นประสิทธิผล

d_b^* คือขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางที่ให้ไว้ในตารางที่ 7.1

การวิเคราะห์ผล

1. ข้อเสนอเพื่อการวิเคราะห์สภาวะการใช้งานของชิ้นส่วนรับแรงคด

เนื่องจากข้อมูลที่น่ามาวิเคราะห์เพื่อเสนอแนวทางการพิจารณาสภาวะการใช้งานมีอยู่น้อยมากจึงไม่มีการเสนอสมการใหม่สำหรับใช้ทำนาย การโก่งตัว และ การแตกร้าว ของชิ้นส่วนรับแรงคด อย่างไรก็ตามจะได้ทำการศึกษาดังผลของคุณสมบัติคอนกรีตกำลังสูงที่มีต่อสภาวะการใช้งานดังกล่าวเพื่อพิจารณาแนวโน้มในเบื้องต้นต่อไป

2. การศึกษาและเปรียบเทียบ

ก. การโก่งตัว

การโก่งตัวทันทีทันใดจะขึ้นกับตัวแปรที่เกี่ยวข้องกับกำลังอัดของคอนกรีตคือ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E_c และค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผล I_e ที่ขึ้นอยู่กับปริมาณการแตกร้าวของชิ้นส่วน สำหรับ E_c โดยปกติจะมีค่าสูงขึ้นตามกำลังอัดของคอนกรีตซึ่งจะเพิ่มขึ้นในอัตราที่ลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น โดยจะสามารถทำนายได้โดยมีความคลาดเคลื่อนไม่มากนัก ดังนั้นจะมีผลให้เกิดความคลาดเคลื่อนในการทำนายการโก่งตัวทันทีทันใดต่ำกว่าตัวแปรอื่น (I_e) ซึ่ง Nilson⁽⁶⁸⁾ ได้แนะนำให้ใช้ $E_c = 10600 \sqrt{f'_c} + 70000$

สำหรับผลของโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิผล I_e ที่มีต่อการโก่งตัวทันทีทันใดสามารถพิจารณาได้ดังสมการที่ 7.14 ซึ่งอาจเขียนอยู่ในรูปของโมเมนต์ความเฉื่อยแตกร้างบวกด้วยค่าที่เพิ่มขึ้นจากผลของแรงดึงในคอนกรีต (tension stiffening) ดังนี้ $I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr})(M_{cr}/M_s)^m$ ซึ่งใน ACI-318-89⁽⁵⁾ กำหนดให้ m เท่ากับ 3, สำหรับในการทดสอบคอนกรีตกำลังสูงนั้น Lambotte และ Taerwe⁽²⁸⁾ ได้ใช้ค่า m ที่มากกว่า 3 จะให้ผลทำนายที่ต่ำกว่า จากการวิเคราะห์ในการศึกษานี้พบว่าอิทธิพลของค่า m จะมีผลต่อค่า I_e ของชิ้นส่วนคอนกรีตกำลังสูงจะต่ำกว่าโดยสัมพัทธ์เมื่อเทียบกับคอนกรีตปกติ อย่างไรก็ตามผลของค่า m จะน้อยลงเมื่อ ρ/ρ_b และเมื่อคอนกรีตมีกำลังสูงขึ้น นอกจากนี้ยังจะขึ้นกับค่า f_r ที่เป็นตัวกำหนด M_{cr} ซึ่งจะมีผลต่อค่า I_e ด้วยโดยเมื่อใช้ f_r สูงกว่าจะเป็นผลให้ค่า I_e ที่เริ่มลดจาก I_g จะมีค่าสูงกว่าทำให้เกิดการโก่งตัวต่ำกว่าที่น้ำหนักบรรทุกทุกเดียวกัน แต่ก็จะมียผลลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้นเนื่องจาก $(I_g - I_{cr})$ ลดลง ซึ่งพิจารณาได้เช่นกันในผลของ ρ/ρ_b ที่สูงขึ้น ทั้ง Nilson⁽⁶⁸⁾ และ Lambotte และ Taerwe⁽²⁸⁾ ได้เปรียบเทียบการทำนายผลทดสอบการโก่งตัวของคานคอนกรีตกำลังสูงโดยใช้ $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ นั้นจะได้ผลที่น่าพอใจ

รูปที่ 7.9 เป็นการเปรียบเทียบการทำนายการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานที่น้ำหนักบรรทุกทุกเดียว โดยเป็นผลทดสอบของ ปรีชา⁽³²⁾ เปรียบเทียบกับการทำนายโดยใช้การคำนวณการโก่งตัวตามวิธีของ ACI-318-89 คือคำนวณค่า I_e ตามสมการที่ 7.14 ส่วน ค่า E_c ใช้ของคอนกรีตกำลังสูงคือ $E_c = 10600\sqrt{f'_c} + 70000$ โดยจะมีอยู่ 2 ชุดคือใช้ $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ และ $f_r = 3.1\sqrt{f'_c}$ ที่แนะนำสำหรับคอนกรีตกำลังสูง จากรูปจะเห็นว่าในส่วนหลังจากเกิดการแตกร้างการทำนายโดยใช้ $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ ซึ่งจะให้ค่าการโก่งตัวต่ำกว่าที่น้ำหนักบรรทุกทุกเดียว ในทุกตัวอย่างทดสอบและให้ผลใกล้เคียงกว่าใช้ $f_r = 3.1\sqrt{f'_c}$ อย่างไรก็ตามในตัวอย่าง B4 และ B5 ที่ใช้ $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ ก็ยังคงให้ผลไม่ดีพอในการทำนายแต่ถ้ากำหนดให้ m มากกว่า 3 จะให้ผลที่ใกล้เคียงยิ่งขึ้นแต่ในอัตราที่ลดลงตามค่า m ที่สูงขึ้นโดยที่ตัวอย่างอื่นก็ให้ผลใกล้เคียงเช่นเดิม นอกจากนี้ในรูปที่ 7.9 นี้ยังได้แสดงเส้นโค้งที่ทำนายโดยใช้ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับความโค้งที่วิเคราะห์โดยวิธีความเครียดที่สอดคล้อง (Strain Compatibility) ที่ใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตของ Proposed Distribution ดังในบทที่ 3 จะเห็นว่าให้ผลใกล้เคียงกว่าโดยอยู่ในด้านที่ปลอดภัย (ให้ค่าการโก่งตัวต่ำกว่าที่น้ำหนักบรรทุกทุกเดียว)

จากที่กล่าวมาจะเห็นว่าความถูกต้องของ I_e อยู่บนพื้นฐานของการวิเคราะห์โดยอาศัยผลทดสอบ (Empirical Formula) คอนกรีตกำลังต่ำที่กำหนด $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ ส่วนคอนกรีตกำลังสูงมีคุณสมบัติแตกต่างออกไปดังนั้นในการวิเคราะห์สมการโดยอาศัยผลทดสอบนั้นก็ต้องกำหนดตามคุณสมบัติที่ต่างกันนี้ด้วย จากการเปรียบเทียบกับผลทดสอบพบว่าการใช้ $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ จะให้ผลที่ต่ำกว่าทั้งการคำนวณโดยใช้ I_e ตาม ACI-318-89 ซึ่งใช้ $E_c = 10600\sqrt{f'_c} + 70000$, และโดยการคำนวณที่ใช้ความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดความโค้ง เนื่องจากมีเพียงผลทดสอบของ ปรีชา ที่นำมาเปรียบเทียบกับนั้นจะต้องตรวจสอบผลต่อไป

สำหรับการโก่งตัวที่ขึ้นอยู่กับเวลานั้นจะเกิดจากการโก่งตัวเนื่องจากการหดตัวและการคืบของคอนกรีต ซึ่งสัมประสิทธิ์การคืบจะลดลงและการหดตัวจะลดลงเมื่อกำลังอัดสูงขึ้น ดังนั้นการโก่งตัวที่ขึ้น

กับเวลาของคอนกรีตกำลังสูงจึงต่ำกว่าคอนกรีตปกติ โดยปกติการหดตัวและการคืบของคอนกรีตจะเกิดขึ้นพร้อมกันจึงอาจพิจารณาเช่นเดียวกับ ACI-318-89⁽⁵⁾ ที่ได้จากผลของคอนกรีตกำลังต่ำจะให้ผลที่ปลอดภัย และเนื่องจากไม่มีข้อมูลการทดสอบดังนั้นจึงน่าจะมีการยืนยันผลวิธีหาการโก่งตัวที่ขึ้นอยู่กับเวลาซึ่งแนะนำโดย Nilson⁽⁵¹⁾ จะเหมาะสมสำหรับพิจารณาเกี่ยวกับคอนกรีตกำลังสูง โดยจะอาศัยการโก่งตัวทันทีทันใดตาม ACI-318-89 ให้ใช้ $E_c = 10600 \sqrt{f'_c} + 70000$ และ $f_r = 1.98 \sqrt{f'_c}$ คู่กับตัวคูณที่จากรูปที่ 7.4 และปรับค่าเนื่องจากผลของเหล็กเสริมรับแรงอัดและผลของการคืบที่ลดลงเนื่องจากคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น

ข. การแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงอัด

จากพฤติกรรมการแตกร้าวของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กจะเห็นว่าคุณสมบัติพื้นฐานของคอนกรีตที่มีต่อความกว้างของรอยแตกร้าวคือกำลังดึงของคอนกรีตซึ่งรวมไปถึงหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริม นอกจากนี้ยังขึ้นอยู่กับระดับของการรับน้ำหนักซึ่งทำให้เกิดหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม โดยในกรณีที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมสูงก็จะทำให้ความเครียด (ϵ_s) มากดังนั้นความกว้างของรอยแตกร้าวก็จะสูงขึ้นด้วย

ใน ส่วนแรกเมื่อพิจารณาในผลของหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมขณะรับน้ำหนักนั้นในรูปที่ 7.10 แสดงให้เห็นถึงผลของกำลังอัดของคอนกรีตที่มีต่อหน่วยแรงในเหล็กเสริมของชิ้นส่วนของคานใด ๆ ซึ่งเส้นโค้งได้จากการวิเคราะห์ในช่วงยึดหยุ่น [ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงกับความเครียดของคอนกรีตเป็นเส้นตรง โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น] เพื่อแสดงถึงค่า $K_r = 1/j\rho$ เมื่อ j คือแขนของแรงคู่ควมระหว่างแรงอัดของคอนกรีตและแรงดึงในเหล็กเสริมสำหรับการรับน้ำหนักในช่วงยึดหยุ่น และ ρ คืออัตราส่วนเหล็กเสริมของหน้าตัด ซึ่งเมื่อชิ้นส่วนรับโมเมนต์ดัดใด ๆ M หน่วยแรงในเหล็กเสริมคือ $f_s = K_r M/bd^2$ จะเห็นว่าผลของกำลังอัดของคอนกรีตที่สูงขึ้นจะมีผลแตกต่างที่น้อยมากเมื่อเทียบกับคอนกรีตกำลังต่ำ ดังนั้นไม่ว่าคอนกรีตจะมีกำลังอัดเท่าใดก็ตามหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมจะมีค่าที่ใกล้เคียงกันมาก หรืออาจกล่าวได้ว่าความเครียดของเหล็กเสริม ϵ_s ที่หน้าตัดแตกร้าวในช่วงยึดหยุ่นไม่ขึ้นอยู่กับกำลังอัดของคอนกรีต

สำหรับในส่วนที่สองคือกำลังดึงของคอนกรีตซึ่งจะเพิ่มขึ้นเมื่อกำลังอัดสูงขึ้นแต่ไม่ได้เพิ่มเป็นสัดส่วนโดยตรง เมื่อกำลังดึงของคอนกรีตสูงขึ้นก็จะช่วยปรับปรุงคุณสมบัติด้านการแตกร้าวให้กับคอนกรีตเสริมเหล็กโดยจะช่วยปรับปรุงแรงยึดเหนี่ยวให้เพิ่มขึ้นและจะทำให้ผลของแรงดึงในคอนกรีตสูงขึ้นด้วย ในรูปที่ 7.11 แสดงถึงผลของกำลังดึงของคอนกรีตต่าง ๆ ที่มีต่อการลดลงในความกว้างของการแตกร้าวเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่มี f_{cm} เท่ากับ 25 กก./ซม.² หน่วยแรงในเหล็กเสริมเท่ากับ 2400 กก./ซม.² (60% ของกำลังคลากเท่ากับ 4000 กก./ซม.² (SD-40)) โดยพลอตร่วมกับอัตราส่วนเหล็กเสริมประสิทธิภาพ $\rho_{s,r}$ โดยการคำนวณเป็นไปตาม CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ ที่สมมุติว่าความสัมพันธ์ต่าง ๆ ที่ใช้กับคอนกรีตกำลังปกติยังคงใช้ได้กับคอนกรีตกำลังสูง [ตามที่แนะนำใน FIP/CEB⁽⁴⁾] จะเห็นว่าเปอร์เซ็นต์การลดลงของความกว้างของรอยแตกร้าวจะเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดของคอนกรีตโดยจะมีผลลดลงเมื่ออัตราส่วนเหล็กเสริมประสิทธิภาพ $\rho_{s,r}$ มีค่าสูง

สำหรับการควบคุมการแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงดัดนั้นจากการวิเคราะห์ที่ f_s จะมีผลกระทบต่อความกว้างของรอยแตกร้าวน้อยมากเมื่อใช้กับคอนกรีตที่มีกำลังอัดแตกต่างกัน เมื่อพิจารณาสมการที่ใช้ควบคุมการแตกร้าวของ ACI-318-89⁽⁵⁾ ที่กำหนดจากสมการ Gergely และ Lutz⁽⁹⁵⁾ และกำหนดให้ f_s เป็นตัวแปรหลักจะเห็นว่า ACI-318-89 จะควบคุมการแตกร้าวที่ไม่แตกต่างกันในคอนกรีตกำลังต่ำและกำลังสูง แต่ว่าในพฤติกรรมการแตกร้าวของคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นกำลังดึงของคอนกรีตจะมีผลอย่างมาก ดังนั้นรอยแตกร้าวของคานที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงก็ควรที่จะมีแนวโน้มลดลงด้วยแต่สมการของ ACI-318-89 ไม่ได้ขึ้นอยู่กับผลของกำลังดึงของคอนกรีตเลย อย่างไรก็ตามสมการของ ACI-318-89 ได้อาศัยผลทดสอบจากคอนกรีตกำลังต่ำซึ่งจะมีกำลังดึงที่ต่ำกว่าด้วยจึงอาจพิจารณาได้ว่าเมื่อนำมาใช้กับคอนกรีตกำลังสูงซึ่งจะมีกำลังดึงสูงกว่าก็ให้ค่าที่อนุรักษ์มากขึ้น แต่จำเป็นต้องอาศัยผลทดสอบที่จะยืนยันการใช้ได้กับคอนกรีตกำลังสูงต่อไป

ในส่วนการควบคุมการแตกร้าวที่กำหนดโดย CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ ซึ่งในพื้นฐานได้พิจารณาพฤติกรรมและทฤษฎีเบื้องต้นของการแตกร้าวของคอนกรีตเสริมเหล็กโดยคำนึงถึงผลของกำลังดึงของคอนกรีตในรูปของ tension stiffening ซึ่งจะคำนวณความกว้างของรอยแตกร้าวได้โดยสมการที่ 7.24 ถึง 7.28 ซึ่งจากสมการเหล่านี้ทำให้สามารถกำหนดขนาดใหญ่สุดของเส้นผ่าศูนย์กลางและระยะห่างของเหล็กเสริมได้โดยขึ้นอยู่กับหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมดังตารางที่ 7.1 ที่ใช้กำลังดึง f_{cm} เท่ากับ 25 กก./ซม.² และความกว้างสูงสุดของรอยแตกร้าว w_{max} เท่ากับ 0.30 มม. เป็นพื้นฐานในการพิจารณา ดังนั้นเมื่อนำมาใช้กับชิ้นส่วนที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงก็ย่อมจะมีความปลอดภัยมากขึ้น ในรูปที่ 7.12 ที่แสดงให้เห็นถึงเปอร์เซ็นต์การลดลงในความกว้างของรอยแตกร้าวเมื่อเทียบกับคอนกรีตที่มี f_{cm} เท่ากับ 25 กก./ซม.² ซึ่งในกรณีนี้ f_{cm} มากกว่า 25 กก./ซม.² FIP/CEB⁽⁴⁾ แนะนำให้ปรับค่าตามกำลังดึงที่สูงขึ้นเพื่อหาขนาดใหญ่สุดของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม ในกรณีของคอนกรีตกำลังสูงอาจใช้ $f_{cm} = 0.77 f_{ck}^{0.6}$ ที่ให้ค่าการทำนายกำลังดึงที่ใกล้เคียงผลทดสอบมากกว่าดังในรายงานของ Jaccoud et al.⁽⁹⁶⁾ ที่ทดสอบกับคอนกรีตกำลังสูง

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ข้อพิจารณาเพื่อการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูง

บทนำ

ในบทนี้เป็นกรกล่าวถึงข้อพิจารณาสำหรับชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กต่าง ๆ ที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงจากในการศึกษานี้ทั้งหมด เพื่อเป็นแนวทางสำหรับพิจารณาถึงพฤติกรรมและโมเดลสำหรับทำนายกำลังของชิ้นส่วนโครงสร้างต่าง ๆ

ชิ้นส่วนรับแรงดัด

บนพื้นฐานของการวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลการทดสอบดังในบทที่ 3 ข้อพิจารณาสำหรับชิ้นส่วนรับแรงดัดที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงจะต้องพิจารณาในผลทั้งทางด้านกำลังและคุณสมบัติความเหนียวของชิ้นส่วนดังนี้

กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดของคอนกรีตกำลังสูงจะมีพฤติกรรมที่แตกต่างจากคอนกรีตปกติคือ จะมีความชันของส่วนที่ลาดขึ้นเป็นเชิงเส้นจนกระทั่งถึงหน่วยแรงอัดที่สูงกว่า, มีความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุด ϵ_c สูงกว่า, และมีส่วนที่ลาดลงหลังจากถึงค่าหน่วยแรงที่ความเครียดสูงสุดลดลงอย่างรวดเร็ว ซึ่งผลเหล่านี้จะเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดคอนกรีตที่สูงขึ้น สำหรับความเครียดสูงสุดของคอนกรีต ϵ_{cu} โดยอาศัยข้อมูลที่ทดสอบที่ได้รับแรงอัดเชิงศูนย์และรักษาแกนสะเทินให้อยู่บนผิวด้านหนึ่งของหน้าตัดพบว่าในคอนกรีตกำลังสูงอาจจะมีค่าต่ำกว่าคอนกรีตปกติซึ่งการวิเคราะห์ในการศึกษานี้การกำหนด ϵ_{cu} ประมาณ 0.003 จะให้ผลที่สอดคล้องกับผลทดสอบ

การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตแบบต่าง ๆ คือ ACI-318-89⁽⁵⁾, CEB/FIP MC90⁽⁶⁾, NS3473⁽³⁸⁾, Muguruma et al.⁽⁶⁵⁾, Nedderman⁽¹⁰⁾, และ Proposed Distribution ที่แนะนำในการศึกษานี้ จะให้ผลในการทำนายกำลังดัดประลัยของคานที่แตกต่างกันน้อยมาก และทั้งหมดจะให้ค่าที่ปลอดภัยเมื่อเปรียบเทียบกับผลทดสอบของ Leslie et al.⁽¹⁴⁾ โดยการกระจายหน่วยแรงอัดในคานของ ACI-318-89 จะให้ค่ากำลังดัดประลัยสูงสุดแต่จะแตกต่างแบบอื่น ๆ ไม่มากกว่า 10% สำหรับ Proposed Distribution ที่แนะนำในการศึกษานี้จะให้ค่าที่สอดคล้องกับผลทดสอบคอนกรีตกำลังสูงมากกว่าเนื่องจากให้ขอบเขตล่างของ k_2/k_1k_3 เช่นเดียวกับของ

Nedderman ดังนั้นในที่นี้แนะนำให้ใช้การกระจายหน่วยแรงอัด Proposed Distribution เพื่อพิจารณากำลึงัดของหน้าตัดคานโดยให้ค่า k_2/k_1k_3 แปรเปลี่ยนตามกำลึงัดคอนกรีต อย่างไรก็ตามอาจจะใช้ค่า k_2/k_1k_3 คงที่เท่ากับ 0.65 ก็ได้

การพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมสมมูล ρ_b โดยข้อกำหนด ACI-318-89⁽⁵⁾ ให้ค่าที่เป็นขอบเขตล่างและปลอดภัย และเมื่อพิจารณาจากผลของตัวแปรที่เกี่ยวข้องที่ต้องการผลของ ρ_b ที่สอดคล้องกับผลทดสอบนั้น Collins et al.⁽¹³⁾ และ Proposed Distribution จะให้ผลที่ดีกว่า โดยที่ Proposed Distribution ให้ค่าต่ำกว่าดังนั้นอาจใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีต Proposed Distribution ซึ่งจะเหมาะสมสำหรับคอนกรีตกำลึงัดสูง ในการพิจารณาอัตราส่วนเหล็กเสริมสูงสุด ρ_{max} อาจจะถูกกำหนดโดยค่าสูงสุดของอัตราส่วน ρ/ρ_b ซึ่งจะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติความเหนียวของชิ้นส่วนที่ต้องการซึ่งต้องพิจารณาให้เหมาะสมกับการใช้งานของชิ้นส่วนที่ออกแบบโดยอาจใช้ค่าดัชนีความเหนียวจากความโค้งที่ได้จากการวิเคราะห์ในทางทฤษฎีที่ใช้การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานของ Proposed Distribution ที่จะสอดคล้องกับการพิจารณาด้านกำลึงัดของหน้าตัดด้วยซึ่งได้ค่าดังนี้

ρ_{max}	ดัชนีความเหนียว n	
	$f_y = 4000 \text{ กก./ชม.}^2$	$f_y = 5000 \text{ กก./ชม.}^2$
$0.25\rho/\rho_b$	6.71	6.25
$0.50\rho/\rho_b$	2.77	2.65
$0.75\rho/\rho_b$	1.57	1.54
$1.00\rho/\rho_b$	1.00	1.00

โดยจะครอบคลุมในช่วง f'_c ระหว่าง 400 กก./ชม.² ถึง 1000 กก./ชม.² หรืออาจพิจารณาจากเส้นโค้งในรูปที่ 3.18 เพื่อเป็นแนวทางก็ได้ หรืออาจวิเคราะห์ค่าดัชนีความเหนียวจากความโค้งที่ f'_c ที่ต้องการได้ ในกรณีที่ต้องการให้เกิดการกระจายโมเมนต์เพื่อให้สามารถเกิดจุดหมุน พลาستيكในคานต่อเนื่องหรือในโครงข้อแข็งอัตราส่วนเหล็กเสริมสูงสุดไม่ควรเกิน $0.375\rho_b$

อัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุด ρ_{min} ที่กำหนดให้กำลึงัดของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กต้องไม่น้อยกว่ากำลึงัดของคานคอนกรีตล้วนนั้น ไม่ควรต่ำกว่าสมการที่ 3.51 เมื่อทราบค่าโมดูลัสการแตกร้าว f_r ที่แท้จริงจากการทดสอบ, และโดยอาศัยคุณสมบัติของคอนกรีตกำลึงัดสูงที่มีการทดสอบ ρ_{min} ไม่ควรต่ำกว่าค่าสมการในต่อไปนี้

$$\rho_{min} = 0.82 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \geq \frac{14}{f_y} \quad (3.54)$$

ชิ้นส่วนรับแรงเฉือน

บนพื้นฐานของการวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลทดสอบในบทที่ 4 มีข้อควรพิจารณาสำหรับการออกแบบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงดังนี้

สำหรับกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกนั้นช่วงตัวแปรของผลทดสอบที่พิจารณาคือ f'_c อยู่ระหว่าง 384 ถึง 996 กก./ซม.², ρ อยู่ระหว่าง 1.77 ถึง 6.64%, และ a/d อยู่ระหว่าง 2.70 ถึง 4.00 การทำนายกำลังเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกที่ให้ผลสอดคล้องกับข้อมูลการทดสอบกับคอนกรีตกำลังสูงนั้นสามารถทำนายได้จากสมการที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้คือ

กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยง

$$V_{cr} = \left(0.60\sqrt{f'_c} + 416\rho\frac{Vd}{M} \right) bd \quad (4.31)$$

หรือ

$$V_{cr} = \left[10.91 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{0.32} \right] bd \quad (4.33)$$

กำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัย

$$V_{wo} = \left(0.55\sqrt{f'_c} + 873\rho\frac{Vd}{M} \right) bd \quad (4.32)$$

หรือ

$$V_{wo} = \left[11.25 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{0.38} \right] bd \quad (4.34)$$

สำหรับการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกนั้น สมการหาค่ากำลังเฉือนของคอนกรีต V_c ของ ACI318-89⁽⁵⁾ จะให้ค่าที่ปลอดภัยโดยไม่จำเป็นต้องจำกัดค่า f'_c ที่ 700 กก./ซม.² โดยในกรณีของการปรับปรุงโดยกำหนดรูปแบบของสมการจากการวิเคราะห์หน่วยแรงดึงหลัก (ในรูปของ ACI318-89) เพื่อใช้กับคอนกรีตกำลังสูงซึ่งเป็นขอบเขตล่างของ V_{cr} ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้และให้ผลที่ปลอดภัยจะได้

$$V_c = \left(0.48\sqrt{f'_c} + 333\rho\frac{Vd}{M} \right) bd \quad (4.35)$$

และสมการที่กำหนดรูปแบบจากพฤติกรรมของตัวแปรที่มีผลต่อกำลังเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (ในรูปของ Zsuty⁽³⁶⁾) และเป็นขอบเขตล่างของ V_{cr} ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ซึ่งจะมีความแปรปรวนต่ำกว่าคือ

$$V_c = \left[8.72 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{0.32} \right] bd \quad (4.36)$$

ส่วนกำลังรับแรงเฉือนในส่วนของคานากริตจากสมการของ Sarsam และ Al-Musawi⁽¹⁹⁾ ซึ่งได้ตรวจสอบกับคานากริตกำลังต่ำด้วยก็สามารถใช้ได้เช่นกัน สำหรับสมการที่เหมาะสมสำหรับนำมาใช้ออกแบบกับคานากริตกำลังสูง โดยให้สัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำที่สุดคือสมการของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾

$$V_c = \eta \left[8.52 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{1/3} \right] bd \quad (4.23)$$

$$\text{โดยที่ } \eta = 1 - 0.0187 \left[\frac{(d - 13.59)^{0.85}}{(a/d)^{0.63}} \right]$$

กำลังรับแรงเฉือนของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก ตัวแปรของผลทดสอบที่พิจารณาอยู่ในช่วง f'_c ระหว่าง 372 ถึง 1279 กก./ซม.², ρ ระหว่าง 1.65 ถึง 6.71%, และ a/d ระหว่าง 2.50 ถึง 4.00 เมื่อกำลังรับแรงเฉือนพิจารณาโดยวิธีโครงข้อหมุนอุปมัย (Truss Analogy) ที่กำหนดให้รอยแตกราบตัดผ่าน (หรือ diagonal compression) เป็นมุม 45° และเป็นผลรวมของแรงเฉือนที่รับโดยคานากริต V_c และเหล็กเสริม V_s แล้วเมื่อออกแบบโดยใช้สมการกำลังเฉือนในส่วนคานากริตของ ACI318-89⁽⁵⁾ ควรมีการปรับปรุงปริมาณเหล็กเสริมรับแรงเฉือนต่ำสุดให้เพิ่มขึ้นตามกำลังอัดคานากริตซึ่งอาจพิจารณาได้จาก $A_{v,min} = k_v (\sqrt{f'_c} / f_y) b_s$ โดย k_v คือค่าคงที่ที่ต้องปรับปรุงให้เหมาะกับกำลังอัดของคานากริตที่แตกต่างกัน

สำหรับสมการของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ จะเหมาะสมสำหรับใช้ออกแบบกำลังรับแรงเฉือนของคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกและไม่เสริมเหล็กปลอกโดยให้ผลการทำนายแรงเฉือนในส่วนของคานากริตที่ดี ซึ่งเมื่อโมเดลที่ใช้ทำนายดังกล่าวคำนึงถึงผลของความลึกที่แตกต่างกันของตัวอย่างซึ่งจะมีความถูกต้องมากกว่า จึงให้ผลที่ปลอดภัยสำหรับตัวอย่างที่เสริมเหล็กเสริมในปริมาณต่ำสุดตาม ACI-318-89⁽⁵⁾ ด้วย

อนึ่งสำหรับสมการที่ 4.35, 4.36 จากการศึกษา และสมการที่ 4.30 ของ Sarsam Al-Musawi⁽¹⁹⁾ จะให้ผลที่ใกล้เคียงกับ ACI-318-89⁽⁵⁾ และเมื่อพิจารณาตัวคูณลดกำลัง (ค่า ϕ) เท่ากับ 0.85 เช่นเดียวกับ ACI-318-89 แล้วจะให้ผลที่ดีและใช้สำหรับการออกแบบได้ปลอดภัยทั้งกรณีเสริมและไม่เสริมเหล็กปลอก

ชิ้นส่วนรับแรงอัด

บนพื้นฐานของการวิเคราะห์และเปรียบเทียบกับผลการทดสอบที่ทำการวิเคราะห์ในบทที่ 5 แนวทางในการพิจารณารออกแบบชิ้นส่วนรับแรงอัดสำหรับคานากริตกำลังสูงที่ต้องพิจารณาถึงคือ

การรับน้ำหนักของเสารับน้ำหนักในแนวแกนจะต้องพิจารณาถึงพารามิเตอร์ที่เกี่ยวข้องกับกำลังอัดของคอนกรีตคืออัตราส่วนระหว่างกำลังอัดคอนกรีตในเสาคู่กำลังอัดทดสอบรูปทรงกระบอก (ค่า k_3) ซึ่งพบว่า ACI-318-89⁽⁵⁾ ที่กำหนดให้คงที่เท่ากับ 0.85 นั้นจะให้ค่าที่สูงเกินไป โดยจะทำให้การทำนายกำลังรับน้ำหนักในแนวแกนของเสาสูงเกินไปและจะไม่ปลอดภัยในกรณีของคอนกรีตกำลังสูง โดยที่การใช้ค่า k_3 ของ NS3473⁽³⁸⁾, Collins et al.⁽¹³⁾, และสมการที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้คือ

$$k_3 = 0.60 + \frac{100}{f'_c} \leq 0.85 \quad (5.28)$$

จะให้ผลที่ปลอดภัยกว่าซึ่งการคำนวณกำลังของเสารับน้ำหนักในแนวแกนเป็นไปตามสมการ

$$P_o = k_3 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (5.1)$$

สำหรับผลของเหล็กเสริมตามขวางที่มีผลทดสอบน้อยมากอย่างก็ตามจากการศึกษาที่ผ่านมาและเปรียบเทียบผลในการศึกษานี้พบว่าผลของเหล็กเสริมตามขวางในเสาคอนกรีตกำลังสูงสามารถช่วยปรับปรุงคุณสมบัติโดยเพิ่มกำลังและความเหนียวให้กับแกนคอนกรีตได้เช่นเดียวกับในคอนกรีตกำลังปกติ แต่อย่างไรก็ตามมีแนวโน้มว่าต้องใชปริมาณเหล็กเพื่อการโอบรัดมากกว่าในคอนกรีตปกติเนื่องจากมีรายงานว่าค่าสัมประสิทธิ์การโอบในคอนกรีตกำลังสูงจะต่ำกว่าคอนกรีตปกติซึ่งต้องมีการตรวจสอบผลต่อไป

ในเสารับแรงอัดในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดเนื่องจากผลทดสอบมีน้อยมาก แต่อย่างไรก็ตามพบว่าการทำนายกำลังของเสาตาม ACI-318-89⁽⁵⁾ อาจจะไม่ปลอดภัยเมื่อนำมาใช้ออกแบบเสาคอนกรีตกำลังสูงเมื่อเกิดการวิบัติแบบแรงอัดเป็นหลัก ดังนั้นจนกว่าจะมีการศึกษาเพิ่มเติมในที่นี้แนะนำให้ใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ Collins et al.⁽¹³⁾ หรือ Proposed Distribution ซึ่งค่าพารามิเตอร์ต่าง ๆ แสดงไว้ในตารางที่ 3.1.1 โดยใช้ค่า k_3 ในสมการที่ 5.3 หรือค่าที่แนะนำในสมการที่ 5.28 ตามลำดับ ซึ่งจะให้ค่าทำนายต่ำกว่า ACI-318-89

แรงยึดเหนี่ยวและระยะยึดรั้งของเหล็กเสริมรับแรงดึง

บนพื้นฐานของการวิเคราะห์และเปรียบเทียบที่กล่าวมาในบทที่ 6 ข้อควรพิจารณาสำหรับหน่วยแรงยึดเหนี่ยว, ระยะยึดรั้ง, และระยะทับ ของเหล็กเสริมรับแรงดึง มีดังนี้

จากข้อมูลที่มีตัวแปรคือ คอนกรีตมีกำลังอัด ในช่วง 291 ถึง 1064 กก./ซม.², กำลังคลากเหล็กเสริม ในช่วง 4982 ถึง 6628 กก./ซม.², d_b ระหว่าง 16 ถึง 35.8 มม., ค่า C ซึ่งคือค่าน้อยระหว่าง C_b หรือ $C_s/2$ จะได้ C/d_b ระหว่าง 0.975 ถึง 1.625, และ l_s/d_b ระหว่าง 5 ถึง 57 สมการที่วิเคราะห์โดยอาศัยตัวอย่างที่ทดสอบโดยการต่อทาบเหล็กเสริมในช่วงที่มีโมเมนต์ดัดคงที่ทั้งหมดที่มีเพื่อทำนายหน่วยแรงยึดเหนี่ยวคือ

$$u_{HSC} = \left(-2.6 + \frac{3.6C}{d_b} + \frac{7.8d_b}{l_s} \right) \sqrt{f'_c} \quad (6.20)$$

ซึ่งให้ผลที่ดีสำหรับผลทดสอบทั้งหมด และยังใช้ออกแบบได้อย่างปลอดภัยเมื่อใช้ตัวคูณลดกำลังเท่ากับ 0.80 ลดค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวซึ่งจะได้ $u_{HSC} = (-2.1 + 2.9C/d_b + 6.2d_b/l_s) \sqrt{f'_c}$ เพื่อพิจารณาเป็นขอบเขตล่างของผลทดสอบ สำหรับผลของเหล็กบนที่ตัวอย่างทดสอบมีน้อยและไม่ต่างกับเหล็กล่างในผลทดสอบที่มีอยู่ อย่างไรก็ตามอาจจะลดค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ลดลง 1.3 เท่าเช่นเดียวกับคอนกรีตปกติ

สำหรับการออกแบบเกี่ยวกับ หน่วยแรงยึดเหนี่ยว, ระยะยึดรั้ง, และระยะทาบของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่เปรียบเทียบมาได้รวมผลของตัวคูณลดกำลังที่มีกำหนดไว้แล้ว ดังนั้นการเปรียบเทียบนั้นผลทดสอบควรจะได้ค่าที่ไม่น้อยกว่าค่าออกแบบที่ได้ สมการที่แนะนำโดย Orangun et al.(25) ที่ได้จากพฤติกรรมจากผลทดสอบคอนกรีตกำลังต่ำจะให้ผลที่ดีในการทำนาย หน่วยแรงยึดเหนี่ยว, ระยะยึดรั้ง, และระยะทาบ ของเหล็กเสริมรับแรงดึงในคอนกรีตกำลังสูงแต่ว่าจะไม่เหมาะสมสำหรับการออกแบบเนื่องจากให้ค่าที่ไม่ปลอดภัยเพียงพอ อย่างไรก็ตามเมื่อปรับปรุงโดยใช้ผลทดสอบคอนกรีตกำลังสูงที่วิเคราะห์ได้ในการศึกษานี้ดังกล่าวข้างต้นจะสามารถใช้ได้อย่างปลอดภัย สำหรับการออกแบบโดย ACI-318-89⁽⁵⁾ และ CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ นั้นทั้งสองจะให้ผลที่ปลอดภัยโดยไม่จำเป็นต้องจำกัดค่ากำลังอัดของคอนกรีต ซึ่ง ACI-318-89 จะให้ค่าออกแบบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ปลอดภัยและมีความน่าเชื่อถือได้มากกว่า โดยจะรวมไปถึงการพิจารณาถึง ระยะยึดรั้ง, และระยะทาบของเหล็กเสริมรับแรงดึงเมื่อนำมาใช้กับคอนกรีตกำลังสูง ดังนั้นอาจใช้ ACI-318-89 เพื่อการออกแบบ ระยะยึดรั้งและระยะทาบของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับชิ้นส่วนคอนกรีตกำลังสูง โดยจำกัดกำลังอัดของคอนกรีตไม่เกิน 1000 กก./ซม.²

อนึ่งในข้อแนะนำนี้ได้จากการตรวจสอบผลทดสอบคอนกรีตกำลังสูง แต่จะยังไม่ครบทุกกรณีที่จะใช้ในการออกแบบทั่วไปและที่กำหนดไว้ใน ACI-318-89 แต่อย่างไรก็ตามจะเป็นกรณีพื้นฐานในการพิจารณาทั่วไป

สภาวะการใช้งานของชิ้นส่วนรับแรงดัด

บนพื้นฐานของการวิเคราะห์ถึงตัวแปรที่มีผลต่อพฤติกรรมของชิ้นส่วนรับแรงดัดในสภาวะใช้งานสำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กนั้นการปรับปรุงคุณสมบัติต่าง ๆ ของคอนกรีตกำลังสูงเช่น ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น, กำลังดึง, การหดตัว, และการคืบ ในทางที่ดีขึ้นจะปรับปรุงคุณสมบัติในสภาวะใช้งานของชิ้นส่วนที่ทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงให้ดีขึ้นเช่นเดียวกัน ซึ่งจะมีข้อควรพิจารณาดังนี้

การโค้งตัวของชิ้นส่วนรับแรงดัด จากที่ ACI318-89⁽⁵⁾ แนะนำวิธีคำนวณการโค้งตัวของคานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยอาศัยสมการจากผลทดสอบ (Empirical Formula) ที่ได้จากคอนกรีตกำลังต่ำ ดังนั้นการนำมาใช้กับคอนกรีตกำลังสูงจะต้องมีการตรวจสอบความถูกต้องต่อไป

ในเบื้องต้นนี้โดยอาศัยการศึกษาที่ผ่านมา^{(51),(68)}ที่แนะนำให้ใช้ ACI318-89⁽⁵⁾ กับคอนกรีตกำลังสูง เพื่อหาการโค้งตัวทันทีทันใดโดยการปรับปรุงคือ ใช้โมดูลัสการแตกร้าว $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ เช่นเดิม, และโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตกำลังสูงจากสมการที่ 2.3 คือ $E_c = 10600\sqrt{f'_c} + 70000$ สำหรับคำนวณค่าโมเมนต์ความเฉื่อยประสิทธิภาพ I_e ดังสมการที่ 7.14 ซึ่งจากการเปรียบเทียบกับผลทดสอบของ ปรีชา⁽³²⁾ ก็ให้ผลที่สอดคล้องกัน และการโค้งตัวที่ขึ้นกับเวลา^{(51),(68)}แนะนำให้เพิ่มสัมประสิทธิ์ μ ที่ลดผลของการโค้งตัวระยะยาวจากการปรับปรุงคุณสมบัติโดยคอนกรีตกำลังสูงที่ขึ้นดังสมการ

$$\lambda = \frac{\mu \xi}{1 + 50\mu\rho'} \quad (7.18)$$

โดยที่

$$\mu = 1.4 - \frac{f'_c}{700} \quad , \text{เมื่อ } 0.4 \leq \mu \leq 1.0 \quad (7.19)$$

เมื่อ ξ คือผลของการโค้งตัวระยะยาวดังในรูปที่ 7.4 และใช้ได้สำหรับกำลังอัดคอนกรีต f'_c ระหว่าง 280 ถึง 840 กก./ซม.²

สำหรับการแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงดัด ใน ACI-318-89⁽⁵⁾ จะคำนวณได้ดังสมการที่ 7.23 ที่ได้จากการวิเคราะห์สมการโดยอาศัยผลทดสอบ (Empirical Formula) ที่ใช้คอนกรีตกำลังต่ำ ซึ่งไม่มีผลของกำลังอัดของคอนกรีตที่แตกต่างกันมาเกี่ยวข้องเลยและจากผลของหน่วยแรงในเหล็กเสริมจะขึ้นอยู่กับผลของกำลังอัดคอนกรีตน้อยมาก ดังนั้นเมื่อนำมาใช้กับคอนกรีตกำลังสูงที่กำลังดึงจะสูงขึ้นด้วยนั้นน่าจะให้ผลในเชิงที่อนุรักษ์มากขึ้นซึ่งจะรวมไปถึงการควบคุมการแตกร้าวที่ ACI-318-89 กำหนดไว้ด้วย อย่างไรก็ตาม ACI-318-89 นี้จะต้องปรับปรุงใหม่ในกรณีของคอนกรีตกำลังสูงและมีการตรวจสอบผลต่อไป

สำหรับ CEB/FIP MC90⁽⁶⁾ ที่กำลังดึงของคอนกรีตจะมีผลต่อการคำนวณความกว้างของรอยแตกร้าว โดยมีพื้นฐานการพิจารณาที่ตรงกับพฤติกรรมจริงมากกว่าจึงน่าจะให้แนวโน้มในความกว้างของรอยแตกร้าวลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังอัดสูงขึ้น ดังนั้นการควบคุมการแตกร้าวที่กำหนดโดย CEB/FIP MC90 ดังในบทที่ 7 จึงเหมาะสำหรับการนำมาใช้กับคอนกรีตกำลังสูงมากกว่า ACI318-89⁽⁵⁾ จึงควรใช้ CEB/FIP MC90 นี้เป็นแนวทางในการพิจารณาต่อไป

อนึ่งข้อพิจารณาข้างบนนี้เป็นผลจากการวิเคราะห์ถึงแนวโน้มที่เป็นไปได้ประกอบกับการรายงานผลสำหรับคอนกรีตกำลังสูงมีการเปรียบเทียบกับผลทดสอบน้อยมาก ดังนั้นจึงยังจำเป็นต้องทำการตรวจสอบผลต่อไป

