

การปรับปรุงเอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไร้เชิงเส้น
ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาการเสียรูปจากแรงเฉือน



เสนอต่อบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ เพื่อเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
เมษายน 2560

การปรับปรุงเอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไร้เชิงเส้น
ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาการเสียรูปจากแรงเฉือน



เสนอต่อบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ เพื่อเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
เมษายน 2560
ลิขสิทธิ์เป็นของมหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

การปรับปรุงเอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไร้เชิงเส้น
ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาการเสียรูปจากแรงเฉือน



เสนอต่อบัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ เพื่อเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษา
ตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิศวกรรมโยธา
เมษายน 2560

กรรมการ ภัคพิตรพิบูล (2560). การปรับปรุงเอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบ
ไร้เชิงเส้นของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาการเสีรูปจากแรงเฉือน. ปรินูญานิพนธ์
วศ.ม. (วิศวกรรมโยธา). กรุงเทพฯ: บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ. อาจารย์ที่ปรึกษา
ปรินูญานิพนธ์: อาจารย์ ดร.ภาณุวัฒน์ จ้อยกลัด.

การวิจัยนี้ได้นำเสนอขั้นตอนการวิเคราะห์ที่ได้รับการพัฒนาขึ้นสำหรับการวิเคราะห์ไร้เชิงเส้นของเอลิ
เมนต์โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่องทางเดียว กลไกแรงเฉือนตามแนวแกนโดย
ใช้แบบจำลองด้วยระเบียบวิธีคาน Timoshenko ขั้นตอนการวิเคราะห์หน้าตัดได้รับการพัฒนาอยู่บนพื้นฐาน
ระเบียบวิธีกระจายตัวเฉลี่ยของการแตกร้าวด้วยวิธีการนี้สามารถสมมติให้เป็นวัสดุต่อเนื่องอโรโทรปิก
(Orthotropic) นำไปสู่การวิเคราะห์การตัดหน้าตัดไร้เชิงเส้นทำให้จับพฤติกรรมกลไกแรงเฉือนในหน้าตัดของ
คอนกรีตด้วยการรวมไว้ของผลกระทบบัวของ แบบจำลองที่นำเสนอขึ้นคำนึงถึง ผลกระทบจากการอ่อนตัวของ
คอนกรีต แรงดึงแข็งเกร็ง (Tension stiffening) และผลกระทบการโอบรัด (Confining) จากเหล็กเสริมออกจาก
ระนาบและแรงกระทำของเหล็กเดือย (Dowel action) ความเครียดตามขวางเป็นตัวแปรภายในกำหนดโดยการ
จัดเก็บความสมดุลที่แต่ละระหว่างแถบชั้นคอนกรีตและเหล็กเสริมตามขวางในแนวตั้ง แรงเอลิเมนต์จะได้รับโดย
การดำเนินการปริพันธ์เชิงตัวเลขบนพื้นฐานความสมดุลบนพฤติกรรมหน้าตัดของ แรงตามแนวแกน, แรงดัดและ
แรงเฉือน ไปตามความยาวเอลิเมนต์ ซึ่งอยู่บนพื้นฐานระเบียบวิธีเฟลกซิบิลิตี การตรวจสอบความถูกต้องของ
ขั้นตอนที่ได้ดำเนินการโดยการวิเคราะห์ 15 ตัวอย่างที่มีประสิทธิภาพที่ได้ทำการทดสอบก่อนหน้านี้ การตรวจสอบ
ส่วนใหญ่ของโครงสร้างได้รับการคัดเลือกจากวรรณกรรมที่มีอยู่เพื่อแสดงพฤติกรรมแรงเฉือนวิกฤต นอกจากนี้
โครงสร้างแรงดัดวิกฤตยังมีการตรวจสอบพิจารณาในการวิจัยนี้ ความสอดคล้องระหว่างผลการทดลองและผลทาง
ทฤษฎีที่ให้โดยแบบจำลองเป็นที่น่าพอใจ

MODIFIED FRAME ELEMENT FOR NONLINEAR FINITE ELEMENT ANALYSIS OF
REINFORCED CONCRETE STRUCTURES CONSIDERING SHEAR DEFORMATION



AN ABSTRACT
BY
TAMMAKARN PAKPITPIBOOL

Presented in Partial Fulfillment of the Requirement for the
Master of Engineering Degree in Civil Engineering
at Srinakharinwirot University

April 2017

Tammakarn Pakpitpibool. (2017). *Modified Frame Element for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures Considering Shear Deformation*. Master thesis, M.Eng. (Civil Engineering). Bangkok: Graduate School, Srinakharinwirot University. Advisor Committee: Asst. Dr. Panuwat Joyklad.

This research presented the analytical procedures developed for the nonlinear analysis of reinforced concrete frame elements under a monotonic load. The shear mechanism along the beam was modeled using the Timoshenko beam approach. An analytical procedure was developed for sectional analyses modeling based on smeared crack approaches. It can be presumed that continuum material orthotropic lead nonlinear sectional analyses were made to capture shear mechanisms in section of concrete with the inclusion of Poisson effects. The model accounts for the softening effect of concrete, as well as tension stiffening and confining effects for out-of-plane steel reinforcement and dowel action. Transverse strains were the internal variables determined by imposing equilibrium at each layer between concrete and vertical transverse steel reinforcement. Element forces were obtained by performing an equilibrium-based numerical integration on the sections behaviors of axial, and flexural, and shear along the element - length and based on the flexibility method. The verification of the accuracy of the procedure was undertaken with fifteen previously tested specimens. Most of the structures examined were selected from the available literature to exhibit shear-critical behavior. In addition, several flexure-critical structures were also examined considered in this research. A desirable outcome was obtained between the experimental and the theoretical results provided by the model.

ปริญญานิพนธ์

เรื่อง

การปรับปรุงเอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไร้เชิงเส้น
ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาการเสียรูปจากแรงเฉือน

ของ

ธรรมชาติ ภาณุพิตรพิบูล

ได้รับอนุมัติจากบัณฑิตวิทยาลัยให้นับเป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตร

ปริญญาวិชาการวิทยาศาสตรมหาบัณฑิต สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

ของมหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ

..... คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ นายแพทย์ จัตุรัส เอกปัญญาสกุล)

วันที่.....เดือน.....พ.ศ. 2560

อาจารย์ที่ปรึกษาปริญญานิพนธ์

คณะกรรมการสอบปากเปล่า

.....

.....ประธาน

(อาจารย์ ดร.ภาณุวัฒน์ จ้อยกลัด)

(รองศาสตราจารย์ ดร.สัจจะ เสงบุตร)

.....กรรมการ

(อาจารย์ ดร.ภาณุวัฒน์ จ้อยกลัด)

.....กรรมการ

(อาจารย์ ดร.สุกิจ ยินดีสุข)

ประกาศคุณูปการ

ก่อนอื่นผู้วิจัยขอขอบพระคุณผู้เชี่ยวชาญอาทิเช่น Spacone, E., Filippou, F.C., Thomas T. C., Hsu, Y. L. Mo และ Vecchio, F.J. และผู้ปรากฏชื่ออ้างอิงในการวิจัยครั้งนี้ซึ่งผู้เชี่ยวชาญเหล่านี้ได้เขียนหนังสือบทความวรรณกรรมทำให้ข้าพเจ้าสามารถทำความเข้าใจรวบรวมองค์ความรู้ได้อย่างลึกซึ้งจนทำปริญญานิพนธ์ฉบับนี้ได้สำเร็จ

ปริญญานิพนธ์ฉบับนี้สำเร็จล่วงได้ด้วยดีโดยได้รับความกรุณาจาก รองศาสตราจารย์ ดร.สัจจะเสถบุตร ประธานกรรมการสอบปริญญานิพนธ์ อาจารย์ ดร.ภาณุวัฒน์ จ้อยกลัด ที่ได้ช่วยเหลือเป็นคณะกรรมการสอบปริญญานิพนธ์ และอาจารย์ ดร.สุกิจ ยินดีสุข กรรมการที่แต่งตั้งเพิ่มเติม ที่ได้ให้ความอนุเคราะห์ร่วมเป็นกรรมการสอบ และขอขอบคุณในความกรุณาครั้งนี้

สุดท้ายคุณค่าของปริญญานิพนธ์ฉบับนี้ ผู้วิจัยขอบใจให้แก่ คุณ วชิราวิทย์ ภัคพิตรพิบูล ผู้เข้าใจถึงความตั้งใจโดยเปิดโอกาสและสละเวลาให้ผู้วิจัยได้ใช้เวลาให้กับปริญญานิพนธ์ฉบับนี้ได้อย่างเต็มที่จนสำเร็จล่วงด้วยดี ผู้วิจัยรู้สึกซาบซึ้งเป็นอย่างยิ่ง