สรุปแนวทางการออกแบบและข้อเสนอนะ

ชิ้นส่วนรับแรงดัด

1. กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับความเครียดของคอนกรีตกำลังสูงจะมีพฤติกรรมที่แตกต่างจากคอนกรีตปกติโดยมี ความชันส่วนที่ลาดขึ้นเป็นเชิงเส้นมากกว่า, มีความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุดมากกว่า, และมีการลดลงของความชันในช่วงหลังจากถึงความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุดอย่างรวดเร็ว ทั้งนี้จะเพิ่มมากขึ้นตามกำลังอัดคอนกรีตที่สูงขึ้น แต่ค่าความเครียดสูงสุดจากการทดสอบตัวอย่างรับแรงเยื้องศูนย์กลางที่ให้แก่ สะเทินอยู่ที่ผิวด้านหนึ่งของตัวอย่างจะมีค่าคงที่ประมาณ 0.003 ในการวิจัยนี้ได้ปรับปรุงการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตจากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของ Hognestad เพื่อนำไปใช้ในการทำนาย กำลังและคุณสมบัติความเหนียวของโครงสร้างดงสมการ

$$f_c = f_c' \left[\frac{2\varepsilon_o}{\varepsilon_u} - \left(\frac{\varepsilon_o}{\varepsilon_u} \right)^2 \right] \quad , \text{ สำหรับ } 0 \leq \varepsilon_c \leq 0.003$$

ที่กำหนดความสัมพันธ์ของความเครียดที่หน่วยแรงสูงสุดกับกำลังอัดคอนกรีตโดยสมการ

$$\varepsilon_o = \frac{f_c'}{E_c} \frac{n}{n-1} \quad , \text{ โดยที่ } n = 0.8 + f_c' / 175$$

และ $E_c = 10600 \sqrt{f_c'} + 70000$ ของคอนกรีตกำลังสูง ซึ่งสามารถใช้ทำนายผลทดสอบโดยวิธีความเครียดที่ สอดคล้อง (Strain Compatibility) ได้ผลสอดคล้องกับผลทดสอบทั้งกำลังดัดประลัยและการเสียรูปของชิ้นส่วน

2. สำหรับการเสียรูปของชิ้นส่วนรับแรงดัด กำลังดึงของคอนกรีตที่พิจารณาจาก $f_t = 1.98 \sqrt{f_c'}$ เช่นเดียวกับคอนกรีตปกติจะให้การทำนายผลทดสอบที่ดีกว่า

3. ในกรณีที่ต้องการให้ชิ้นส่วนสามารถเกิดการจัดการกระจายโมเมนต์ (Moment Redistribution) ค่า ดัชนีความเหนียวจากความโค้งอย่างต่ำที่ต้องการของหน้าตัดซึ่งกำหนดได้จากสมการของ Furlong ที่ในกรณีทั่ว ไปจะอยู่ระหว่าง 4.75 ถึง 6.0 จากการวิเคราะห์โดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดที่เสนอในการศึกษานี้อัตราส่วน เหล็กเสริมในหน้าตัดไม่ควรเกิน 0.375 เท่าของอัตราส่วนเหล็กเสริมสมมูลย์

4. จากคุณสมบัติของคอนกรีตที่มีกำลังดึงเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดคอนกรีตสมการสำหรับกำหนดปริมาณเหล็กเสริมต่ำสุดที่พิจารณาจากกำลังของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กต้องมากกว่ากำลังของหน้าตัดคอนกรีตล้วนสามารถกำหนดได้ดังสมการ

$$\rho_{\min} = 0.82 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

ชิ้นส่วนรับแรงเฉือน

1. กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก โดยมี f'_c อยู่ระหว่าง 384 ถึง 996 กก./ซม.², ρ อยู่ระหว่าง 1.77 ถึง 6.64%, และ a/d อยู่ระหว่าง 2.70 ถึง 4.00 สมการที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ที่พิจารณาจากขอบเขตล่างของผลทดสอบกำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยง ซึ่งเมื่อกำหนดรูปแบบของสมการจากการวิเคราะห์หน่วยแรงดึงหลักจะได้ดังสมการ

$$V_c = \left(0.48\sqrt{f'_c} + 333\rho\frac{Vd}{M} \right) bd$$

และเมื่อกำหนดรูปแบบของสมการจากพฤติกรรมของตัวแปรที่มีผลต่อกำลังเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยให้สัมประสิทธิ์ความแปรปรวนต่ำกว่าจากการพิจารณาโดยหน่วยแรงดึงหลักคือ

$$V_c = 8.72 \left(\rho f'_c \frac{d}{a} \right)^{0.32} bd$$

2. กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกซึ่งพิจารณาโดยวิธีโครงข้อหมุนอุปมา (Truss Analogy) ที่กำหนดให้รอยแตกร้าวตัดผ่านเป็นมุม 45° และใช้กำลังในส่วนของคอนกรีตโดยสมการที่พิจารณาจากกำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงที่เสนอในการศึกษานี้ จะสามารถใช้ทำนายและออกแบบกำลังของชิ้นส่วนจากผลทดสอบได้อย่างเหมาะสม

ชิ้นส่วนรับแรงอัด

1. กำลังอัดของคอนกรีตในเสาเมื่อเปรียบเทียบกับกำลังอัดทดสอบรูปทรงกระบอก (ค่า k_f) จะลดลงเมื่อคอนกรีตมีกำลังสูงขึ้น สำหรับผลทดสอบเสาที่คอนกรีตมีกำลังอัดระหว่าง 536 ถึง 1182 กก./ซม.² การ

ทำนายค่าที่วิเคราะห์ได้ในการศึกษาี้คือ $k_3 = 0.68 + 108/f'_c$ และสมการที่เป็นขอบเขตล่างซึ่งสามารถใช้ออกแบบและทำนายกำลังของเสารับแรงอัดในแนวแกนได้สอดคล้องและใกล้เคียงเมื่อเทียบกับผลทดสอบคือ

$$k_3 = 0.60 + \frac{100}{f'_c} \leq 0.85$$

2. จากการศึกษาและเปรียบเทียบ ผลของเหล็กเสริมตามขวางในเสาคอนกรีตกำลังสูงสามารถช่วยปรับปรุงคุณสมบัติโดยเพิ่มกำลังและความเหนียวให้กับแกนคอนกรีตได้เช่นเดียวกับในคอนกรีตกำลังปกติ อย่างไรก็ตามมีแนวโน้มว่าต้องใช้ปริมาณเหล็กเพื่อการโอบรัดมากกว่าในคอนกรีตปกติ

3. การทำนายกำลังของเสารับแรงอัดในแนวแกนร่วมกับโมเมนต์คดเมื่อใช้การกระจายหน่วยแรงอัดที่เสนอในการศึกษานี้ร่วมกับ $k_3 = 0.60 + 100/f'_c \leq 0.85$ จะทำนายกำลังของหน้าตัดได้ต่ำกว่าและใกล้เคียงผลทดสอบมากกว่าสำหรับกรณีที่เสารับแรงอัดเป็นหลัก (Compression Control)

แรงยึดเหนี่ยว

1. หน่วยแรงยึดเหนี่ยวของคอนกรีตกำลังสูงที่วิเคราะห์โดยอาศัยตัวอย่างที่ทดสอบการต่อต้านเหล็กเสริมในช่วงที่มีโมเมนต์คดคงที่โดยมี f'_c อยู่ระหว่าง 291 ถึง 1064 กก./ซม.², กำลังคลากเหล็กเสริมอยู่ระหว่าง 4982 ถึง 6628 กก./ซม.², d_b อยู่ระหว่าง 16 ถึง 35.8 มม., ค่า C ซึ่งเป็นค่าน้อยระหว่าง C_b หรือ $C_s/2$ จะได้ C/d_b ระหว่าง 0.975 ถึง 1.625, และ l_s/d_b ระหว่าง 5 ถึง 57 ซึ่งจะสอดคล้องกับผลทดสอบทั้งหมดคือ

$$u_{HSC} = \left(-2.6 + \frac{3.6C}{d_b} + \frac{7.8d_b}{l_s} \right) \sqrt{f'_c}$$

และสมการที่ให้ขอบเขตล่างของผลทดสอบซึ่งอาจใช้ในการออกแบบคือ

$$u_{HSC} = \left(-2.1 + \frac{2.9C}{d_b} + \frac{6.2d_b}{l_s} \right) \sqrt{f'_c}$$

2. สมการทำนายหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ให้ขอบเขตล่างของผลทดสอบที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้จะให้ผลการออกแบบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ปลอดภัยโดยมีสัมประสิทธิ์ความแปรปรวนและความอนุรักษ์น้อยกว่าการออกแบบของ ACI-318-89 แต่อย่างไรก็ตามการออกแบบของ ACI-318-89 จะให้ผลที่อนุรักษ์ซึ่งจะยังคงใช้ออกแบบระยะทาบของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่ใช้กับคอนกรีตกำลังสูงได้ปลอดภัยโดยไม่จำเป็นต้องจำกัดกำลังอัดของคอนกรีตที่ 700 กก./ซม.² ตามที่กำหนด

สภาวะการใช้งานของชิ้นส่วนรับแรงดัด

จากการศึกษาและเปรียบเทียบผลของคุณสมบัติคอนกรีตกำลังสูงที่จะมีต่อสภาวะการใช้งานของชิ้นส่วนรับแรงดัด ผลของกำลังดัดของคอนกรีตที่จะขึ้นอยู่กับกำลังอัดโดยเพิ่มขึ้นตามกำลังอัดคอนกรีตที่สูงขึ้นซึ่งจะเป็นตัวแปรสำคัญ การพิจารณาการโก่งตัวทันทีที่กำหนด $f_r = 1.98\sqrt{f'_c}$ และ $E_c = 10600\sqrt{f'_c} + 70000$ จะให้ผลใกล้เคียงการทดสอบมากกว่า ส่วนการโก่งตัวที่ขึ้นกับเวลามีแนวโน้มที่จะลดลงเมื่อเทียบกับคอนกรีตปกติ, และการพิจารณาการแตกร้าวของ CEB/FIP MC90 ซึ่งคำนึงถึงกำลังในคอนกรีตจะเหมาะสมกว่าของ ACI-318-89 เนื่องจากในการศึกษานี้เป็นเพียงการวิเคราะห์ถึงแนวโน้มที่เป็นไปได้ประกอบการรายงานผลของคอนกรีตกำลังสูงที่ผ่านมาโดยมีการเปรียบเทียบกับผลทดสอบน้อยมาก ดังนั้นจึงยังจำเป็นต้องทำการตรวจสอบผลต่อไป

ข้อเสนอแนะ

อนึ่งการศึกษานี้เป็นการศึกษาโดยอาศัยข้อมูลการทดสอบที่ผ่านมาเท่าที่มีในปัจจุบันซึ่งเป็นเพียงแนวทางการพิจารณาในเบื้องต้นเท่านั้น ดังนั้นในกรณีที่มีการศึกษากับคอนกรีตกำลังสูงเพิ่มเติมในอนาคตหรือพิจารณาและโมเดลต่าง ๆ ที่แนะนำในการศึกษานี้จะต้องมีการปรับปรุงหรือแก้ไขตามคุณสมบัติต่าง ๆ ที่มีการศึกษาเพิ่มขึ้นซึ่งจะช่วยให้ได้ผลที่ถูกต้องมากยิ่งขึ้นและจะทำให้การพิจารณาเพื่อการออกแบบให้เกิดความน่าเชื่อถือและเกิดความปลอดภัยมากขึ้น และเนื่องจากพฤติกรรมต่าง ๆ ของชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตกำลังสูงในการศึกษานี้ส่วนใหญ่จะพิจารณาในผลด้านกำลัง อนึ่งการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมด้านความเหนียวทางโครงสร้างยังสามารถปรับปรุงคุณสมบัติความเหนียวของชิ้นส่วนคอนกรีตกำลังสูงโดยการโอบรัดของเหล็กปลอกได้เช่นเดียวกับในคอนกรีตปกติแต่จะต้องใช้ในปริมาณที่มากกว่าเพื่อให้ได้ผลพอเพียงต่อการประกันคุณภาพของโครงสร้างทั้งในแง่ของกำลังและการใช้งานที่ปลอดภัย

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

เอกสารอ้างอิง

1. ACI Committee 363, "State of the Art Report on High Strength Concrete" , ACI Journal Proceedings, V.81, NO.4, July-August 1984, pp. 364-411.
2. ACI Committee 211, "Guide for Selecting Proportions for High-Strength Concrete with Portland Cement and Fly Ash", ACI Materials Journal, V.90, May-June 1993, pp. 272-283.
3. Smith, G.J., and Rad, F.N., "Economic Advantages of High-Strength Concrete in Column", Concrete International, April 1989, pp. 37 - 43.
4. FIP/CEB, High Strength Concrete State of the Art Report, Bulletin d' Information No.197, August 1990, Chameleo Press, London, 61 pp.
5. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary ACI318R-89, American Concrete Institute, Detroit Michigan, November 1989, 353 pp.
6. CEB-FIP, CEB-FIP Model Code 1990, Comite Euro-International du Beton (CEB), Lansanne 1991.
7. Carrasquillo, R.L., Nilson, A.H., and Slate, F.O., "Properties of High-Strength Concrete Subject to Short-term Loads", ACI Journal Proceedings, V.75, May-June 1981, pp. 171-178.
8. Ngab, A.S., Nilson A.H., and Slate, F.O., "Shrinkage and Creep of High-Strength Concrete", ACI Journal Proceedings, V.78, July-August 1981, pp. 255-261.
9. Smadi, M.M., Slate, F.O., and Nilson, A.H., "Sninkage and Creep of High-, Medium-, and Low-Strength Concretes, Including Overloads", ACI Materials Journal, Vol.84, No.3, 1987, pp. 224-234.
10. Nedderman, H., "Flexural-Stress Distribution in Very-High Strength Concrete", Master's Thesis, The Faculty of the Graduate School, The University of Texas at Arlington, 1973
11. Karr, P.H., Hanson, N.W., and Copell, H.T., "Stress-Strain Characteristics of High-Strength Concrete", Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, ACI SP-55, American Concrete Institute, Detroit, 1978, pp. 161-185.
12. Swartz, S.E., Nikaeen, H.D., Narayan Babu, H.D., Periyakaruppan, N., and Refai, T.M.E., "Structural Bending Properties of Higher Strength Concrete", Special Publication SP-87, American Concrete Institute, Detroit, 1985, pp. 147-178.
13. Collins, M.P., Mitchell, D., and MacGregor, J.G., "Structural Design Consideration for High-Strength Concrete", Concrete International, May 1993, pp. 27 - 34.
14. Leslie, Keith E., Rajagopalan, K.S., and Everade, Noej J., "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams", ACI Journal Proceedings, V.73, Sept. 1976, pp. 517-521.

15. Wang, P.T., Shah, S.P., and Namaan, A.E., "High-Strength Concrete in Ultimate Strength Design", Journal of Structural Division, ASCE, Vol.104, Nov. 1978, pp. 1761-1773.
16. Mphonde, A.G., and Frantz, G.C., "Shear Tests of High and Low Strength Concrete Beams without Stirrups", ACI Journal Proceedings, V.81, July-August 1984, pp 350-357.
17. Elzanaty, A.H., Nilson, A.H., and Slate, F.O., "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete", ACI Journal Proceedings, V.83, March-april 1986, pp 290-296.
18. Ahmad, S.H., Khaloo, A.R., and Poveda, A., "Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams", ACI Journal Proceedings, V.83, March-April 1986, pp. 297-305.
19. Sarsam, K.F., and Al-Musawi, M.S., " Shear Design of High- and Normal- Strength Concrete Beams with Web Reinforcements", ACI Structural Journal, V.89, November-December 1992, pp. 658-664.
20. Martinez, S., Nilson, A.H., and Slate, F.O., "Spirally Reinforced High-Strength Concrete Columns", ACI Journal Proceedings, V.81, September-October 1984, pp. 431-442.
21. Bjerkeli, T.J., "Deformation properties and Ductility of High Strength Concrete", Second International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Berkeley, California, May 1990.
22. Cusson, D., and Paultre, P., "Experimental Study of High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties", Utilization of High-Strength Concrete Proceedings, Volumn 1, June 1993, pp. 136-145.
23. Azizinamini, A., and Kuska, S.S.B., "Flexural Capacity and Ductility of High-Strength Concrete Columns", Utilization of High-Strength Concrete Proceedings, Volumn 1, June 1993, pp.91-98.
24. Olsen, N.H., "The Strength of Overlapped Splices in High Strength Concrete", Second International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Berkeley, California, May 1990.
25. Orangun, C.O., Jirsa, J.O., and Breen, J.E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices", ACI Journal Proceedings, V.74, No.3, Mar. 1977, pp. 114-122.
26. Azizinamini, A., Stark, M., Roller, J.J., and Ghosh, S.K., "Bond Performance of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete", ACI Structural Journal, V. 90, No. 5, July-Aug. 1993, pp. 554-583.
27. Azizinamini, A., and Russell, H.G., "Design Criteria for Tension Splices in High-Strength Concrete", Utilization of High-Strength Concrete Proceedings, Volumn. 1, June 1993, pp. 99-106.
28. Lambotte, H., and Taerwe, L.R., "Deflection and Cracking of High-Strength Concrete Beams and Slabs", Second International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Berkeley, California, May 1990.
29. Zia, P., "Review of ACI Code for Design High-Strength Concrete", Concrete International, August 1983, pp.16-20.
30. สุพรรณ คีร์วีชรินทร์, "การศึกษาคอนกรีตกำลังสูงมาก", วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2525.

31. สกฤต พจนารถ, "พฤติกรรมการค้ำของคานคอนกรีตอัดแรงทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงมาก", วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2525.
32. ปรีชา ภาวสุทริวงศ์, "พฤติกรรมการค้ำของคานคอนกรีตกำลังอัดสูงมากและเสริมด้วยลวดกำลังดึงสูง", วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.
33. มานิต ศิวกุล, "พฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงมาก", วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2525.
34. ฐิติ ชัฏทอง, "ผลของเหล็กเสริมทางขวางต่อพฤติกรรมของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทำด้วยคอนกรีตกำลังอัดสูงมากที่รับน้ำหนักตามแนวแกน", วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2526.
35. พิทยา เจนเกียรติฟู, "กำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กใช้คอนกรีตกำลังสูงมาก", วิทยานิพนธ์ปริญญาโทมหาบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา บัณฑิตวิทยาลัย, จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย, 2529.
36. Zsutty, T.C., "Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data", *ACI Journal Proceedings*, V.65, No.11, Nov. 1968, pp. 942-951.
37. Dahl, P.A., Fluge, F., and Hansen, E.A., "Influence of Specimen Geometry and Loading Rate on the Compressive Strength of High Strength Concrete", *Utilization of High-Strength Concrete Proceedings*, Volumn 1, June 1993, pp. 136-145.
38. Norwegian Standard NS3473 , *Concret Structures Design Ruls*, 1989, (available in English from N.B.R. Kobenharngt 10-0566 Oslo 5 - Norway).
39. Swamy, R.N., "High-Strength Concrete--Material Properties and Structural Behavior", Special Publication SP-87, American Concrete Institute, Detroit,1985, pp. 119-146.
40. Carrasquillo, R.L., Slate, F.O., and Nilson, A.H., "Microcracking and Behavior of High Strength Concrete Subject to Short-term Loading", *ACI Journal Proceedings*, V.78, May-June 1981, pp. 179-186.
41. Smadi, M.M., Slate, F.O., and Nilson, A.H., "High-, Medium-, and Low-Strength Concretes Subject to Sustained Overloads--Strains, Strengths, and Failure Mechanisms", *ACI Journal Proceedings*, V.82, Sep.-Oct. 1985, pp.657-664.
42. Han, N., and Walraven, J., "Sustained Loading Effects in High-Strength Concrete ", *Utilization of High-Strength Concrete Proceedings*, Volumn 1, June 1993, pp. 136-145.
43. Maage, M., Smeplass, S., and Johansen, R., "Long Term Strength of High Strength Silica Flume Concrete", *Second International Symposium on Utilization of High Strength Concrete*, Berkeley, California, May 1990.
44. Yogendran, B., Langan, B.W., and Ward, M.A., " Silica Flume in High-Strength Concrete", *ACI Materials Journal*, V.84, March-April 1987, pp. 124-129.

45. Read, P., Carrette, G.G., and Malhotra, V.M., "Strength Development Characteristics of High-Strength Concrete Incorporating Supplementary Cementing materials", Second International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Berkeley, California, May 1990.
46. Haug, A.K., and Jakobsen, B., "In-Situ and Design Strength for Concrete", Second International Symposium on Utilization of High-Strength Concrete, Berkeley, California, May 1990.
47. Tognon, G., Ursella, p., and Coppetti, G., "Design and Properties of Concrete with Strength Over 1500 kgf/cm²", ACI Journal Proceedings, V.75, May-June 1980, pp. 171-176.
48. Tomosawa, F., and Noguchi, T., "Relationship Between Compressive Strength and Modulus of Elasticity of High Strength Concrete", Utilization of High-Strength Concrete Proceedings, Vol. 1, June 1993, pp. 99-106.
49. Baalbaki, W., Aitcin, P.C., and Ballivy, G., "On Predicting Modulus of Elasticity in High-Strength Concrete", ACI Materials Journal, V.89, No 5, September-October 1992, pp. 517-520.
50. Radain, T.A., Samman, T.A., and Wafa, F.F., "Mechanical Properties of High-Strength Concrete", Utilization of High-Strength Concrete Proceedings, Volumn. 1, June 1993, pp. 99-106.
51. Nilson, A.H., and Winter, G., Design of Concrete Structures, McGraw-Hill Book Co., Singapore, 11th ed. 1991, 904 pp.
52. Ahmad, S.H., and Shah, S.P., "High Strength Concrete A Review", Utilization of High Strength Concrete Proceedings, Symposium in Stavanger, Tapir, Thondheim 1987, pp. 255-268.
53. Imam, M., Vandewalle, L., and Mortelmans, F., "Indirect Tensile Strength of Very High Strength Concrete", Utilization of High-Strength Concrete Proceedings, Volumn. 1, June 1993, pp. 99-106.
54. Thorenfeldt, E., Drangsholt, G., "Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams", Second International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Berkeley, California, May 1990.
55. Kupfer, H., Hilsdorf, H.K., and Rusch, H., "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses", ACI Journal Proceedings, V.66, No.8, August 1967, pp. 656-666.
56. Chen, R.C., Carrasquillo, R.L., and Fowler, D.w., "Behavior of High Strength Concrete under Uniaxial and Biaxal Compression", Special Publication SP-87, American Concrete Institute, Detroit, 1985, pp. 251-274.
57. Richart, F.E., Brandtzaeg, A., and Brown, R.L., "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete Columns in Compression", University of Illinois, Experiment Station, Bulletin No. 190, 1929.
58. Jensen, J.J., and Bjerkeli, L., "Effect of Water Pressure on Concrete Structures, Water Absorption, Static Strength, and Strain Development Tests", SINTEF Report STF65 F87037.
59. Branson, Dan E., Deformation of Concrete Structures, McGraw-Hill Book Co., New York, 1977, 546 pp.

60. Favre, R., Charif H., and Jaccoud, J.-P., "Improved Serviceability of RC Slabs with the use of High Strength Concrete", Second International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, Berkeley, California, May 1990.
61. Neville, A.M., Properties of Concrete, 3d ed. Pittman, Marshfield, MA, 1981.
62. Hognestad, E., Hanson, N.W., and Mcherry, D., "Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design", ACI Journal Proceedings, V 52, No. 6. December 1955, pp 445 - 479.
63. Popovics, S., "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete", Cement and Concrete Research, V. 3, No. 5, May 1973, pp. 583 - 599.
64. Thorenfeldt, E, Tomaszewicz, A, and Jensen, J.J., "Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Application in Design", Utilization of High Strength Concrete Proceedings, Symposium in Stavanger, Tapir, Thondheim 1987, pp. 149-159.
65. Muguruma, H., Nishiyama, M., and Watanabe, F., "Stress-Strain Curve Model for Concrete with a Wide-Range of Compressive Strength", Utilization of High-Strength Concrete Proceedings, Volumn. 1, June 1993, pp. 314 - 321.
66. Hognestad, E., "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Mambers", University of Illinois Engineering Experimental Station Bulletin No. 399, 1955, 128 pp.
67. Furlong, R.W., "Design of Concrete Frames by Assigned Limit Moments", ACI Journal Proceedings, V. 67, April, 1970, pp. 341-353
68. Nilson, A.H., "Design Implications of Current Research on High-Strength Concrete", Special Publication SP-87, American Concrete Institute, Detroit, 1985, pp 85-101.
69. Joint ASCE-ACI Task Committee 326, "Shear and Diagonal Tension", ACI Journal Proceedings, Vol 59, Jan., Feb., Mar. 1962, pp. 1-30, pp. 277-334, pp. 352-396.
70. Joint ASCE-ACI Task Committee 426, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members", Journal of Structural Division, ASCE, Vol 99, ST6, Jun. 1973, pp 1091-1187.
71. Bresler, B., and MacGregor, J. G., "Review of Concrete Beams Failing in Shear", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, ST.1, February 1967, pp. 343-372.
72. Mphonde, A.G., and Frantz, G.C., "Shear Tests of High- and Low- Strength Concrete Beams with Stirrups", Special Publication SP-87, American Concrete Institute, Detroit, 1985, pp.179-196.
73. Johnson, M.K., and Ramirez, J., "Minimun Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete", ACI Structural Journal, V.86, No.4, July-August 1989, pp. 376-382.
74. Roller, J.J., and Russell, H.G., "Shear Strength of High Strength Concrete Beams with Web Reinforcement", ACI Structural Journal, Vol.87, March-April 1990, pp. 191-196.
75. Mphonde, A.G., "Use of Stirrup Effectiveness in Shear Design of Concrete", ACI Structural Journal, V. 86, No. 5, September-October 1989, pp. 541-545.

76. "Reinforced Concrete Column Investigation- Tentative Final Report of Committee 105", ACI Journal Proceedings, V. 29, No.5, Feb. 1933, pp. 275-282.
77. Bresler, B., and Gilbert, P.H., "Tie Requirements for Reinforced Concrete Columns", ACI Journal Proceedings, V.58, No.5, Nov. 1961, pp. 555-570.
78. Pfister, J.F., "Influence of ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns", ACI Journal Proceedings, V. 61, No 5, May 1964, pp. 521-537.
79. Mander, J.B., Priesley, M.J.N., and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", Journal of Structural Division, ASCE V.114, No.8, August 1988, pp.1804-1826.
80. Ahmad, S.H., and Shah, S.P., "Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement", ACI Journal Proceedings, V.79, No.6, Nov.-Dec. 1982, pp.484-490.
81. Al-Hussaini, A., Regan, P.E., Xue, H.Y., and Ramandane, K.E., "The Behavior of HSC Columns Under Axial Load", Utilization of High-Strength Concrete Proceedings, Volumn. 1, June 1993, pp. 83-90
82. Sundararaj, P., "High-Strength Concrete Columns Under Eccentric Loads", Master's of Science Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1992.
83. Sheikh, S.A., Yeh, C.C., and Khoury, S., "Concrete Strength in Tied Columns", ACI Structural Journal, V.87, No.4, July-Aug. 1990, pp. 379-385.
84. Ferguson, P.M., Breen, J.E., and Jirsa, J.O., Reinforced Concrete Fundamentals, Fifth Edition, John Wiley & Sons, Inc., 1988, 746 pp.
85. ACI Committee 408, "Bond Atress-The State of the Art", ACI Journal Proceedings, V.63, No.11, Nov 1966, pp. 1161-1188.
86. ____, "Oppertunities in Bond Research", ACI Journal Proceedings, V.67, No.11, Nov.1966, pp. 857-867.
87. Goto, Y., "Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars", ACI Journal Proceedings, V.68, No.4, Nov 1971, pp.244-251.
88. ACI Committee 408, "Suggested Development Splice and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension", Concrete International, Vol. 1, No. 7, July 1979, pp. 41.
89. Jirsa, J.O., Lutz, L.A., and Gergely, P., "Rational for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension", Concrete International, Vol. 1, No. 7, July 1979, pp. 47.
90. Lutz, L.A., Ali Mirza, S., and Gosain, N.K., "Change to and Applications of Development and Lap Splice Length Provisions for Bars in Tension (ACI318-89)", ACI Structural Journal, V. 90, No. 4, July-Aug. 1993, pp. 393-406.
91. ACI Committee 435, "Deflection of Reinforced Concrete Flexural Members", ACI Journal Proceedings, Vol. 63, No.6, 1966, pp. 637-674.

92. ____, "Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections", *ACI Journal Proceedings*, Vol 75, No.6, June 1978, pp. 229-238.
93. Favre, R., Charif H., and Jaccoud, J.-P., "Large Reduction of Deflection due to HPC", High Performance Concrete: From material to Structure., Edit by Yves Mailer, E & FN Spon, 1992.
94. ACI Committee 224, "Control of Cracking in Concrete Structures", (ACI224R-80), Manual of Concrete Practice, Vol. 3, American Concrete Institute, Detroit, 1968, 42 pp.
95. Gergely, P., and Lutz, L.A., "Maximum Crack Width in Reinforced Flexural Members", Causes, Mechanism and Control of Cracking in Concrete, SP-20, American Concrete Institute, Detroit, 1968, pp. 87-117.
96. Jaccoud, J.-P., Charif, H., and Farra, B., "Cracking Behaviour of HSC Structures and Practical Consequences for Design", Utilization of High-Strength Concrete Proceedings, Volume. 1, June 1993, pp. 225-233.
97. CEB-FIP, Model Code for Concrete Structures, 3rd Edition, Comite Euro-International Du Beton, Paris, 1978, 348 pp.
98. ____, Bulletin D'Information No 176., Summary and Analysis of Observations concerning the Revision of the CEB/FIP Model Code 1978 with discussion documents on new or revised clauses Part B prepared for 25th Plenary Session of C.E.B. Treviso - May 1987, March 1987.
99. Mattock, A.H., Kriz, L.B., and Hognestad, E., "Rectangular Stress Distribution in Ultimate Strength Design", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 57, No.8, February 1961, pp. 875-926.
100. Park, R., and Paulay, T., Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons Inc., New York, 1975, 769 pp.

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 2.1 สรุปค่าการคืบจำเพาะและสัมประสิทธิ์การคืบตามกำลังอัดต่าง ๆ [จาก Nilson⁽⁵¹⁾]

กำลังอัด (กก./ซม. ²)	การคืบจำเพาะ, δ_{cu} ($\times 10^{-4}$ /กก./ซม. ²)	สัมประสิทธิ์การคืบ, C_{cu}
210	1422	3.1
280	1137	2.9
420	784	2.4
560	569	2.0
700	402	1.6
840	324	1.4

สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 3.1.1 ค่าพารามิเตอร์ของการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในคาน (f'_c หน่วยเป็น กก./ซม.²)

f'_c	k_1	k_2	k_3	$k_1 k_3$	$k_2 / k_1 k_3$	ϵ_o	ϵ_u
ACI318-89 ⁽⁵⁾ (รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า)							
200	0.8500	0.4250	0.85	0.7225	0.59	-	0.003
300	0.8486	0.4243	0.85	0.7213	0.59	-	0.003
400	0.7643	0.3822	0.85	0.6497	0.59	-	0.003
500	0.6929	0.3465	0.85	0.5890	0.59	-	0.003
> 560	0.6500	0.3250	0.85	0.5525	0.59	-	0.003
Nedderman ⁽¹⁰⁾ (รูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า)							
> 800	0.74	0.37	0.77	0.57	0.65	-	.0003
CEB/FIP MC-90 ⁽⁶⁾ (สี่เหลี่ยม-พาราโบลา)							
200	0.8095	0.4161	0.85	0.6881	0.6045	0.002	0.0035
300	0.8095	0.4161	0.85	0.6881	0.6045	0.002	0.0035
400	0.8095	0.4161	0.85	0.6881	0.6045	0.002	0.0035
500	0.8095	0.4161	0.85	0.6881	0.6045	0.002	0.0035
600	0.7714	0.4026	0.85	0.6557	0.6141	0.002	0.0029
700	0.7333	0.3909	0.85	0.6233	0.6271	0.002	0.0025
800	0.6952	0.3810	0.85	0.5910	0.6448	0.002	0.0022
NS3473(38)							
200	0.8728	0.4427	0.8400	0.7332	0.6038	0.0020	0.0038
300	0.8410	0.4287	0.7933	0.6672	0.6426	0.0020	0.0036
400	0.8080	0.4148	0.7700	0.6222	0.6667	0.0020	0.0033
500	0.7776	0.4025	0.7392	0.5748	0.7003	0.0020	0.0032
600	0.7484	0.3912	0.7093	0.5309	0.7370	0.0021	0.0030
700	0.7175	0.3800	0.6880	0.4937	0.7697	0.0021	0.0029
800	0.6847	0.3689	0.6720	0.4601	0.8017	0.0021	0.0028
900	0.6497	0.3582	0.6596	0.4285	0.8360	0.0021	0.0026
Muguruma et al. ⁽⁶⁵⁾ (สมการกำลังสองต่อด้วยเส้นตรงตัดแกนความเครียดที่ 0.004)							
200	0.7993	0.4220	1.00	0.7993	0.5279	0.0019	0.0030
300	0.7433	0.4153	1.00	0.7433	0.5587	0.0020	0.0030
400	0.7025	0.4065	1.00	0.7025	0.5787	0.0021	0.0030
500	0.6732	0.3956	1.00	0.6732	0.5877	0.0022	0.0030
600	0.6515	0.3836	1.00	0.6515	0.5888	0.0024	0.0030
700	0.6337	0.3714	1.00	0.6337	0.5861	0.0025	0.0030
800	0.6172	0.3602	1.00	0.6172	0.5836	0.0027	0.0030
900	0.5996	0.3510	1.00	0.5996	0.5854	0.0028	0.0030
1000	0.5797	0.3445	1.00	0.5797	0.5943	0.0029	0.0030

ตารางที่ 3.1.1 (ต่อ) ค่าพารามิเตอร์ของการกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตในคาน (f'_c หน่วยเป็น กก./ซม.²)

f'_c	k_1	k_2	k_3	$k_1 k_3$	$k_2 / k_1 k_3$	ϵ_o	ϵ_u
Collins et al. ⁽¹³⁾ (สมการยกกำลัง)							
200	0.7031	0.4148	1.00	0.7031	0.5900	0.0016	0.0023
300	0.6727	0.4072	1.00	0.6727	0.6053	0.0017	0.0024
400	0.6534	0.4013	1.00	0.6534	0.6141	0.0018	0.0026
500	0.6395	0.3963	1.00	0.6395	0.6198	0.0019	0.0027
600	0.6286	0.3920	1.00	0.6286	0.6237	0.0021	0.0028
700	0.6197	0.3882	1.00	0.6197	0.6264	0.0022	0.0029
800	0.6122	0.3846	1.00	0.6122	0.6283	0.0023	0.0030
900	0.6059	0.3814	1.00	0.6059	0.6295	0.0025	0.0031
1000	0.6004	0.3784	1.00	0.6004	0.6302	0.0026	0.0032
1100	0.5957	0.3755	1.00	0.5957	0.6304	0.0027	0.0032
1200	0.5916	0.3729	1.00	0.5616	0.6303	0.0029	0.0033
Proposed Distribution (สมการกำลังสอง)							
200	0.7465	0.4288	0.85	0.6346	0.6757	0.0019	0.0030
300	0.7497	0.4199	0.85	0.6373	0.6589	0.0020	0.0030
400	0.7484	0.4093	0.85	0.6361	0.6434	0.0021	0.0030
500	0.7417	0.4005	0.85	0.6302	0.6356	0.0022	0.0030
600	0.7307	0.3936	0.85	0.6211	0.6338	0.0024	0.0030
700	0.7180	0.3881	0.85	0.6103	0.6360	0.0025	0.0030
800	0.7042	0.3837	0.85	0.5986	0.6409	0.0027	0.0030
900	0.6902	0.3800	0.85	0.5867	0.6477	0.0028	0.0030
1000	0.6763	0.3769	0.85	0.5749	0.6556	0.0029	0.0030
จากการทดสอบของ Hognestad et al. ⁽⁶²⁾							
140	0.86	0.48	1.03	0.8853	0.54	-	0.0037
210	0.82	0.46	0.97	0.7954	0.58	-	0.0035
280	0.79	0.45	0.94	0.7426	0.61	-	0.0034
350	0.75	0.44	0.62	0.6900	0.64	-	0.0032
420	0.71	0.42	0.92	0.6532	0.64	-	0.0031
490	0.67	0.41	0.93	0.6231	0.66	-	0.0029
560	0.63	0.40	0.95	0.5985	0.67	-	0.0028

ตารางที่ 3.1.2 จากผลการทดสอบคอนกรีตกำลังสูง^{(10),(11),(12)} (ในลักษณะของ PCA)

f'_c	k_1	k_2	k_3	$k_1 k_3$	$k_2 / k_1 k_3$	ϵ_o	ϵ_u
ผลทดสอบของ Karr et al. ⁽¹¹⁾							
457	0.75	0.45	1.01	0.76	0.60	-	0.0045
486	0.73	0.45	0.98	0.72	0.62	-	0.0038
596	0.70	0.39	0.93	0.65	0.61	-	0.0034
733	0.68	0.37	0.92	0.63	0.60	-	0.0036
660	0.64	0.36	1.00	0.64	0.57	-	0.0030
798	0.62	0.36	1.12	0.69	0.53	-	0.0031
985	0.56	0.34	1.03	0.58	0.58	-	0.0033
935	0.65	0.37	1.09	0.71	0.53	-	0.0038
462	0.75	0.42	0.98	0.72	0.58	-	0.0028
500	0.74	0.42	0.89	0.66	0.63	-	0.0033
593	0.64	0.40	0.95	0.61	0.65	-	0.0024
690	0.66	0.38	0.94	0.62	0.62	-	0.0031
711	0.63	0.41	0.98	0.62	0.67	-	0.0032
787	0.59	0.36	1.20	0.71	0.51	-	0.0032
906	0.55	0.38	1.08	0.59	0.64	-	0.0028
1045	0.60	0.36	1.03	0.62	0.57	-	0.0035
794	0.65	0.37	0.99	0.64	0.58	-	0.0032
893	0.57	0.36	1.12	0.64	0.55	-	0.0029
964	0.65	0.38	0.91	0.59	0.64	-	0.0035
ผลทดสอบของ Nedderman ⁽¹⁰⁾							
812	-	-	-	0.58	0.59	-	0.0030
850	-	-	-	0.56	0.68	-	0.0027
863	-	-	-	0.56	0.69	-	0.0030
885	-	-	-	0.58	0.62	-	0.0033
910	-	-	-	0.58	0.62	-	0.0034
975	-	-	-	0.56	0.63	-	0.0029
975	-	-	-	0.60	0.71	-	0.0032
985	-	-	-	0.62	0.61	-	0.0034
995	-	-	-	0.60	0.64	-	0.0032
ผลทดสอบของ Swartz et al. ⁽¹²⁾							
591	0.77	0.41	1.11	0.85	0.48	-	0.0020
661	0.73	0.37	0.90	0.66	0.56	-	0.0031
681	0.62	0.35	0.82	0.51	0.69	-	0.0020
681	0.73	0.41	0.96	0.70	0.59	-	0.0027
681	0.73	0.41	0.94	0.69	0.60	-	0.0026
786	0.81	0.43	0.92	0.75	0.58	-	0.0033
786	0.72	0.37	0.97	0.70	0.53	-	0.0031
786	0.68	0.37	1.06	0.72	0.51	-	0.0028
786	0.63	0.34	0.97	0.61	0.57	-	0.0024

ตารางที่ 3.2.1 แสดงผลการทดสอบของ Leslie et al. (14)

ตัวอย่าง	ขนาดของตัวอย่าง		f'_c (กก./ซม. ²)	f_y (กก./ซม. ²)	ρ	M_u^{test} (ตัน-ม.)
	b (ซม.)	d (ซม.)				
7.5-1	21.0	27.0	651	4215	0.010	8.34
8.0-1	21.0	27.0	745	4215	0.010	8.32
9.0-1	21.0	27.0	813	4215	0.010	7.55
7.5-1.5	20.3	26.8	680	3908	0.014	8.96
8.0-1.5	20.7	26.8	804	3908	0.014	10.15
9.0-1.5	21.6	26.8	814	3908	0.013	11.10
7.5-2	21.6	26.8	760	4681	0.018	12.24
8.0-2	20.0	26.7	742	4681	0.019	11.66
9.0-2	20.7	26.7	824	4681	0.019	12.64
7.5-3	21.3	26.7	815	4681	0.027	17.88
8.0-3	21.0	26.7	821	4681	0.027	18.13
9.0-3	21.0	26.7	8784	4681	0.027	18.85

ตารางที่ 3.2.2 กำลังค้ำของตัวอย่างจากการทำนายโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของคอนกรีตแบบต่าง ๆ

ตัวอย่าง	f'_c (กก./ซม. ²)	M_u^A (ตัน-ม.)	M_u^H (ตัน-ม.)	M_u^C (ตัน-ม.)	M_u^M (ตัน-ม.)	M_u^P (ตัน-ม.)	M_u^{NS} (ตัน-ม.)	M_u^{NI} (ตัน-ม.)	M_u^T (ตัน-ม.)
7.5-1	651	6.21	6.19	6.21	6.19	6.19	6.14	6.18	6.13
8.0-1	745	6.24	6.22	6.20	6.22	6.22	6.17	6.22	6.17
9.0-1	813	6.26	6.24	6.26	6.24	6.24 [#]	6.18	6.24	6.19
7.5-1.5	680	7.60	7.57	7.60	7.58	7.58	7.49	7.56	7.47
8.0-1.5	804	7.81	7.78	7.81	7.79	7.78 [#]	7.69	7.77	7.70
9.0-1.5	814	7.59	7.57	7.59	7.57	7.56 [#]	7.49	7.56	7.50
7.5-2	760	11.90	11.84	11.91	11.88	11.84	11.63	11.84	11.63
8.0-2	742	11.79	11.70	11.79	11.73	11.72	11.49	11.69	11.49
9.0-2	824	12.29	12.21	12.30	12.23	12.20 [#]	11.98	12.20	12.01
7.5-3	815	17.44	17.28	17.45	17.32	17.26 [#]	16.79	17.26	16.86
8.0-3	821	17.21	17.05	17.22	17.09	17.03 [#]	16.56	17.03	16.62
9.0-3	784	17.13	16.97	17.13	17.01	16.96	16.49	16.94	16.53

[#] ค่ากำลังอัดของคอนกรีตสูงกว่าที่กำหนดไว้ (เนื่องจากสูงกว่า 800 กก./ซม.² เพียงเล็กน้อยจึงคำนวณและแสดงไว้ในตารางด้วย)

ตารางที่ 3.23 การเปรียบเทียบกำลังค้ำของตัวอย่างจากการทดสอบและการทำนายในตารางที่ 3.22

ตัวอย่าง	f'_c (กก./ซม. ²)	$\frac{M_u^{test}}{M_u^A}$ (ค้ำ-ม.)	$\frac{M_u^{test}}{M_u^H}$ (ค้ำ-ม.)	$\frac{M_u^{test}}{M_u^C}$ (ค้ำ-ม.)	$\frac{M_u^{test}}{M_u^M}$ (ค้ำ-ม.)	$\frac{M_u^{test}}{M_u^P}$ (ค้ำ-ม.)	$\frac{M_u^{test}}{M_u^{NS}}$ (ค้ำ-ม.)	$\frac{M_u^{test}}{M_u^{Nd}}$ (ค้ำ-ม.)	$\frac{M_u^{test}}{M_u^T}$ (ค้ำ-ม.)
75-1	651	1.34	1.35	1.34	1.35	1.35	1.36	1.35	1.36
8.0-1	745	1.33	1.34	1.34	1.34	1.34	1.35	1.34	1.35
9.0-1	813	1.21	1.21	1.21	1.21	1.21	1.22	1.21	1.22
7.5-1.5	680	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.20	1.19	1.20
8.0-1.5	804	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.32	1.31	1.32
9.0-1.5	814	1.46	1.47	1.46	1.47	1.47	1.48	1.47	1.48
7.5-2	760	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.05	1.03	1.05
8.0-2	742	0.99	1.00	0.99	0.99	0.99	1.01	1.00	1.01
9.0-2	824	1.03	1.04	1.03	1.03	1.04	1.06	1.04	1.05
7.5-3	815	1.03	1.03	1.02	1.03	1.04	1.06	1.04	1.06
8.0-3	821	1.05	1.06	1.05	1.06	1.06	1.09	1.06	1.09
9.0-3	784	1.10	1.11	1.10	1.11	1.11	1.14	1.11	1.14
ค่าเฉลี่ย		1.17	1.19	1.17	1.18	1.18	1.20	1.18	1.19
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน		0.16	0.15	0.16	0.16	0.16	0.15	0.16	0.15
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)		13.32	12.57	13.48	13.49	13.34	12.73	13.28	12.80

สัญลักษณ์ค่าโมเมนต์ค้ำเฉลี่ยแบบต่าง ๆ

M_u^{test} = ค่าโมเมนต์ค้ำเฉลี่ยจากการทดสอบของ Leslies et al.⁽¹⁴⁾

M_u^A = ค่าทำนายกำลังค้ำของตัวอย่างโดยใช้การกระจายหน่วยแรงค้ำของ ACI318-89⁽⁵⁾

M_u^H = ค่าทำนายกำลังค้ำของตัวอย่างโดยใช้การกระจายหน่วยแรงค้ำของ Proposed Distribution

M_u^C = ค่าทำนายกำลังค้ำของตัวอย่างโดยใช้การกระจายหน่วยแรงค้ำของ Collins et al.⁽¹³⁾

M_u^M = ค่าทำนายกำลังค้ำของตัวอย่างโดยใช้การกระจายหน่วยแรงค้ำของ Muguruma et al.⁽⁶⁵⁾

M_u^P = ค่าทำนายกำลังค้ำของตัวอย่างโดยใช้การกระจายหน่วยแรงค้ำของ CEB/FIP MC-90⁽⁶⁾

M_u^{NS} = ค่าทำนายกำลังค้ำของตัวอย่างโดยใช้การกระจายหน่วยแรงค้ำของ NS3473⁽³⁸⁾

M_u^{Nd} = ค่าทำนายกำลังค้ำของตัวอย่างโดยใช้การกระจายหน่วยแรงค้ำของ Neddeman⁽¹⁰⁾

M_u^T = ค่าทำนายกำลังค้ำของตัวอย่างโดยใช้การกระจายหน่วยแรงค้ำรูปสามเหลี่ยม และ $k_j = 0.85$

ตารางที่ 4.1 ตัวอย่างและผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก

ตัวอย่าง	b (ซม.)	d (ซม.)	f'_c (กก./ซม. ²)	ρ %	$\frac{a}{d}$	v_{cr} (กก./ซม. ²)	v_u (กก./ซม. ²)
Mphonde และ Frantz ⁽¹⁶⁾							
AO-7-3a	15.24	29.85	384	3.36	3.60	14.99	18.44
AO-7-3b	15.24	29.85	425	3.36	3.60	14.00	18.58
AO-11-3a	15.24	29.85	765	3.36	3.60	14.99	20.13
AO-11-3b	15.24	29.85	762	3.36	3.60	14.99	20.06
AO-15-3a	15.24	29.85	830	3.36	3.60	19.00	20.97
AO-15-3b	15.24	29.85	956	3.36	3.60	-	22.45
AO-15-3c	15.24	29.85	937	3.36	3.60	21.46	21.96
Ahmad et al. ⁽¹⁸⁾							
A1	12.70	20.32	621	3.93	4.0	22.87	22.87
A2	12.70	20.32	621	3.93	3.0	24.63	27.27
A3	12.70	20.32	621	3.93	2.7	24.63	27.27
A7	12.70	20.80	621	1.77	4.0	14.61	18.04
A8	12.70	20.80	621	1.77	3.0	16.33	18.90
A9	12.70	20.80	621	1.77	2.7	18.91	30.93
B1	12.70	20.17	684	5.04	4.0	20.39	20.41
B2	12.70	20.17	684	5.04	3.0	22.61	27.47
B3	12.70	20.17	684	5.04	2.7	24.83	39.89
B7	12.70	20.80	684	2.25	4.0	17.19	17.24
B8	12.70	20.80	684	2.25	3.0	18.04	18.04
B9	12.70	20.80	684	2.25	2.7	18.06	30.93
C1	12.70	18.42	656	6.64	4.0	23.29	23.69
C2	12.70	18.42	656	6.64	3.0	21.35	33.00
C3	12.70	18.42	656	6.64	2.7	17.47	30.09
C7	12.70	20.65	656	3.26	4.0	13.85	17.66
C8	12.70	20.65	656	3.26	3.0	17.31	17.31
C9	12.70	20.65	656	3.26	2.7	17.31	17.66
Pittaya ⁽³⁵⁾							
BO-5	15.30	24.40	673	5.227	3.69	25.45	27.78
BO-7	15.20	24.30	750	5.283	3.70	25.42	30.81
BO-28	15.30	24.10	739	5.292	3.73	29.83	31.41
BO-56	15.10	24.20	774	5.340	3.72	30.10	35.19

ตารางที่ 4.1 (ต่อ) ตัวอย่างและผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก

ตัวอย่าง	b (ซม.)	d (ซม.)	f'_c (กก./ซม. ²)	ρ %	$\frac{a}{d}$	v_{cr} (กก./ซม. ²)	v_u (กก./ซม. ²)
Thorenfeldt และ Drangshot ⁽⁵⁴⁾							
B11	15.00	22.10	551	1.82	3.0	17.85	17.85
B13	15.00	20.70	551	3.23	4.0	22.64	23.15
B14	15.00	20.70	551	3.23	3.0	21.82	27.12
B21	15.00	22.10	793	1.82	3.0	17.85	20.90
B23	15.00	20.70	793	3.23	4.0	25.59	25.59
B24	15.00	20.70	793	3.23	3.0	25.49	27.12
B43	15.00	20.70	861	3.23	4.0	25.59	28.25
B44	15.00	20.70	861	3.23	3.0	25.49	35.18
B51	15.00	22.10	996	1.82	3.0	17.23	17.23
B53	15.00	20.70	996	3.3	4.0	25.19	25.19
B54	15.00	20.70	996	3.23	3.0	25.49	25.49
B61	30.00	44.20	793	1.82	3.0	13.87	13.87
B63	30.00	41.40	793	3.23	4.0	18.86	18.86
B64	30.00	41.40	193	3.23	3.0	19.68	23.05

ตารางที่ 4.2 ข้อมูลที่ใช้ในการหาความสัมพันธ์เพื่อคำนวณหาหน่วยแรงเฉือน (จากตัวอย่างในตารางที่ 4.1)

ตัวอย่าง	f'_c (กก./ซม. ²)	v_{cr} (กก./ซม. ²)	v_u (กก./ซม. ²)	$\frac{v_{cr}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{v_u}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho V d}{M \sqrt{f'_c}}$	$\rho f'_c \frac{d}{a}$
AO-7-3a	384	14.99	18.44	0.7650	0.9410	0.000480	3.61
AO-7-3b	425	14.00	18.58	0.6791	0.9013	0.000456	3.99
AO-11-3a	765	14.99	20.13	0.5420	0.7278	0.000340	7.19
AO-11-3b	762	14.99	20.06	0.5430	0.7267	0.000341	7.16
AO-15-a	830	19.00	20.97	0.6596	0.7279	0.000326	7.80
AO-15-3b	956	-	22.45	-	0.7261	0.000304	7.99
AO-15-3c	937	21.46	21.96	0.7011	0.7174	0.000307	8.81
A1	621	22.87	22.87	0.9177	0.9177	0.000394	6.10
A2	621	24.63	27.27	0.9884	1.0943	0.000526	8.14
A3	621	24.63	27.27	0.9884	1.0943	0.000584	9.04
A7	621	14.61	18.04	0.5863	0.7239	0.000178	2.75
A8	621	16.33	18.90	0.6553	0.7584	0.000237	3.66
A9	621	18.91	30.93	0.7588	1.2412	0.000263	4.07

ตารางที่ 4.2(ต่อ) ข้อมูลที่ใช้ในการหาความสัมพันธ์เพื่อคำนวณหาหน่วยแรงเฉือน (จากตัวอย่างในตารางที่ 4.1)

ตัวอย่าง	f'_c (กก./ซม. ²)	v_{cr} (กก./ซม. ²)	v_u (กก./ซม. ²)	$\frac{v_{cr}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{v_u}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho V d}{M \sqrt{f'_c}}$	$\rho f'_c \frac{d}{a}$
B1	684	20.39	20.41	0.7796	0.7804	0.000482	8.62
B2	684	22.61	27.47	0.8645	1.0503	0.000642	11.49
B3	684	24.83	39.89	0.9494	1.5252	0.000714	12.77
B7	684	17.19	17.24	0.6573	0.6592	0.000215	3.85
B8	684	18.04	18.04	0.6898	0.6898	0.000287	5.13
B9	684	18.06	30.93	0.6905	1.1826	0.000319	5.70
C1	656	23.29	23.69	0.9093	0.9249	0.000648	10.89
C2	656	21.35	33.00	0.8336	1.2884	0.000864	14.52
C3	656	17.47	30.09	0.6821	1.1748	0.000960	16.13
C7	656	13.85	17.66	0.5408	0.6896	0.000318	5.35
C8	656	17.31	17.31	0.6758	0.6758	0.000424	7.13
C9	656	17.31	17.66	0.6758	0.6896	0.000471	7.92
BO-5	673	25.45	27.78	0.9810	1.0708	0.000546	9.54
BO-7	750	25.42	30.81	0.9282	1.1250	0.000521	10.70
BO-28	739	29.83	31.41	1.0973	1.1554	0.000521	10.47
BO-56	774	30.10	35.19	1.0819	1.2649	0.000516	11.11
B11	551	17.85	17.85	0.7604	0.7604	0.000258	3.34
B13	551	22.64	23.15	0.9645	0.9862	0.000344	4.45
B14	551	21.82	27.12	0.9296	1.1554	0.000459	5.96
B21	793	17.85	20.90	0.6339	0.7422	0.000215	4.81
B23	793	25.59	25.59	0.9087	0.9087	0.000287	6.40
B24	793	25.49	27.12	0.9052	0.9631	0.000382	8.54
B43	681	25.59	28.25	0.8721	0.9628	0.000275	6.95
B44	681	25.49	35.18	0.8687	1.1989	0.000367	9.27
B51	996	17.23	17.23	0.5460	0.5460	0.000192	6.04
B53	996	25.19	25.19	0.7982	0.7982	0.000256	8.04
B54	996	25.49	25.49	0.8077	0.8077	0.000341	10.72
B61	793	13.87	13.87	0.4925	0.4925	0.000215	4.81
B63	793	18.86	18.86	0.6697	0.6697	0.000287	6.40
B64	793	19.68	23.05	0.6989	0.8185	0.000382	8.54

ตารางที่ 4.3 เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงกับค่าทำนาย

ตัวอย่าง	v_{cr} (กก./ซม. ²)	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_c^{ACI-6}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_c^{ACI-3}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Zandry}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Pittaya}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Eq.4.31}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Eq.4.33}}$
AO-7-3a	14.99	1.31	1.44	0.97	0.94	0.96	0.91
AO-7-3b	14.00	1.17	1.28	0.88	0.85	0.86	0.82
AO-113a	14.99	0.97	1.02	0.77	0.75	0.73	0.73
AO-113b	14.99	0.97	1.02	0.77	0.75	0.73	0.73
AO-15-a	19.00	1.18	1.24	0.95	0.92	0.90	0.90
AO-15-3b	-	-	-	-	-	-	-
AO-15-3c	21.46	1.27	1.32	1.03	1.00	0.96	0.98
A1	22.87	1.61	1.73	1.25	1.21	1.20	1.18
A2	24.63	1.67	1.86	1.22	1.18	1.21	1.15
A3	24.63	1.64	1.86	1.18	1.14	1.17	1.12
A7	14.61	1.10	1.11	1.04	1.01	0.87	0.97
A8	16.33	1.21	1.24	1.05	1.02	0.94	0.99
A9	18.91	1.39	1.43	1.18	1.14	1.07	1.11
B1	20.39	1.33	1.47	0.99	0.96	0.97	0.94
B2	22.61	1.41	1.63	1.00	0.97	1.00	0.95
B3	24.83	1.52	1.79	1.06	1.02	1.06	1.01
B7	17.19	1.22	1.24	1.09	1.06	0.95	1.02
B8	18.04	1.25	1.30	1.04	1.01	0.96	0.98
B9	18.06	1.24	1.30	1.01	0.97	0.94	0.95
C1	23.29	1.48	1.72	1.05	1.01	1.05	0.99
C2	21.35	1.28	1.57	0.87	0.84	0.87	0.83
C3	17.47	1.02	1.29	0.69	0.67	0.68	0.66
C7	13.85	0.97	1.02	0.79	0.76	0.74	0.74
C8	17.31	1.18	1.28	0.89	0.87	0.87	0.85
C9	17.31	1.16	1.28	0.86	0.84	0.85	0.82
BO-5	25.45	1.65	1.85	1.19	1.16	1.19	1.13
BO-7	25.42	1.57	1.75	1.15	1.11	1.14	1.09
BO-28	29.83	1.85	2.07	1.36	1.31	1.34	1.29
BO-56	30.10	1.83	2.04	1.34	1.30	1.33	1.28
B11	17.85	1.39	1.43	1.19	1.15	1.07	1.11
B13	22.64	1.72	1.82	1.37	1.33	1.30	1.29
B14	21.82	1.60	1.75	1.20	1.16	1.18	1.13

ตารางที่ 4.3(ต่อ) เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกหักแนวทแยงกับค่าทำนาย

ตัวอย่าง	v_{cr} (กก./ชม. ²)	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_c^{ACI-6}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_c^{ACI-3}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Zsutty}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Pitaya}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Eq.4.31}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Eq.4.33}}$
B21	17.85	1.18	1.20	1.05	1.02	0.92	0.99
B23	25.59	1.65	1.71	1.37	1.33	1.26	1.29
B24	25.49	1.60	1.71	1.24	1.20	1.19	1.18
B43	25.59	1.59	1.65	1.33	1.29	1.22	1.26
B44	25.49	1.54	1.64	1.21	1.17	1.15	1.15
B51	17.23	1.02	1.03	0.94	0.91	0.80	0.89
B53	25.19	1.46	1.51	1.25	1.21	1.13	1.18
B54	25.49	1.44	1.52	1.15	1.11	1.09	1.09
B61	13.87	0.92	0.93	0.82	0.79	0.71	0.77
B63	18.86	1.22	1.26	1.01	0.98	0.93	0.95
B64	19.68	1.23	1.32	0.96	0.93	0.92	0.91

ตารางที่ 4.4 ผลการวิเคราะห์ทางสถิติจากการเปรียบเทียบของตัวอย่างในตารางที่ 4.3

อัตราส่วน	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_c^{ACI-6}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_c^{ACI-3}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Zsutty}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Pitaya}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Eq.4.31}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Eq.4.33}}$
ค่าเฉลี่ย	1.36	1.47	1.07	1.03	1.01	1.01
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	0.25	0.30	0.18	0.17	0.18	0.17
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)	18.37	20.24	16.79	16.79	17.61	16.81
ค่าสูงสุด	1.85	2.04	1.37	1.33	1.34	1.29
ค่าต่ำสุด	0.92	0.93	0.69	0.67	0.68	0.66
$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{product}} < 1.0$	4	1	14	17	23	24

สัญลักษณ์ค่ากำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกหักแนวทแยงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก

V_{cr}^{test} ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกหักแนวทแยง

V_c^{ACI-6} ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการของ ACI318⁽⁵⁾ (สมการที่ 4.17)

V_c^{ACI-3} ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการของ ACI318⁽⁵⁾ (สมการที่ 4.18)

V_{cr}^{Zsutty} ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการของ Zsutty⁽³⁶⁾ (สมการที่ 4.19)

V_{cr}^{Pitaya} ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการของ พิทยา⁽³⁶⁾ (สมการที่ 4.24)

$V_{cr}^{Eq.4.31}$ ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการในการศึกษานี้ในรูปแบบของ ACI318⁽⁵⁾ (สมการที่ 4.31)

$V_{cr}^{Eq.4.33}$ ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการในการศึกษานี้ในรูปแบบของ Zsutty⁽³⁶⁾ (สมการที่ 4.33)

ตารางที่ 4.5 เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัยกับค่าทำนาย

ตัวอย่าง	V_{uo} (กก./ซม. ²)	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_c^{ACI-6}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_c^{ACI-3}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{uo}^{Zandry}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{uo}^{Ahmad}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{uo}^{Pittaya}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Eq.A32}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{cr}^{Eq.A34}}$
AO-7-3a	18.44	1.61	1.78	1.11	1.55	0.97	0.97	1.01
AO-7-3b	18.58	1.55	1.70	1.08	1.51	0.94	0.95	0.98
AO-11-3a	20.13	1.30	1.37	0.97	1.34	0.84	0.86	0.85
AO-11-3b	20.06	1.30	1.37	0.96	1.34	0.84	0.86	0.84
AO-15-3a	20.97	1.31	1.37	0.98	1.36	0.85	0.87	0.85
AO-15-3b	22.45	1.31	1.37	1.00	1.39	0.87	0.89	0.87
AO-15-3c	21.96	1.29	1.35	0.98	1.37	0.85	0.88	0.85
A1	22.87	1.61	1.73	1.16	1.53	1.01	1.03	1.02
A2	27.27	1.85	2.06	1.26	1.67	1.09	1.08	1.09
A3	27.27	1.82	2.06	1.21	1.62	1.05	1.03	1.05
A7	18.04	1.36	1.37	1.19	1.58	1.04	1.03	1.09
A8	18.90	1.40	1.43	1.14	1.51	0.99	1.00	1.03
A9	30.93	2.27	2.34	1.79	2.40	1.56	1.59	1.61
B1	20.41	1.33	1.47	0.92	1.22	0.80	0.80	0.80
B2	27.47	1.71	1.98	1.13	1.50	0.98	0.95	0.97
B3	39.89	2.44	2.88	1.58	2.11	1.37	1.30	1.35
B7	17.24	1.23	1.24	1.02	1.35	0.88	0.89	0.92
B8	18.04	1.25	1.30	0.97	1.29	0.84	0.86	0.86
B9	30.93	2.13	2.23	1.60	2.15	1.39	1.43	1.42
C1	23.69	1.51	1.75	0.99	1.29	0.86	0.83	0.85
C2	33.00	1.98	2.43	1.25	1.65	1.09	0.99	1.06
C3	30.09	1.76	2.22	1.10	1.45	0.96	0.85	0.93
C7	17.66	1.24	1.30	0.94	1.24	0.81	0.83	0.83
C8	17.31	1.18	1.28	0.83	1.11	0.72	0.73	0.73
C9	17.66	1.18	1.30	0.82	1.10	0.71	0.72	0.72
BO-5	27.78	1.80	2.02	1.21	1.64	1.05	1.04	1.05
BO-7	30.81	1.90	2.12	1.29	1.75	1.12	1.12	1.11
BO-28	31.41	1.95	2.18	1.33	1.79	1.15	1.15	1.14
BO-56	34.19	2.08	2.32	1.42	1.91	1.23	1.23	1.22
B11	17.85	1.39	1.43	1.11	1.49	0.96	0.98	1.00
B13	23.15	1.76	1.86	1.30	1.72	1.13	1.16	1.17
B14	27.12	1.99	2.18	1.09	1.85	1.20	1.22	1.23

ตารางที่ 4.5(ต่อ) เปรียบเทียบผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัยกับค่าทำนาย

ตัวอย่าง	V_{uo} (กก./ซม. ²)	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_c^{ACI-6}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_c^{ACI-3}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{Znatty}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{Ahmad}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{Pittaya}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{Eq.A.32}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{Eq.A.34}}$
B21	20.90	1.38	1.40	1.15	1.54	1.00	1.01	1.02
B23	25.59	1.65	1.71	1.28	1.69	1.11	1.14	1.12
B24	27.12	1.70	1.82	1.23	1.64	1.07	1.09	1.07
B43	28.25	1.76	1.82	1.37	1.81	1.19	1.22	1.20
B44	35.18	2.12	2.26	1.55	2.07	1.35	1.38	1.34
B51	17.23	1.02	1.03	0.88	1.18	0.76	0.76	0.77
B53	25.19	1.46	1.51	1.16	1.54	1.01	1.03	1.01
B54	25.49	1.44	1.52	1.07	1.43	0.93	0.95	0.92
B61	13.87	0.92	0.93	0.76	1.42	0.66	0.67	0.68
B63	18.86	1.22	1.26	0.94	1.37	0.82	0.84	0.83
B64	23.05	1.44	1.54	1.04	1.57	0.91	0.93	0.91

ตารางที่ 4.6 ผลการวิเคราะห์ทางสถิติจากการเปรียบเทียบของตัวอย่างในตารางที่ 4.5

อัตราส่วน	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_c^{ACI-6}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_c^{ACI-3}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{Znatty}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{Ahmad}}$	$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{Pittaya}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{Eq.A.32}}$	$\frac{V_{cr}^{test}}{V_{Eq.A.34}}$
ค่าเฉลี่ย	1.58	1.71	1.15	1.56	1.00	1.00	1.01
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	0.35	0.43	0.22	0.28	0.19	0.20	0.20
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)	22.16	25.27	19.45	18.04	19.45	19.50	19.47
ค่าสูงสุด	2.44	2.88	1.79	2.40	1.56	1.59	1.61
ค่าต่ำสุด	0.92	0.93	0.76	1.10	0.66	0.67	0.68
$\frac{V_{uo}^{test}}{V_{product}} < 1.0$	1	1	13	0	21	23	19

สัญลักษณ์ค่ากำลังเฉือน ณ จุดประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอก

- V_{uo}^{test} ผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดประลัย
- V_c^{ACI-6} ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการของ ACI318⁽⁵⁾ (สมการที่ 4.17)
- V_c^{ACI-3} ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการของ ACI318⁽⁵⁾ (สมการที่ 4.18)
- V_{uo}^{Znatty} ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการของ Znatty⁽³⁶⁾ (สมการที่ 4.20)
- V_{uo}^{Ahmad} ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ (สมการที่ 4.23)
- $V_{uo}^{Pittaya}$ ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการของ พิทยา⁽³⁵⁾ (สมการที่ 4.25)
- $V_{uo}^{Eq.A.32}$ ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการในการศึกษานี้ในรูปของ ACI318⁽⁵⁾ (สมการที่ 4.32)
- $V_{uo}^{Eq.A.34}$ ค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนโดยใช้สมการในการศึกษานี้ในรูปของ Znatty⁽³⁶⁾ (สมการที่ 4.34)

ตารางที่ 4.7 ตัวอย่างและผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก

ตัวอย่าง	f'_c (กก./ซม. ²)	ρ (%)	$\frac{a}{d}$	d (ซม.)	$r f_{yw}$ (กก./ซม. ²)	v_n (กก./ซม. ²)	$\frac{r f_{yw}}{\sqrt{f'_c}}$
ELzanaty et al. ⁽¹⁷⁾							
G4	640	3.30	4.00	26.04	6.61	32.06	0.26
G5	408	2.50	4.00	26.04	6.61	23.98	0.33
พิทยา ⁽³⁵⁾							
BW-3D4	724	5.35	3.75	24.00	6.04	46.60	0.22
BW-D2	676	5.50	3.83	23.50	9.08	52.13	0.35
Mphonde และ Frantz ⁽⁷²⁾							
B50-7-3 ⁺	406	3.36	3.60	29.85	3.52	21.04	0.17
B50-11-3 ⁺	609	3.36	3.60	29.85	3.52	21.96	0.14
B50-15-3 ⁺	847	3.36	3.60	29.85	3.52	24.98	0.12
B100-7-3	480	3.36	3.60	29.85	7.04	27.02	0.32
B100-11-3	700	3.36	3.60	29.85	7.04	33.92	0.27
B100-15-3	836	3.36	3.60	29.85	7.04	25.97	0.24
B150-7-3	475	3.36	3.60	29.85	10.56	29.91	0.48
B150-11-3	709	3.36	3.60	29.85	10.56	36.24	0.40
B150-15-3	845	3.36	3.60	29.85	10.56	33.64	0.36
Johnson และ Ramirez ⁽⁷³⁾							
JR-1	372	2.49	3.10	53.87	7.04	21.04	0.37
JR-2 ⁺	372	2.49	3.10	53.87	3.52	13.79	0.18
JR-3 ⁺	738	2.49	3.10	53.87	3.52	16.33	0.13
JR-4 ⁺	738	2.49	3.10	53.87	3.52	19.63	0.13
JR-5	570	2.49	3.10	53.87	7.04	23.78	0.29
JR-7 ⁺	524	2.49	3.10	53.87	3.52	17.45	0.15
JR-8 ⁺	524	2.49	3.10	53.87	3.52	16.04	0.15
Roller และ Russell ⁽⁷⁴⁾							
RR-1 ⁺	1226	1.62	2.50	55.88	3.10	15.27	0.09
RR-2	1226	2.86	2.50	55.88	20.13	56.37	0.57
RR-3	1226	4.34	2.50	55.88	41.38	85.01	1.18
RR-4	1226	5.79	2.50	55.88	59.11	99.64	1.69
RR-5	1226	6.71	2.50	55.88	82.76	114.77	2.36
RR-6 ⁺	739	1.65	3.00	76.20	3.73	19.49	0.14

ตารางที่ 4.7(ต่อ) ตัวอย่างและผลการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก

ตัวอย่าง	f'_c (กก./ซม. ²)	ρ (%)	$\frac{a}{d}$	d (ซม.)	$r f_{yw}$ (กก./ซม. ²)	v_n (กก./ซม. ²)	$\frac{r f_{yw}}{\sqrt{f'_c}}$
Roller และ Russell ⁽⁷⁴⁾ (ต่อ)							
RR-7	739	1.82	3.00	76.20	7.18	23.08	0.26
RR-8 ⁺	1279	1.82	3.00	76.20	3.73	14.14	0.10
RR-9 ⁺	1279	2.27	3.00	76.20	7.18	21.96	0.20
RR-10	1279	2.75	3.00	76.20	10.56	34.34	0.30
Sarsam และ Al-Musawi ⁽¹⁹⁾							
AL2-N	412	2.23	4.00	23.50	7.75	27.65	0.38
AL2-H	768	2.23	4.00	23.50	7.75	29.55	0.28
AS2-N	398	2.23	2.50	23.50	7.75	45.63	0.39
AS2-H	770	2.26	2.50	23.50	7.75	49.08	0.28
AS3-N	410	2.23	2.50	23.50	11.62	48.00	0.57
AS3-H	732	2.23	2.50	23.50	11.62	48.00	0.43
BL2-H	772	2.82	4.00	23.30	7.75	33.63	0.28
BS2-H	754	2.82	2.50	23.30	7.75	54.34	0.28
BS3-H	748	2.82	2.50	23.30	11.62	55.46	0.42
BS4-H	817	2.82	2.50	23.30	15.60	50.31	0.55
CL2-H	715	3.51	4.00	23.30	7.75	35.79	0.29
CS2-H	716	3.51	2.50	23.30	7.75	60.10	0.29
CS3-H	757	3.51	2.50	23.30	11.62	60.10	0.42
CS4-H	772	3.51	2.50	23.30	15.60	53.66	0.56

* ตัวอย่างที่เสริมเหล็กกับแรงเฉือนต่ำสุดตามข้อกำหนด ACI318-89⁽⁶⁾ ($A_{v,min} = 3.52bS/f_{yw}$ กก./ซม.²)

+ ตัวอย่างที่เสริมเหล็กกับแรงเฉือนมีค่าดัชนี $r f_{yw} / \sqrt{f'_c} \leq 0.20$ (หน่วย กก./ซม.²)

จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

ตารางที่ 4.8 เปรียบเทียบผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือน V_n ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกกับค่าทำนาย

ตัวอย่าง	f'_c กก./ซม. ²	$\frac{r_{pr}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{ACI}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Zmady}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Pimaya}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Saroon}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Abmad}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.431}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.433}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.435}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.436}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{ACI-L}}$
1. B50-7-3	406	0.17	1.38	1.10	1.07	1.29	1.35	1.08	1.04	1.29	1.25	1.38
2. B50-11-3	609	0.14	1.25	1.02	1.00	1.19	1.26	0.99	0.97	1.19	1.17	1.25
3. B50-16-3	847	0.12	1.27	1.06	1.03	1.22	1.32	1.00	1.01	1.21	1.22	1.36
4. JR-2	372	0.18	0.95	0.77	0.75	0.91	1.05	0.75	0.73	0.89	0.87	0.95
5. JR-3	738	0.13	0.88	0.75	0.73	0.87	1.04	0.71	0.72	0.85	0.86	0.90
6. JR-4	738	0.13	1.06	0.90	0.88	1.05	1.25	0.85	0.86	1.02	1.04	1.08
7. JR-7	524	0.15	1.07	0.88	0.86	1.04	1.22	0.85	0.84	1.02	1.01	1.07
8. JR-8	524	0.15	0.98	0.81	0.79	0.95	1.12	0.78	0.77	0.93	0.92	0.98
9. RR-1	1226	0.09	0.70	0.66	0.64	0.76	0.97	0.57	0.63	0.69	0.76	0.87
10. RR-6	739	0.14	1.07	0.99	0.96	1.15	1.49	0.87	0.94	1.05	1.12	1.09
11. RR-8	1279	0.10	0.62	0.60	0.58	0.69	0.93	0.51	0.57	0.62	0.69	0.78
12. G4	640	0.26	1.55	1.33	1.30	1.52	1.57	1.27	1.27	1.49	1.49	1.55
13. G5	408	0.33	1.35	1.18	1.15	1.36	1.37	1.12	1.12	1.30	1.30	1.35
14. BW-3D4	724	0.22	2.12	1.67	1.63	1.88	1.98	1.66	1.60	1.97	1.90	2.14
15. BW-D2	676	0.35	2.12	1.71	1.67	1.90	1.99	1.70	1.65	1.98	1.92	2.12
16. B100-7-3	480	0.32	1.38	1.14	1.12	1.31	1.36	1.12	1.10	1.31	1.28	1.38
17. B100-11-3	700	0.27	1.55	1.31	1.28	1.49	1.57	1.27	1.26	1.48	1.48	1.55
18. B100-15-3	836	0.24	1.12	0.96	0.94	1.09	1.16	0.92	0.92	1.08	1.09	1.19

ตารางที่ 4.8 (ต่อ) เปรียบเทียบผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือน V_n ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกกับค่าทำนาย

ตัวอย่าง	f'_c กก./ซม. ²	$\frac{rf_{yu}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{ACI}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Znaty}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Pittaya}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Sarrom}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Alomad}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.4.31}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.4.33}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.4.35}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.4.36}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{ACI-L}}$
19. B150-7-3	475	0.48	1.29	1.10	1.08	1.24	1.28	1.09	1.06	1.24	1.22	1.29
20. B150-11-3	709	0.40	1.42	1.23	1.21	1.37	1.44	1.19	1.19	1.37	1.37	1.43
21. B150-15-3	845	0.36	1.26	1.10	1.08	1.22	1.29	1.06	1.06	1.22	1.22	1.32
22. JR-1	372	0.37	1.16	0.98	0.96	1.12	1.26	0.96	0.93	1.11	1.08	1.16
23. JR-5	570	0.29	1.17	1.00	0.98	1.14	1.31	0.96	0.96	1.12	1.12	1.17
24. RR-2	1226	0.57	1.42	1.27	1.25	1.37	1.59	1.23	1.24	1.38	1.39	1.59
25. RR-3	1226	1.18	1.37	1.23	1.21	1.29	1.44	1.22	1.21	1.33	1.32	1.47
26. RR-4	1226	1.69	1.23	1.11	1.10	1.15	1.27	1.11	1.10	1.19	1.18	1.30
27. RR-5	1226	2.36	1.09	1.00	0.99	1.03	1.11	1.00	0.99	1.06	1.05	1.14
28. RR-7	739	0.26	1.06	0.97	0.95	1.11	1.37	0.89	0.93	1.04	1.08	1.07
29. RR-9	1279	0.20	0.83	0.77	0.75	0.86	1.12	0.69	0.74	0.82	0.87	1.01
30. RR-10	1279	0.30	1.14	1.03	1.01	1.14	1.44	0.96	0.99	1.12	1.15	1.35
31. AL2-N	412	0.38	1.46	1.32	1.29	1.51	1.50	1.24	1.26	1.43	1.44	1.46
32. AL2-H	768	0.28	1.31	1.23	1.20	1.40	1.42	1.11	1.18	1.29	1.36	1.35
33. AS2-N	398	0.39	2.36	1.98	1.94	2.25	2.31	1.95	1.69	2.25	2.19	2.36
34. AS2-H	770	0.28	2.11	1.82	1.78	2.05	2.15	1.74	1.75	2.04	2.05	2.17
35. AS3-N	410	0.57	2.06	1.77	1.74	1.98	2.02	1.75	1.71	1.97	1.93	2.06
36. AS3-H	732	0.43	1.80	1.58	1.55	1.75	1.82	1.52	1.52	1.74	1.74	1.82

ตารางที่ 4.8 (ต่อ) เปรียบเทียบผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือน V_n ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอกกับค่าทำนาย

ตัวอย่าง	f'_c กก./ซม. ²	$\frac{f_{pr}}{\sqrt{f'_c}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{ACI}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Zsuty}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Pittaya}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Sarsam}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Ahmad}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.4.31}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.4.33}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.4.35}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{Eq.4.36}}$	$\frac{V_n^{test}}{V_n^{ACT-L}}$
37. BL2-H	772	0.28	1.47	1.32	1.29	1.50	1.53	1.23	1.27	1.44	1.48	1.51
38. BS2-H	754	0.28	2.32	1.92	1.88	2.16	2.28	1.88	1.85	2.20	2.17	2.37
39. BS3-H	748	0.42	2.03	1.73	1.69	1.91	2.00	1.69	1.67	1.95	1.92	2.07
40. BS4-H	817	0.55	1.58	1.37	1.35	1.50	1.56	1.34	1.33	1.62	1.51	1.63
41. CL2-H	715	0.29	1.58	1.36	1.33	1.54	1.58	1.30	1.31	1.52	1.53	1.59
42. CS2-H	716	0.29	2.55	2.04	1.99	2.28	2.42	2.03	1.97	2.38	2.31	2.56
43. CS3-H	757	0.42	2.16	1.78	1.75	1.97	2.07	1.77	1.72	2.04	1.99	2.20
44. CS4-H	772	0.56	1.68	1.42	1.39	1.55	1.62	1.41	1.38	1.60	1.56	1.71
ค่าเฉลี่ย			1.44	1.23	1.21	1.39	1.50	1.19	1.19	1.38	1.38	1.48
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน			0.47	0.37	0.36	0.41	0.38	0.38	0.36	0.73	0.41	0.45
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)			32.31	2.97	30.03	29.38	25.11	31.87	30.18	31.39	29.78	30.41
ค่าสูงสุด			2.55	2.04	1.99	2.28	2.42	2.03	1.97	2.31	2.31	2.56
ค่าต่ำสุด			0.62	0.60	0.58	0.69	0.93	0.51	0.57	0.69	0.69	0.78
$V_n^{test} / V_n^{predict} < 1.0$			6	12	14	6	2	15	17	6	6	5
$V_n^{test} / V_n^{predict} < 1.0$			3	6	6	2	0	6	7	3	2	1

V_n^{test} ผลการทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก : ส่วนสัญลักษณ์อื่น ๆ คือค่าทำนายกำลังรับแรงเฉือนดังนี้ V_n^{ACI} ของ ACI318⁽⁵⁾ (สมการที่ 4.17);

V_n^{ACT-L} ของ ACI318⁽⁵⁾ จำกัดค่า f'_c ; V_n^{Zsuty} ของ Zsutty⁽³⁶⁾ (สมการที่ 4.19); $V_n^{Pittaya}$ ของ พิทยา⁽³⁵⁾ (สมการที่ 4.23); V_n^{Ahmad} ของ Ahmad et al.⁽¹⁸⁾ (สมการที่ 4.23);

V_n^{Sarsam} ของ Sarsam และ Al-Musawi⁽¹⁹⁾ (สมการที่ 4.30); $V_n^{Eq.4.31}$, $V_n^{Eq.4.33}$, $V_n^{Eq.4.35}$, $V_n^{Eq.4.36}$ ในการศึกษา⁽¹⁾ (สมการที่ 4.31, 4.33, 4.35, และ 4.36 ตามลำดับ)

ตารางที่ 5.1* เปรียบเทียบค่า k_3 จากการทดสอบ^{(22),(33)} กับค่าจากการทำนาย

ตัวอย่าง	f'_c กก./ซม. ²	$P_{c, test}$ ตัน	$A_c f'_c$ ตัน	$k_{3, test}$	$\frac{k_{3, test}}{k_{3, ACI}}$	$\frac{k_{3, test}}{k_{3, O95}}$	$\frac{k_{3, test}}{k_{3, NS}}$	$\frac{k_{3, test}}{k_{3, Col.}}$	$\frac{k_{3, test}}{k_{3, 527}}$
1A	973	383.1	525.7	0.73	0.86	0.77	1.12	1.03	0.92
1B	973	422.1	525.6	0.80	0.95	0.85	1.23	1.13	1.02
1C	973	427.8	525.6	0.81	0.96	0.86	1.25	1.15	1.03
1D	1024	454.9	553.2	0.82	0.97	0.87	1.27	1.17	1.05
2A	983	425.2	531.1	0.80	0.95	0.84	1.23	1.13	1.01
2B	983	392.4	531.0	0.74	0.87	0.78	1.13	1.05	0.94
2C	983	406.4	531.0	0.77	0.90	0.81	1.18	1.08	0.97
2D	983	417.6	531.0	0.79	0.93	0.83	1.21	1.11	1.00
3A	1000	396.1	540.3	0.73	0.86	0.77	1.13	1.04	0.93
3B	1000	394.6	540.2	0.73	0.86	0.77	1.12	1.04	0.93
3C	1000	403.7	540.2	0.75	0.88	0.79	1.15	1.06	0.95
3D	1000	420.2	540.2	0.78	0.92	0.82	1.20	1.10	0.99
4A	949	384.0	505.2	0.76	0.89	0.80	1.16	1.07	0.96
4B	949	411.5	505.1	0.82	0.96	0.86	1.24	1.15	1.03
4C	949	409.6	505.1	0.81	0.95	0.85	1.24	1.14	1.02
4D	949	409.2	505.1	0.81	0.95	0.85	1.24	1.14	1.02
5A	1019	396.5	542.4	0.73	0.86	0.77	1.13	1.04	0.93
5B	1019	427.3	542.4	0.79	0.93	0.83	1.24	1.12	1.00
5C	1019	445.3	542.4	0.82	0.97	0.86	1.27	1.17	1.04
5D	1019	449.0	542.4	0.83	0.97	0.87	1.27	1.17	1.05
6B	1182	436.4	629.1	0.69	0.82	0.73	1.09	1.01	0.9
6D	1158	427.9	616.4	0.69	0.82	0.73	1.09	1.01	0.9
7B	774	351.1	412.0	0.85	1.00	0.90	1.26	1.16	1.04
7D	692	311.8	368.3	0.85	1.00	0.89	1.23	1.13	1.01
8B	536	225.7	285.3	0.79	0.93	0.83	1.09	0.99	0.9
8D	567	238.4	301.8	0.79	0.93	0.83	1.10	1.01	0.91
C-00	857	187.0	192.8	0.97	1.14	1.02	1.46	1.34	1.20
C-12	857	182.1	189.0	0.96	1.13	1.01	1.45	1.33	1.20
C-16	857	190.3	185.9	1.02	1.20	1.08	1.54	1.42	1.27
C-20	780	157.2	165.7	0.95	1.12	1.00	1.41	1.29	1.16

* คู่มือวิศวกรรมทางสถิติของการเปรียบเทียบในตารางที่ 5.3

ตารางที่ 5.2* เปรียบเทียบกำลังรับแรงในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กกับการทำนาย

ตัวอย่าง	f'_c กก./ซม. ²	$P_{o, test}$ ตัน	$A_c f'_c$ ตัน	$A_s f_y$ กก.	$\frac{P_{o, test}}{P_{o, ACI}}$	$\frac{P_{o, test}}{P_{o, D95}}$	$\frac{P_{o, test}}{P_{o, NS}}$	$\frac{P_{o, test}}{P_{o, Col.}}$	$\frac{P_{o, test}}{P_{o, 527}}$
1A	973	432.8	525.7	49.5	0.87	0.79	1.10	1.03	0.93
1B	973	477.1	525.6	55.3	0.95	0.86	1.20	1.12	1.01
1C	973	480.9	525.6	55.2	0.96	0.87	1.21	1.13	1.02
1D	1024	510.0	553.2	55.2	0.97	0.88	1.24	1.15	1.04
1D1	1024	523.7	553.2	55.2	1.00	0.90	1.27	1.18	1.07
2A	983	474.9	531.1	49.5	0.95	0.86	1.20	1.12	1.01
2B	983	447.5	531.0	55.3	0.88	0.80	1.12	1.04	0.94
2C	983	461.4	531.0	55.2	0.91	0.82	1.15	1.07	0.97
2D	983	472.6	531.0	55.2	0.93	0.84	1.18	1.10	1.00
3A	1000	445.7	540.3	49.5	0.88	0.79	1.11	1.04	0.94
3B	1000	449.7	540.2	55.3	0.87	0.79	1.11	1.03	0.93
3C	1000	458.8	540.2	55.2	0.89	0.81	1.13	1.05	0.95
3D	1000	457.3	540.2	55.2	0.92	0.84	1.17	1.09	0.99
4A	949	469.7	505.2	85.4	0.91	0.83	1.13	1.06	0.97
4B	949	497.8	505.1	86.4	0.97	0.88	1.19	1.12	1.02
4C	949	496.0	505.1	86.3	0.96	0.88	1.19	1.11	1.02
4D	949	495.9	505.1	86.3	0.96	0.88	1.19	1.11	1.02
5A	1019	482.1	542.4	85.4	0.88	0.80	1.10	1.03	0.94
5B	1019	513.6	542.4	86.4	0.94	0.85	1.17	1.10	1.00
5C	1019	531.7	542.4	86.3	0.97	0.88	1.21	1.14	1.04
5D	1019	556.5	542.4	86.3	1.02	0.93	1.27	1.19	1.09
6B	1182	550.2	629.1	94.5	0.87	0.79	1.11	1.04	0.95
6D	1158	565.5	616.4	96.9	0.91	0.83	1.15	1.08	0.99
7B	774	505.2	412.0	94.5	1.14	1.04	1.35	1.27	1.17
7D	692	479.4	368.3	96.9	1.17	1.07	1.37	1.28	1.18
8B	536	462.0	285.3	94.5	1.37	1.26	1.53	1.44	1.34
8D	567	462.2	301.8	96.9	1.31	1.20	1.47	1.38	1.29
C-00	857	187.0	192.8	0	1.14	1.02	1.46	1.34	1.20
C-18	857	197.0	189.0	14.9	1.12	1.01	1.40	1.30	1.18
C-16	857	218.5	185.9	28.2	1.17	1.07	1.44	1.34	1.23
C-20	780	202.0	165.7	44.7	1.09	1.00	1.29	1.21	1.12