สารบัญ

บทที่		หน้า
1	บทนำ	1
	ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา	1
	วัตถุประสงค์ของงานวิจัย	10
	ขอบเขตงานวิจัย	11
	ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	11
2	ปริทัศน์วรรณกรรมและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง	12
	พฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือน	12
	กลไกการต้านทานแรงเฉือน	12
	การปรับปรุงการตอบสนองของหน้าตัด	16
	งานวิจัยที่ผ่านมาของไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไร้เชิงเส้นด้วยเอลิเมนต์โครงข้อแข็ง	
	ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก	20
	แบบจำลองของ Vecchio & Collins	20
	แบบจำลองของ Bentz	24
	แบบจำลองของ Petrangeli และคณะ	27
	แบบจำลองของ Remino	39
	ทฤษฎีเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ	32
	การวิจัยที่ผ่านมาใน เอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ	32
	สมการความสมดุลของหน่วยแรงสำหรับทฤษฎีมุมคงที่	34
	สมการความสอดคล้องของความเครียด	36
	ผลกระทบ Poisson ในคอนกรีตเสริมเหล็ก	36
	ทฤษฎีความล้มพันธ์คุณสมบัติของวัสดุ	39

สารบัญ (ต่อ)

บทที่		หน้า
3	วิธีดำเนินการวิจัย	47
	ประดิษฐ์สูตรไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นบนพื้นฐานแรง	48
	การตอบสนองของหน้าตัด	48
	การตอบสนองของเอลิเมนต์	51
	การประดิษฐ์สูตรไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นในการกำหนดสถานะเอลิเมนต์	53
	กำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุ	56
	การประเมินความเครียด	57
	แบบจำลองความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุคอนกรีต	59
	การคำนวณเหล็กเสริมออกจากกระนาบ (การโอบรัดโดยเหล็กเสริม)	62
	แบบจำลองการรับแรงเฉือนในเหล็กเดือย (Dowel action) ของเหล็กเสริมตามยาว	62
	แบบจำลองความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุเหล็กเส้นกล้าละมุน	63
	กำหนดการประเมินแรงและความแข็งแรงของหน้าตัด	64
	ขั้นตอนดำเนินการของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นด้วยการแบ่งย่อยแถบชั้น	69
	สรุปขั้นตอนการกำหนดสถานะ	70
4	การตรวจสอบแบบจำลองจากผลการทดลอง	77
	การตรวจสอบด้วยการทดลองคานของ Vecchio & Shim	77
	รายละเอียดของโครงสร้างคาน Vecchio & Shim	78
	การวิเคราะห์แบบจำลองคาน Vecchio & Shim	81
	การสร้างแบบจำลองของหน้าตัดคาน Vecchio & Shim	82
	เปรียบเทียบการวิเคราะห์และการทดลองคาน Vecchio & Shim	84
	การตรวจสอบด้วยการทดลองผนังรับแรงเฉือนของ Lefas และคณะ	92
	รายละเอียดของโครงสร้างผนังรับแรงเฉือน Lefas และคณะ	92
	การวิเคราะห์แบบจำลองผนังรับแรงเฉือน Lefas และคณะ	95

สารบัญ (ต่อ)

บทที่	หน้า
4 (ต่อ)	
เปรียบเทียบการตอบสนองระหว่างการวิเคราะห์และการทดลอง	96
5 สรุป อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ	107
อภิปรายผล	106
สรุปผลการวิจัย	107
ข้อเสนอแนะ	108
บรรณานุกรม	109
ประวัติย่อผู้วิจัย	114

บัญชีตาราง

ตาราง		หน้า
1	รายละเอียดของคาน Vecchio & Shim	78
2	รายละเอียดคุณสมบัติของวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมคาน Vecchio & Shim	80
3	อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางและเหล็กเสริมออกจากกระนาบ สำหรับคาน Vecchio & Shim	83
4	ผลการเปรียบเทียบของน้ำหนักบรรทุกและการเปลี่ยนตำแหน่ง สำหรับคาน Vecchio & Shim	84
5	อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางและเหล็กเสริมออกจากกระนาบ สำหรับผนัง Lefas และคณะ	93
6	รายละเอียดคุณสมบัติของวัสดุเหล็กเสริมสำหรับผนัง Lefas และคณะ	94
7	รายละเอียดคุณสมบัติของวัสดุคอนกรีตและแรงตามแนวแกน	95
8	ผลการเปรียบเทียบของน้ำหนักบรรทุกและการเปลี่ยนตำแหน่ง สำหรับผนัง Lefas และคณะ	98
9	สรุปผลการเปรียบเทียบของน้ำหนักบรรทุกและการเปลี่ยนตำแหน่ง	104

บัญชีภาพประกอบ

ภาพประกอบ	หน้า
1 การวิเคราะห์หน้าตัดโดยทั่วไปในปัจจุบัน	1
2 อิทธิพลของแรงเฉือนที่มีผลต่อเหล็กเสริมรับแรงดึง	2
3 ผลกระทบของขนาดหน้าตัดต่อกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต	3
4 การวิบัติจากแรงเฉือนของโกดังกองทัพอากาศสหรัฐในปี 1963	4
5 (a) เสาสะพานของระบบทางด่วน Hanshin โกเบ (1995)	
(b) เสาสะพาน ไต้หวัน วิบัติจากแรงเฉือน ด้วยแผ่นดินไหว (1999)	4
6 เอลิเมนต์เมมเบรนคอนกรีตเสริมเหล็ก	5
7 แบบจำลองการใช้เอลิเมนต์โครงข้อแข็งร่วมกับการแบ่งแถบชั้น	6
8 การกระจายของความเครียดในหน้าตัด	7
9 สนามหน่วยแรงในทฤษฎีสนามแรงอัด (CFT)	8
10 สนามหน่วยแรงในทฤษฎีปรับปรุงสนามแรงอัด (MCFT)	8
11 สถานะหน่วยแรงในทฤษฎีมุมคงที่ (Fixed angle theory)	
และทฤษฎีมุมหมุน (Rotating angle theory)	9
12 กลไกการต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดขวาง	13
13 โครงโค้งแบบมีแรงดึงยึด	14
14 กลไกการต้านทานแรงเฉือนของโครงข้อหมุน	15
15 กลไกการต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมตามขวาง	15
16 อิทธิพลการจัดเรียงเหล็กปลอกต่อ Shear flow ในระนาบ	
หลังการแตกร้าวของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก	16
17 การแก้ปัญหาสำหรับหน่วยแรงเฉือนในระนาบของคานของ D.J. Jourawski	17
18 การแตกร้าวของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กก่อให้เกิด	
ปรากฏการณ์ Anisotropic	19

บัญชีภาพประกอบ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
19 การแบ่งย่อยหน้าตัดคาน การประมาณ ของ เกรเดียนต์ความเครียดตามยาว และการกระจายของแรงเฉือนที่ต้องการในหน้าตัดขวาง	20
20 แผนภาพวัตถุอิสระของคอนกรีตชั้นที่ k	21
21 แผนภูมิการไหลขั้นตอนการทำซ้ำสำหรับการวิเคราะห์ของหน้าตัด	23
22 หน่วยแรง, ความเครียดและรอยแตกกว้างกระจายตัวเฉลี่ย	23
23 ผลกระทบของแรงตามแนวแกนไม่สมดุลในการวิเคราะห์หน้าตัดคู่	24
24 แรงที่จุดต่อของเอลิเมนต์	27
25 ชิ้นส่วนคานในระบบพิกัดเฉพาะที่ของชิ้นส่วน การแบ่งย่อยหน้าตัดที่จุดปริพันธ์	30
26 การใส่ข้อมูลสำหรับแบบจำลอง Rose-Shing เมื่อใช้กฎคุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุ	31
27 การเปรียบเทียบระหว่างผลลัพธ์ที่ได้จากการทดลอง และจากวิธีของ Remino (2004)	31
28 เครื่องทดสอบ Universal Panel Tester (UPT)	33
29 วงกลมของโมห์สำหรับ หน่วยแรงและความเครียด กระจายตัวเฉลี่ย ใน 2 มิติ	35
30 อัตราส่วน Hsu/Zhu และที่ได้จากผลการทดลอง	38
31 เส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด ในแรงอัดของคอนกรีต	41
32 เส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด ในแรงดึงของคอนกรีต	42
33 วงกลมโมห์สำหรับหน่วยแรงและความเครียด	43
34 เส้นกราฟหน่วยแรง - ความเครียด กระจายตัวเฉลี่ย ของเหล็กเส้นกล้าละมุนที่ฝังอยู่ในคอนกรีต	44
35 หน่วยแรงและความเครียดระหว่างสองรอยแตกกว้าง	45