* คู่มือวิเคราะห์ทางสถิติของการเปรียบเทียบในตารางที่ 5.4

ตารางที่ 5.3 แสดงผลวิเคราะห์ทางสถิติของการเปรียบเทียบผลทดสอบกับค่าทำนาย สำหรับการทำนายค่า k_3 ในตารางที่ 5.1

อัตราส่วนการเปรียบเทียบ	$k_{3,est}$	$\frac{k_{3,est}}{k_{3,ACT}}$	$\frac{k_{3,est}}{k_{3,0.95}}$	$\frac{k_{3,est}}{k_{3,NS}}$	$\frac{k_{3,est}}{k_{3,Col.}}$	$\frac{k_{3,est}}{k_{3,5.27}}$
ค่าเฉลี่ย	0.81	0.95	0.85	1.22	1.13	1.00
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	0.08	0.09	0.08	0.11	0.11	0.09
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)	9.93	9.93	9.93	9.35	9.33	9.35
ค่าสูงสุด	1.02	1.20	1.08	1.54	1.42	1.27
ค่าต่ำสุด	0.69	0.82	0.73	1.09	0.99	0.90

$k_{3,ACT}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.85$ [ตาม ACI-318-89]

$k_{3,95}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.95$

$k_{3,NS}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = [0.56(f'_c + 110) + 28] / f'_c$ [สมการที่ 5.2]

$k_{3,Col.}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.60 + 105/f'_c$ [สมการที่ 5.3]

$k_{3,5.27}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.68 + 108/f'_c$ [สมการที่ 5.27]

ตารางที่ 5.4 แสดงผลวิเคราะห์ทางสถิติของการเปรียบเทียบผลทดสอบกับค่าทำนาย สำหรับการทำนายกำลังรับน้ำหนักในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กในตารางที่ 5.2

อัตราส่วนการเปรียบเทียบ	$\frac{P_{o,est}}{P_{o,ACT}}$	$\frac{P_{o,est}}{P_{o,0.95}}$	$\frac{P_{o,est}}{P_{o,NS}}$	$\frac{P_{o,est}}{P_{o,Col.}}$	$\frac{P_{o,est}}{P_{o,5.27}}$
ค่าเฉลี่ย	1.00	0.91	1.23	1.15	1.05
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	0.13	0.12	0.12	0.12	0.11
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)	13.02	13.47	9.96	10.00	10.47
ค่าสูงสุด	1.37	1.26	1.53	1.44	1.34
ค่าต่ำสุด	0.87	0.79	1.10	1.03	0.93

$P_{3,ACT}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.85$ [ตาม ACI-318-89]

$P_{3,95}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.95$

$P_{3,NS}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = [0.56(f'_c + 110) + 28] / f'_c$ [สมการที่ 5.2]

$P_{3,Col.}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.60 + 105/f'_c$ [สมการที่ 5.3]

$P_{3,5.27}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.68 + 108/f'_c$ [สมการที่ 5.27]

ตารางที่ 5.5 เปรียบเทียบค่า k_3 ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กกับการทำนาย (ผลทดสอบของ Al-Hussaini et al.⁽⁸¹⁾)

ตัวอย่าง	f'_c กก./ซม. ²	f_y กก./ซม. ²	f_s กก./ซม. ²	A_{st} ซม. ²	$P_{c, test}$ ตัน	$A_c f'_c$ ตัน	$k_{3, test}$	$\frac{k_{3, test}}{k_{3, ACI}}$	$\frac{k_{3, test}}{k_{3, Col.}}$	$\frac{k_{3, test}}{k_{3, 5.28}}$
C11	1353	5700	5700	4.52	598.8	839.5	0.71	0.84	1.05	1.06
C12	1175	5598	3923	12.60	497.1	719.6	0.69	0.81	1.00	1.01
C13	1166	4813	4126	19.60	467.2	705.9	0.66	0.81	0.96	0.97
C14	1242	4813	4258	39.30	505.7	727.4	0.70	0.81	1.02	1.02
C21	1019	5700	5700	4.52	445.9	632.3	0.71	0.83	1.00	1.01
C22	1132	5598	5472	12.60	504.6	693.2	0.73	0.86	1.05	1.06
C23	1213	5241	5241	16.10	476.5	738.6	0.65	0.76	0.94	0.95
C24	1026	4813	4614	19.60	406.7	621.0	0.65	0.83	0.93	0.94
ค่าเฉลี่ย							0.70	0.82	0.99	1.00
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน							0.03	0.03	0.05	0.05
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)							4.34	3.52	4.70	4.68

ตารางที่ 5.6 เปรียบเทียบกำลังรับแรงในแนวแกนของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กกับการทำนาย⁽⁸¹⁾ (ตัวอย่างในตารางที่ 5.5)

ตัวอย่าง	f'_c กก./ซม. ²	f_y กก./ซม. ²	A_{st} ซม. ²	$P_{o, test}$ กก.	$P_{o, ACI}$ กก.	$P_{o, Col.}$ กก.	$P_{o, 5.32}$ กก.	$\frac{P_{o, test}}{P_{o, ACI}}$	$\frac{P_{o, test}}{P_{o, Col.}}$	$\frac{P_{o, test}}{P_{o, 5.28}}$
C11	1353	5700	4.52	624.6	739.3	594.6	591.5	0.84	1.05	1.06
C12	1175	5598	12.60	546.6	682.2	566.6	563.6	0.80	0.96	0.97
C13	1166	4813	19.60	548.1	694.3	581.4	578.4	0.79	0.94	0.95
C14	1242	4813	39.30	673.0	807.5	687.1	684.2	0.73	0.98	0.98
C21	1019	5700	4.52	471.6	563.2	470.3	467.2	0.74	1.00	1.01
C22	1132	5598	12.60	573.6	659.8	550.8	547.7	0.77	1.04	1.05
C23	1213	5241	16.10	560.8	712.2	591.5	588.4	0.79	0.95	0.95
C24	1026	4614	19.60	497.1	622.3	530.6	527.5	0.80	0.94	0.94
ค่าเฉลี่ย								0.82	0.98	0.99
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน								0.03	0.04	0.04
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)								3.67	4.49	4.50

* ตัวอย่างทดสอบทั้งหมดมีขนาด 25x25x200 ซม.

* ค่า f'_c ในตารางเป็นค่าที่แปลงมาจากกำลังอัดทรงลูกบาศก์ f_{cu} ขนาด 10 ซม. โดยการแปลงสมมุติว่าเป็นไปตาม Doh et al.⁽³⁷⁾ นั่นคือ $f'_c = f_{cu} - 110$ กก./ซม.²

+ $P_{c, test}$ คำนวณจาก $P_{o, test}$ ในตารางที่ 5.3.1. สมด้วย $A_s f_s$ ซึ่ง f_s รัคจากความเครียดในเหล็กเสริมดังในตารางที่ 5.5

$k_{3, ACI}$ และ $P_{3, ACI}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.85$ ตาม ACI-318-89

$k_{3, Col.}$ และ $P_{3, Col.}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.60 + 105/f'_c$ [สมการที่ 5.3]

$k_{3, 5.28}$ และ $P_{3, 5.28}$ ทำนายโดยใช้ $k_3 = 0.60 + 100/f'_c$ [สมการที่ 5.28]

ตารางที่ 5.7 รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบและผลการทดสอบของ Cusson และ Paultre^[22]

ตัวอย่าง*	f'_c กก./ซม. ²	d_h ซม.	s ซม.	ρ_g %	ρ_h %	f_{yh} กก./ซม. ²	w' ซม.	P_c ตัน	P_{cc} ตัน
1A	973	0.95	5.00	2.20	2.80	4181	14.65	383.1	373.7
1B	973	0.79	5.00	2.20	3.40	3997	7.19	422.1	395.5
1C	973	0.79	5.00	2.20	3.60	3997	4.73	427.8	381.7
1D	1024	0.79	5.00	2.20	4.80	3997	4.73	454.9	423.4
2A	983	0.79	5.00	2.20	2.00	3997	14.81	425.2	343.7
2B	983	0.64	5.00	2.20	2.20	4222	7.27	392.7	346.1
2C	983	0.64	5.00	2.20	2.30	4222	4.78	406.4	372.0
2D	983	0.64	5.00	2.20	3.10	4222	4.78	417.6	369.9
3A	1000	0.95	10.00	2.20	1.40	4181	14.65	396.1	305.7
3B	1000	0.95	10.00	2.20	2.50	4181	7.11	394.6	323.9
3C	1000	0.95	10.00	2.20	2.60	4181	4.68	403.7	338.4
3D	1000	0.95	10.00	2.20	3.50	4181	4.68	420.2	350.0
4A	949	0.95	5.00	2.20	2.80	4181	13.67	384.0	353.5
4B	949	0.79	5.00	2.20	3.40	3997	7.58	411.4	377.6
4C	949	0.79	5.00	2.20	3.60	3997	4.18	409.6	388.3
4D	949	0.79	5.00	2.20	4.80	3997	4.18	409.2	409.5
5A	1019	0.95	5.00	3.60	2.80	7189	13.67	396.5	365.1
5B	1019	0.79	5.00	3.60	3.40	7852	7.58	427.3	385.0
5C	1019	0.79	5.00	3.60	3.60	7852	4.18	445.3	405.0
5D	1019	0.79	5.00	3.60	4.80	7852	4.18	448.0	470.1
6B	1182	0.95	5.00	3.60	4.90	7291	7.58	436.4	450.3
6D	1158	0.79	5.00	3.60	4.80	6934	4.18	427.9	464.6
7B	774	0.95	5.00	3.60	4.90	7291	7.58	351.1	392.5
7D	692	0.79	5.00	3.60	4.80	6934	4.18	311.8	368.6
8B	536	0.95	5.00	3.60	4.90	7291	7.58	225.7	328.2
8D	567	0.79	5.00	3.60	4.80	6934	4.18	238.4	333.5

* ตัวอย่างทั้งหมดมีขนาดหน้าตัด 23.5x23.5 ซม. และแกนคอนกรีตมีขนาดหน้าตัด 19.5x19.5 ซม. ซึ่งวัดจากศูนย์กลางของวงเหล็กปลอกเดียว, จำนวนราชของเหล็กปลอกเดียวในแต่ละทิศทางของตัวอย่างชุด A, B, C, และ D คือ 2, 4, 4, และ 6 ตามลำดับ

ตารางที่ 5.8 การหาค่าสัมประสิทธิ์การโอบ $K (= \Delta f_c / f_{le})$ จากการทดสอบของตัวอย่างในตารางที่ 5.7

ตัวอย่าง	f'_c กก./ซม. ²	k_e	f_l กก./ซม. ²	f_{le} กก./ซม. ²	$k_{3,sect}$	f'_{co} กก./ซม. ²	f'_{cc} กก./ซม. ²	Δf_c กก./ซม. ²	$\frac{\Delta f_c}{f_{le}}$
1A	973	0.52	60.79	31.45	0.73	709	1015	306	9.73
1B	973	0.67	68.33	45.98	0.80	781	1075	293	6.37
1C	973	0.73	80.38	58.30	0.81	792	1037	245	4.20
1D	1024	0.73	120.57	87.45	0.82	842	1150	308	3.52
2A	983	0.51	40.19	20.33	0.80	787	934	147	7.21
2B	983	0.66	47.36	31.45	0.74	727	940	214	6.79
2C	983	0.72	55.72	39.95	0.77	752	1011	258	6.46
2D	983	0.72	83.57	59.92	0.79	773	1005	232	3.87
3A	1000	0.38	30.39	11.55	0.73	733	831	97	8.42
3B	1000	0.50	51.67	25.90	0.73	731	880	149	5.76
3C	1000	0.54	60.79	32.77	0.75	747	919	172	5.25
3D	1000	0.54	91.18	49.15	0.78	778	951	173	3.51
4A	949	0.57	60.79	34.64	0.76	721	981	260	7.50
4B	949	0.67	68.33	45.81	0.81	773	1048	275	6.00
4C	949	0.76	80.38	61.29	0.81	769	1078	308	5.03
4D	949	0.76	120.57	91.94	0.81	769	1136	368	4.00
5A	1019	0.57	104.53	59.56	0.73	745	1013	268	4.50
5B	1019	0.67	134.21	89.99	0.79	803	1068	266	2.95
5C	1019	0.76	157.90	120.39	0.82	836	1124	287	2.39
5D	1019	0.76	236.84	180.59	0.83	841	1304	463	2.56
6B	1182	0.68	180.22	121.95	0.69	820	1250	430	3.52
6D	1158	0.72	209.16	151.14	0.69	804	1289	485	3.21
7B	774	0.68	180.22	121.95	0.85	659	1089	430	2.52
7D	692	0.72	209.16	151.14	0.85	586	1023	437	2.89
8B	536	0.68	180.22	121.95	0.79	424	911	487	3.99
8D	567	0.72	209.16	151.14	0.79	448	926	478	3.16
ค่าเฉลี่ย									4.86
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน									1.94
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)									39.99
ค่าสูงสุด									9.73
ค่าต่ำสุด									2.39

ตารางที่ 6.1 การพิจารณาตัวคูณเพื่อปรับค่าระยะพัฒนากำลังของเหล็กเสริมรับแรงดึงของข้อกำหนด ACI318-89

สภาวะที่พิจารณา	ตัวคูณ
1. การเสริมเหล็กที่อยู่ในสภาวะดังต่อไปนี้ ก. เหล็กเสริมในคานหรือเสาที่มีระยะหุ้มต่ำสุดไม่น้อยกว่าที่กำหนดในข้อกำหนด ACI318-89 ข้อ 7.7.1, และเหล็กเสริมตามขวางเป็นไปตามเหล็กปลอกเดี่ยวที่ต้องการสำหรับชิ้นส่วนรับแรงอัดหรือเหล็กปลอกต่ำสุดที่ต้องการตลอดระยะพัฒนากำลังสำหรับคาน, และระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมต้องไม่น้อยกว่า $3d_b$ วัดจากผิว ข. เหล็กเสริมในคานหรือเสาที่มีระยะหุ้มตามที่กำหนดใน ACI318-89 ข้อ 7.7.1* ถูกล้อมรอบโดยเหล็กเสริมตามขวาง A_{tr} ตลอดระยะพัฒนากำลังโดยมีพื้นที่หน้าตัด $A_{tr} \geq \frac{d_b s N}{40}$ เมื่อ A_{tr} = พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมตามขวางที่อยู่ในระยะห่าง s และตั้งฉากกับระนาบของเหล็กเสริมที่พิจารณาระยะพัฒนากำลังหรือระยะทาบ d_b = ขนาดของเหล็กเสริมที่พิจารณาระยะพัฒนากำลัง s = ระยะห่างของเหล็กปลอก N = จำนวนของเหล็กเสริมในชั้นที่พิจารณาระยะพัฒนากำลังหรือระยะทาบ	1.0
2. เหล็กเสริมที่มีระยะหุ้มน้อยกว่าหรือเท่ากับ d_b หรือมีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมน้อยกว่าหรือเท่ากับ $2d_b$	2.0
3. การเสริมเหล็กที่ไม่เป็นไปตามข้อ 1. และข้อ 2.	1.4
4. สำหรับเหล็กเสริมที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางไม่เกิน 35 มม. ที่มีระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมวัดจากผิวไม่น้อยกว่า $5d_b$, และมีระยะหุ้มด้านข้างจากผิวชิ้นส่วนถึงเหล็กเสริมที่อยู่นอกสุดโดยวัดในระนาบของเหล็กเสริมไม่น้อยกว่า $2.5d_b$ แพดเดอร์ในข้อที่ 1, 2, หรือ 3 อาจคูณด้วย	0.8
5. สำหรับเหล็กเสริมที่ถูกล้อมรอบด้วยเหล็กปลอกเกลียวที่มีเส้นผ่าศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 6 มม. และมีระยะห่างไม่มากกว่า 10 ซม. หรือถูกล้อมรอบโดยเหล็กปลอกเดี่ยวที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางไม่น้อยกว่า 12 มม. โดยมีระยะห่างไม่มากกว่า 10 ซม., และจัดให้เหล็กเสริมถูกรองรับสลับไปมาโดยมุมของเหล็กปลอกที่มีมุมไม่มากกว่า 135 องศา แพดเดอร์ในข้อที่ 1, 2, หรือ 3 อาจคูณด้วย	0.75
6. ระยะพัฒนากำลังพื้นฐานที่คูณด้วยแพดเดอร์ในข้อ 1, 2, หรือ 3 และปรับค่าโดยข้อที่ 4 และ 5 หรือทั้งสอง จะต้องไม่น้อยกว่า $0.1134d_b f_y / \sqrt{f'_c}$	
7. เหล็กบน; เหล็กเสริมในแนวระดับที่มีคอนกรีตอยู่ใต้เหล็กมากกว่า 30 ซม.	1.3
8. เมื่อชิ้นส่วนรับแรงดัดเสริมเหล็กมากกว่าต้องการ	$\frac{A_{s,required}}{A_{s,provided}} \leq 1.0$

* ดูข้อกำหนด ACI318-89

ตารางที่ 6.2 ค่าสัมประสิทธิ์ α_1 , α_2 , α_3 , α_4 , และ α_5 ที่กำหนดใน CEB/FIP MC90

แฟคเตอร์จากอิทธิพลของ	ชนิดของการฝั่ง	เหล็กเสริม	
		รับแรงดึง	รับแรงอัด
รูปร่างของเหล็กเสริม	—	$\alpha_1 = 1.0$	$\alpha_1 = 1.0$
	∟ ∟ ∟	$\alpha_1 = 0.7^*$	$\alpha_1 = 1.0$
การเชื่อมเหล็กตามขวาง	∟ ∟ ∟	$\alpha_2 = 0.7$	$\alpha_2 = 0.7$
การโอบโดยคอนกรีต	—	$\alpha_3 = 1 - 0.15 \frac{c_d - d_b}{d_b}$ โดยที่ $0.7 \leq \alpha_3 \leq 1.0$	$\alpha_3 = 1.0$
	∟ ∟ ∟	$\alpha_3 = 1 - 0.15 \frac{c_d - 3d_b}{d_b}$ โดยที่ $0.7 \leq \alpha_3 \leq 1.0$	
การโอบโดยเหล็กเสริมตามขวาง	∟ ∟ ∟	$\alpha_4 = 1 - K\lambda^\#$ โดยที่ $0.7 \leq \alpha_4 \leq 1.0$	$\alpha_4 = 1.0$
การโอบโดยแรงดันตามขวาง	∟ ∟ ∟	$\alpha_5 = 1 - 0.0039p$ โดยที่ $0.7 \leq \alpha_5 \leq 1.0$	

* ถ้า $c_d > 3d_b$, มิเช่นนั้น $\alpha_1 = 1.0$ (ค่า c_d พิจารณาเช่นเดียวกับค่า C ใน ACI318-89⁽⁴⁾)

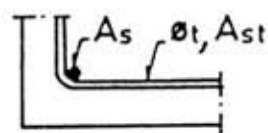
$$\# \lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_g}$$

$\sum A_{st}$ คือพื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามขวางตลอดระยะฝั่ง $l_{b,net}$

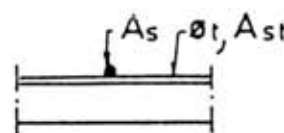
$\sum A_{st,min}$ พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมตามขวางต่ำสุด = $0.25A_g$ สำหรับคาน และ = 0 สำหรับพื้น

A_g พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมที่ฝั่ง (หนึ่งเส้น) ที่มีขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่ที่สุด

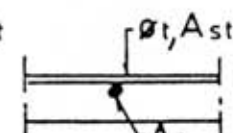
K คือค่าดังนี้



$K = 0,1$



$K = 0,05$



$K = 0$

เหล็กเสริมตามขวางต้องกระจายตลอดระยะ $l_{b,net}$. ในกรณีระยะฝั่งเพื่อรับแรงดึง

แรงดันตามขวาง (กก./ซม²) ที่สภาวะประลัยตลอด $l_{b,net}$ ที่ตั้งฉากกับระนาบการแตกแยก

p

ตารางที่ 6.3 ตัวอย่างและผลการทดสอบการต่อทาบเหล็กเสริมของ Azizinamini et al.^[26] และการทำนายค่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวต่าง ๆ

ตัวอย่าง*	b ซม.	h ซม.	I_s ซม.	f'_c กก./ซม. ²	f_s กก./ซม. ²	$M_{test}^{\#}$ กก./ซม. ²	$\frac{l_x}{d_b}$	$\frac{M_{test}}{\sqrt{f'_c}}$	M_{90} กก./ซม. ²	$M_{90 Lim.}$ กก./ซม. ²	M_{CEB} กก./ซม. ²	M_{Orin} กก./ซม. ²	M_{HSC} กก./ซม. ²
1. BB-11-12-24	30.48	40.64	60.96	896	3033	44.54	17.47	5.61	17.24	15.24	23.75	44.99	35.51
2. BB-11-12-40	30.48	40.64	101.60	915	4025	35.47	29.11	4.42	17.42	15.24	24.09	37.92	28.42
3. BB-11-11-45	45.72	45.72	114.30	767	3300	25.83	32.75	3.52	15.95	15.24	21.41	33.57	25.34
4. BT-11-11-45	45.72	45.72	114.30	767	3554	27.80	32.75	3.78	12.27	11.72	21.41	25.82	25.34
5. BB-11-15-36	45.72	45.72	91.45	1024	3920	38.35	26.20	4.52	18.43	15.24	25.96	41.45	30.84
6. BT-11-15-36	45.72	45.72	91.45	1024	4103	40.15	26.20	4.73	14.17	11.72	25.96	31.88	30.84
7. BB-11-5-36	45.72	45.72	91.45	434	3146	30.75	26.20	5.56	12.00	12.00	14.65	26.98	29.06
8. BT-11-5-36	45.72	45.72	91.45	434	2878	28.15	26.20	5.09	9.23	9.23	14.65	20.76	29.06
9. BB-11-13-40	45.72	45.72	101.60	957	3941	34.69	29.11	4.23	17.81	15.24	24.82	28.78	44.33
10. BT-11-13-40	45.72	45.72	101.60	957	3997	35.19	29.11	4.29	13.70	11.72	24.82	29.83	39.27
11. BB-11-15-13	30.48	40.64	33.02	1008	1977	53.55	9.46	6.36	18.28	15.24	25.69	64.45	27.26
12. BT-11-15-17	30.48	40.64	43.18	1008	2238	46.37	12.37	5.60	14.06	11.72	25.69	42.97	27.06
13. AB89-11-15-57.5	30.48	40.64	146.05	976	4771	29.27	41.85	3.53	17.99	15.24	25.14	35.61	30.80
14. AB89-11-15-80	30.48	40.64	203.20	1064	5003	22.03	58.22	2.55	18.78	15.24	26.63	34.80	20.08
15. AB83-8-15-41	22.86	35.56	104.14	1064	4919	30.19	41.00	3.49	18.78	15.24	26.63	37.67	20.08
16. BB-11-5-24	30.48	40.64	60.96	357	1963	28.85	17.47	5.75	10.88	10.88	12.86	28.40	20.51
17. BB-11-5-40	30.48	40.64	101.60	357	2892	25.47	29.11	5.08	10.88	10.88	12.86	23.69	20.51
18. BB-8-5-23	22.86	35.56	48.42	372	3131	34.06	23.00	6.66	11.11	11.11	13.22	26.18	17.75

* ดูที่ตารางที่ 6.4

ตารางที่ 6.4 เปรียบเทียบหน่วยแรงบิดเหนียวจากการทดสอบ⁽²⁶⁾ในตารางที่ 6.3 กับค่าทำนายต่าง ๆ

ตัวอย่าง	f'_c กก./ซม. ²	U_{test} กก./ซม. ²	$\frac{U_{test}}{U_{99 Lim}}$	$\frac{U_{test}}{U_{99}}$	$\frac{U_{test}}{U_{CEB}}$	$\frac{U_{test}}{U_{Oran}}$	$\frac{U_{test}}{U_{HSC}}$
1. BB-11-12-24	896	44.54	2.92	2.58	1.88	0.99	1.37
2. BB-11-12-40	915	35.47	2.33	2.04	1.47	0.94	1.25
3. BB-11-11-45	767	25.83	1.70	1.62	1.21	0.77	1.02
4. BT-11-11-45	767	27.80	2.37	2.27	1.30	1.08	1.10
5. BB-11-15-36	1024	38.35	2.52	2.08	1.48	0.93	1.24
6. BT-11-15-36	1024	40.15	3.43	2.83	1.55	1.26	1.30
7. BB-11-5-36	434	30.75	2.56	2.56	2.10	1.14	1.19
8. BT-11-5-36	434	28.15	3.05	3.05	1.92	1.36	1.21
9. BB-11-13-40	957	34.69	2.28	1.96	1.40	0.89	1.21
10. BT-11-13-40	957	35.19	3.00	2.57	1.42	1.18	1.18
11. BB-11-15-13	1008	53.56	3.51	2.93	2.08	0.83	1.07
12. BT-11-15-17	1008	46.37	3.96	3.30	1.80	1.08	0.81
13. AB89-11-15-57.5	976	29.27	1.92	1.63	1.16	0.82	0.98
14. AB89-11-15-80	1064	22.03	1.45	1.17	0.83	0.63	1.53
15. AB83-8-15-41	1064	30.19	1.98	1.61	1.13	0.80	1.40
16. BB-11-5-24	357	28.85	2.65	2.65	2.24	1.02	1.66
17. BB-11-5-40	357	25.47	2.34	2.34	1.98	1.08	1.41
18. BB-8-5-23	372	34.06	3.07	3.07	2.58	1.30	1.43
ค่าเฉลี่ย			2.61	2.35	1.64	1.00	1.24
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน			0.66	0.60	0.46	0.20	0.21
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)			25.16	25.40	27.85	19.65	16.67
ค่าสูงสุด			3.07	3.07	2.58	1.36	1.66
ค่าต่ำสุด			1.45	1.17	0.83	0.63	0.81

* ตัวอย่างที่ 1-4 และ 11-14 : $d_b = 3.58$ ซม., $f_y = 4982$ กก./ซม.², $C_b = 3.49$ ซม., $C_s = 9.21$ ซม.

ตัวอย่างที่ 5-10 : $d_b = 3.58$ ซม., $f_y = 4982$ กก./ซม.², $C_b = 3.49$ ซม., $C_s = 8.57$ ซม.

ตัวอย่างที่ 16 และ 17 : $d_b = 3.58$ ซม., $f_y = 5188$ กก./ซม.², $C_b = 3.49$ ซม., $C_s = 8.57$ ซม.

ตัวอย่างที่ 15 และ 18 : $d_b = 2.54$ ซม., $f_y = 5474$ กก./ซม.², $C_b = 2.54$ ซม., $C_s = 7.62$ ซม.

BB = เหล็กกล่อง, BT = เหล็กกลม, รายละเอียดของตัวอย่างทดสอบเพิ่มเติมดู Azizinani et al. (92)

* $U_{99} = d_b f_y / 4 l_1$, $U_{99 Lim}$ กำหนดโดย $f'_c \leq 700$ กก./ซม.²

$U_{CEB} = 5.36 \sqrt{f'_c} / d_b$ กก./ซม.², ตัวหารสำหรับระยะพิสัยนำกำลังและระยะทาบเท่ากับ 2.0 และ 1.3 ตามลำดับ

$U_{Oran} = \frac{\gamma_1 \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{cm}}{\alpha_1 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6}$, $\eta_1 = 2.25$, $\eta_2 = 0.7$, $\eta_3 = 0.96$, $\alpha_1, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5 = 1.0$, $\alpha_6 = 2.0$

$U_{HSC} = (0.32 + 0.8 C/d_b + 13.26 d_b/l_1) \sqrt{f'_c}$ กก./ซม.², ตัวคูณ ϕ เท่ากับ 0.8, BT ตัวหารเท่ากับ 1.3

$U_{HSC} = (-2.6 + 3.6 C/d_b + 7.8 d_b/l_1) \sqrt{f'_c}$ กก./ซม.², ตัวคูณ ϕ เท่ากับ 0.8

C เท่ากับค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง C_b และ $C_s/2$

ตารางที่ 6.5 - ผลการทดสอบและเปรียบเทียบหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบของ Olsen⁽²⁴⁾ กับค่าทำนาย ต่าง ๆ

ตัวอย่าง*	l_g ซม.	f_c' กก./ซม. ²	U_{test} กก./ซม. ²	U_{sp} กก./ซม. ²	U_{CEB} กก./ซม. ²	U_{Oran} กก./ซม. ²	U_{HSC} กก./ซม. ²	$\frac{U_{test}}{U_{sp}}$	$\frac{U_{test}}{U_{CEB}}$	$\frac{U_{test}}{U_{Oran}}$	$\frac{U_{test}}{U_{HSC}}$
90.15	24	915	104.11	51.42	27.62	60.59	90.99	2.02	3.77	1.72	1.14
90.12.5	20	970	104.32	52.95	28.72	66.79	96.27	1.97	3.63	1.56	1.08
90.10	16	894	115.64	50.83	27.20	70.47	96.16	2.28	4.25	1.64	1.20
90.07.5	12	878	109.62	50.37	26.87	80.31	101.46	2.18	4.08	1.36	1.08
90.05	8	1005	150.41	53.89	29.41	108.34	121.73	2.79	5.11	1.39	1.24
70.20	32	769	98.76	47.14	24.60	60.65	80.53	2.09	4.01	1.95	1.23
70.15	24	831	107.48	49.01	25.91	57.75	86.71	2.19	4.15	1.86	1.24
70.12.5	20	807	103.60	48.29	25.40	60.92	87.82	2.15	4.08	1.70	1.18
70.10	16	829	116.35	48.95	25.86	67.86	92.60	2.38	4.50	1.71	1.26
70.07.5	12	912	119.51	51.34	27.56	81.86	103.40	2.33	4.34	1.46	1.16
70.05	8	868	142.25	50.09	26.67	100.69	113.38	2.84	5.33	1.41	1.26
50.20	32	506	85.35	38.24	18.61	41.08	65.32	2.23	4.59	2.08	1.31
50.15	24	594	99.42	41.43	20.71	48.82	73.31	2.40	4.80	2.04	1.36
50.12.5	20	580	96.47	40.94	20.38	51.65	74.45	2.36	4.78	1.87	1.30
50.10	16	474	108.40	37.01	17.82	51.31	70.02	2.93	6.08	2.11	1.55
50.07.5	12	492	104.52	37.71	18.27	60.12	75.94	2.77	5.72	1.74	1.38
30.20	32	426	76.07	35.05	16.57	37.65	59.86	2.17	4.59	2.02	1.27
30.12.5	20	494	93.92	37.78	18.32	47.67	68.70	2.49	5.13	1.97	1.37
30.10	16	431	93.00	35.29	16.72	48.93	66.77	2.64	5.56	1.90	1.39
30.07.5	12	458	82.19	36.38	17.41	58.01	73.28	2.26	4.72	1.42	1.12
30.30	48	291	54.66	29.00	12.87	28.14	47.77	1.88	4.25	1.94	1.14
ค่าเฉลี่ย								2.35	4.64	1.76	1.25
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน								0.29	0.65	0.25	0.12
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)								12.55	14.09	14.00	9.37
ค่าสูงสุด								2.93	6.08	2.11	1.55
ค่าต่ำสุด								1.88	3.63	1.36	1.08

* คุณสมบัติของตัวอย่างทั้งหมด : $d_b = 16$ มม., $f_y = 6228$ กก./ซม.², $C_b = 2.60$ ซม., $C_s = 8.40$ ซม.
: $b = 20$ ซม., $h = 30$ ซม.

$U_{sp} = 2.21 \sqrt{f_c'}$ กก./ซม.², ตัวหารสำหรับระยะพิสัยกำลังและระยะทานเท่ากับ 1.0 และ 1.3 ตามลำดับ (วินิตแบบดึงออก)

$U_{CEB} = \frac{\gamma_1 \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{cm}}{\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5}$, $\eta_1 = 2.25$, $\eta_2 = 0.7$, $\eta_3 = 1.0$, $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5 = 1.0$, $\alpha_6 = 2.0$

$U_{Oran} = (0.32 + 0.8 C/d_b + 13.26 d_b/l_g) \sqrt{f_c'}$ กก./ซม.², ตัวคูณ ϕ เท่ากับ 0.8

$U_{HSC} = (-2.6 + 3.6 C/d_b + 7.8 d_b/l_g) \sqrt{f_c'}$ กก./ซม.², ตัวคูณ ϕ เท่ากับ 0.8

C เท่ากับค่าที่น้อยที่สุดระหว่าง C_b และ $C_s/2$

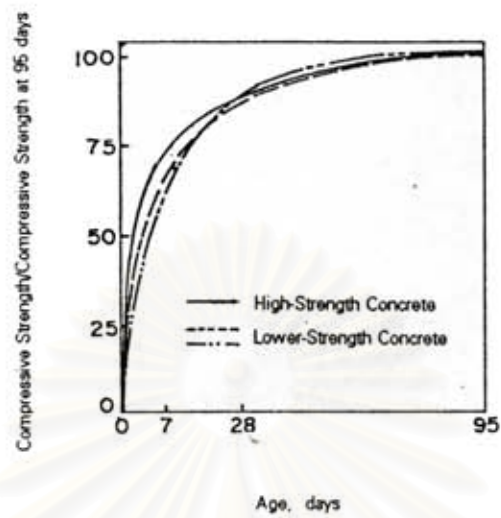
ตารางที่ 6.6 การวิเคราะห์ทางสถิติสำหรับตัวอย่างทั้งหมดจากตารางที่ 6.4 และ 6.5 ของอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบต่อค่าจากการทำนายต่าง ๆ

ค่าทำนายโดย	$\frac{U_{test}}{U_{gg}}$	$\frac{U_{test}}{U_{CZB}}$	$\frac{U_{test}}{U_{Oran}}$	$\frac{U_{test}}{U_{HSC}}$
ค่าเฉลี่ย	2.35	3.26	1.41	1.25
ส่วนเบี่ยงเบนมาตรฐาน	0.45	1.62	0.44	0.16
สัมประสิทธิ์ความแปรปรวน (%)	19.28	49.66	31.16	12.80
ค่าสูงสุด	3.07	6.08	2.11	1.66
ค่าต่ำสุด	1.17	0.83	0.63	0.81

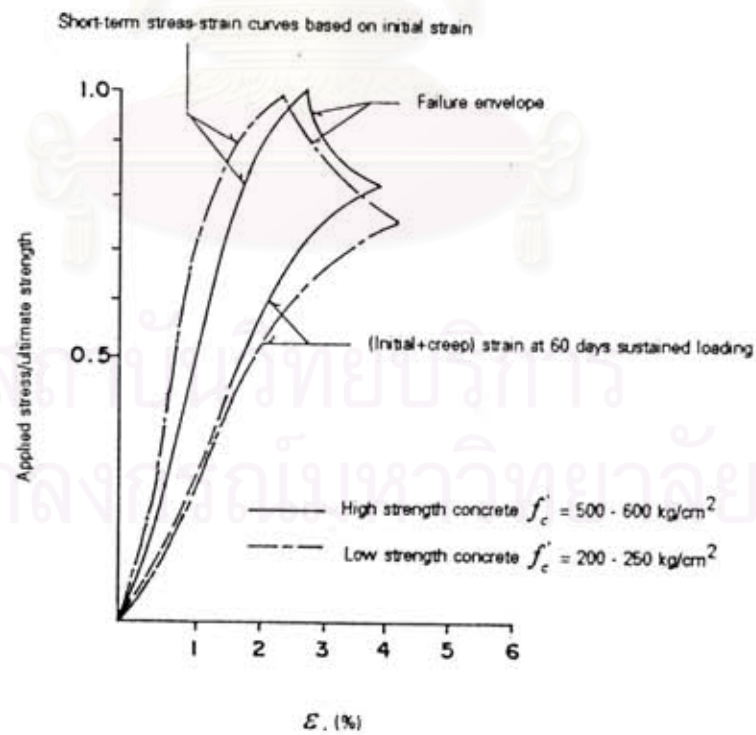
ตารางที่ 7.1 แสดงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่สุดของเหล็กเสริมที่มีแรงยึดเหนี่ยวสูงและคอนกรีตปกติ, และระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมสูงสุดสำหรับคอนกรีตปกติและคอนกรีตกำลังสูง (เหล็กข้ออ้อย)⁽⁴⁾

หน่วยแรงในเหล็กเสริม กก./ซม. ²	เส้นผ่าศูนย์กลางใหญ่สุด* ของเหล็กเสริม, d_b (มม.)	ระยะห่างสูงสุดของเหล็กเสริม, s ของชิ้นส่วนรับแรงแรงดัด, (ซม.)
1600	32	30
2000	25	25
2400	20	20
2800	16	15
3200	12	10
3600	10	5
4000	8	-

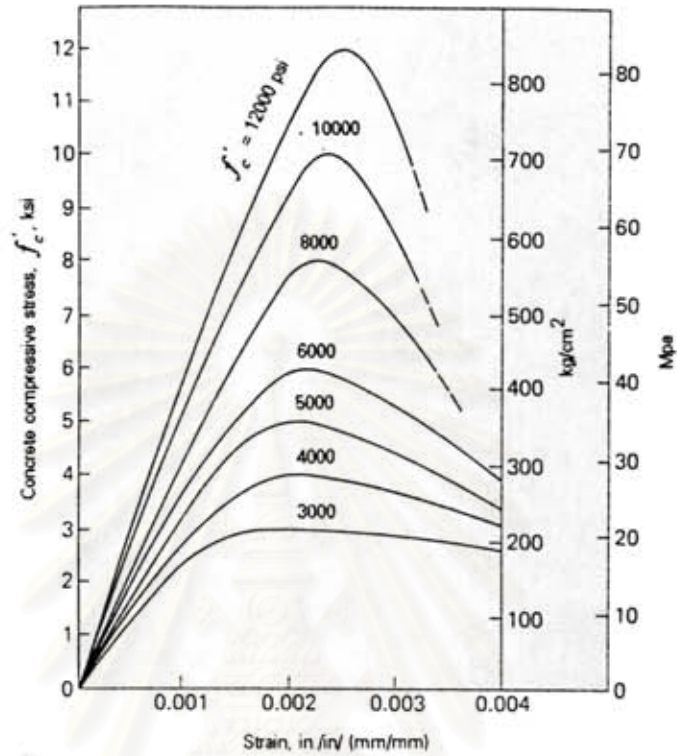
* คำนวณโดยใช้ $f_{cm} = 25$ กก./ซม.² และสมมติ $d/h = 0.9$



รูปที่ 2.1 เปรียบเทียบการพัฒนาความแข็งแรงตามอายุของคอนกรีตกำลังสูงและต่ำ



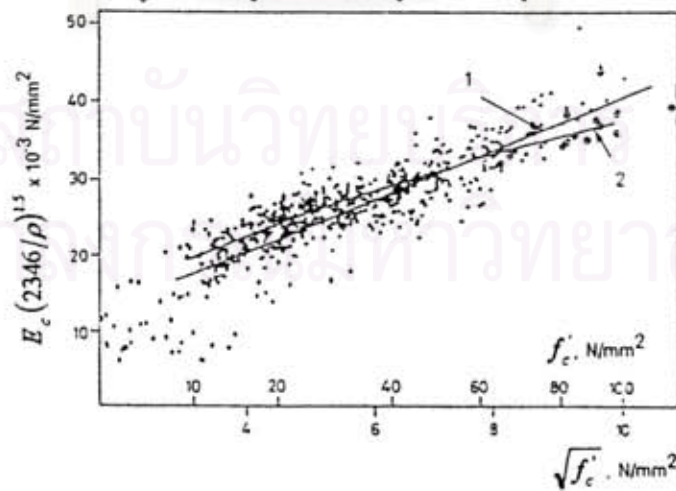
รูปที่ 2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนของหน่วยแรงต่อกำลังกับความเครียด (เริ่มแรก+การคืบ) สำหรับคอนกรีตรับน้ำหนักแกนเดียวคงที่



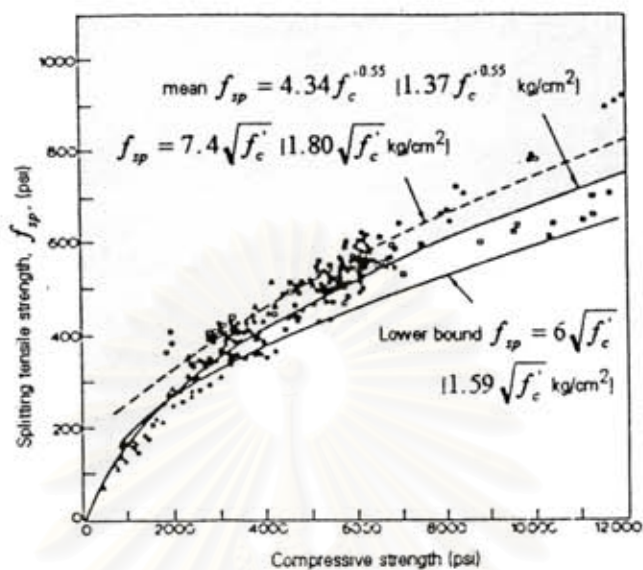
รูปที่ 2.3 เส้นโค้งหน่วยแรงความเครียดโดยทั่วไปสำหรับคอนกรีตรับแรงอัดในระยะสั้น

$$1 \quad E_c = 3320 \sqrt{f'_c} + 6900, \text{ N/mm}^2 \quad | \quad E_c = 10600 \sqrt{f'_c} + 70000 \text{ kg/cm}^2$$

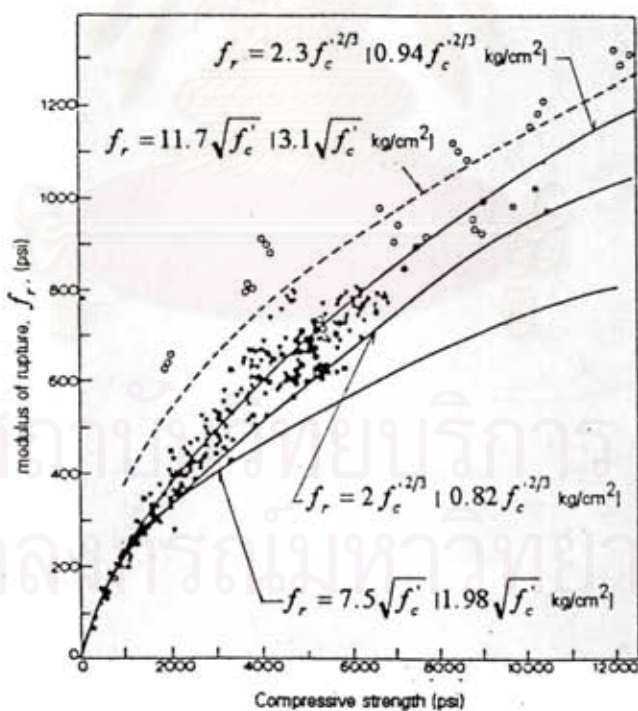
$$2 \quad E_c = 9500 f_c^{0.3}, \text{ N/mm}^2 \quad | \quad E_c = 48200 f_c^{0.3} \text{ kg/cm}^2$$



รูปที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังอัดคอนกรีตและโมดูลัสยืดหยุ่น

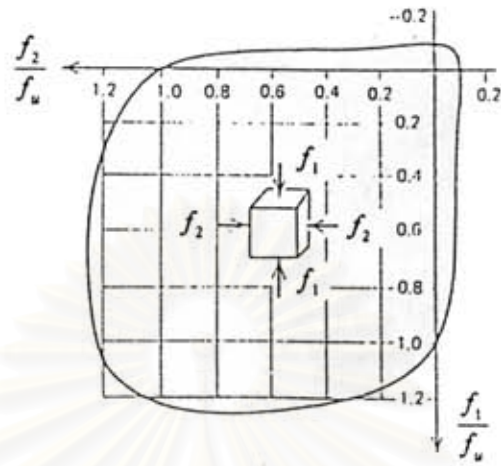


ก.) กำลังดึงแยกตัว, f_{sp}

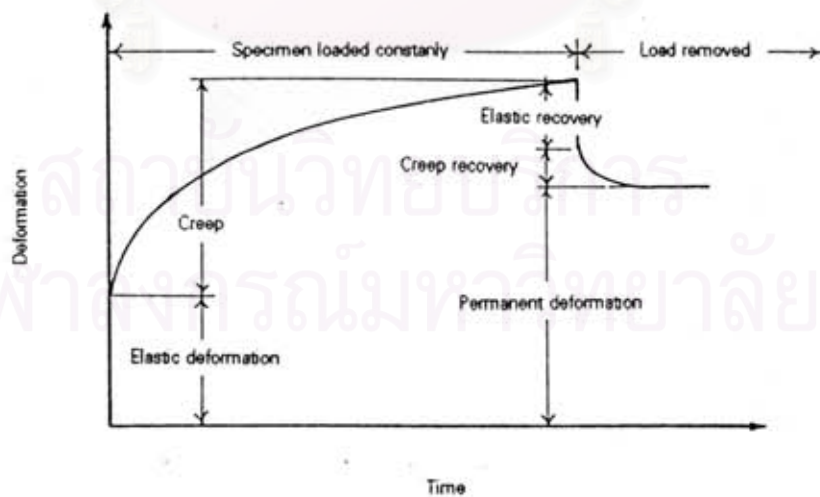


ข.) โมดูลัสการแตกร้าว, f_r

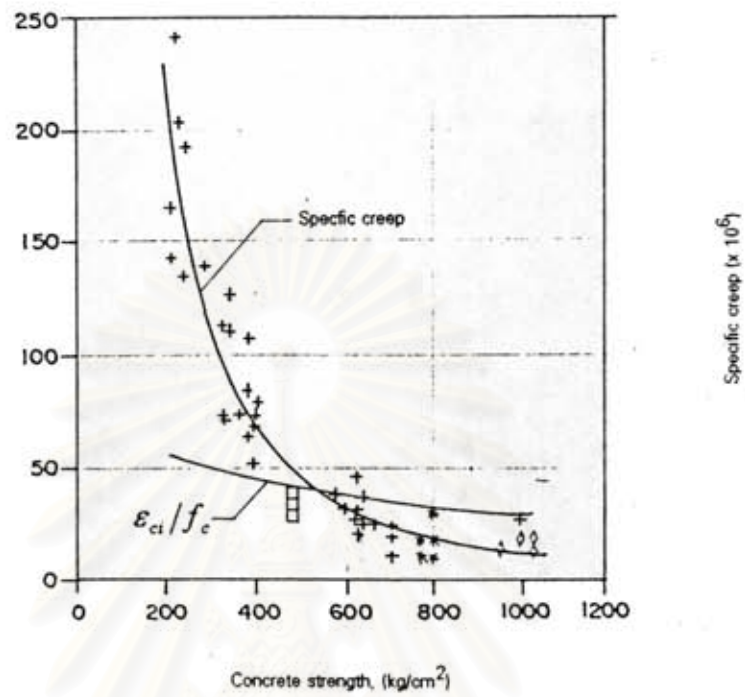
รูปที่ 2.5 การเปรียบเทียบกำลังดึงของคอนกรีตจากผลทดสอบ
[ปรับปรุงจาก Ahmad และ Shah(52)]



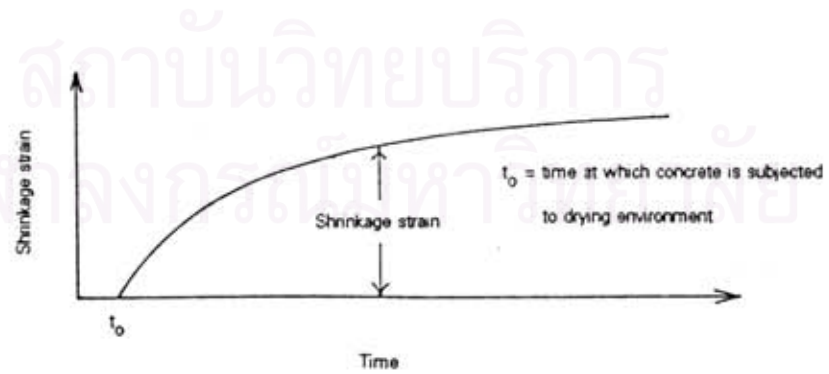
รูปที่ 2.6 กำลังรับน้ำหนักสองแกนของคอนกรีต (f_u คือกำลังรับน้ำหนักแกนเดียว(55))



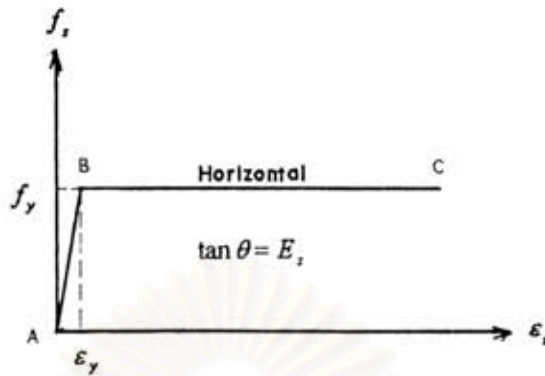
รูปที่ 2.7 เส้นโค้งการคืบโดยทั่วไปของคอนกรีตที่รับหน่วยแรงอัดในแนวแกนคงที่



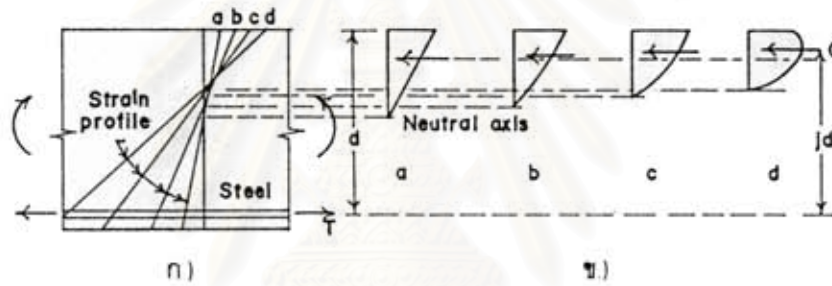
รูปที่ 2.8 ความสัมพันธ์ระหว่างการคืบจำเพาะกับกำลังอัดคอนกรีตจากการศึกษาต่าง ๆ (8), (9)



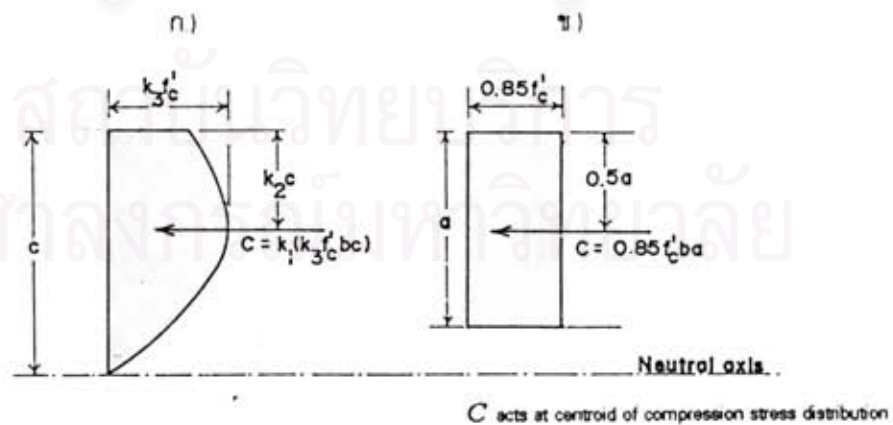
รูปที่ 2.9 เส้นโค้งการหดตัวโดยทั่วไปของคอนกรีต



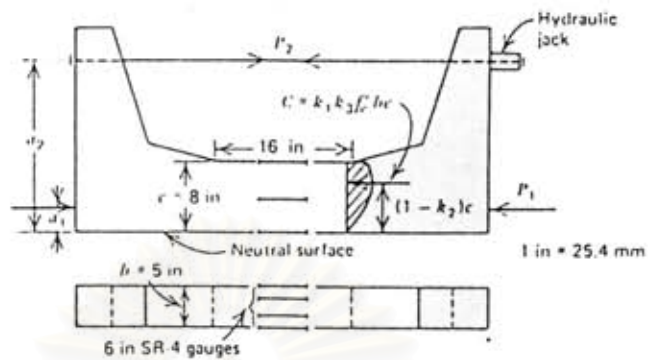
รูปที่ 3.1 โยคิลไลซ์ของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับความเครียดของเหล็กเสริม



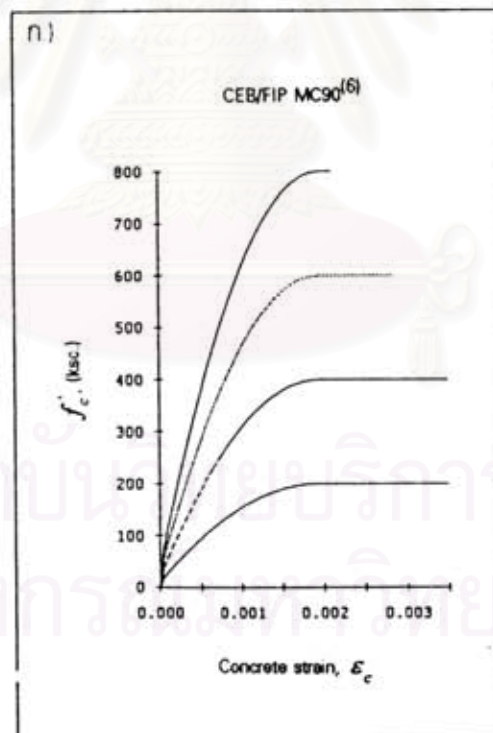
รูปที่ 3.2 ความเครียดและการกระจายหน่วยในบริเวณรับแรงอัดของหน้าตัดซึ่งโมเมนต์ถูกเพิ่มจนถึงค่ากำลังตัด ก) ชิ้นส่วนคาน, ข) การกระจายหน่วยแรงอัดในคอนกรีตที่สอดคล้องกับค่าความเครียดตามแนว a, b, c, และ d



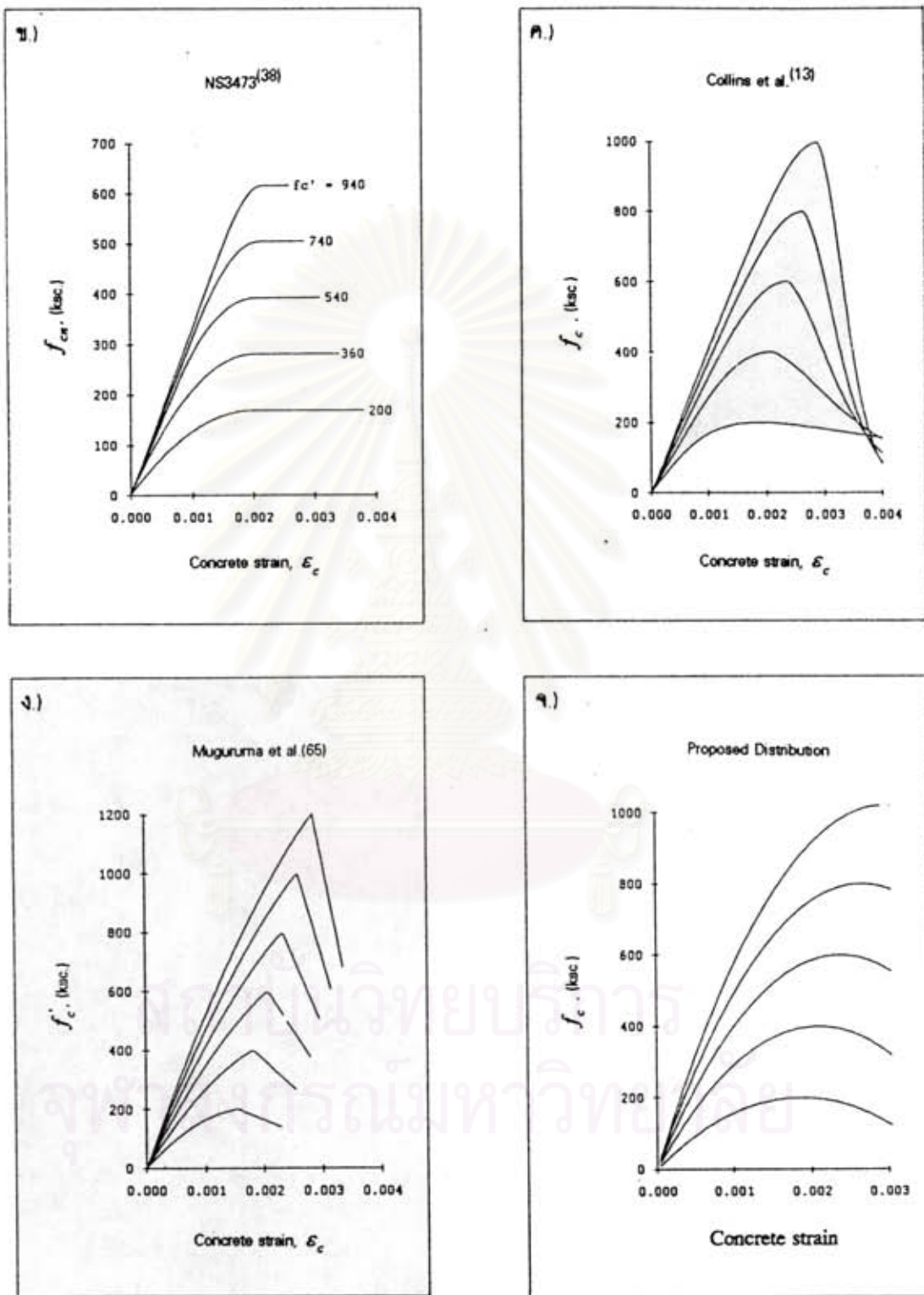
รูปที่ 3.3 การกระจายหน่วยแรงในบริเวณรับแรงอัดของหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า ก.) การกระจายหน่วยแรงอัดโดยทั่วไป, ข.) การกระจายหน่วยแรงอัดรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้าเหมือน



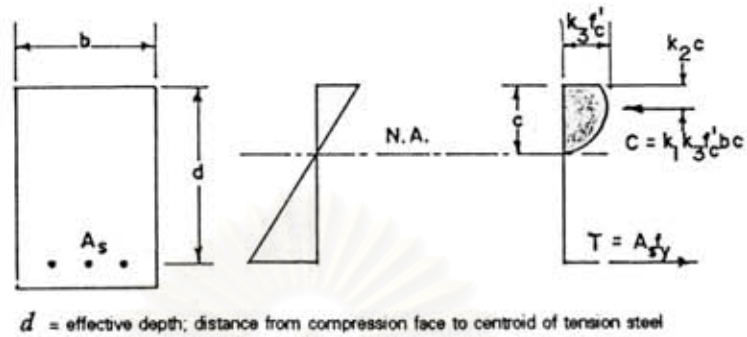
รูปที่ 3.4 ตัวอย่างทดสอบหาการกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคาน (โดย Hognestad et al. (62))



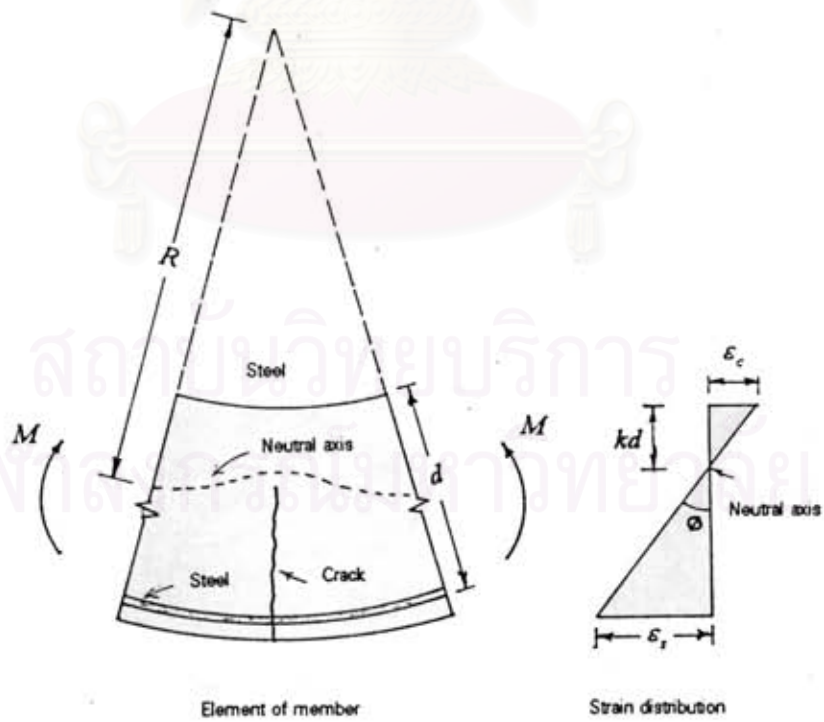
รูปที่ 3.5 การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานแบบต่าง ๆ ก.) CEB/FIP MC90(6), ข.) NS3473(38), ค.) Collins et al. (13), ง.) Muguruma et al. (65), และ จ.) Proposed Distribution



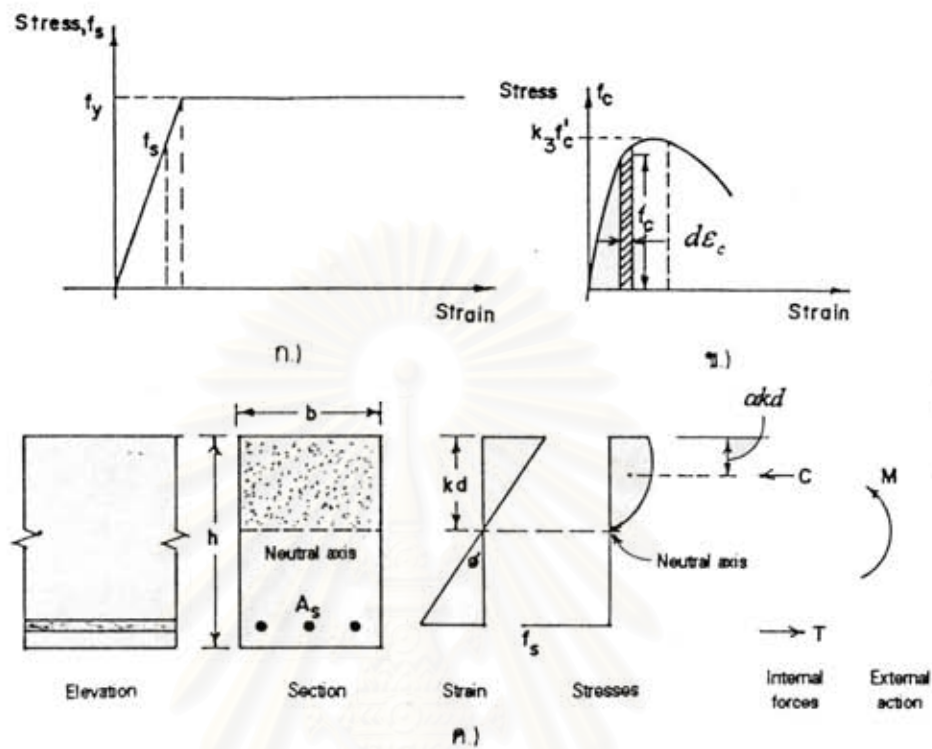
รูปที่ 3.5 การกระจายหน่วยแรงอัดคอนกรีตในคานแบบต่าง ๆ ก.) CEB/FIP MC90(6), ข.) NS3473(38), ค.) Collins et al. (13), ง.) Muguruma et al. (65), และ จ.) Proposed Distribution



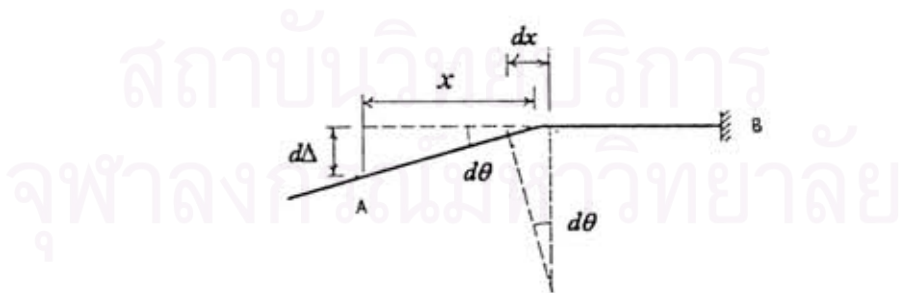
รูปที่ 3.6 สภาวะเมื่อเกิดกำลังดัดประลัยของหน้าตัดคาน



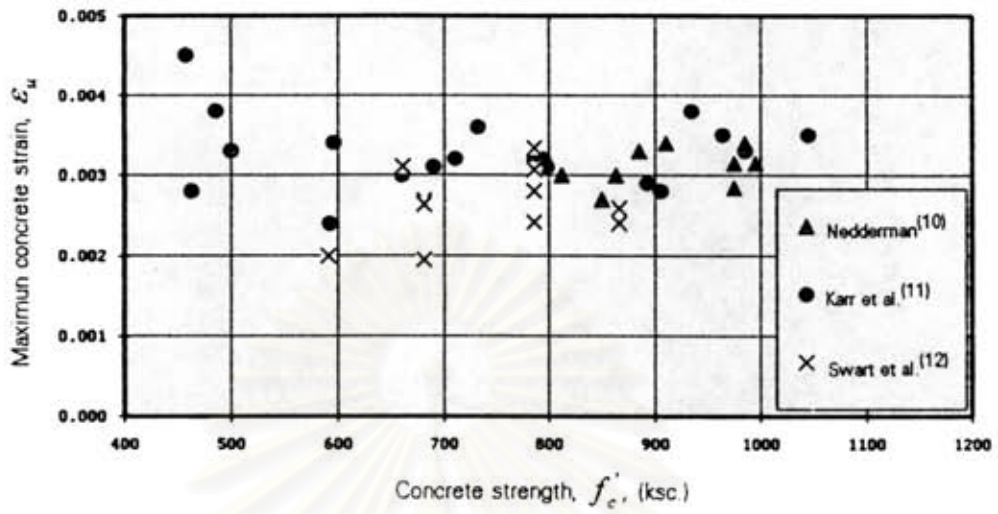
รูปที่ 3.7 การเสียรูปของชิ้นส่วนรับแรงดัด



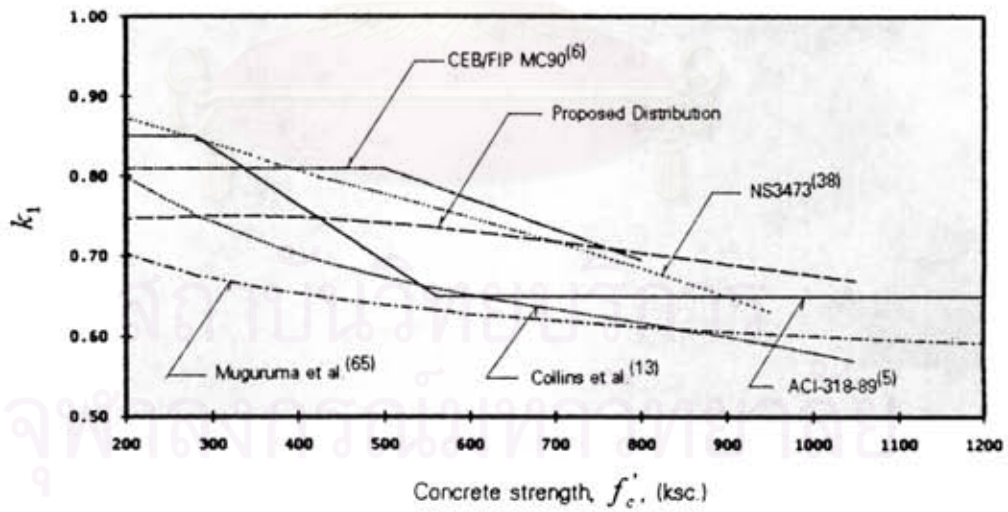
รูปที่ 38 การพิจารณาค่าโมเมนต์ดัดกับความโค้งทางทฤษฎี ก) แรงดึงและแรงอัดในเหล็กเสริม ข) แรงอัดในคอนกรีต, ค) ความเครียด, หน่วยแรง, และการกระจายหน่วยแรงในหน้าตัด



รูปที่ 39 การโก่งตัวเนื่องจากการเสียรูปจากแรงดัดของชิ้นส่วน

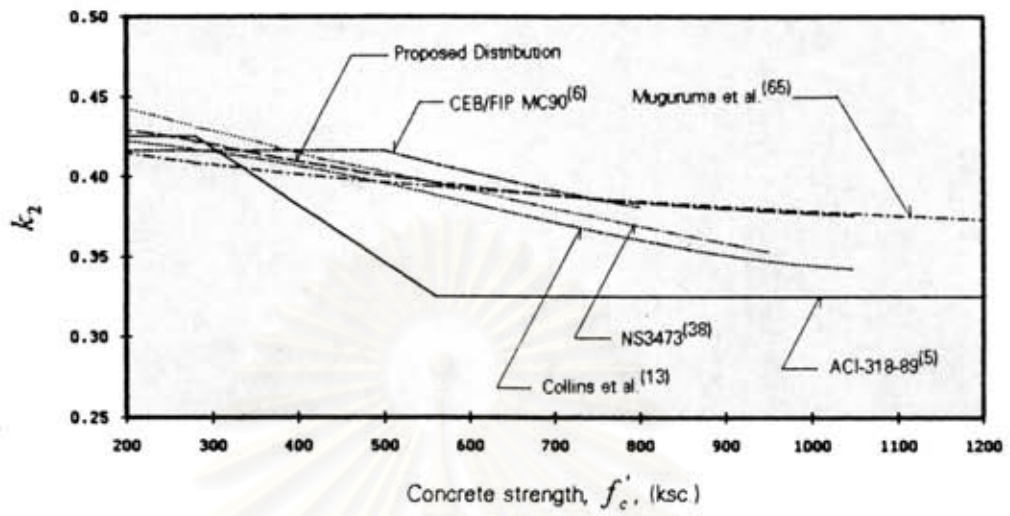


รูปที่ 3.10 ความเครียดสูงสุดในคอนกรีตจากการทดสอบ (10), (11), (12)



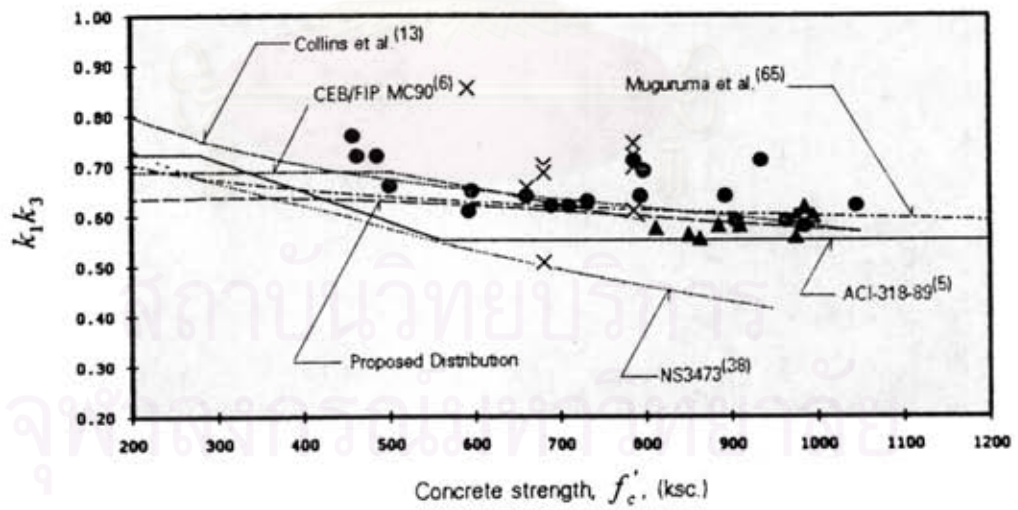
ก.)

รูปที่ 3.11 ค่า k_1 และ k_2 ของการกระจายหน่วยแรงอัดแบบต่าง ๆ ที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดคอนกรีต ก.) k_1 , และ ข.) k_2

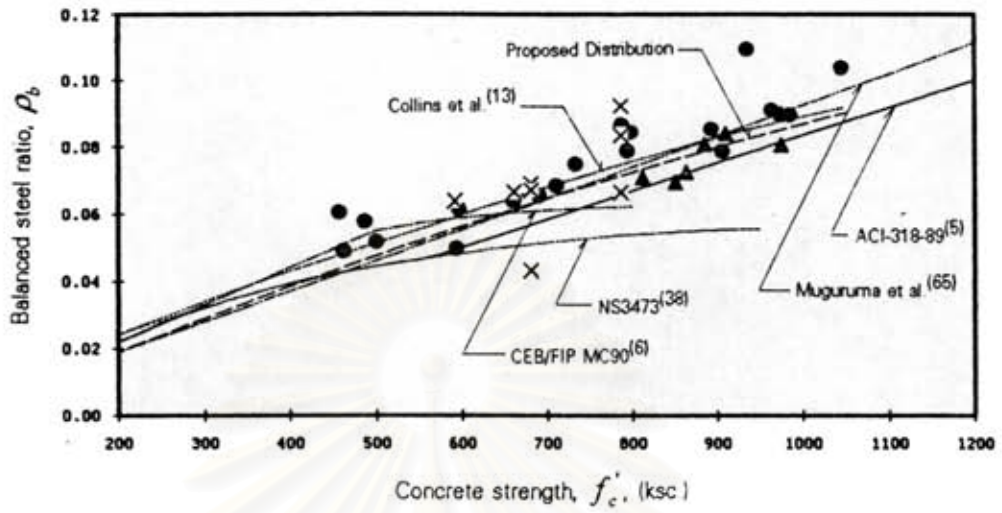


ข.)

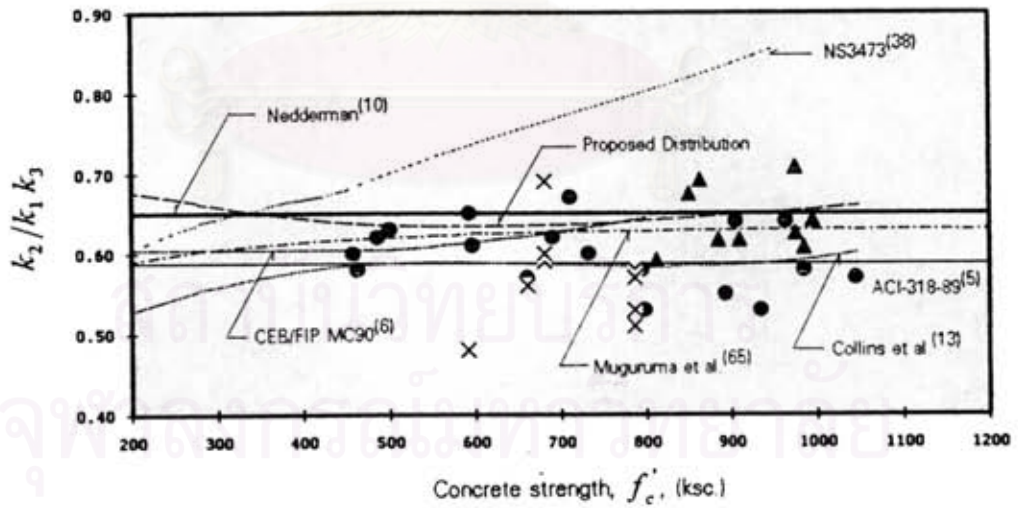
รูปที่ 3.11 (ต่อ) ค่า k_1 และ k_2 ของการกระจายหน่วยแรงอัดแบบต่าง ๆ ที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดคอนกรีต ก.) k_1 , และ ข.) k_2



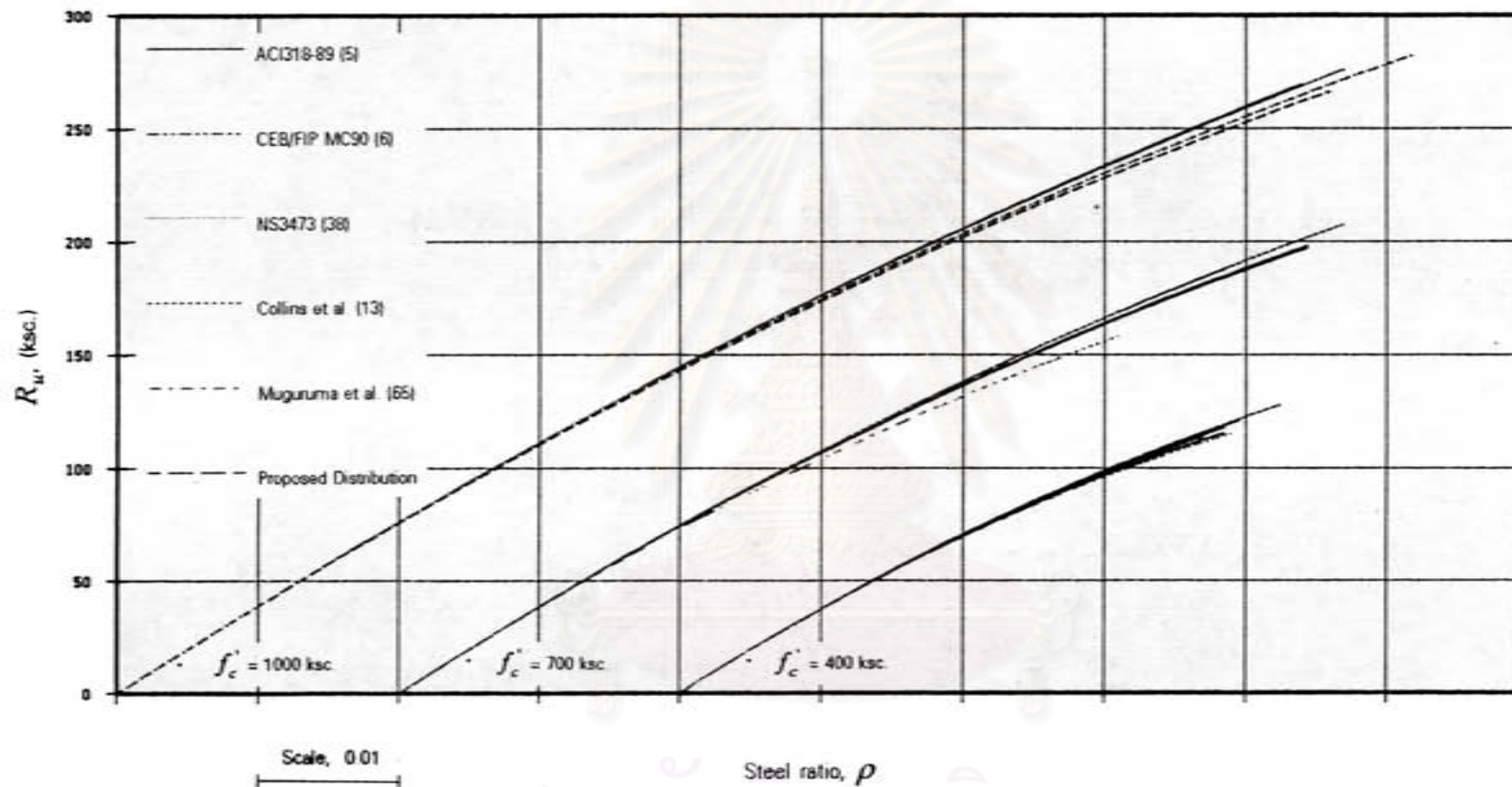
รูปที่ 3.12 ค่า $k_1 k_3$ ที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดคอนกรีต และเปรียบเทียบกับผลทดสอบ



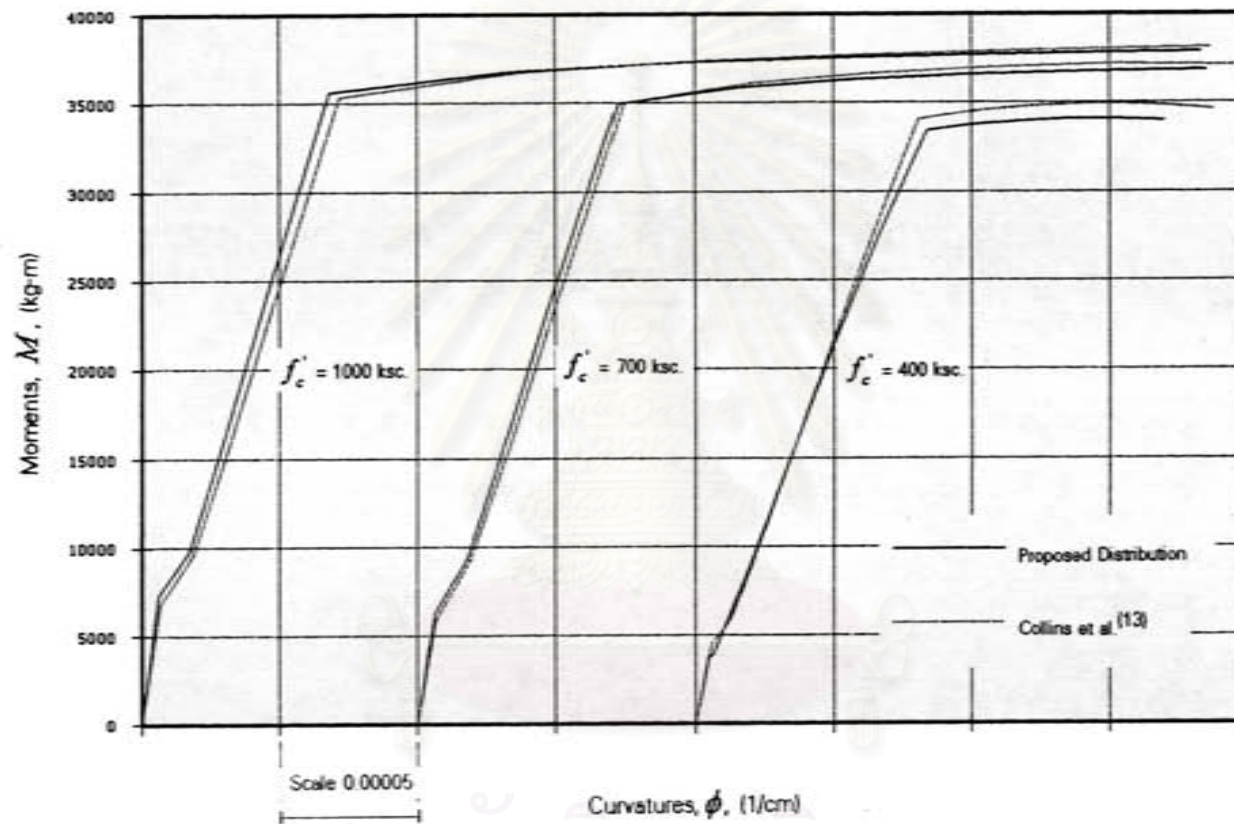
รูปที่ 3.13 อัตราส่วนเหล็กเสริมสมดุล ρ_b ที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดคอนกรีต และการเปรียบเทียบกับผลทดสอบ