บัญชีภาพประกอบ (ต่อ)

ภาพประกอบ	หน้า
36 ความสัมพันธ์ การเปลี่ยนตำแหน่ง, การหมุน และความเครียดเฉือนของหน้าตัด	49
37 ความสัมพันธ์ ความเครียดตามแนวแกนของหน้าตัด	49
38 ความสมดุลของ แรงตามแนวแกน แรงเฉือนและโมเมนต์	52
39 แรงพื้นฐานและการเสียรูป ของเอลิเมนต์	53
40 ระบบพิกัดโดยทั่วไปของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก	56
41 หน่วยแรงและความเครียดในวงกลมโมห์	57
42 เส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด กับการอ่อนตัว	60
43 เส้นกราฟหน่วยแรงคอนกรีตสำหรับหน่วยแรงอัดทั้งสองแนวแกน	61
44 เส้นกราฟหน่วยแรง - ความเครียด ของเหล็กเส้นกล้าละมุนที่ฝังอยู่ในคอนกรีต	64
45 การแบ่งแถบชั้นหน้าตัดของคอนกรีตและเหล็กเสริม	66
46 ความสมดุลของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก	68
47 การทำวนซ้ำของ สถานะโครงสร้าง สถานะเอลิเมนต์ และ สถานะหน้าตัด	71
48 แผนภูมิการไหลการกำหนดสถานะโครงสร้าง	73
49 แผนภูมิการไหลการกำหนดสถานะเอลิเมนต์	74
50 แผนภูมิการไหลการกำหนดสถานะหน้าตัด	75-76
51 รายละเอียดหน้าตัดขวางของคาน Vecchio & Shim, (2004)	79
52 รายละเอียดคานด้านข้าง	79
53 รายละเอียดการติดตั้งเครื่องมือวัดคาน	81
54 แบบจำลองการวิเคราะห์สำหรับคาน Vecchio & Shim	81
55 แบบจำลองรายละเอียดหน้าตัดสำหรับคาน VS-A1	82
56 ตัวอย่างการกำหนดพื้นที่เหล็กเสริมออกจากระนาบของคาน VS-A1	83

บัญชีภาพประกอบ (ต่อ)

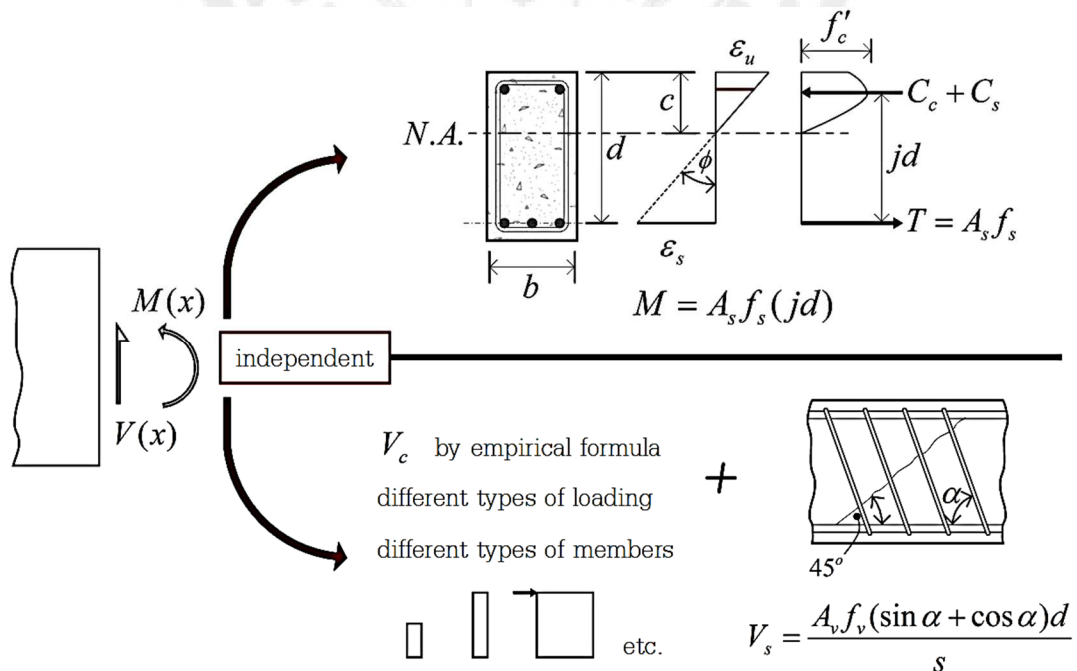
ภาพประกอบที่	หน้า
57	เปรียบเทียบการตอบสนอง น้ำหนักบรรทุกทุกการ-เปลี่ยนตำแหน่ง ที่กึ่งกลางช่วงสำหรับคาน Vecchio & Shim 85-86
58	การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของคาน VS-A1 89
59	การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของคาน VS-A3 90
60	การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดวิบัติของคาน VS-A1 91
61	การตอบสนองหลังจุดสูงสุดของคอนกรีตในกรณีที่มี การยึดรั้งด้วยเหล็กเสริมออกจากกระนาบ 91
62	รายละเอียดการติดตั้งเครื่องทดสอบผนังรับแรงเฉือน 93
63	รายละเอียดขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กของผนัง Lefas 94
64	แบบจำลองการวิเคราะห์สำหรับผนังรับแรงเฉือน Lefas (a) แบบจำลองโครงสร้าง (b) แบบจำลองหน้าตัด 96
65	เปรียบเทียบการตอบสนอง น้ำหนักบรรทุกทุกการ-เปลี่ยนตำแหน่ง สำหรับผนังรับแรงเฉือน Lefas 97
66	การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดเริ่มต้นครากของเหล็กเสริมตามยาวของผนัง SW21 100
67	ลักษณะการวิบัติของผนังรับแรงเฉือน 101
68	การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของผนังรับแรงเฉือน SW21 102
69	การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดวิบัติของผนังรับแรงเฉือน SW21 103