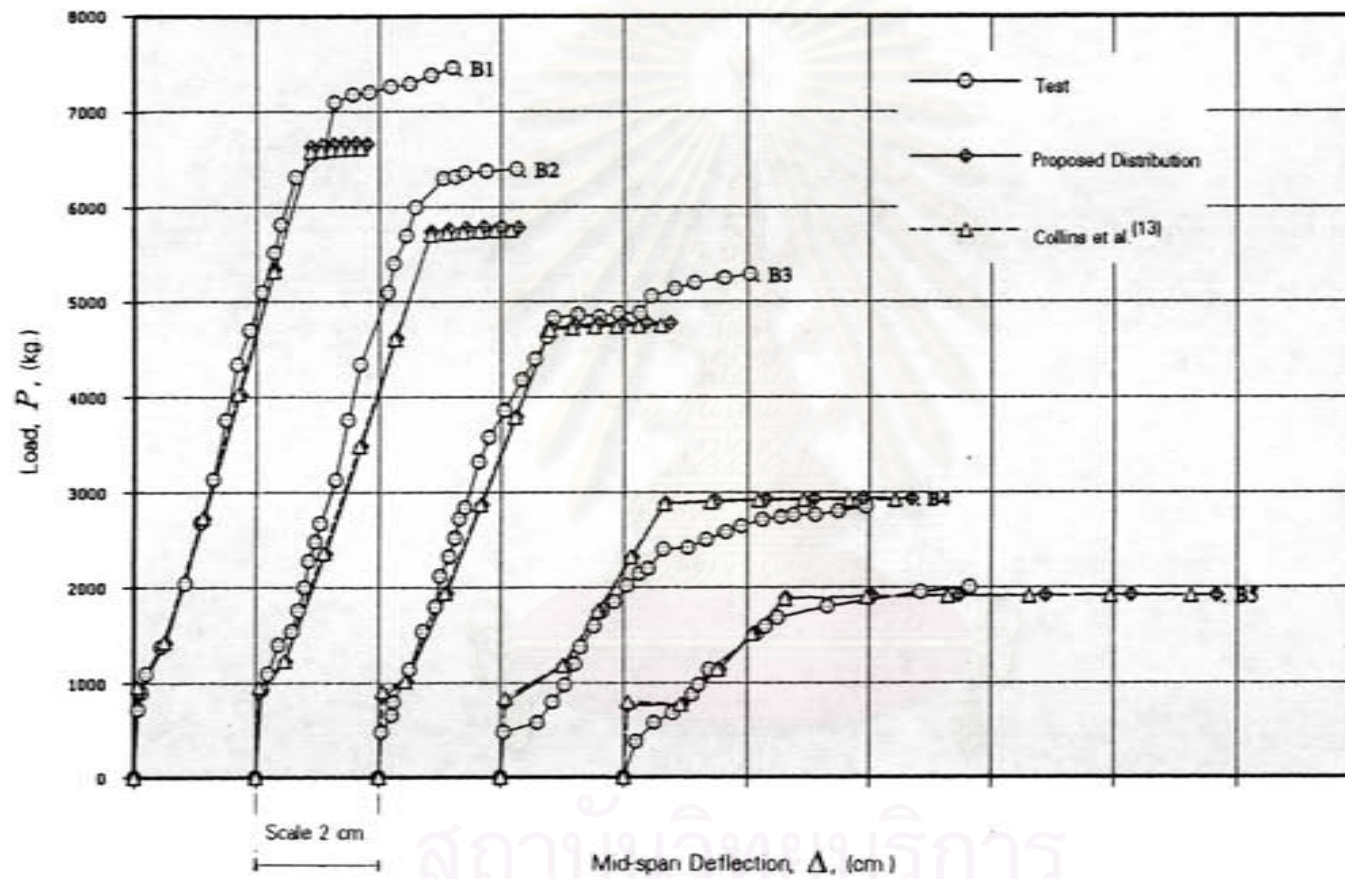
รูปที่ 3.14 ค่า $k_2/k_1 k_3$ ที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดคอนกรีต และการเปรียบเทียบกับผลทดสอบ



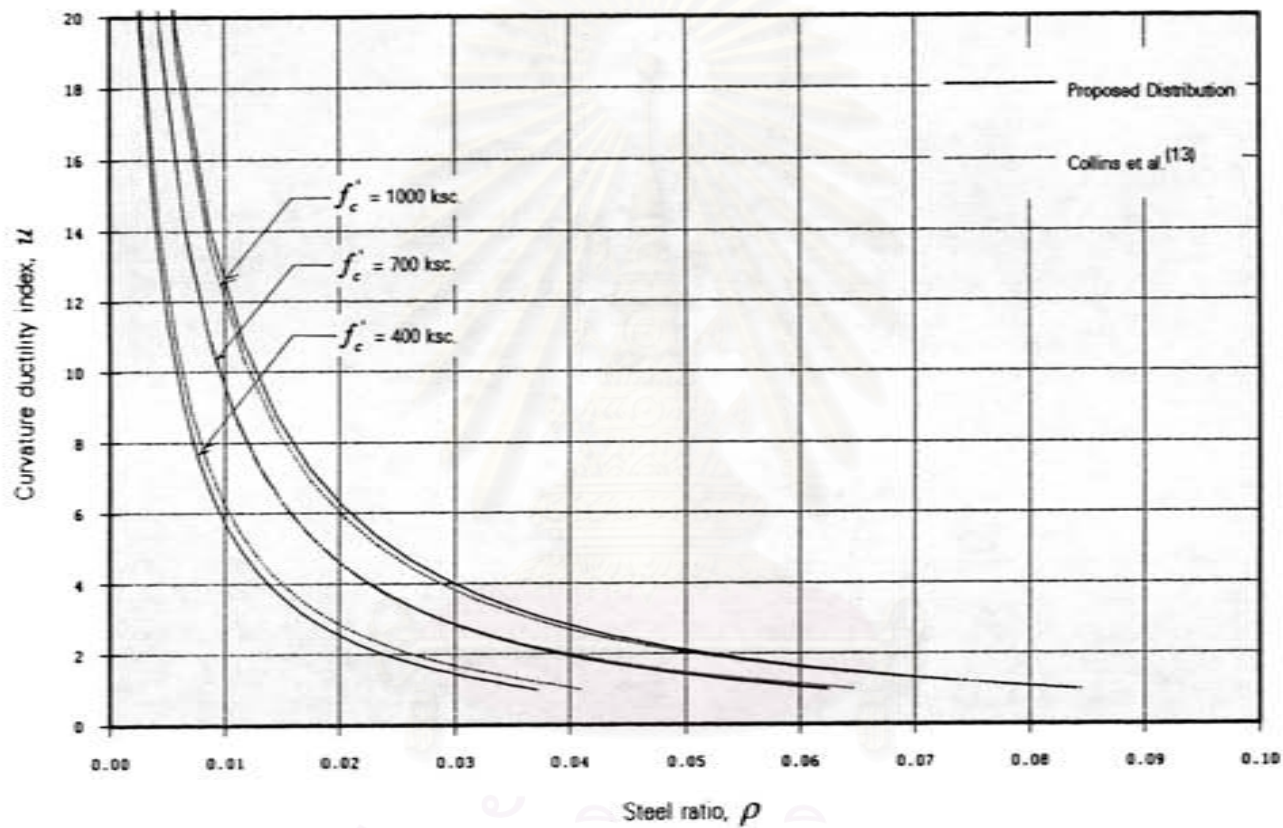
รูปที่ 3.15 สัมประสิทธิ์กำลังคด R_u ที่แปรเปลี่ยนตามอัตราส่วนเหล็กเสริม ρ สำหรับ $f_y = 4000$ กก./ซม.²,
 และ $f'_c = 400, 700, 1000$ กก./ซม.² (โดยใช้การกระจายหน่วยแรงยึดแบบต่าง ๆ)



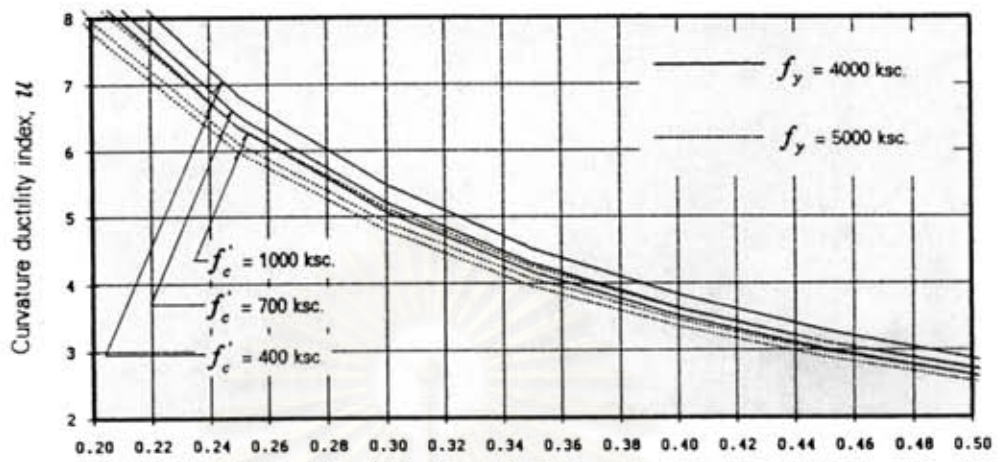
รูปที่ 3.16 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดกับความโค้งของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีค่า ρ คงที่ สำหรับคอนกรีตกำลังอัดต่าง ๆ



รูปที่ 3.17 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานสำหรับตัวอย่างทดสอบของ
 ปรีชา^[32], และเปรียบเทียบกับการทำนายที่ใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ Collins et al. (13),
 และ Proposed Distribution

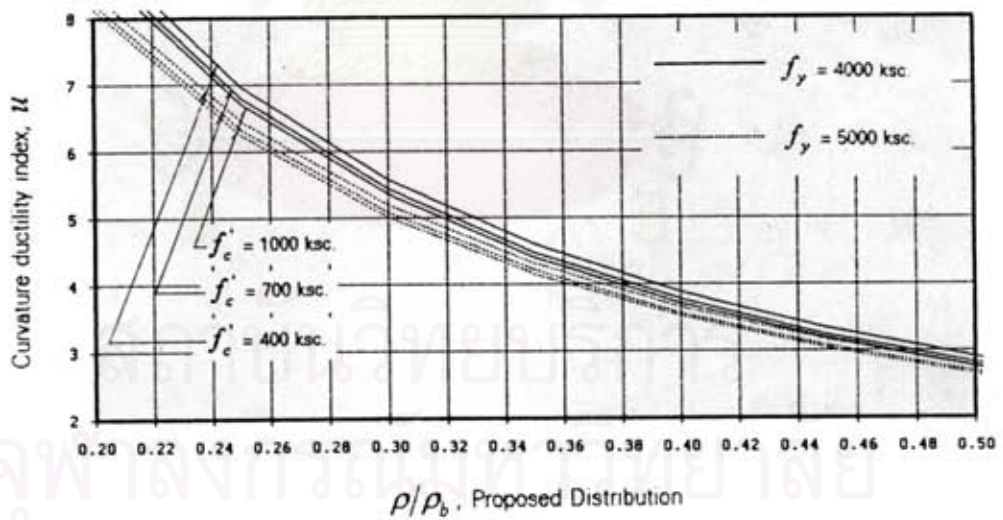


รูปที่ 3.18 ดัชนีความเหนียวจากความโค้ง λ_c ของหน้าตัดที่แปรเปลี่ยนตามอัตราส่วนเหล็กเสริม ρ



ρ/ρ_b , Collins et al. (13)

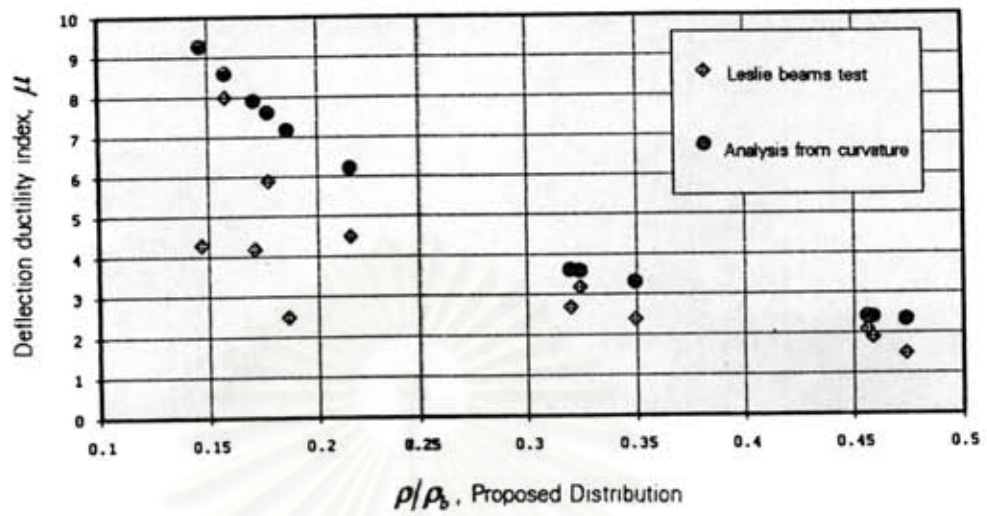
ก.)



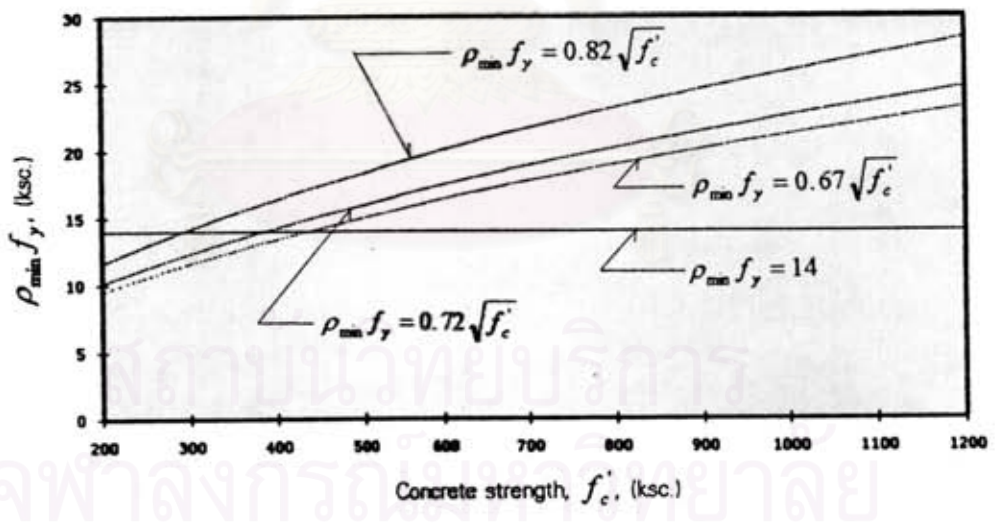
ρ/ρ_b , Proposed Distribution

ข.)

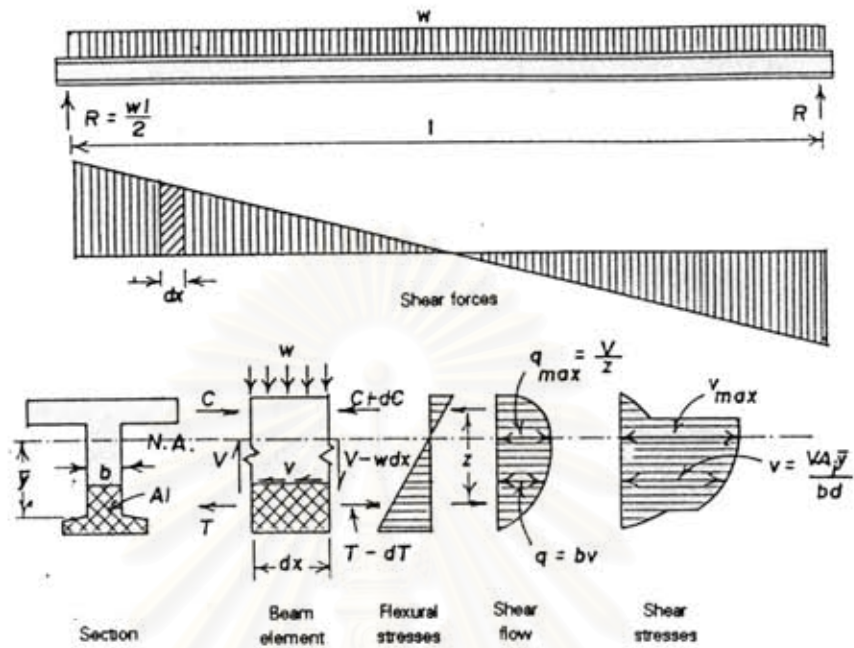
รูปที่ 3.19 ดัชนีความเหนียวจากความโค้ง u ของหน้าตัดคานที่แปรเปลี่ยนตาม ρ/ρ_b โดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ ก.) Collins et al. (13). ข.) Proposed Distribution



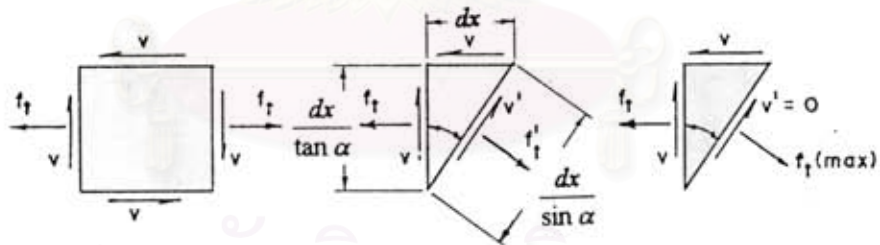
รูปที่ 3.20 เปรียบเทียบดัชนีความเหนียวจากการโก่งตัว μ จากการทดสอบคานของ Leslie et al⁽¹⁴⁾ และที่ทำนายโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัด Proposed Distribution



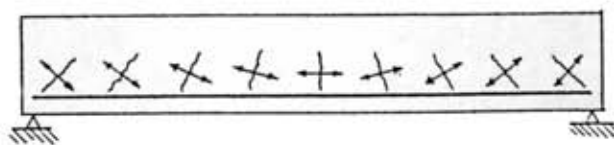
รูปที่ 3.21 ค่า $\rho_{min} f_y$ สำหรับชิ้นส่วนคานที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดคอนกรีต



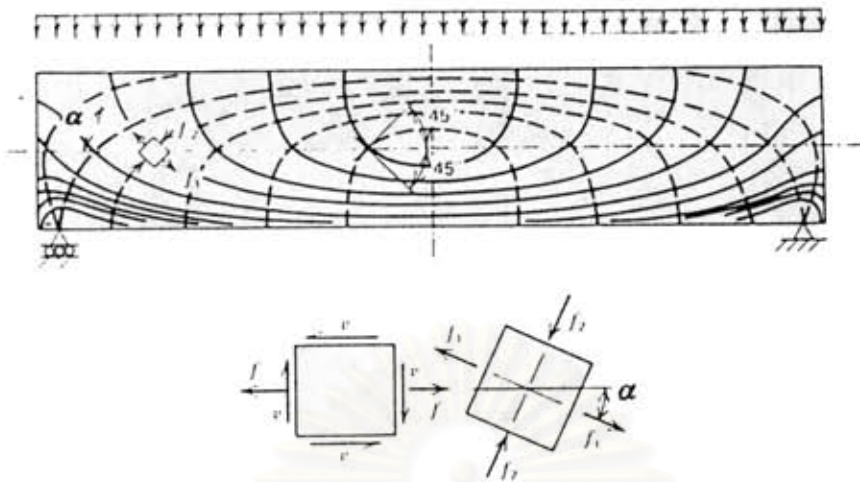
รูปที่ 4.1 แรงเฉือน, การไหลของแรงเฉือน, และหน่วยแรงในคานที่มีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวสม่ำเสมอทุกทิศทาง



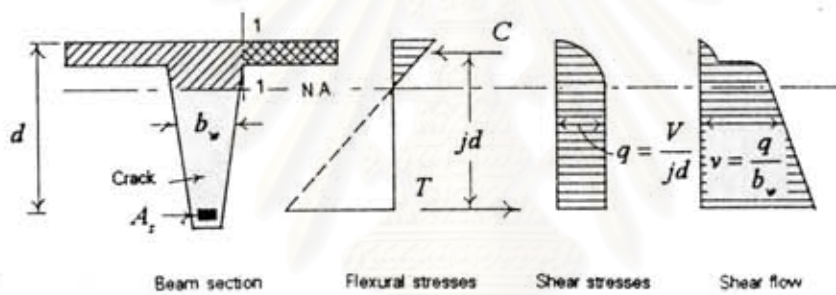
รูปที่ 4.2 สภาวะของหน่วยแรงบนชิ้นส่วนสี่เหลี่ยมเล็ก ๆ



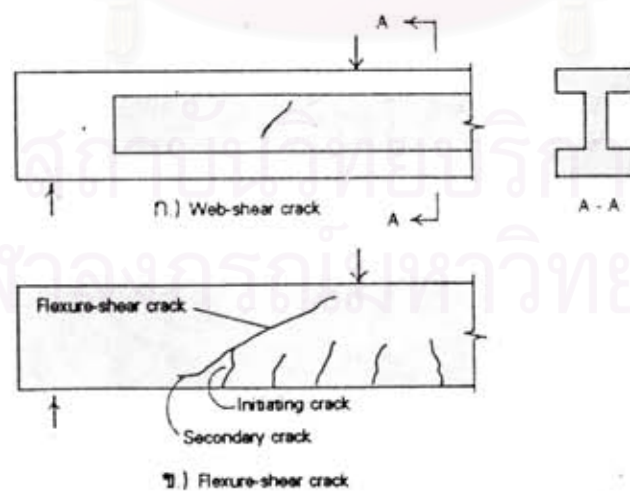
รูปที่ 4.3 ทิศทางการแตกร้าวในคานช่วงเดียว



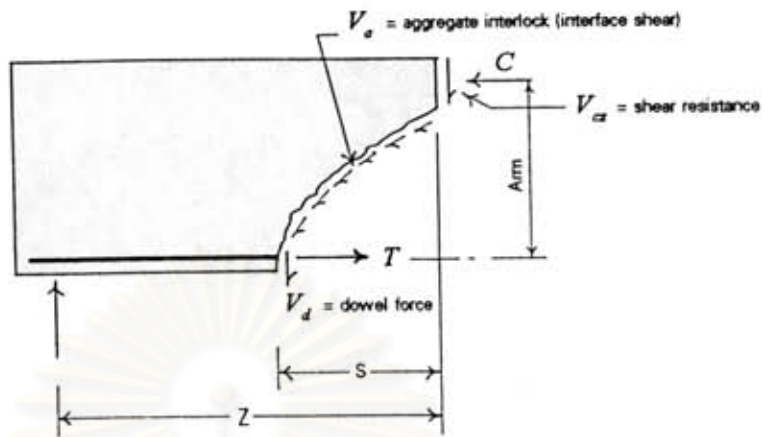
รูปที่ 4.4 เส้นแสดงหน่วยแรงหลักในคานที่มีคุณสมบัติเป็นเนื้อเดียวสม่ำเสมอ



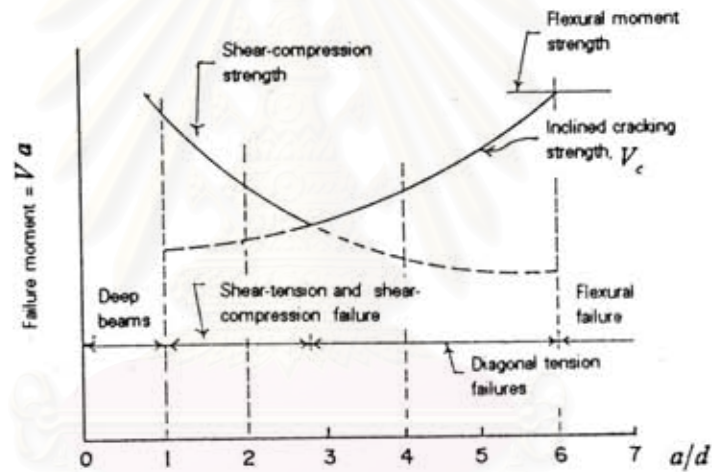
รูปที่ 4.5 หน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กในจุดมคดที่เกิดการแตกหัก



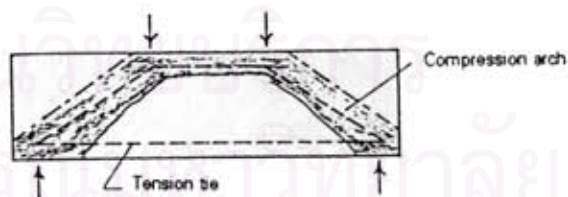
รูปที่ 4.6 ชนิดของการแตกหักแนวทะแยง



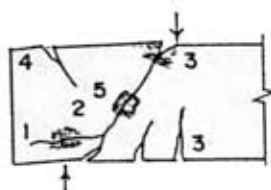
รูปที่ 4.7 การจัดการกระจายของความต้านทานแรงเฉือนหลังจากเกิดการแตกร้าวนวทะแยง



รูปที่ 4.8 การแปรผันในกำลังรับแรงเฉือนที่ขึ้นอยู่กัค่า a/d ของคานหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า



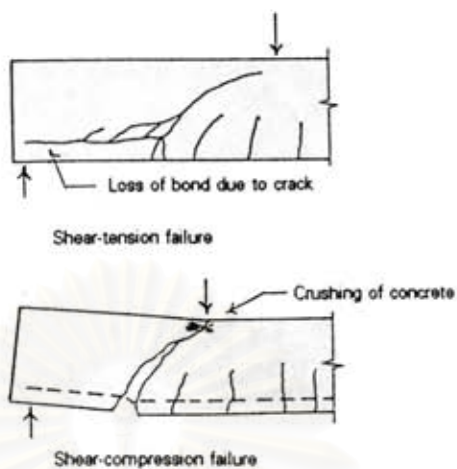
ก.) Arch action



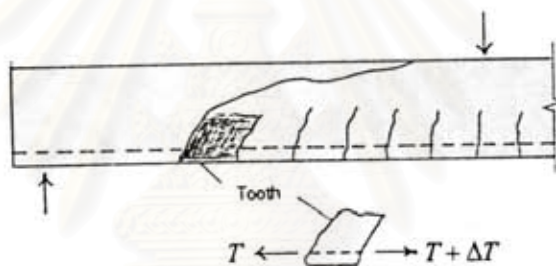
- 1. Anchorage failure
- 2. Bearing failure
- 3. Flexure failure
- 4. & 5. Arch-rib failure

ข.) Types of failure

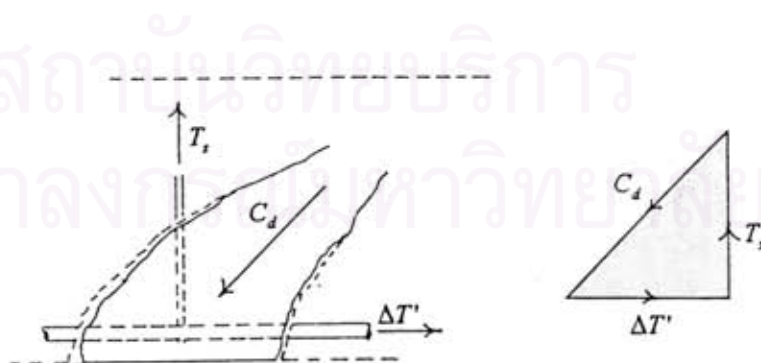
รูปที่ 4.9 รูปแบบการวิบัติในคานสี่เหลี่ยม, $a/d \leq 1.0$ ก.) Arch action, ข.) ชนิดของการวิบัติ



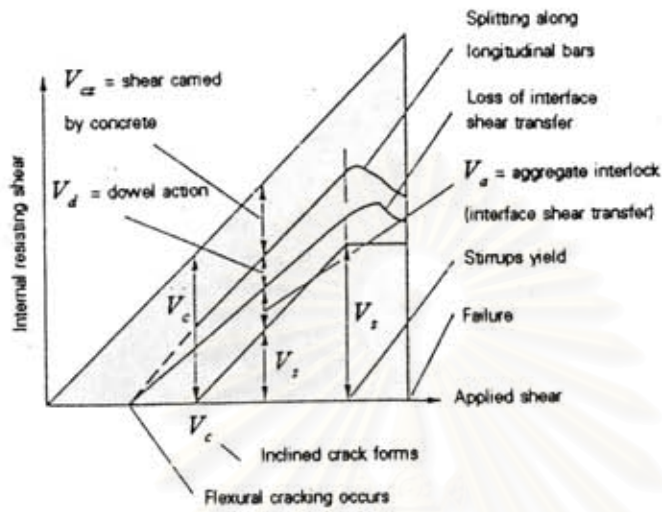
รูปที่ 4.10 ชนิดของการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนในคานสั้น, $1.0 \leq a/d < 2.5$



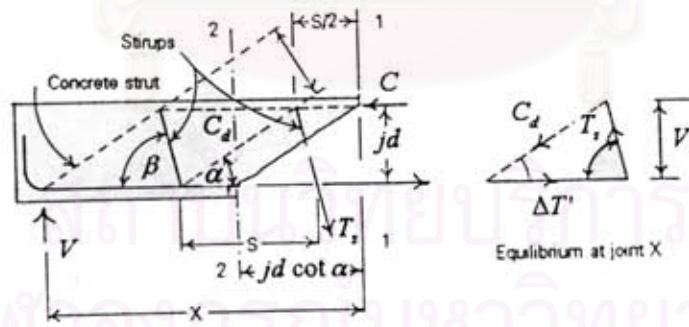
รูปที่ 4.11 การวิบัติแบบแรงดึงแนวทะแยง หรือแบบ Tooth Cracking ในคานความยาวปานกลาง, $2.5 \leq a/d < 6.0$



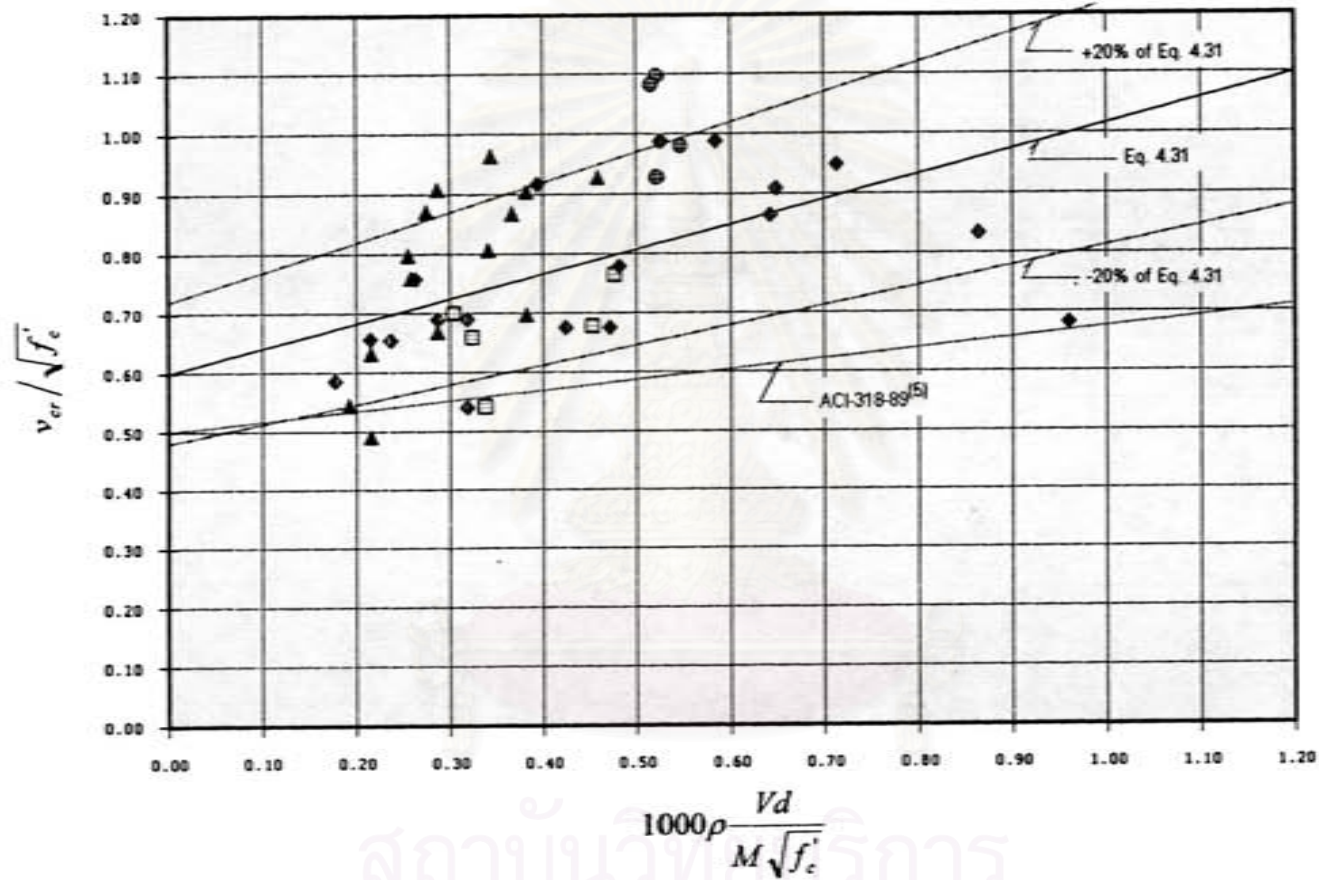
รูปที่ 4.12 ส่วนของคอนกรีตยื่นที่ทำหน้าที่เหมือน Struts ในคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก



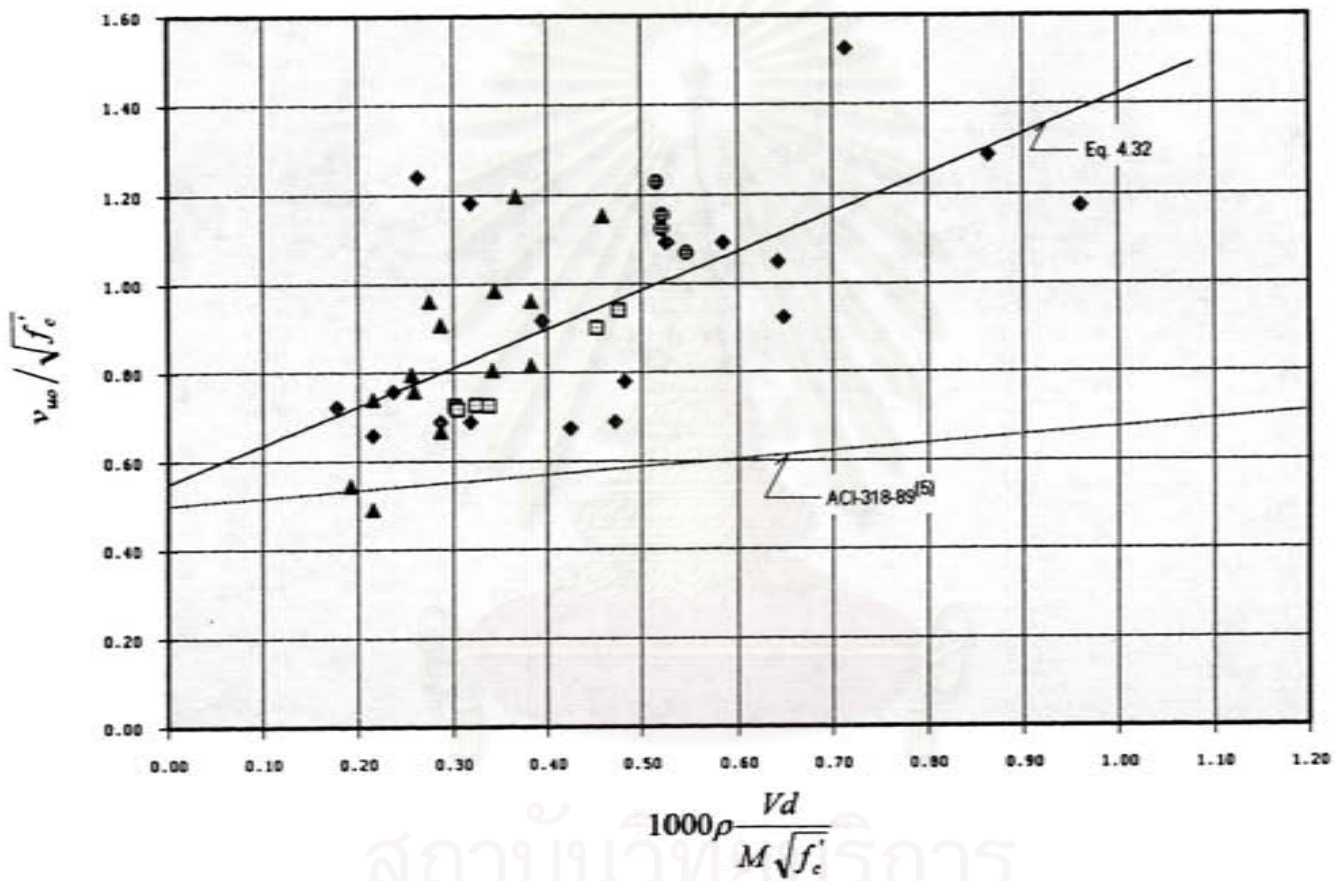
รูปที่ 4.13 การจัดการกระจายหน่วยแรงเฉือนภายในคานาคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก



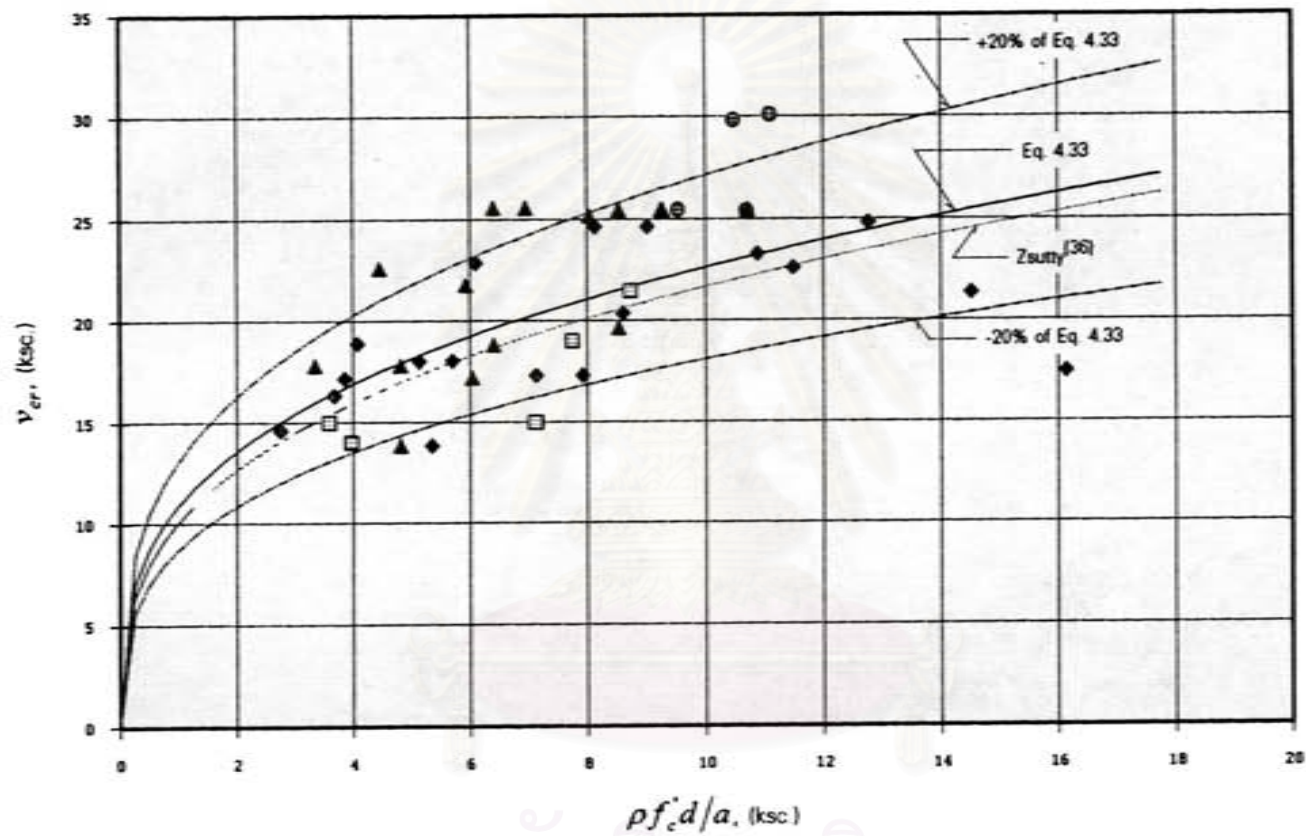
รูปที่ 4.14 แรงภายในโครงข้อหมุนอุปมัย



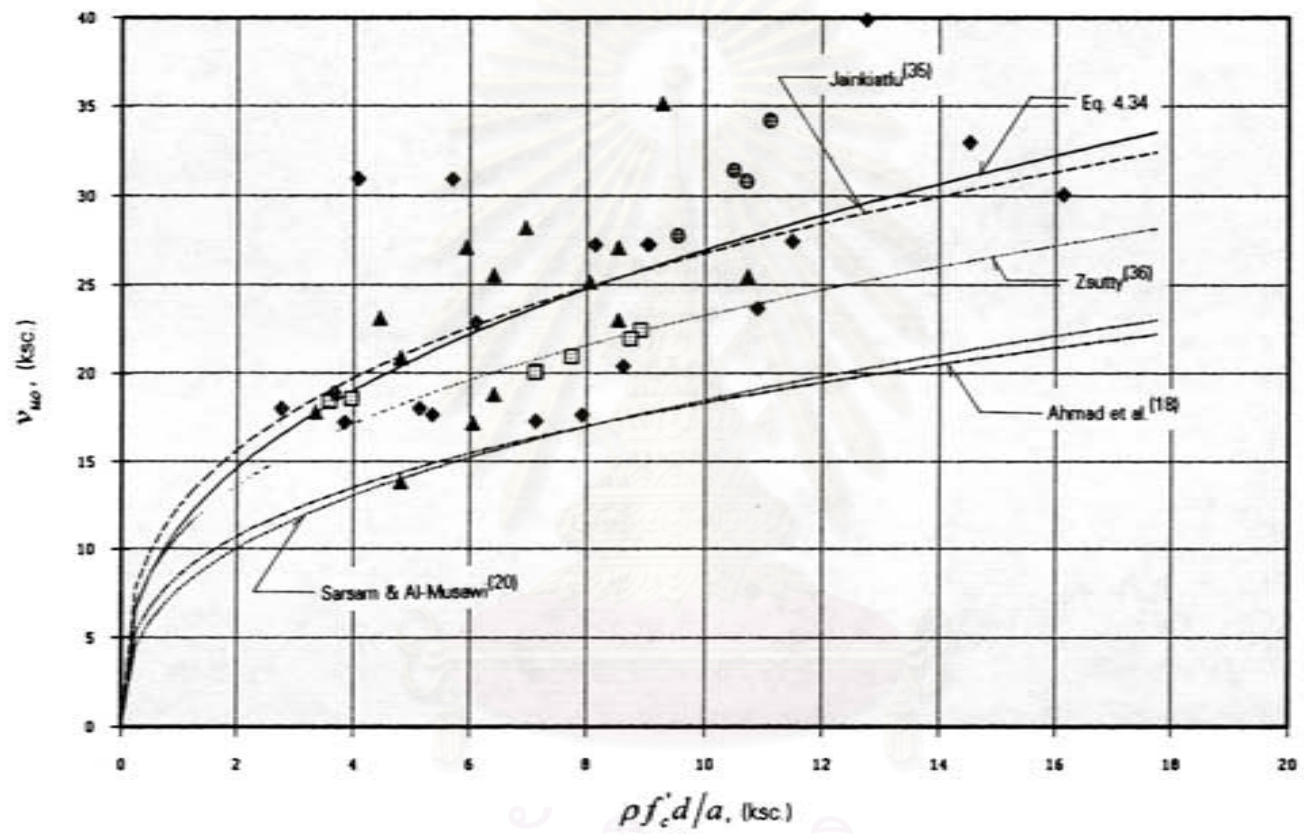
รูปที่ 4.15 สมการคำนวณหากำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทะแยงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กพลอกทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ในรูปแบบการของ ACI-318-89^[5]



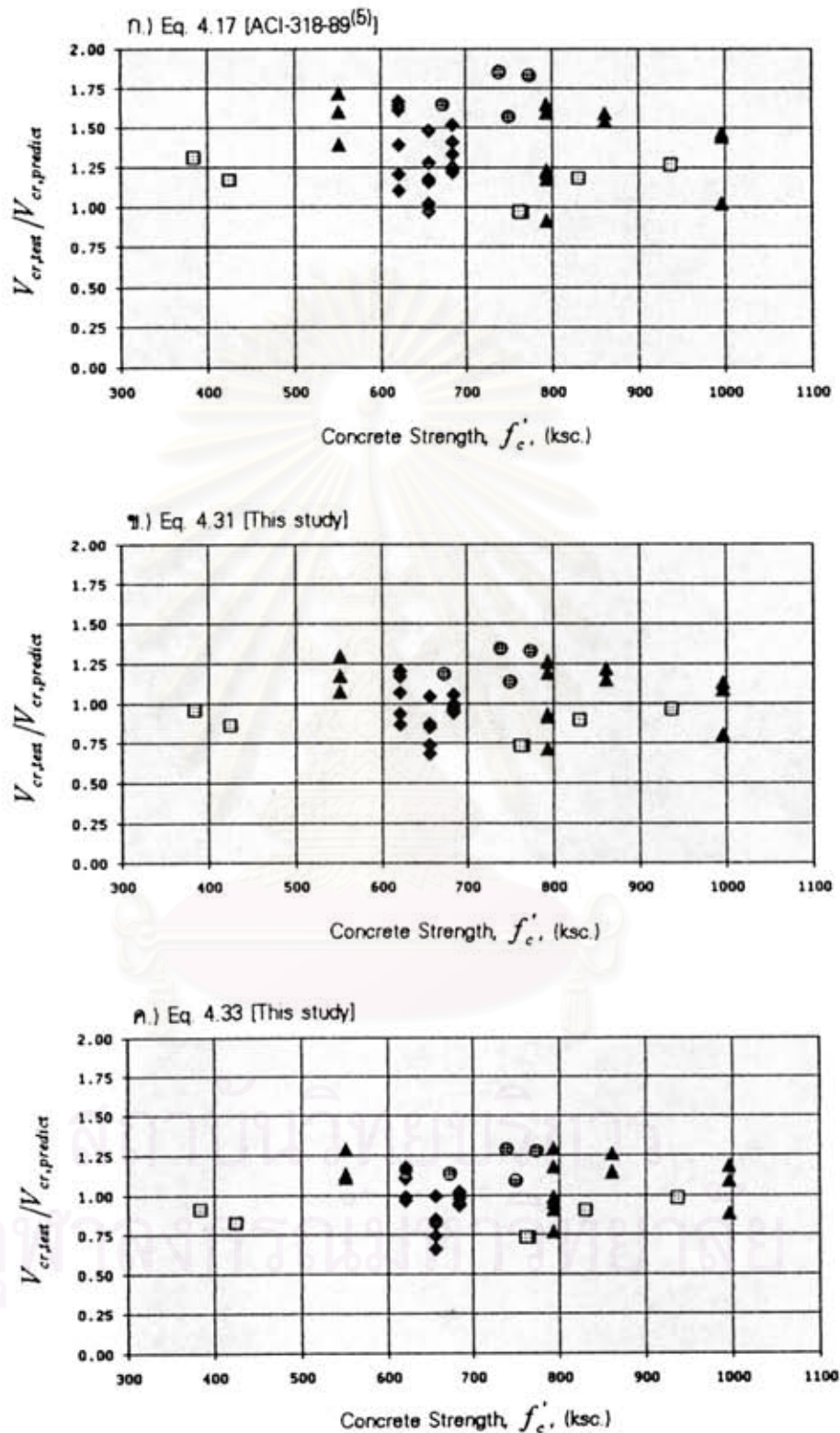
รูปที่ 4.16 สมการคำนวณหากำลังเฉือนที่จุดประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ในรูปแบบการของ ACI-318-89(5)



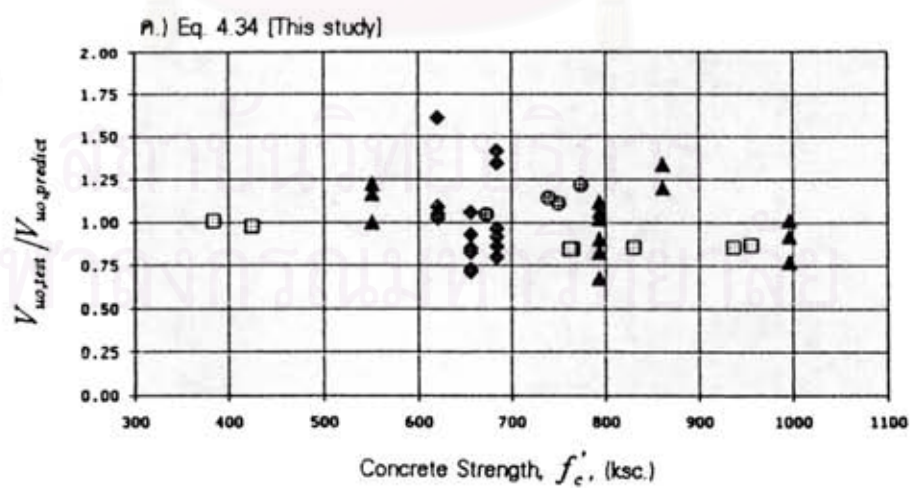
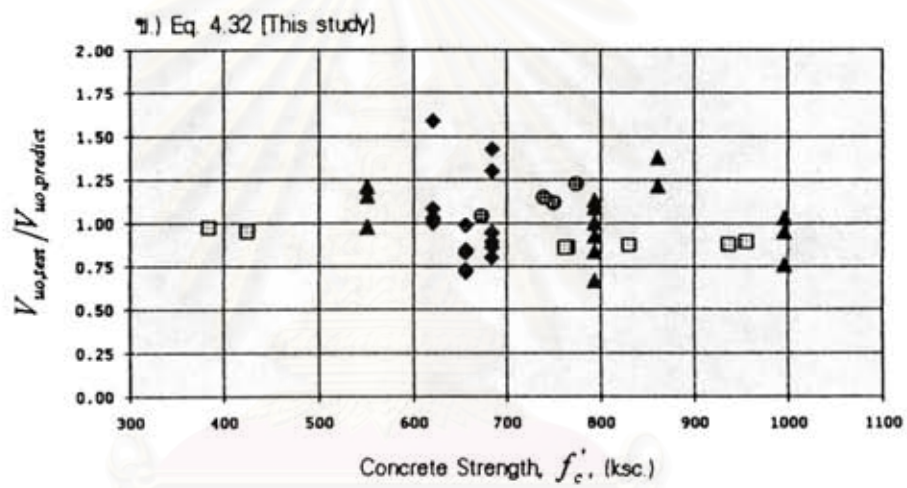
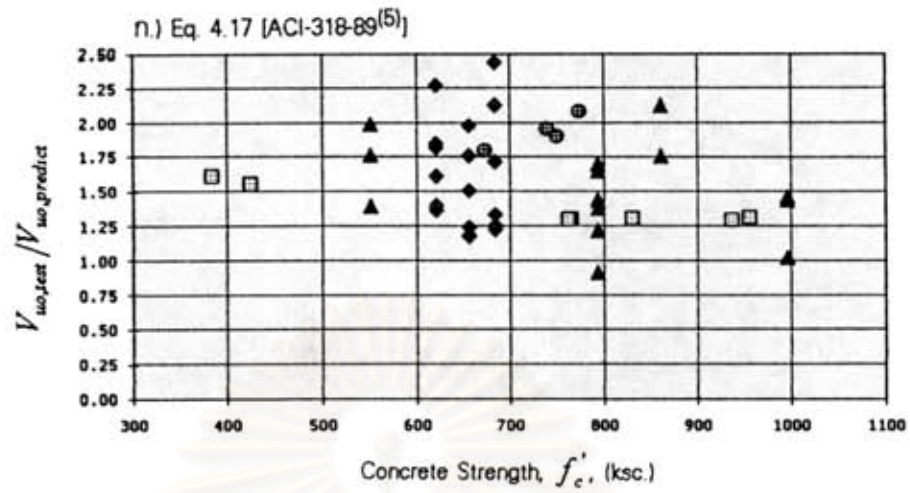
รูปที่ 4.17 สมการคำนวณหากำลังเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปดอกทำด้วยคอนกรีตกำลังสูง ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ในรูปสมการของ Zsutty [36]



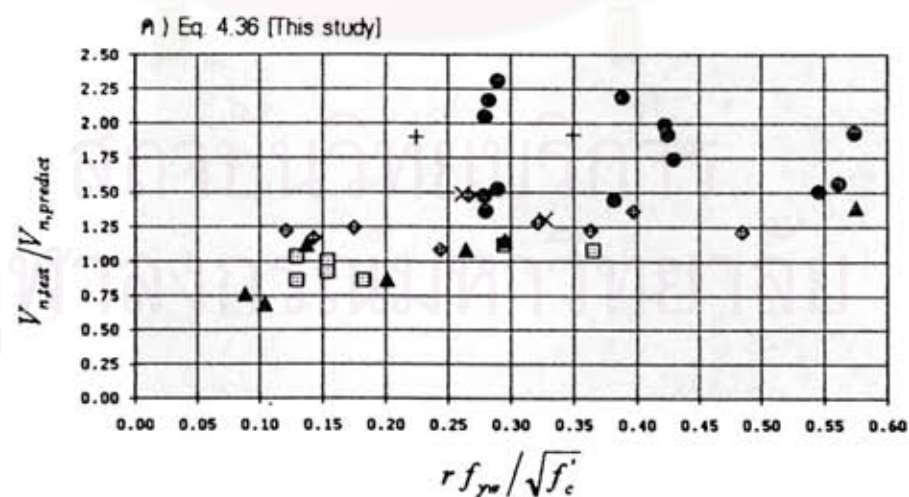
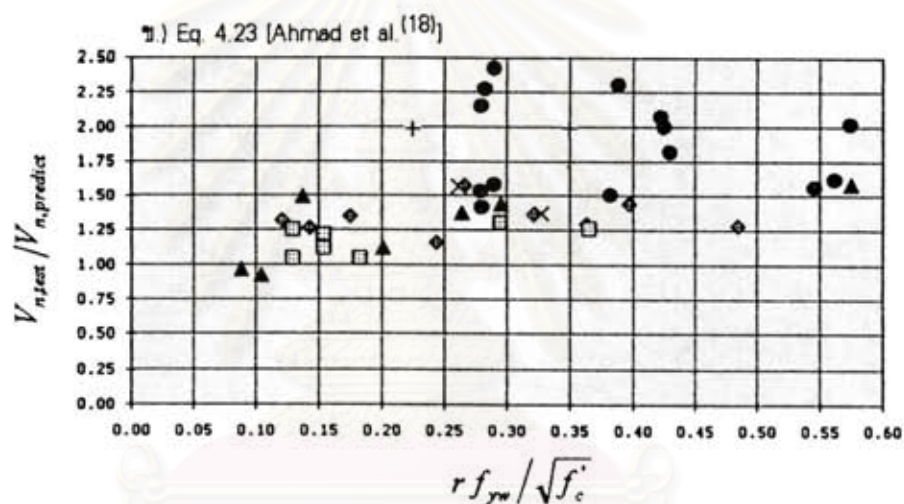
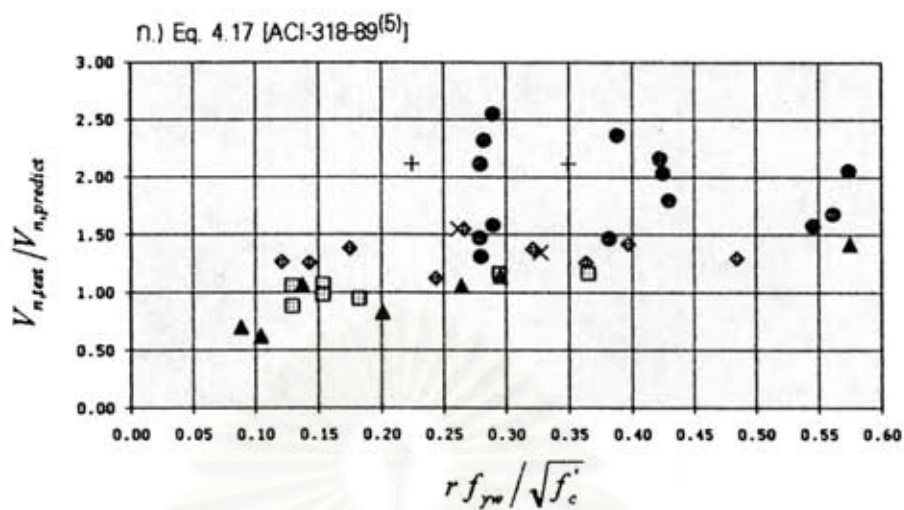
รูปที่ 4.18 สมการคำนวณหาค่าตั้งเฉือนที่จุดประตัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่เสริมเหล็กปลอกทำด้วยคอนกรีต
กำลังสูง ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้ในรูปแบบสมการของ Zsutty (36)



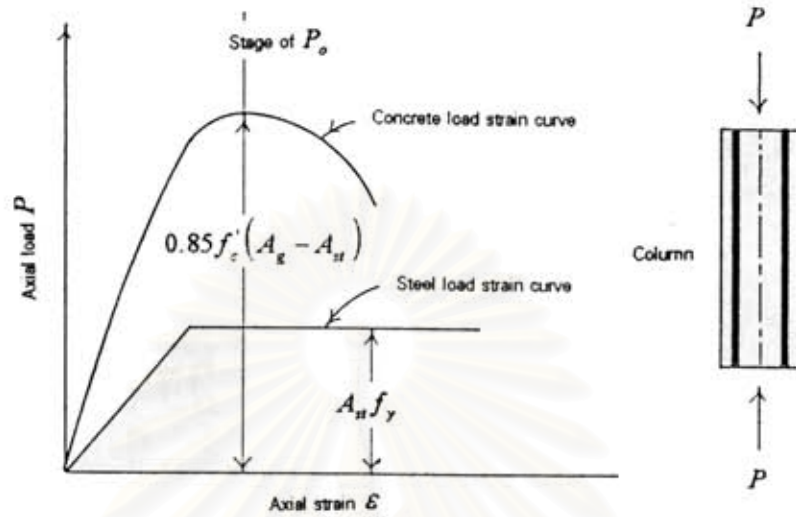
รูปที่ 4.19 อัตราส่วนระหว่างผลทดสอบกำลังรับแรงเฉือน ณ จุดที่เกิดการแตกร้าวแนวทแยงต่อค่าทำนาย ที่สอดคล้องกับกำลังอัดคอนกรีต ก.) สมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾, ข.) สมการที่ 4.31 ในการศึกษาครั้งนี้, และ ค.) สมการที่ 4.33 ในการศึกษาครั้งนี้



รูปที่ 4.20 อัตราส่วนระหว่างผลทดสอบกำลังรับแรงเฉือนที่จุดประลัยต่อค่าทำนาย ที่พลอตร่วมกับกำลังอัดคอนกรีต ก.) สมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾, ข.) สมการที่ 4.32 ในการศึกษาครั้งนี้, และ ค.) สมการที่ 4.34 ในการศึกษาครั้งนี้

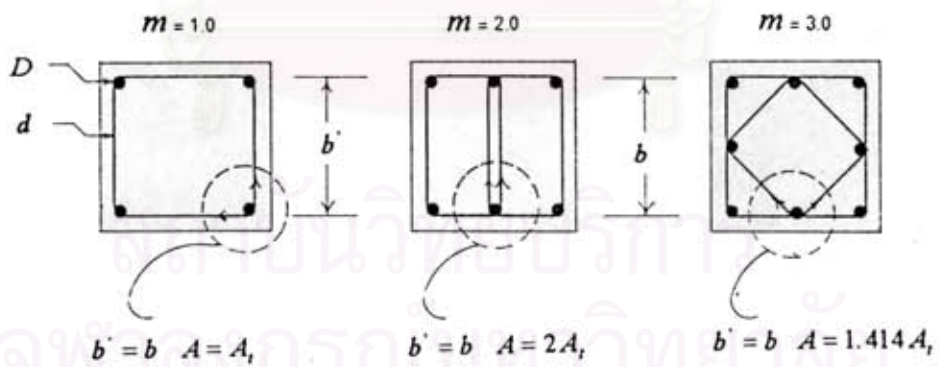


รูปที่ 4.21 อัตราส่วนระหว่างผลทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมเหล็กปลอก ต่อค่าทำนาย เมื่อพลอตร่วมกับ $r f_{yw} / \sqrt{f_c'}$ ก) สมการที่ 4.17 ของ ACI-318-89⁽⁵⁾, ข.) สมการที่ 4.23 ของ Ahmad et al. (18), และ ค.) สมการที่ 4.36 ในการศึกษา



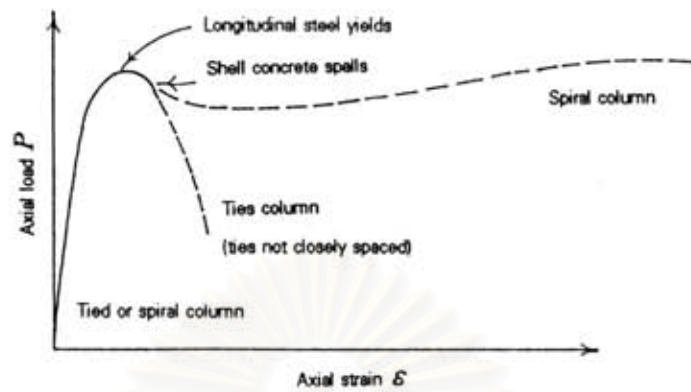
รูปที่ 5.1 นำหนักบรรทุกกับความเครียดในแนวแกนสำหรับเหล็กเสริมและคอนกรีตของเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

$$\frac{d}{D} = \sqrt{\frac{4.56 b D}{m l l}}$$

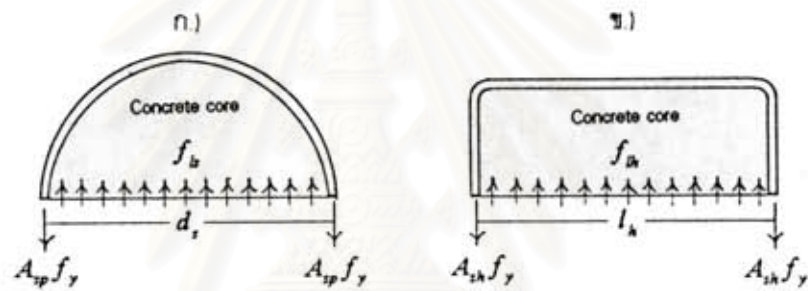


$$m = \frac{A' b}{A_s b'}$$

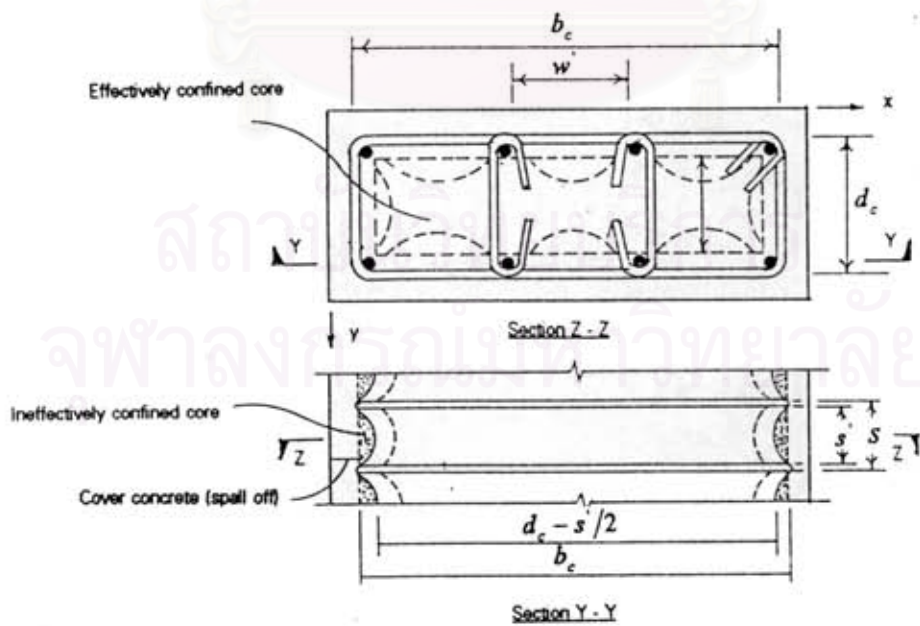
รูปที่ 5.2 ความยาวและพื้นที่หน้าตัดประสิทธิผลของเหล็กเสริมตามขวาง [จาก Bresler Gilbert⁽⁷⁷⁾]



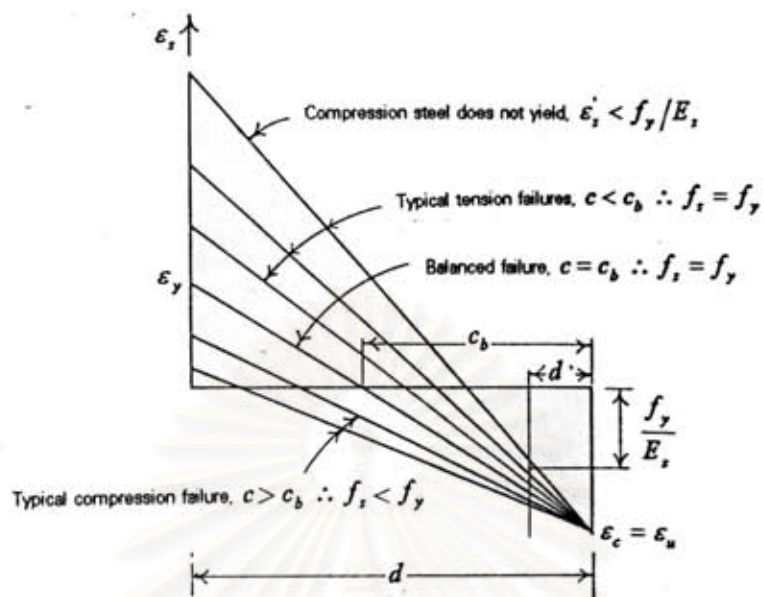
รูปที่ 5.3 เปรียบเทียบภาพโดยรวมของน้ำหนักบรรทุกกับความเครียดในแนวแกนของเสาปลอกเดี่ยวและปลอกเกลียว



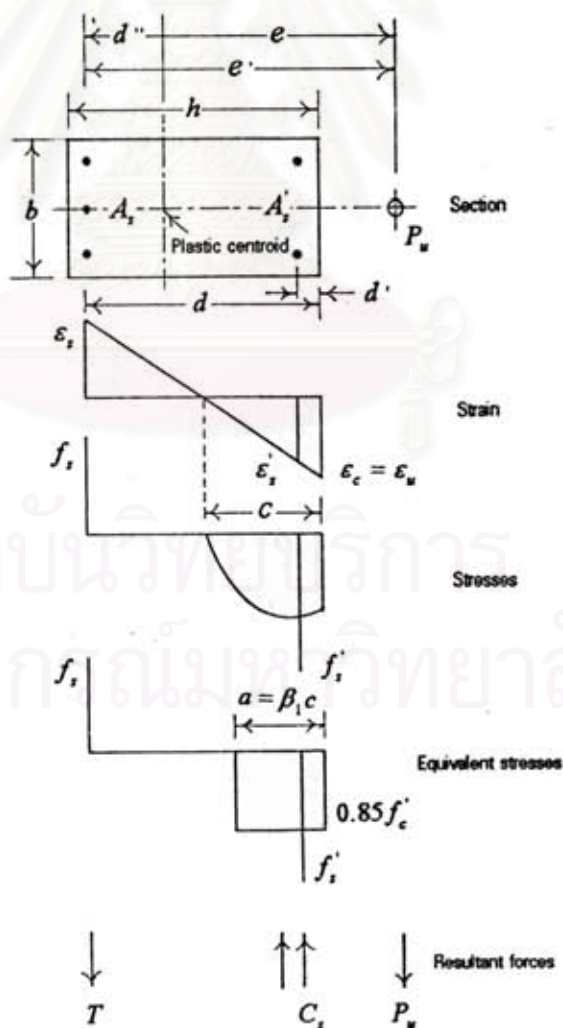
รูปที่ 5.4 แรงดันจากการโอบของเสา ก.) เสาปลอกเกลียว, ข.) เสาปลอกเกลียว



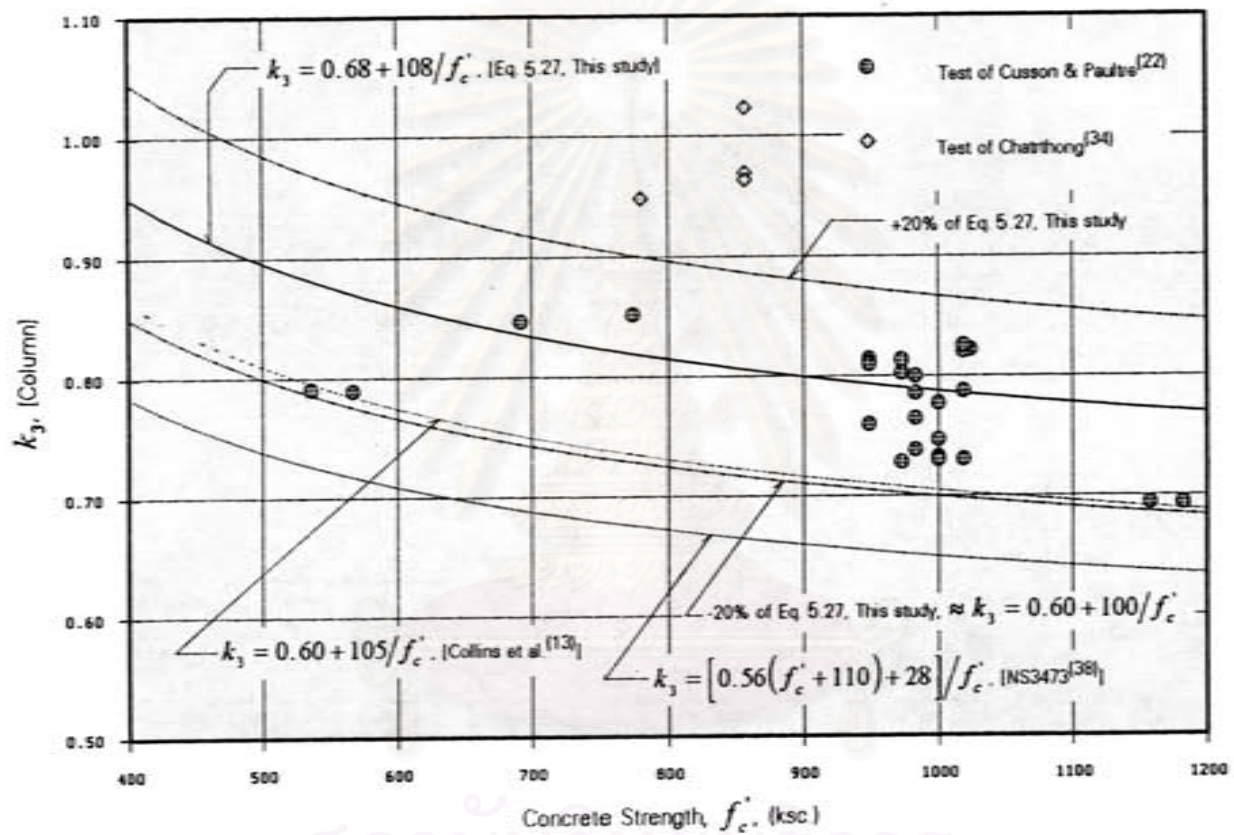
รูปที่ 5.5 แผนการโอบประสิทธิผลสำหรับเสาปลอกเดี่ยวรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า



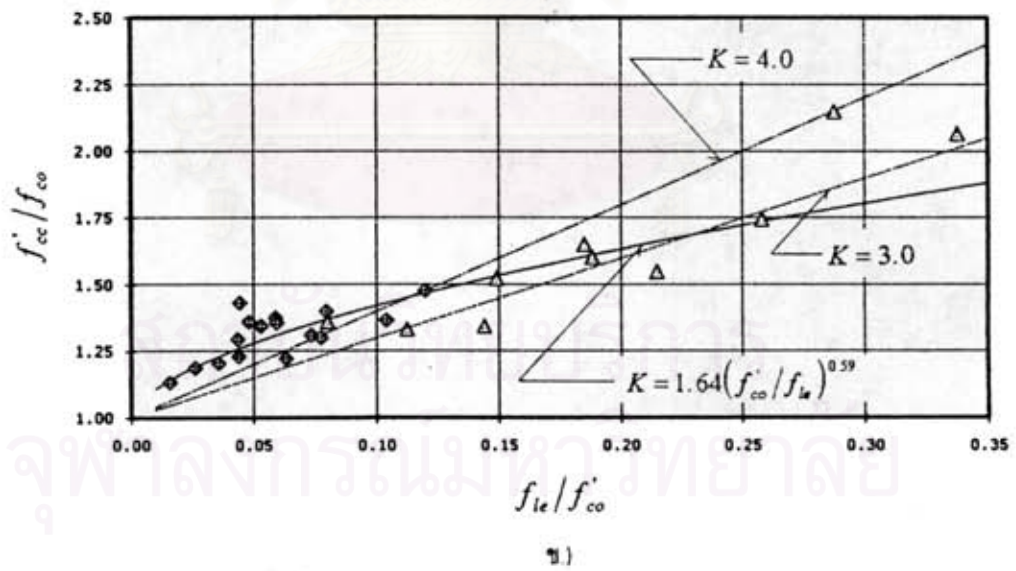
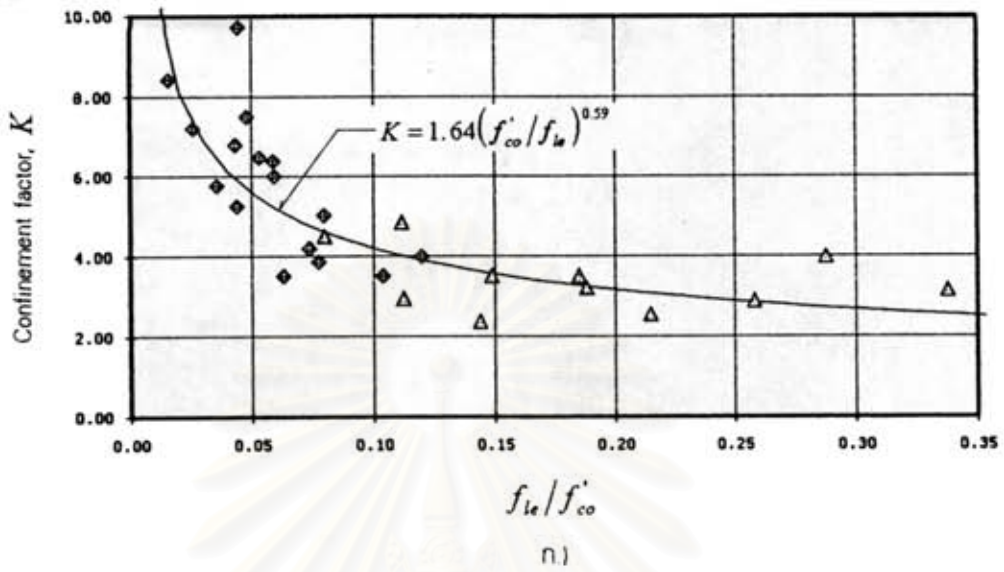
รูปที่ 5.6 ไดอะแกรมของความเครียดสำหรับการวิบัติของเสาเนื่องจากน้ำหนักเชิงศูนย์



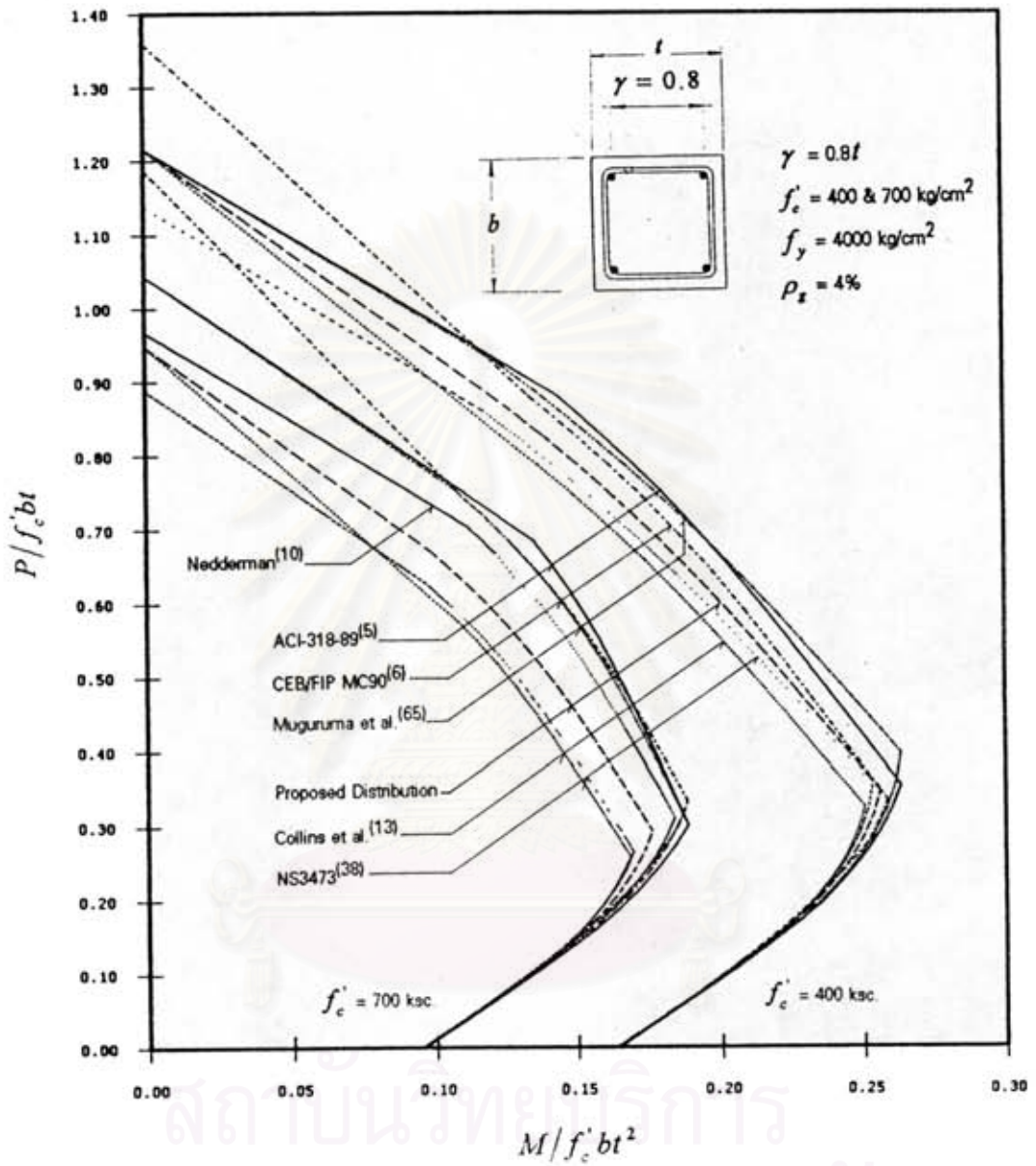
รูปที่ 5.7 หน้าตัดเสารับน้ำหนักเชิงศูนย์ที่สภาวะประลัย



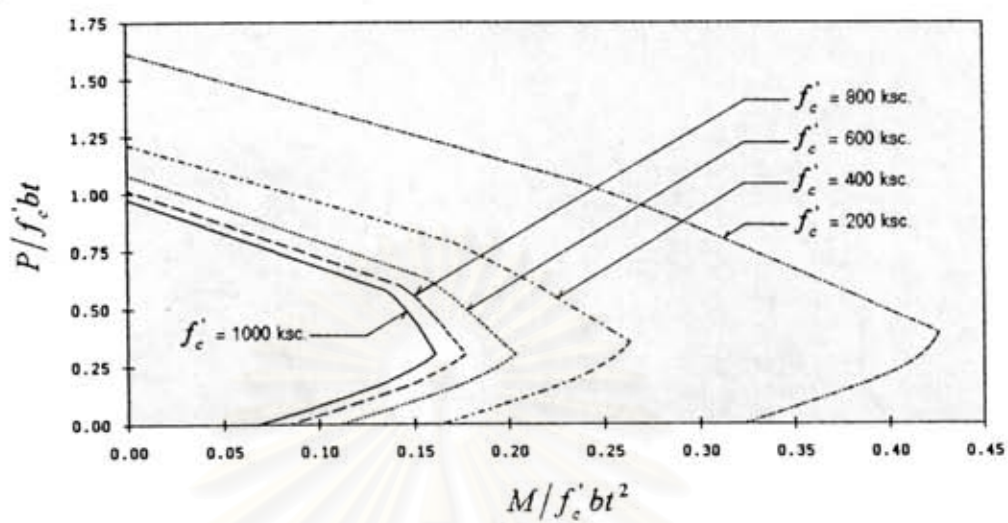
รูปที่ 5.8 สมการคำนวณหาค่า k_3 ของเสาคอนกรีตเสริมเหล็กทำด้วยคอนกรีตกำลังสูงที่แปรเปลี่ยนตามกำลังอัดคอนกรีต ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้



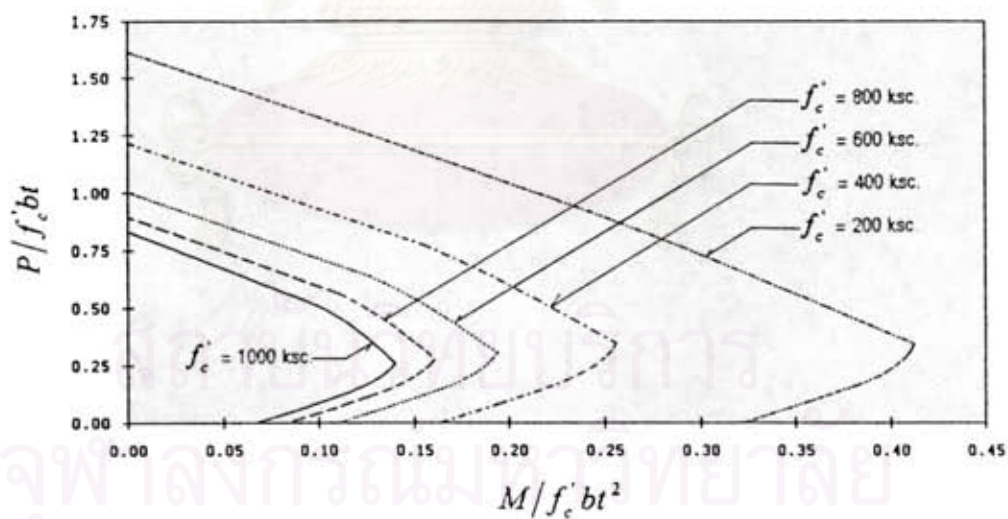
รูปที่ 5.9 ผลของการโอบของเหล็กปลอกเดี่ยวสี่เหลี่ยมที่มีต่อกำลังของเสาคอนกรีตกำลังสูงจากการทดสอบของ Cusson & Paultre⁽²²⁾ ก.) ค่าสัมประสิทธิ์การโอบ K ที่ขึ้นอยู่กับ $f_{l\sigma} / f'_{co}$. และ ข.) การเพิ่มกำลังของแกนคอนกรีต f'_{cc} / f'_{co} ที่ขึ้นอยู่กับ $f_{l\sigma} / f'_{co}$



รูปที่ 5.10 ปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กกับน้ำหนักเยื้องศูนย์กลางโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดต่าง ๆ กัน

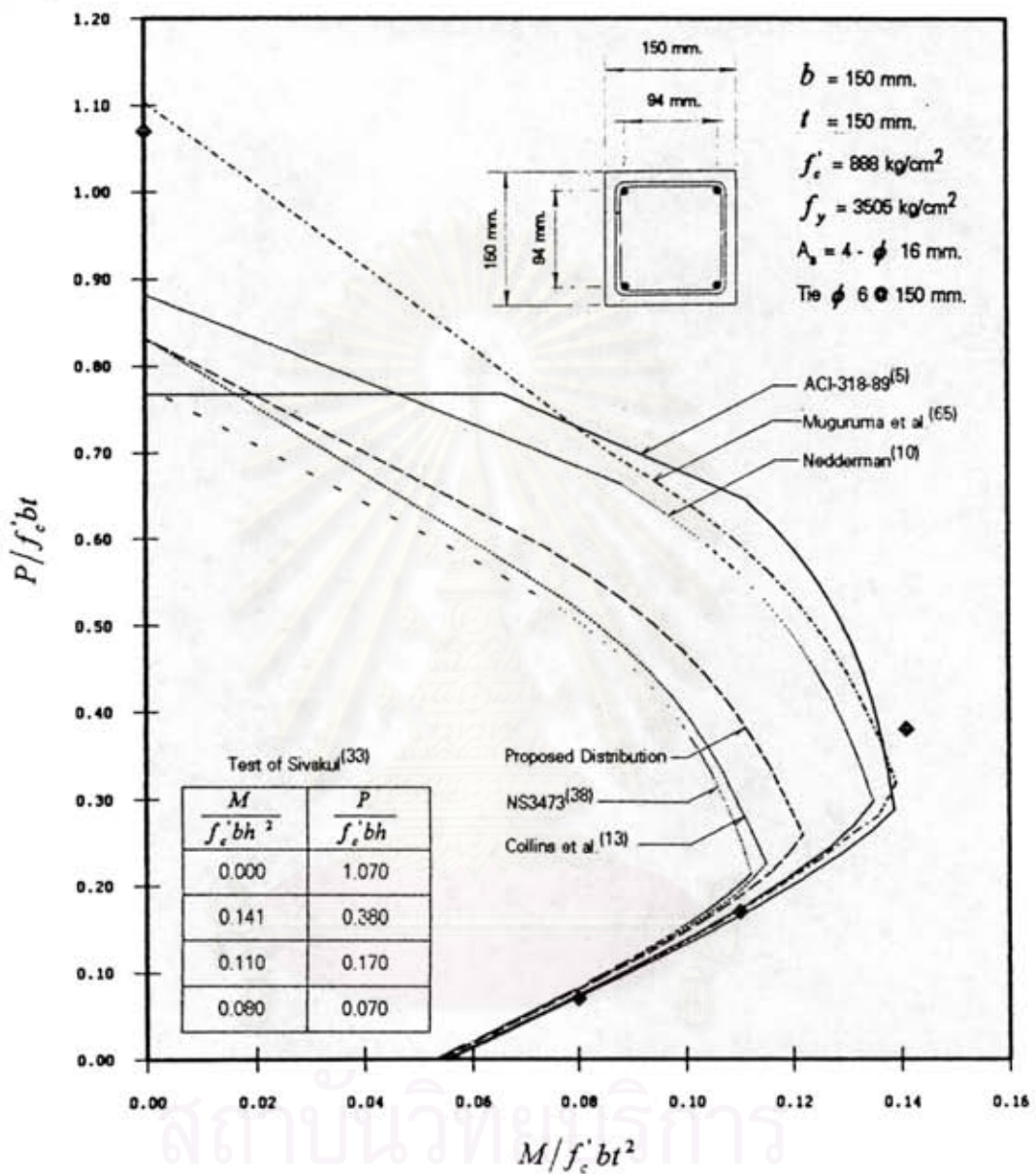


ก.)