บทที่ 1

บทนำ

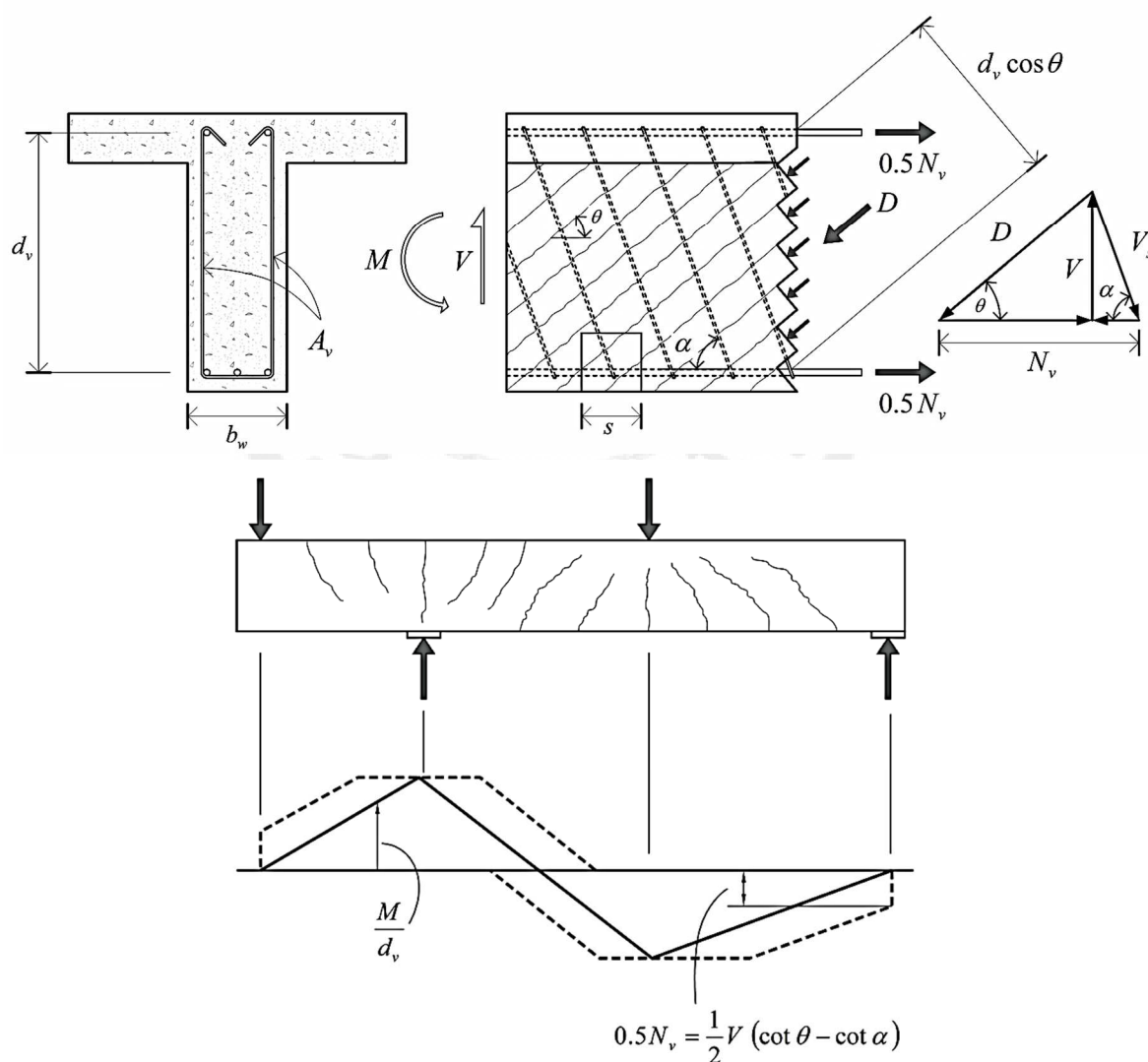
ความเป็นมาและความสำคัญของปัญหา

ขั้นตอนวิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในปัจจุบันโดยทั่วไปของ ACI-318 ภาพรวมของการวิเคราะห์และออกแบบหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็กตามที่แสดงในภาพประกอบ 1 โดยที่โมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจะนำมาคิดเป็นอิสระต่อกัน ในส่วนของโมเมนต์ดัด จะใช้ทฤษฎีการเสียดรูปด้วยระนาบยังคงเป็นระนาบ ในการกระจายความเค้นตามแนวแกนและใช้คุณสมบัติของวัสดุแกนเดียวของทั้งคอนกรีตและเหล็กเสริมในการกำหนดหน่วยแรงหลังจากนั้นกำหนดความต้านทานโมเมนต์ดัดของหน้าตัดได้ด้วยความสมดุล ในส่วนของแรงเฉือน จะแยกเป็น ส่วนที่รับโดยเหล็กเสริมตามขวาง และส่วนที่รับโดยคอนกรีต ส่วนที่รับโดยเหล็กเสริมตามขวาง จะคิดว่ารอยแตกกว้างของคอนกรีตเกิดขึ้นที่ 45° แล้วนำมาคิดจำนวนของเหล็กเสริมที่ต้านทานได้ภายในรอยแตกกว้างนี้ ส่วนที่รับโดยคอนกรีต จะได้จากวิธีเชิงประจักษ์ (Empirical) ซึ่งเป็นนิพจน์ที่แตกต่างกันสำหรับสถานการณ์น้ำหนักรบรรทุกที่ต่างกันและประเภทที่ต่างกันขององค์อาคาร ดังเช่น แรงดึงตามแนวแกน, แรงอัดตามแนวแกน, คานปกติ, คานลิก, พนักรับแรงเฉือน เป็นต้น

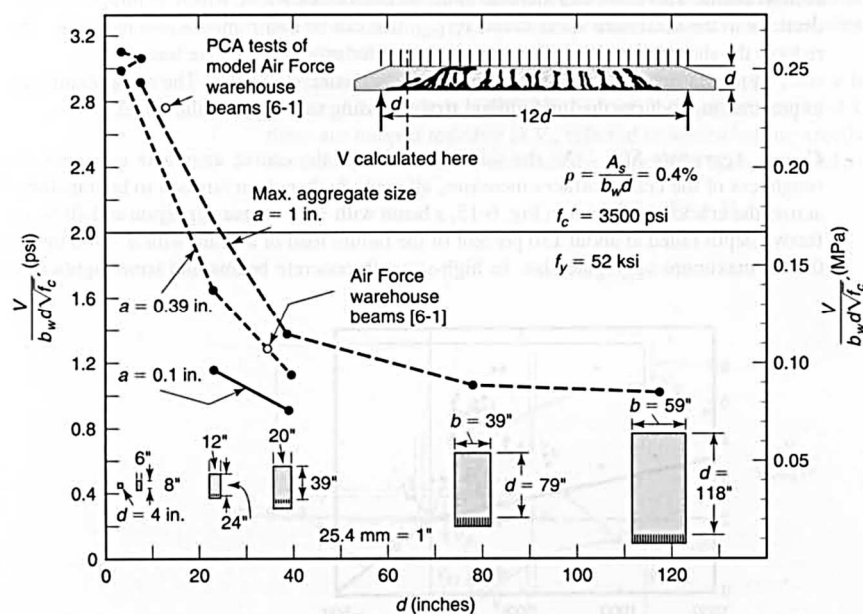


ภาพประกอบ 1 การวิเคราะห์หน้าตัดโดยทั่วไปในปัจจุบัน

อย่างไรก็ดี แรงเฉือนนี้ยังคงเป็นปัญหา ตามที่ได้แสดงไว้ใน ACI-ASCE Committee 445 (ACI 445R-99) “Shear Design of Structural Concrete” ตัวอย่างดังเช่น ในภาพประกอบ 2 แสดงให้เห็นถึงอิทธิพลของแรงเฉือนที่มีผลต่อเหล็กเสริมรับแรงดิ่งที่ต้องการในเสริมตามยาว ด้วยแบบจำลองโครงข้อหมุน โดยใช้หลักความสมดุลจะเห็นได้ว่าเหล็กเสริมตามยาวรับแรงดิ่งจะมีค่าเพิ่มขึ้นเนื่องจากแรงเฉือนเป็น $0.5N_v = 0.5V(\cot\theta - \cot\alpha)$ จะเห็นได้ว่า ที่ตำแหน่งฐานรองรับโมเมนต์เป็นศูนย์ ยังคงมีความต้องการในการพิจารณาแรงดิ่งในเหล็กเสริมตามยาวใกล้ที่รองรับนี้ ในภาพประกอบ 3 แสดงถึงผลกระทบของขนาดหน้าตัดต่อการรับแรงเฉือนของคอนกรีตทำการทดสอบโดย (Shioya; et al.1989) โดยที่กำหนดให้อัตราส่วนความกว้างของหน้าตัดต่อความลึกประสิทธิภาพ (b/d) และ อัตราส่วนการเสริมเหล็ก ($\rho = A_s/b_w d$) เท่ากันทุกคาน



ภาพประกอบ 2 อิทธิพลของแรงเฉือนที่มีผลต่อเหล็กเสริมรับแรงดิ่ง



ภาพประกอบ 3 ผลกระทบของขนาดหน้าตัดต่อกำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีต

ที่มา: James K. Wight; & James G. Macgregor (2009) *Reinforced concrete mechanics and design* p.247.

โดยที่ทุกคานปราศจากเหล็กเสริมตามขวาง จากผลการทดลองจะเห็นได้ว่าเมื่อขนาดหน้าตัดมีขนาดใหญ่ขึ้นจะส่งผลให้กำลังรับแรงเฉือนของคอนกรีตมีค่าลดลง และโดยเฉพาะอย่างยิ่งตามภาพประกอบ 3 คานที่มีความกว้างมากกว่า 20" จะมีหน่วยแรงเฉือนของคอนกรีตน้อยกว่าหน่วยแรงเฉือนต่ำสุดที่ระบุตามมาตรฐาน ACI-318 ซึ่งเป็น $v_c = 2.0\sqrt{f'_c} \text{ (psi)}$ ที่ได้จากวิธีเชิงประจักษ์

พฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก (RC) มีความซับซ้อนอย่างมากในการทำนายเพราะธรรมชาติของคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นวัสดุไร้เชิงเส้นและการมีปฏิสัมพันธ์ร่วมกันของ แรงตามแนวแกน, การดัด และแรงเฉือน ปัญหาการออกแบบทางรูปทรงเรขาคณิตและพฤติกรรมวัสดุที่มีความซับซ้อน เหล่านี้เป็นปัญหาที่ต้องนำคิดสำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่เห็นได้จากประวัติการวิบัติที่สำคัญ ที่ได้รับผลกระทบจากแรงเฉือนอย่างรุนแรง ดังเช่น โกดังกองทัพอากาศสหรัฐในปี 1963 วิบัติจากแรงเฉือน ที่ใช้มาตรฐานการออกแบบ ACI 1956 ตามภาพประกอบ 4 การวิบัตินี้วิบัติด้วยน้ำหนักบรรทุกตายตัว (Dead load) เท่านั้น ซึ่งจากผลการทดลองของคานขนาดที่เท่ากันได้หน่วยแรงเฉือนของคอนกรีตประมาณ $v_c = 1.25\sqrt{f'_c} \text{ (psi)}$ เท่านั้น ตามที่แสดงในภาพประกอบ 3 น้อยกว่าหน่วยแรงเฉือนต่ำสุดของคอนกรีตที่ระบุตามมาตรฐาน ACI-318



ภาพประกอบ 4 การวิบัติจากแรงเฉือนของโถงคองท่พอากาศยานในปี 1963

ที่มา: James K. Wight; & James G. Macgregor (2009) *Reinforced concrete mechanics and design* p.234.



(a)

(b)

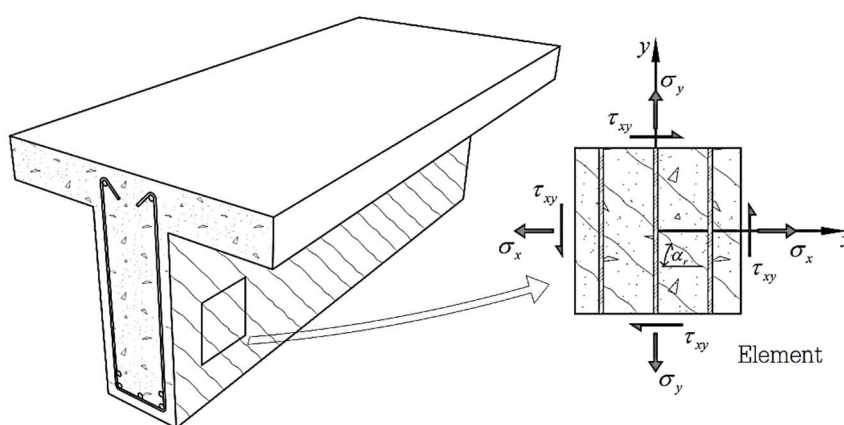
ภาพประกอบ 5 (a) เสาสะพานของระบบทางด่วน Hanshin โกเบ (1995) (b) เสาสะพาน ไต้หวัน วิบัติจากแรงเฉือน ด้วยแผ่นดินไหว (1999)

ที่มา: (a) <http://www.besttourism.com/items/di/7117?title=Kobe-earthquake-on-January-17-1995&b=271> (b) <http://www.seas.ucla.edu/~wallace/>

การวิบัติเหล่านี้เกิดขึ้นไม่เพียงแต่ในโครงสร้างเก่า แต่ยังอยู่ที่โครงสร้างค่อนข้างใหม่ที่ออกแบบก่อสร้างตามรหัสการออกแบบที่ทันสมัยตามที่แสดงในภาพประกอบ 1.5 เสาสะพานของระบบทางด่วน Hanshin โกเบ

(1995) ในภาพประกอบ 5 (a) และ เสาสะพาน ไต้หัวน (1999) ในภาพประกอบ 5 (b) วิบัติจากแรงเฉือน ด้วย แผ่นดินไหว การวิบัตินี้เป็นผลมาจาก จำนวนของปัญหา และส่วนหนึ่งเป็นเพราะหลักเกณฑ์ของการปฏิบัติที่ไม่ อนุรักษ์ โดยเฉพาะอย่างยิ่งเมื่อโครงสร้างต้องรับแรงเฉือนสูง

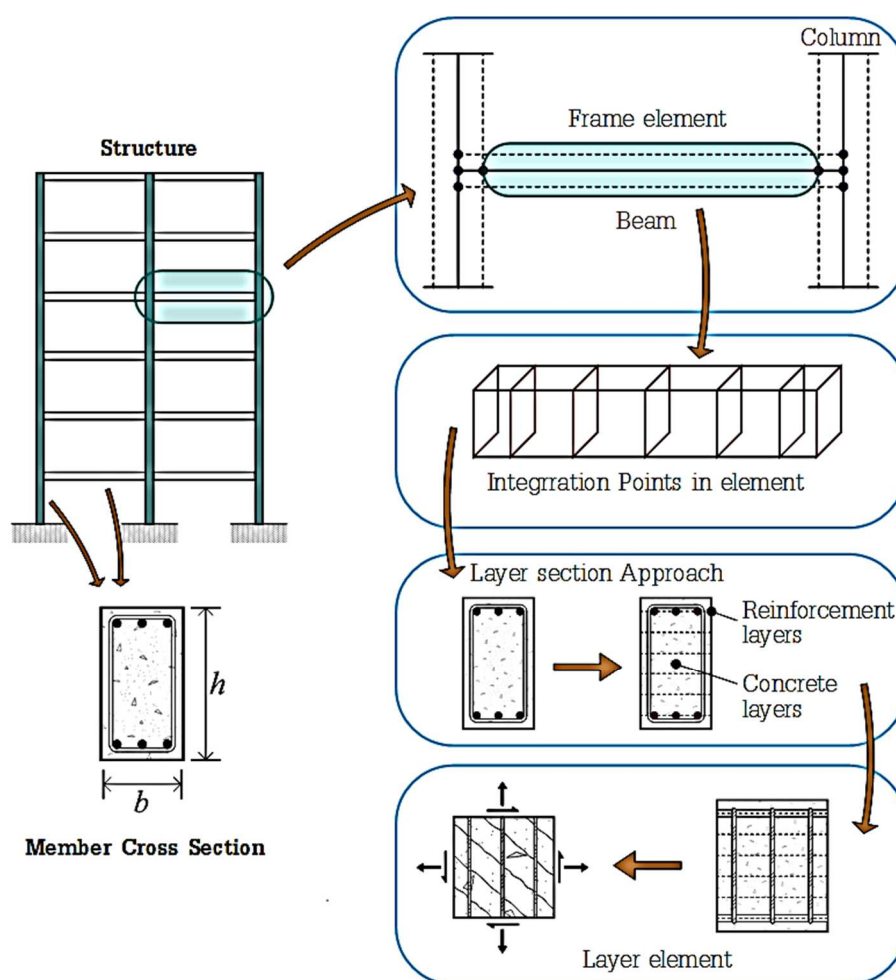
ดังนั้นตาม ACI-ASCE Committee 445 (ACI 445R-99) "Shear Design of Structural Concrete" ได้กล่าวไว้ว่า ขั้นตอนที่ได้พัฒนาของ ACI 318 ถูกจำกัดด้วย วิธี เชิงประจักษ์ ซึ่งก่อให้เกิดสมการเชิงประจักษ์ และกฎระเบียบสำหรับกรณีพิเศษจำนวนมาก โดยเฉพาะอย่างยิ่งการขาดแบบจำลองที่ชัดเจนที่สามารถประเมิน กรณีที่ไม่ครอบคลุมโดยตรง และได้เสนอมาตรฐานการออกแบบอยู่บนพื้นฐานของแบบจำลองทางกายภาพที่ ชัดเจนในการแก้ปัญหาของ การออกแบบทางรูปทรงเรขาคณิต และพฤติกรรมวัสดุ อันดับแรก ระเบียบวิธีสนาม แรงอัด (Compression field approaches) ประกอบด้วย ทฤษฎีสนามแรงอัด (Compression Field Theory, CFT), ทฤษฎีปรับปรุงสนามแรงอัด (Modified Compression Field Theory, MCFT), แบบจำลองมุมหมุน โคจรข้อหมุนอ่อนตัว (Rotating angle softened truss model, RA-STM) และอันดับที่สอง ระเบียบวิธีโครงข้อ หมุนด้วยการมีส่วนร่วมของคอนกรีต (Truss approaches with concrete contribution) ประกอบด้วย แบบจำลองมุมคงที่โคจรข้อหมุนอ่อนตัว (Fixed angle softened truss model, FA-STM) อย่างไรก็ตาม แบบจำลองเหล่านี้ มีลักษณะเป็น เอลิเมนต์เมมเบรน ที่เป็นหน่วยแรงในระนาบ (in-plane stress) ตามที่แสดง ในภาพประกอบ 6



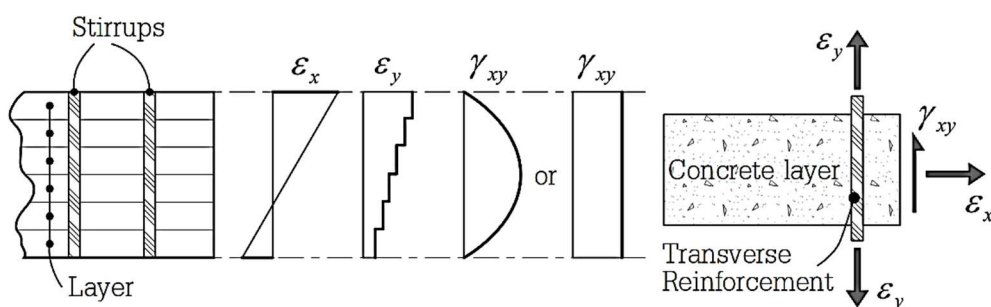
ภาพประกอบ 6 เอลิเมนต์เมมเบรนคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในการนำไปวิเคราะห์โดยทั่วไปต้องใช้ไฟไนต์เอลิเมนต์ 2 มิติ แต่เนื่องจาก แบบจำลอง 2 มิติ มีต้นทุนเวลาในการคำนวณที่สูงในการสร้างแบบจำลองเชิงตัวเลข ผลลัพธ์ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของแข็ง 2 มิติ เป็นเรื่องยากที่จะแปลความหมาย ดังนั้นจึงไม่เหมาะในการใช้งานจริงในทางปฏิบัติ

จากปัญหาดังกล่าว ทางเลือกในแบบจำลอง คือ การใช้เอลิเมนต์ 1 มิติ หรือเอลิเมนต์โครงข้อแข็ง (Frame element) ร่วมกับ แบบจำลองการตัดหน้าตัดที่มีการแบ่งแถบชั้น (Layer) ไม่ต่อเนื่อง นอกจากนี้จำนวนและตำแหน่งของแถบชั้นสามารถแตกต่างกันได้อย่างสะดวกในหน้าตัด ดังนั้นความไม่ต่อเนื่องตามขวางค่อนข้างเป็นอิสระจาก หนึ่งแถบชั้นตามยาว ตามภาพประกอบ 7 ซึ่งทำให้การสร้างแบบจำลองและการประมาณผลลัพธ์ จะเรียบง่าย และเกี่ยวข้องโดยตรงกับการประยุกต์ใช้งานวิศวกรรมโครงสร้าง



ภาพประกอบ 7 แบบจำลองการใช้เอลิเมนต์โครงข้อแข็งร่วมกับการแบ่งแถบชั้น



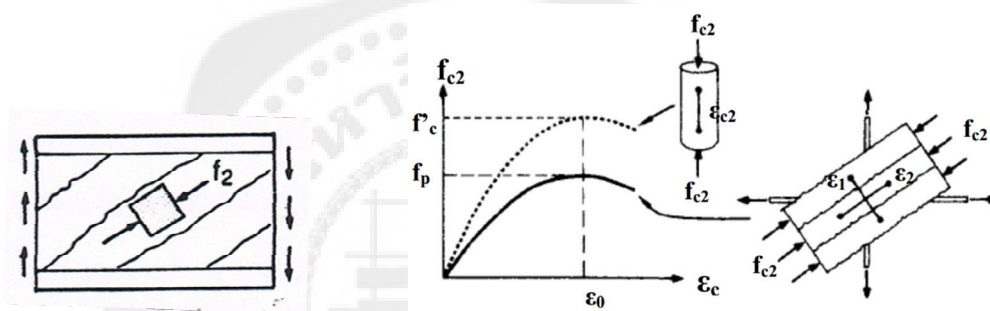
ภาพประกอบ 8 การกระจายของความเครียดในหน้าตัด

โดยทั่วไปการวิเคราะห์หน้าตัดขวางต้องใช้สองส่วนผสมหลัก: ประการแรก การเคลื่อนที่ของการตัดหน้าตัด (Kinematics of section) เพื่อให้ได้การกระจายของความเครียดในหน้าตัดที่เป็นตัวแทนที่เหมาะสมตามภาพประกอบ 8 แถบชั้น (Layer) มีลักษณะเป็นเอลิเมนต์เมมเบรน ซึ่งเป็นปัญหาสองมิติโดยทั่วไปจะเป็นหน่วยแรงในระนาบ (in-plane stress) การแก้ปัญหานี้ด้วยทฤษฎีคานา Timoshenko หนึ่งมิติ ได้มาครั้งแรกโดย (Timoshenko ; Goodier. 1856) ประการที่สอง แบบจำลองคุณสมบัติของวัสดุ แก้ปัญหาได้ด้วยวิธีตามที่เสนอไว้ใน ACI 445R-99 หรือโดยทั่วไปเรียกว่า "วิธีรอยแตกกว้างกระจายตัวเฉลี่ย (Smeared crack approaches)"

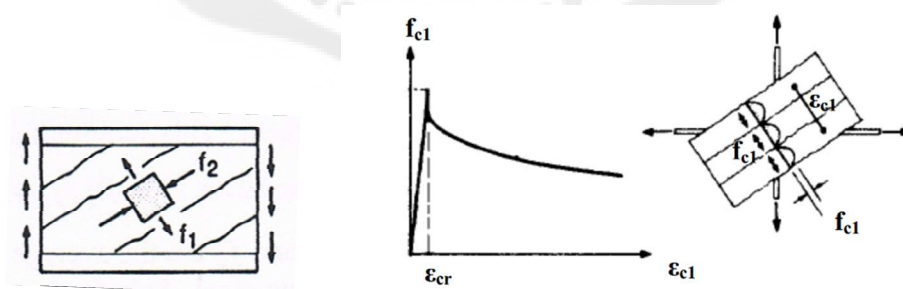
การจัดตั้ง แบบจำลองคุณสมบัติของวัสดุไร้เชิงเส้นสำหรับเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก (RC) ภายใต้น้ำหนักบรรทุกร่วมกันและการพัฒนาความสอดคล้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นเป็นสิ่งจำเป็นในการทำนายพฤติกรรมที่ถูกต้องของโครงสร้างกริดเสริมเหล็ก หลากหลายแบบจำลองคุณสมบัติของวัสดุ ของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กที่อยู่บนพื้นฐาน วิธีรอยแตกกว้างกระจายตัวเฉลี่ย ได้พัฒนาขึ้นในสามทศวรรษที่ผ่านมา ในแบบจำลองเหล่านี้สมการความสมดุลถือว่า หน่วยแรงในค้ำยันคอนกรีต (Concrete struts) และเหล็กเสริม จะกระจายตัวเฉลี่ย ในทำนองเดียวกันความเครียดของเหล็กเสริมและคอนกรีตนอกจากนี้ยังกระจายตัวเฉลี่ยและจะได้รับโดยค่าเฉลี่ยความเครียดไปตามเหล็กเสริมที่ข้ามหลายรอยแตกกว้าง กฎคุณสมบัติของวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมในความสัมพันธ์ หน่วยแรงกระจายตัวเฉลี่ย - ความเครียดกระจายตัวเฉลี่ย ของเอลิเมนต์ ได้รับการพัฒนาผ่านการทดสอบแผงคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดใหญ่

ผู้เริ่มต้นในการพัฒนาคุณสมบัติของวัสดุดังกล่าวคือ (Vecchio ;& Collins.1981) เป็นผู้เสนอทฤษฎีสันามแรงอัด (Compression Field Theory, CFT) ในการทำนายพฤติกรรมไร้เชิงเส้นของเอลิเมนต์เมมเบรน สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้แตกกว้าง อย่างไรก็ตาม CFT ไม่สามารถที่จะคำนึงถึงผลกระทบแรงดึงแข็งเกร็ง (Tension Stiffening) ของคอนกรีต (ตามภาพประกอบ 9) ภายหลัง (Vecchio ;& Collins.1986) ได้ปรับปรุงแบบจำลองของพวกเขาและพัฒนาทฤษฎีปรับปรุงสันามแรงอัด (Modified Compression Field Theory,

MCFT) ซึ่งแรงดึงเชิงเกร็งของคอนกรีตที่ถูกนำคิดโดยการจัดเก็บหน่วยแรงดึงคอนกรีตข้ามรอยแตกกว้างจากแรงเฉือน (ตามภาพประกอบ 10) ต่อมา (Vecchio. F.J.1992) ได้สังเกตจากข้อมูลการทดลองแสดงให้เห็นว่า MCFT ค่อนข้างประเมินค่าผลกระทบ แรงอัด - การอ่อนตัว สูงเกินไป ในบางครั้ง อันเนื่องมาจาก MCFT ไม่ได้นำมาคิดสำหรับผลกระทบดังนี้ การขยายตัวไร้เชิงเส้นของคอนกรีตซึ่งขึ้นอยู่กับอัตราส่วนปัวซอง (Belarbi ;& Hsu.1994, 1995), และ (Pang ;& Hsu. 1995) ใช้แนววิธีการที่แตกต่างกันและการพัฒนาแบบจำลองมูมหมุนโครงข้อหมุนอ่อนตัว (Rotating angle softened truss model, RA-STM) ในแบบจำลองนี้ผลกระทบแรงดึงเชิงเกร็งของคอนกรีตถูกนำเข้ามาคิดโดยสมมติว่าหน่วยแรงเฉือนเป็นศูนย์ไปตามแนวทิศทางการรอยแตกกว้างตามที่แสดงในภาพประกอบ 11b หลังจากนั้น (Pang ;& Hsu.1996); (Hsu ;& Zhang.1997) และ (Zhang ;& Hsu.1998)



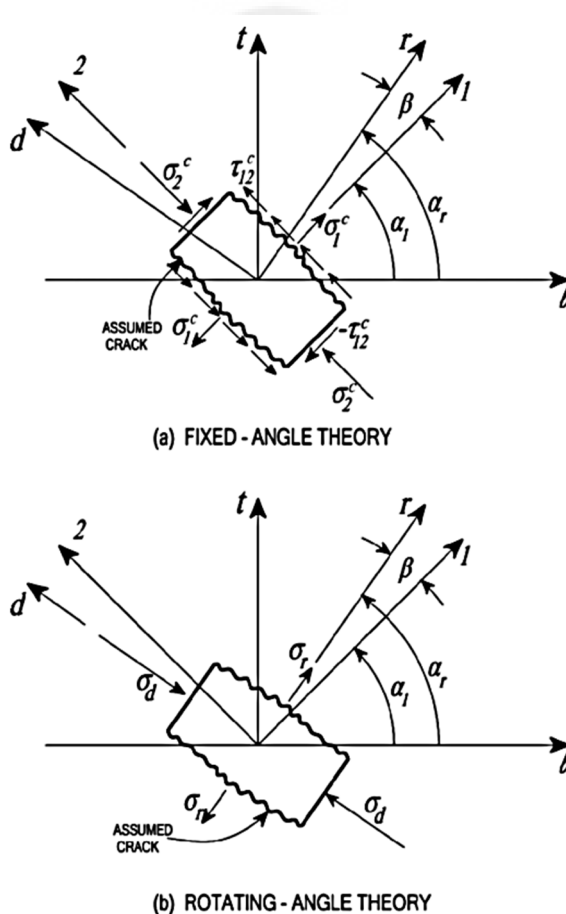
ภาพประกอบ 9 สนามหน่วยแรงในทฤษฎีสนามแรงอัด (CFT)



ภาพประกอบ 10 สนามหน่วยแรงในทฤษฎีปรับปรุงสนามแรงอัด (MCFT)

ที่มา: Collins, M.P. & Mitchell, D. (1991), "Prestressed Concrete Structures", Prentice-Hall 1991. pp 345.

ได้มีการปรับปรุงงานของพวกเขาและพัฒนา แบบจำลองมุมคงที่ในโครงข้อหมุนอ่อนตัว (Fixed angle softened truss model, FA-STM)ซึ่งมีความสามารถในการทำนายส่วนที่รับโดยคอนกรีตต่อการต้านทานแรงเฉือน โดยสมมติว่าหน่วยแรงหลักและความเค้นดัดหลักที่จะมีทิศทางแนวเอียงเป็นมุมคงที่ตามที่แสดงในภาพประกอบ 11a (Zhu ;et al.2001) ได้ให้เหตุผลสำหรับโมดูลัสแรงเฉือนและการพัฒนาขั้นตอนวิธีการการ แก้ปัญหาที่เรียบง่ายสำหรับ (Fixed Angle Softened Truss Model ,FA-STM) การทำงานต่อมา (Zhu ;& Hsu.2002) ได้ขยายเพิ่ม โดยการพัฒนาอัตราส่วนปัวซองของ Hsu /Zhu ซึ่งนำไปสู่การพัฒนาแบบจำลอง



ภาพประกอบ 11 สถานะหน่วยแรงในทฤษฎีมุมคงที่ (Fixed angle theory) และทฤษฎีมุมหมุน (Rotating angle theory)

ที่มา: Thomas T. C. Hsu; & Y. L. Mo (2010) *Unified theory of concrete structures*. John Wiley & Sons,Ltd. pp. 146.

เมมเบรนอ่อนตัว (Softened membrane model, SMM) ที่สามารถจะทำนายการตอบสนองทั้งหมดของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก ทั้งการตอบสนองก่อนและหลังจุดสูงสุด (Post-Peak) ได้อย่างถูกต้อง

จะเห็นได้ว่าพฤติกรรมไร้เชิงเส้นของเอลิเมนต์เมมเบรน สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็ก มีผลกระทบที่สำคัญของหลายตัวแปร ดังนี้

- การอ่อนตัว (Softening)
- แรงดึงแข็งเกร็ง (Tension stiffening)
- การขยายตัวไร้เชิงเส้น (Poisson effect)

นอกจากนี้ยังมีพฤติกรรมไร้เชิงเส้นของเอลิเมนต์เมมเบรนมีผลกระทบต่อกำลังและความเหนียว ดังเช่น

- หน่วยแรงโอบรัดทางข้าง (Confinement)
- แรงกระทำของเหล็กเดือย (Dowel action)

ซึ่งมีความต้องการในการนำมาคิดสำหรับแต่ละแถบชั้นและ ต้องการการพัฒนาความสอดคล้องของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในการพิจารณาการเสียรูปจากแรงเฉือนซึ่งควรจะมีความสามารถในการจำลองปรากฏการณ์ที่สามารถสรุปได้ดังนี้เช่น

1. การเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในเหล็กเสริมตามยาวในการมีอยู่ของแรงเฉือน หรือการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงในเหล็กเสริมตามขวางในการมีอยู่ของโมเมนต์การดัด ปรากฏการณ์ทั้งสองสังเกตได้จากการทดลอง, ควรจะเป็นข้อสังเกตได้ในแผนภาพ โมเมนต์ - ความโค้ง และ แรงเฉือน - ความเครียดเฉือน
2. การเพิ่มขึ้นของ การเปลี่ยนตำแหน่ง เนื่องจากการเสียรูปแรงเฉือนในช่วงที่ได้แตกร้าวและไร้เชิงเส้น
3. โหมดการวิบัติที่แตกต่างกันที่รู้จักกันดีในคอนกรีตเสริมเหล็กคือ แรงดึงในแนวทแยง, แรงอัดในแนวทแยง, แรงดัด ฯลฯ

เพื่อจัดการในการแก้ปัญหาดังที่กล่าวมาข้างต้นจึงเป็นที่มาของงานวิจัยนี้

วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

ในการวิจัยครั้งนี้ผู้วิจัยได้ตั้งวัตถุประสงค์ของงานวิจัยไว้ดังนี้

1. เพื่อสังเคราะห์แบบจำลองรอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ย ซึ่งใช้ในการประเมินคุณสมบัติของวัสดุที่แต่ละแถบชั้น โดยการพิจารณาผลกระทบ การอ่อนตัว(Softening), แรงดึงแข็งเกร็ง (Tension stiffening), การขยายตัวไร้เชิงเส้น (Poisson effect) หน่วยแรงโอบรัดทางข้าง (Confinement) และแรงกระทำของเหล็กเดือย (Dowel action) ของคอนกรีตเสริมเหล็ก ในการกำหนดสูตรเอลิเมนต์โครงข้อแข็ง

2. เพื่อสังเคราะห์ และพัฒนา เอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้น บนพื้นฐาน เฟล็กซิบิลิตี ที่มีความสามารถในการทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยพิจารณาการเสียรูปจากแรงเฉือน

3. แสดงการประยุกต์ใช้งาน โดยการตรวจสอบความสามารถของแบบจำลองที่นำเสนอใน ปรากฏการณ์ที่เกี่ยวข้องของผลลัพธ์ของแบบจำลอง โดยเปรียบเทียบกับผู้วิจัยที่ได้ทำการทดลองจากจำนวนของ เอกสารการทดสอบบนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ แรงตามแนวแกน แรงเฉือนและแรงดัด

ขอบเขตงานวิจัย

ในการกำหนดสูตรแถบชั้น และเอลิเมนต์โครงข้อแข็ง เพื่อให้เรียบง่ายขึ้น ดังนี้

1. การประมาณความเครียดตามแนวแกนของหน้าตัดโดยใช้สมมติฐานระนาบยังคงเป็นระนาบตาม ทฤษฎีคาน Timoshenko หนึ่งมิติ
2. การประมาณความเครียดเฉือนจะกระจายเป็นเส้นโค้งพาราโบลาข้ามหน้าตัดขวางตามทฤษฎีคาน Timoshenko หนึ่งมิติ
3. ไม่มีการรบกวนจากหน่วยแรงที่อยู่ใกล้เคียงไปยังจุดของการประยุกต์ใช้น้ำหนักบรรทุกและที่รองรับ
4. การเลื่อนของแรงยึดเหนี่ยว (Bond slip) และการโก่งเดาะของเหล็กเสริมจะถูกละเลย

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ดังที่กล่าวไว้ตอนต้นในระหว่างสภาวะหน่วยแรงเฉือนที่สูง ปัญหาจะมีความซับซ้อนมากขึ้น การศึกษาครั้งนี้จะได้จัดการกับส่วนขยายในการแก้ปัญหาดังนี้

1. แก้ปัญหาการกำหนดสูตรเอลิเมนต์บนพื้นฐานการแบ่งแถบชั้นไม่ต่อเนื่องนำไปคิดสำหรับการมีปฏิสัมพันธ์ แรงตามแนวแกน, การดัดและแรงเฉือน ปฏิสัมพันธ์ดังกล่าวเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการทำนายพฤติกรรมที่ซับซ้อนอย่างถูกต้องของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้น้ำหนักบรรทุกร่วมกัน โดยการพิจารณา การอ่อนตัว (Softening), แรงดึงแข็งเกร็ง (Tension stiffening), การขยายตัวไร้เชิงเส้น (Poisson effect) หน่วยแรงโอบรัดทางข้าง (Confinement) ของคอนกรีตเสริมเหล็ก และแรงกระทำของเหล็กเดือย (Dowel action)
2. การวิจัยนี้ได้ทำการพัฒนาเขียนโปรแกรม เอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไร้เชิงเส้นของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาการเสียรูปจากแรงเฉือน

บทที่ 2

ปริทัศน์วรรณกรรมและทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง

ในการวิจัยครั้งนี้ ผู้วิจัยได้ศึกษาเอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง และได้นำเสนอตามหัวข้อต่อไปนี้

1 พฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือน

2 งานวิจัยที่ผ่านมาของไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไร้เชิงเส้นด้วยเอลิเมนต์โครงข้อแข็งในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

3 ทฤษฎีเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ

ในช่วงสองทศวรรษที่ผ่านมา หลากหลายแบบจำลองการแบ่งย่อยแถบชั้นสำหรับการตัดหน้าตัด ปฏิสัมพันธ์ระหว่าง การตัด - แรงเฉือน ในระนาบ และแบบจำลองคุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุ ได้รับการพัฒนา คำอธิบายบางส่วน of แบบจำลองเหล่านี้จะได้นำเสนอต่อไป.

พฤติกรรมของคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือน

กลไกการต้านทานแรงเฉือน

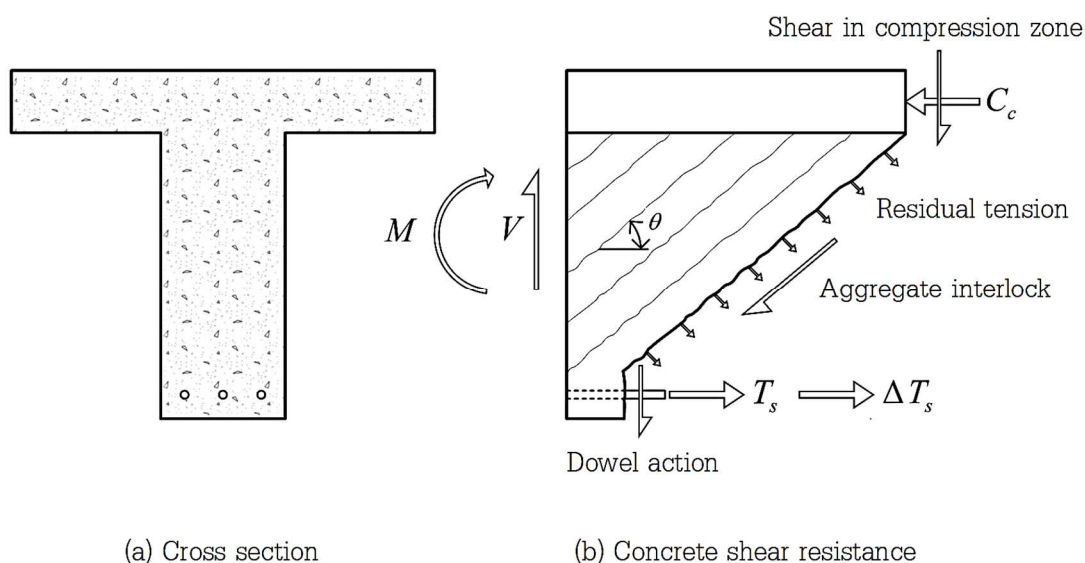
คานปราศจากเหล็กเสริมตามขวาง (Beams without Transverse Reinforcement) แรงเฉือน ในคานมักจะกระทำร่วมกับโมเมนต์ดัดก่อให้เกิดสถานะหน่วยแรงในระนาบ เมื่อหน่วยแรงดึงหลักไปถึงกำลังรับแรงดึงแตกร้าวของคอนกรีต คอนกรีตจะแตกร้าวในทิศทางตั้งฉากกับทิศทางหน่วยแรงดึงหลักที่เกิดขึ้น โดยประมาณที่ตัวคานขององค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก ความเอียงของรอยแตกร้าวเหล่านี้จะอยู่ที่ประมาณ 45 องศา รอยแตกร้าวจากการเฉือนที่พบบ่อยจะเป็นส่วนขยายต่อจากรอยแตกในแนวตั้งที่เกิดขึ้นก่อนหน้านี้ในบริเวณแรงดึงของคานเนื่องจากการการดัด เห็นได้จาก (R. Park; & T. Paulay. 1974: 278-287) ภาพวาดวัตถุอิสระของคานตัดผ่านรอยแตกร้าวแนวเอียงตาม ภาพประกอบ 12 แสดงให้เห็นถึงแหล่งที่มาของแรงเฉือนดังต่อไปนี้

1. หน่วยแรงเฉือนถ่ายโอนในบริเวณแรงบีบอัด ที่ไม่แตกร้าว ของคาน

2. หน่วยแรงเฉือนถ่ายโอนไปตามระนาบรอยแตกร้าวด้วยวิธีการของแรงเสียดทานและการเกาะเกี่ยวกันของมวลรวม

3. แรงเฉือนที่รับด้วยเหล็กเสริมทิศทางตั้งฉากกับแนวแกน (Dowel action) ของเหล็กเสริมตามยาว

4. หน่วยแรงดึงที่เหลือนำถ่ายโอนข้ามระนาบรอยแตกร้าวเป็น ในภาวะไม่ต่อเนื่องอย่างไม่สมบูรณ์



(a) Cross section

(b) Concrete shear resistance

ภาพประกอบ 12 กลไกการต้านทานแรงเฉือนของหน้าตัดขวาง

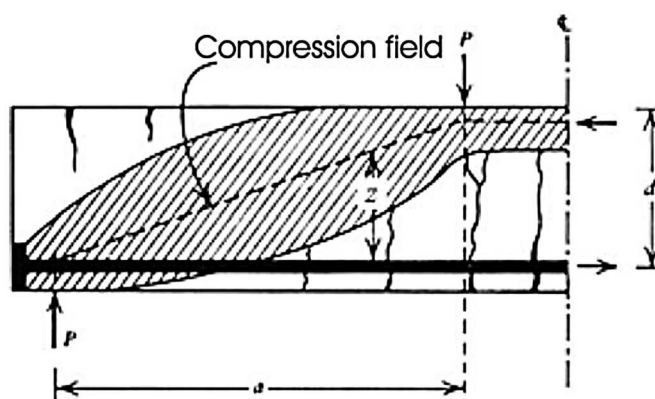
สังเกตได้จากภาพประกอบ 12 การวิเคราะห์ความสมดุล ของเหล็กเสริมตามยาวถูกควบคุมโดยที่โมเมนต์กระทำต่อหน้าตัดที่ปลายด้านบนของรอยแตกแล้ว และส่วนแรงดึงที่เพิ่มขึ้นจากแรงเฉือนคือ

$$\Delta T_s = V \cot \theta \quad (2.1.1)$$

เมื่อพิจารณาถึงการแปรผันทั้งหมดของโมเมนต์ดัด ($M = zT$)

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{\partial M}{\partial T} \frac{dT}{dx} + \frac{\partial M}{\partial z} \frac{dz}{dx} = z \frac{dT}{dx} + T \frac{dz}{dx} \quad (2.1.2)$$

เมื่อ z เป็นแขนการดัดประสิทธิผลระหว่างแรงดึงและแรงอัดลัพท์ภายใน พิจารณาเทอมแรงดึงแปรผันขณะที่แขนการดัดคงที่เรียกว่า "Beam action" ในส่วนของ แขนการดัดแปรผันขณะที่แรงดึงคงที่เป็นตัวแทนของกลไกสำหรับการต้านทานแรงเฉือนเรียกว่า โครงโค้งแบบมีแรงดึงยึด "Arch-action" ผลกระทบของ Arch-action สามารถเห็นได้จากภาพประกอบ 13 ซึ่งจะขึ้นอยู่กับโดยตรงในการแปรผันของแขนการดัดประสิทธิผล ดังนั้นจึงจะส่งผลกระทบเฉพาะ เมื่อเหล็กตามยาวเกิดการเลื่อนจากแรงยึดเหนี่ยว (bond-slip) หรือ เริ่มต้นถึงการคราก.



ภาพประกอบ 13 โครงโค้งแบบมีแรงดิ่งยัด (R. Park ;& T. Paulay.1974)