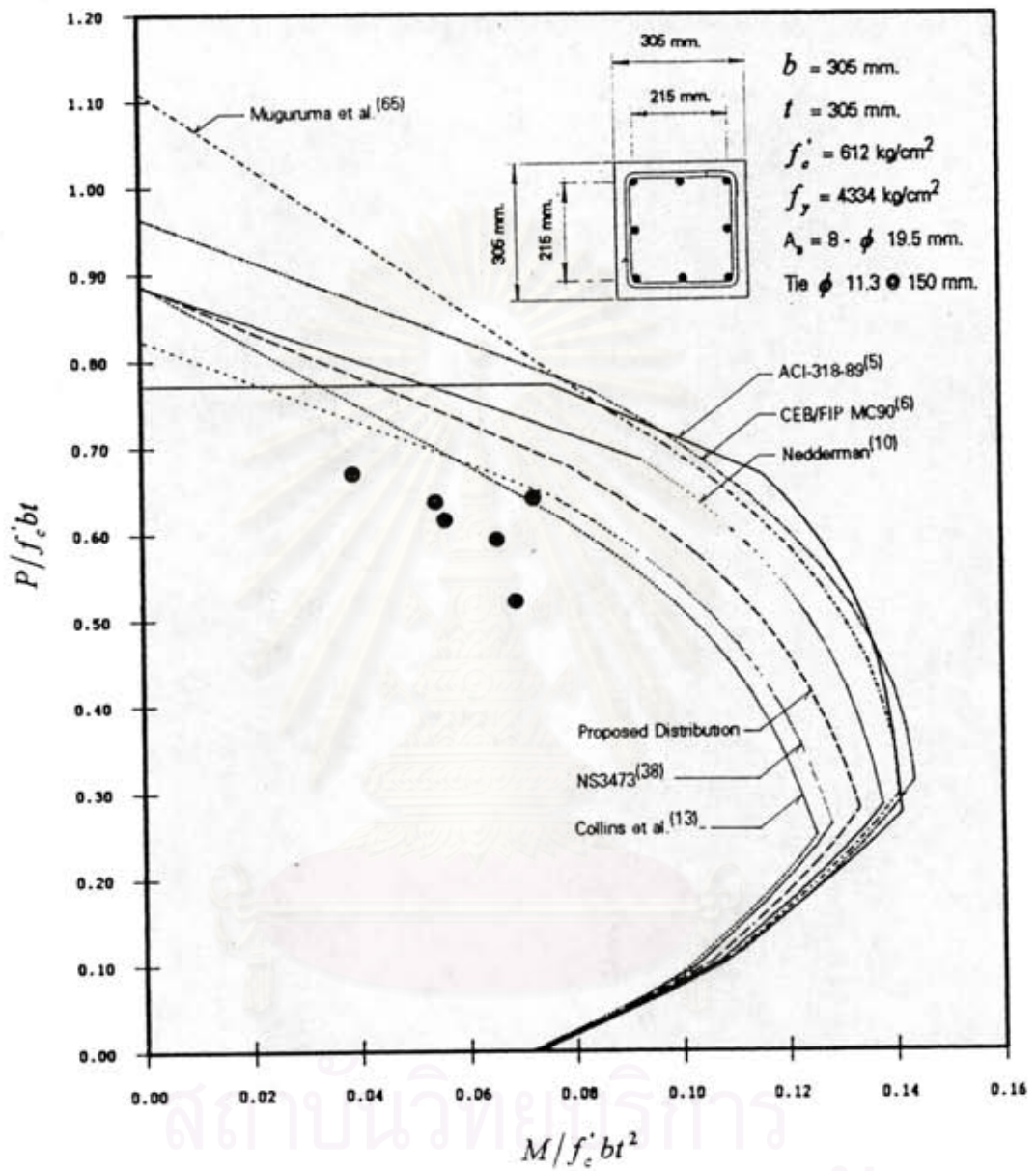


ข.)

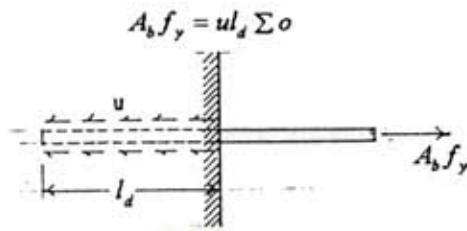
รูปที่ 5.11 ปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาในรูปที่ 5.10 เมื่อกำลังอัดของคอนกรีตเปลี่ยนไปโดยใช้การกระจายหน่วยแรงอัดของ ก.) ACI318-89⁽⁵⁾, ข.) Proposed Distribution



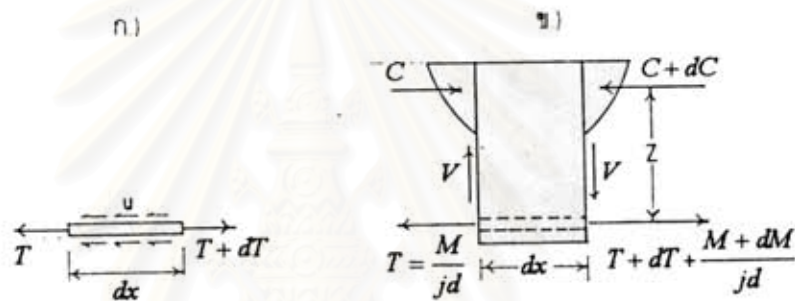
รูปที่ 5.12 เปรียบเทียบผลทดสอบของ มานิต⁽³³⁾ กับปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาที่ใช้ การกระจายหน่วยแรงอัดต่าง ๆ



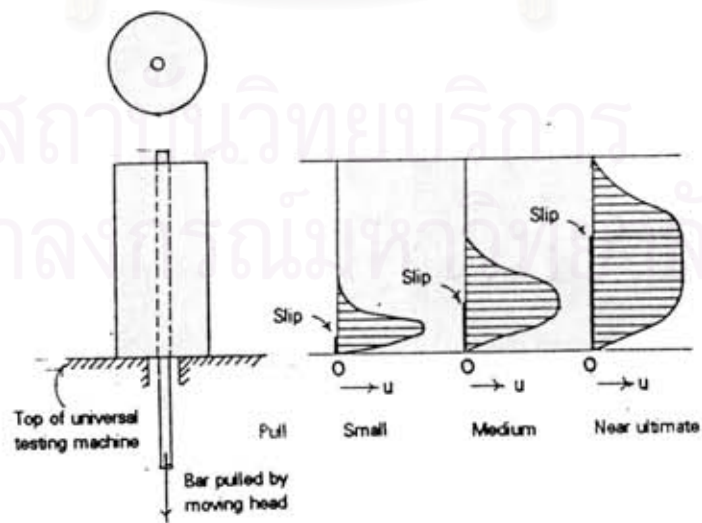
รูปที่ 5.13 เปรียบเทียบผลทดสอบของ Sundarara (82) กับปฏิสัมพันธ์ของหน้าตัดเสาที่ใช้การกระจายหน่วยแรงอัดต่าง ๆ



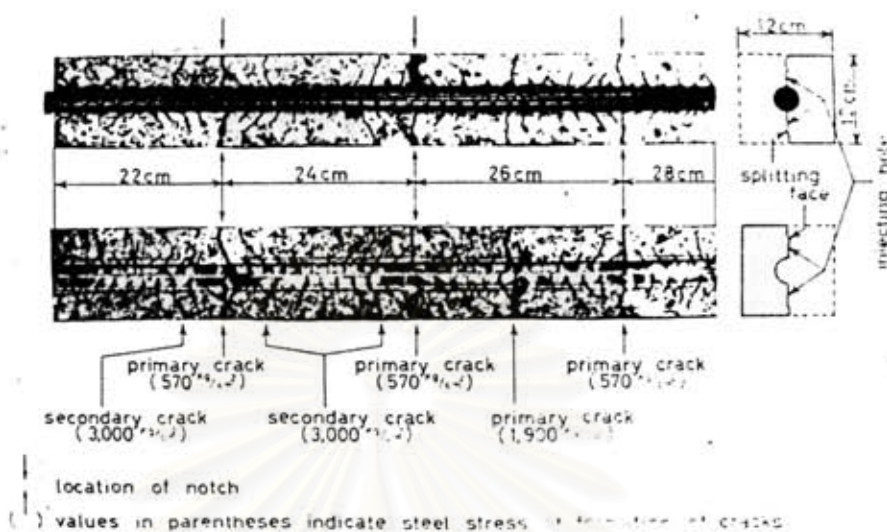
รูปที่ 6.1 ระยะยึดรั้งของเหล็กเสริม



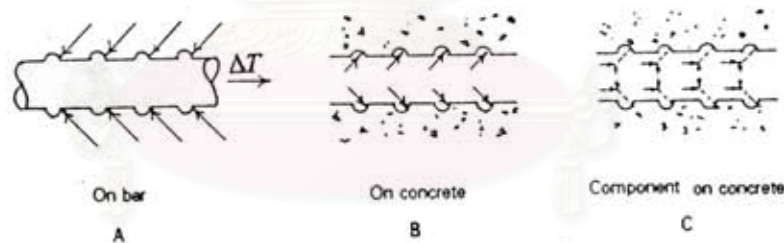
รูปที่ 6.2 แรงและหน่วยแรงบนชิ้นส่วนคาน ก.) แรงภายในชิ้นส่วนเหล็กเสริม, ข.) แรงภายในชิ้นส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็ก



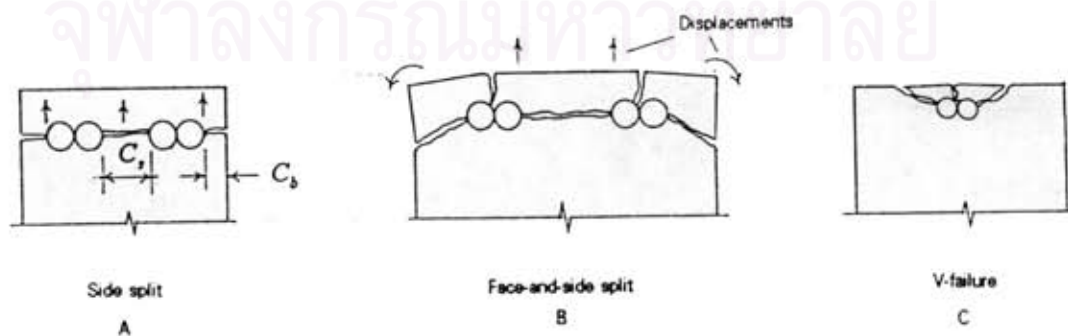
รูปที่ 6.3 การทดสอบแรงยึดเหนี่ยวโดยการดึงออก และการกระจายหน่วยแรงยึดเหนี่ยว



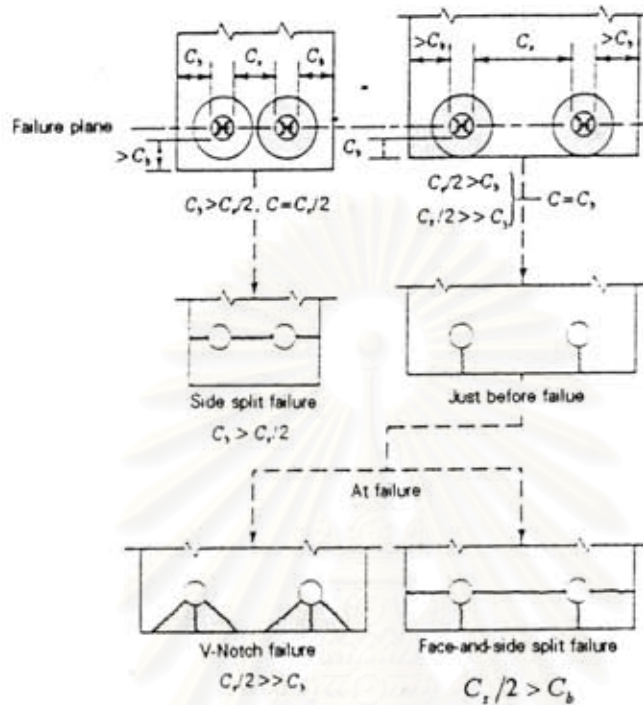
รูปที่ 6.4 รอยแตกร้าวภายในที่เกิดขึ้นโดยการดึงที่ปลายทั้งสองข้างของเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ในคอนกรีต⁽⁹⁰⁾



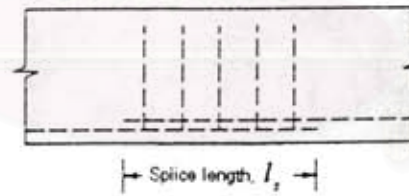
รูปที่ 6.5 แรงระหว่างเหล็กข้ออ้อยและคอนกรีตซึ่งเป็นสาเหตุของการแตกแยกดังรูปที่ 6.4



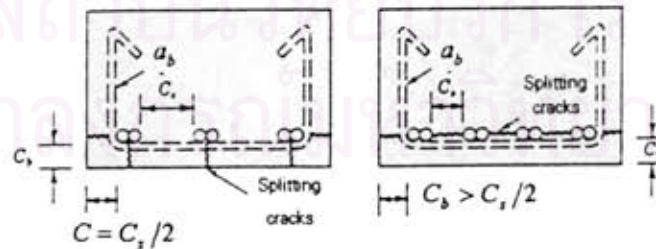
รูปที่ 6.6 การแตกแยกรอบ ๆ การต่อทาบ



รูปที่ 6.7 รูปแบบการวิบัติจากการแตกแยก



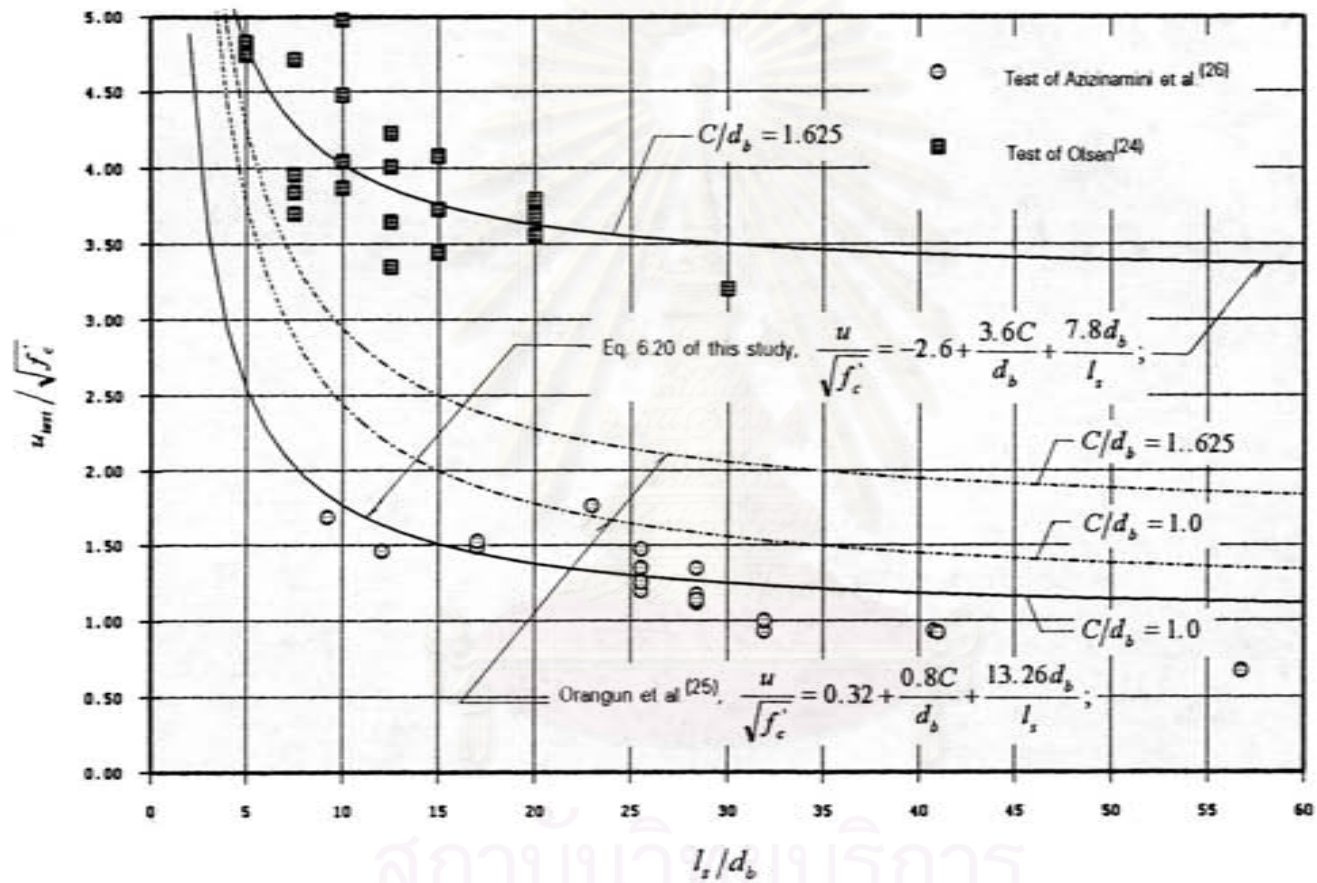
ก.)



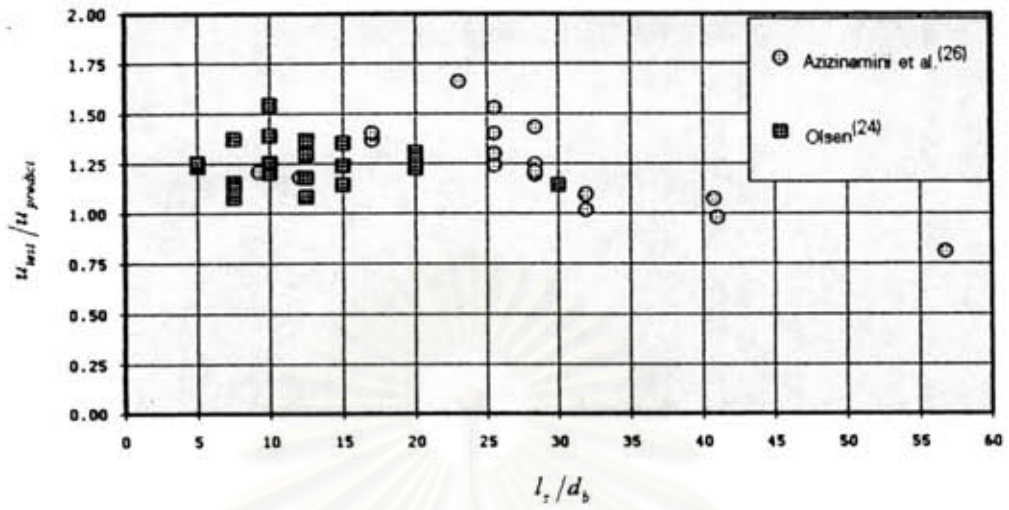
ข.)

ค.)

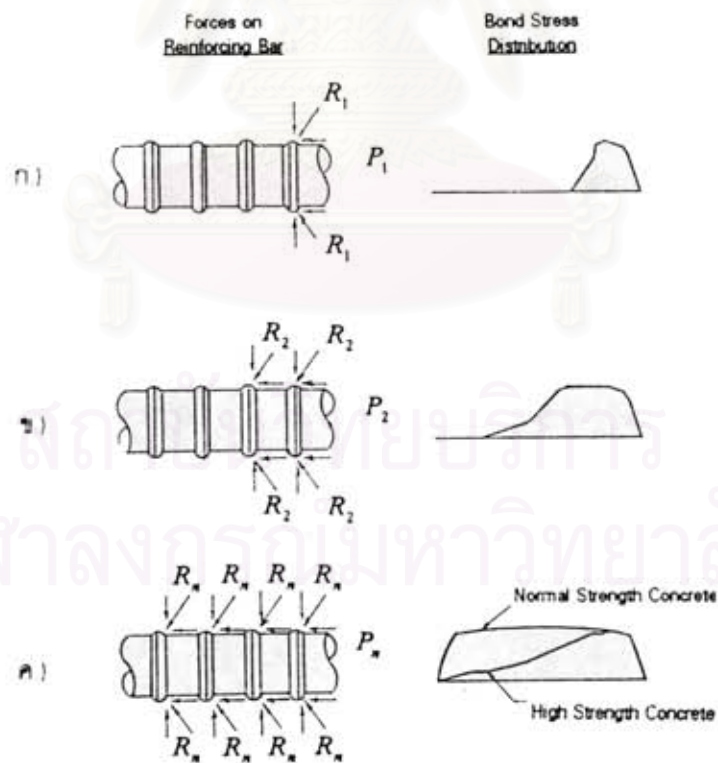
รูปที่ 6.8 เหล็กเสริมตามขวาง ก) รูปด้านข้างของคาน, ข) รอยแตกแยกทั้งหมดถูกยึดไว้, $A_s = a_s$, ค) เหล็กเสริมตามขวางสองขาถูกตัดผ่านโดยการแตกแยกในระนาบของเหล็กเสริม, $A_s = 2a_s/4$



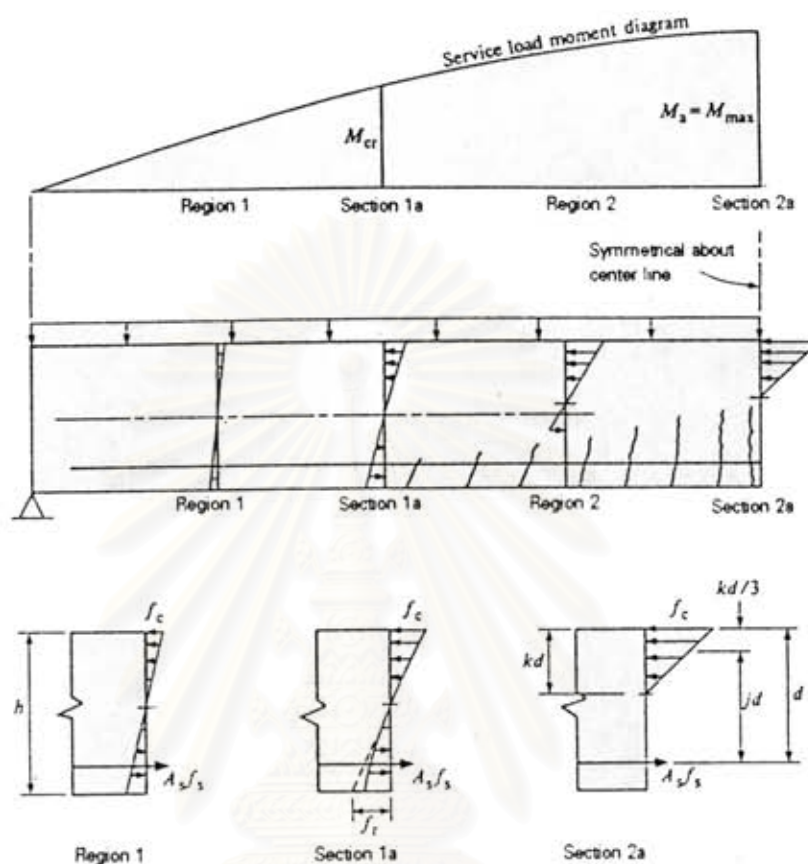
รูปที่ 6.9 สมการสำหรับคำนวณหาหน่วยแรงกึ่งคดงอของเหล็กข้ออ้อยซึ่งต่อทาบและฝังอยู่ในคอนกรีตกำลังสูง
ที่วิเคราะห์ในการศึกษานี้



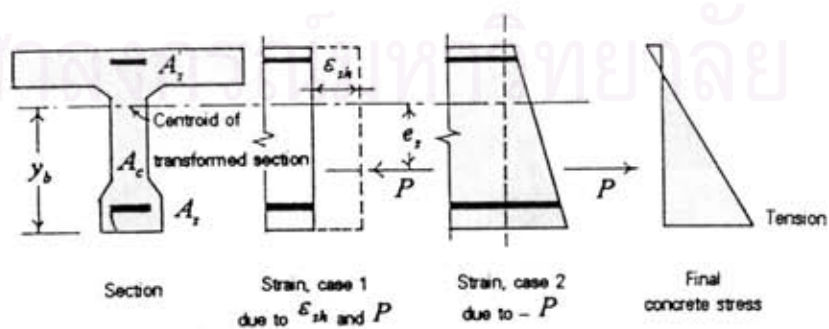
รูปที่ 6 10 อัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวจากการทดสอบการต่อทาบเหล็กเสริมในคอนกรีตกำลังสูง(24),(26) ต่อค่าทำนายโดยสมการที่ 6 20 ในการศึกษาที่ลดค่าด้วยตัวคูณ 0 80



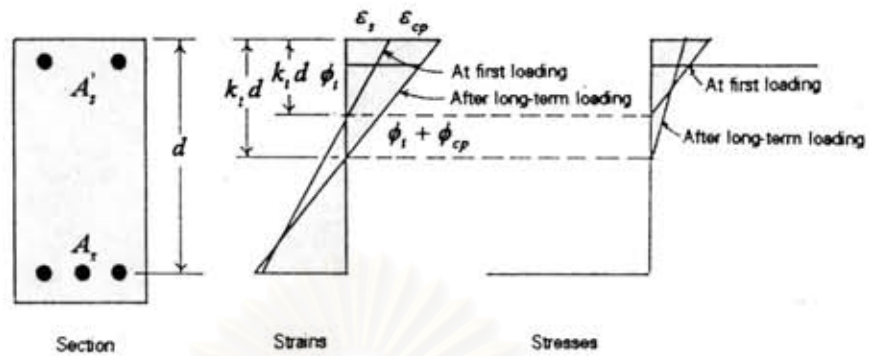
รูปที่ 6 11 การไคสไลซ์พฤติกรรมของเหล็กข้ออ้อยรับแรงดึงที่ฝังอยู่ในคอนกรีต



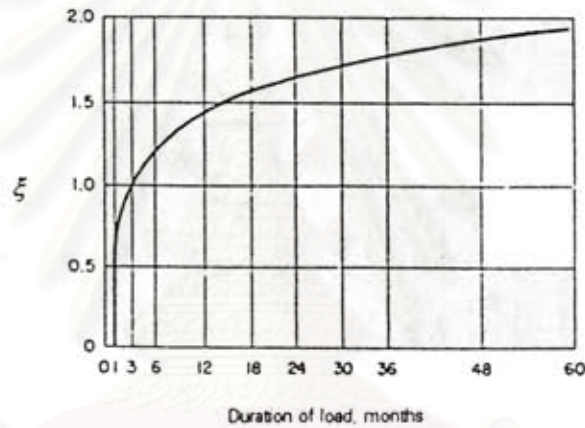
รูปที่ 7.1 สภาวะต่าง ๆ ของหน่วยแรงและการแตกร้าวในคานคอนกรีตเสริมเหล็ก เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน



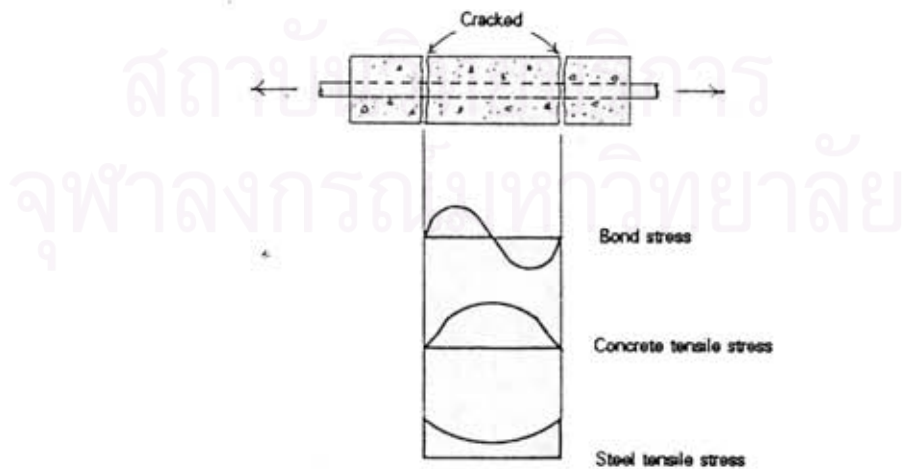
รูปที่ 7.2 การหาคัดตัวของชิ้นส่วนที่เสริมเหล็กไม่สมมาตร



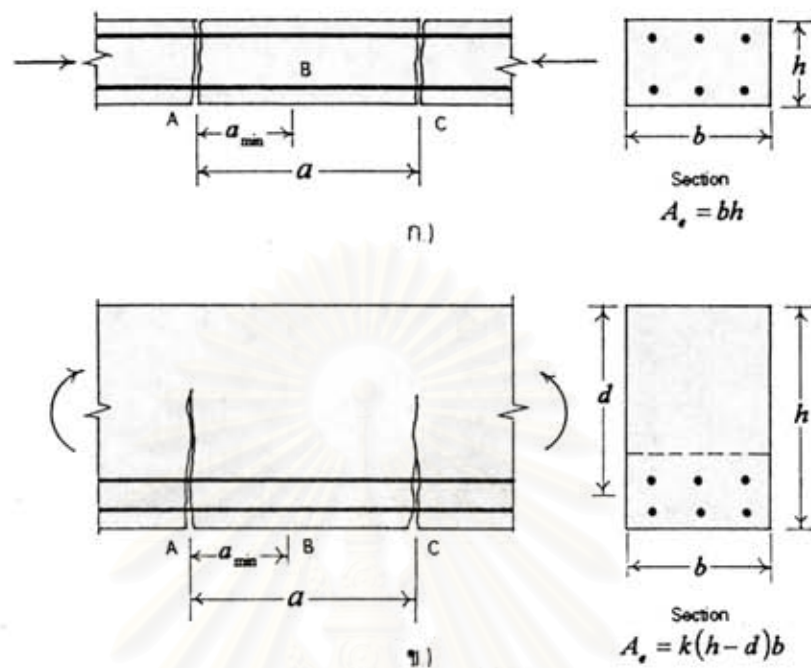
รูปที่ 7.3 การกระจายความเครียดและหน่วยแรงเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกเริ่มแรกและเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกระยะยาวในชิ้นส่วนรับแรงดัดเมื่อเกิดการคืบของคอนกรีต



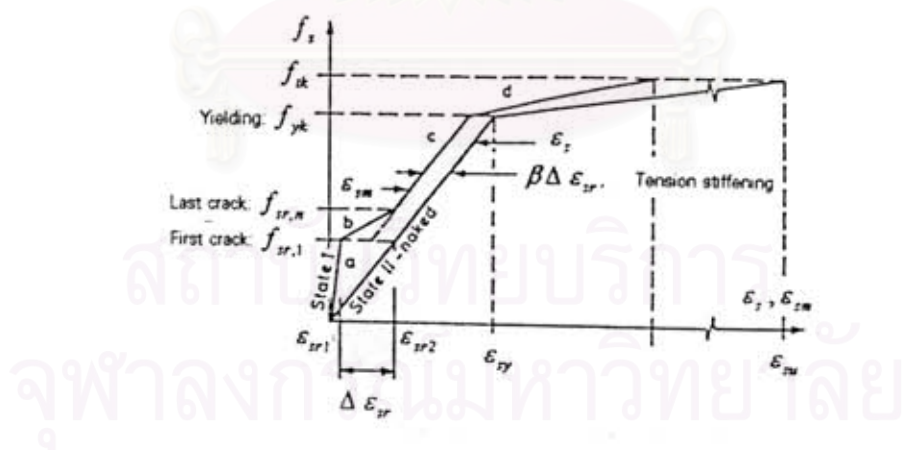
รูปที่ 7.4 การเปลี่ยนแปลงของตัวคูณ ξ ที่ขึ้นอยู่กับเวลาสำหรับการโค้งตัวระยะยาวที่กำหนดโดย ACI-318-89⁽⁵⁾



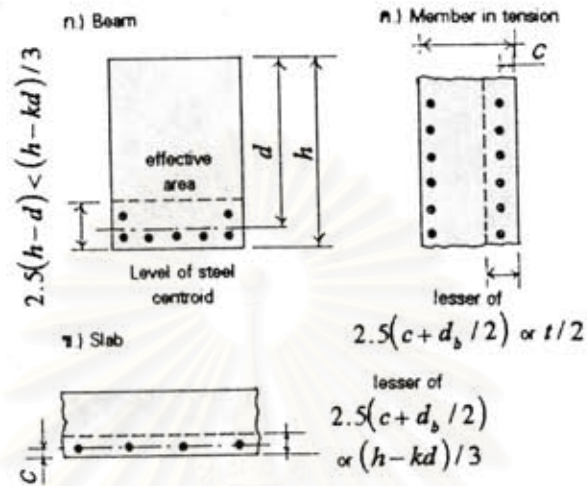
รูปที่ 7.5 การแตกร้าวของชิ้นส่วนรับแรงดึง, หน่วยแรงยึดเหนี่ยว, หน่วยแรงดึงในคอนกรีต, และ หน่วยแรงในเหล็กเสริม



รูปที่ 7.6 การแตกร้าวของชิ้นส่วนและพื้นที่รับแรงดึงประสิทธิผล
 ก.) ชิ้นส่วนรับแรงดึง, ข.) ชิ้นส่วนรับแรงดัด

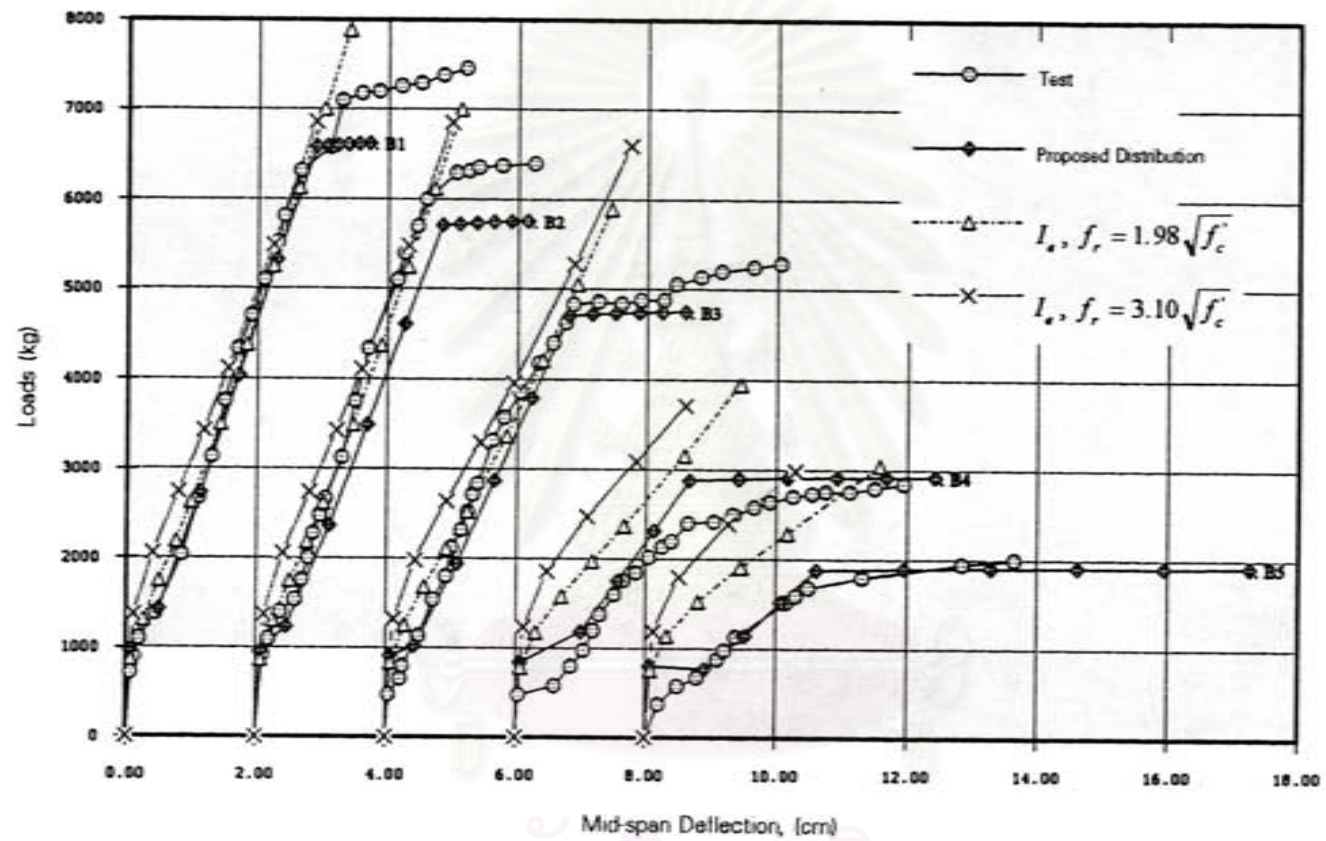


รูปที่ 7.7 พฤติกรรมกำลังกับการเสียรูปของชิ้นส่วนคอนกรีตเสริมเหล็กรับแรงดึง ที่แสดงถึงผล
 ของ tension stiffening; a. สถานะที่ไม่แตกร้าว, b. ส่วนของการเริ่มเกิดการแตกร้าว,
 c. รูปแบบการแตกร้าวในช่วงสแตบิลไลซ์, d. ช่วงหลังการคลาก

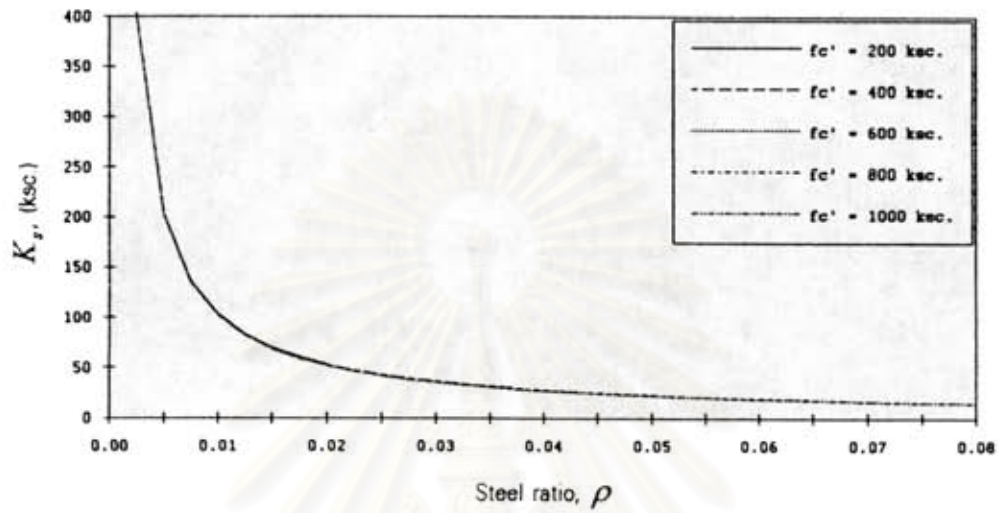


รูปที่ 7.8 พื้นที่หน้าตัดประสิทธิภาพของคอนกรีตรับแรงดึง [CEB/FIP MC90⁽⁶⁾]

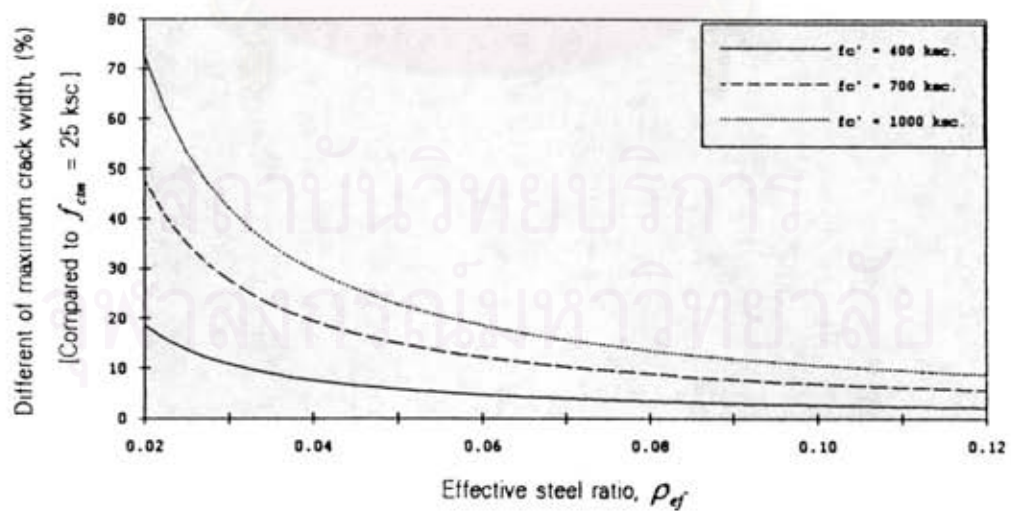
สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย



รูปที่ 79 เปรียบเทียบการโค้งตัวของคานที่น้ำหนักบรรทุกใด ๆ จากการทดสอบของ ปรีชา^[32] กับการทำนายผล



รูปที่ 7.10 ผลของกำลังอัดคอนกรีตที่มีต่อสัมประสิทธิ์ K_s ที่ใช้พิจารณาหน่วยแรงดึงในเหล็กเสริม



รูปที่ 7.11 เปอร์เซ็นต์ความแตกต่างของความกว้างรอยแตกร้าวเมื่อใช้คอนกรีตที่มีกำลังอัดต่างกัน และคำนวณตาม CEB/FIP MC 90⁽⁶⁾ ที่หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมเท่ากับ 2400 กก./ซม²

ประวัติผู้เขียน

นายเสรี เกียรติบุษชาติ เกิดเมื่อวันอาทิตย์ที่ 2 มิถุนายน พ.ศ. 2511 สำเร็จการศึกษาได้รับปริญญา
วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา จากสถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี เมื่อปีการศึกษา 2533
โดยได้ทำงานในตำแหน่ง วิศวกรโยธา ในหน้าที่ออกแบบโครงสร้างกับบริษัทไทยโคโนอิเคะคอนสตรัคชันจำกัด
เป็นเวลา 14 เดือน และได้เข้าศึกษาต่อชั้นปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต ณ บัณฑิตวิทยาลัย
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย ในปีการศึกษา 2535



สถาบันวิทยบริการ
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย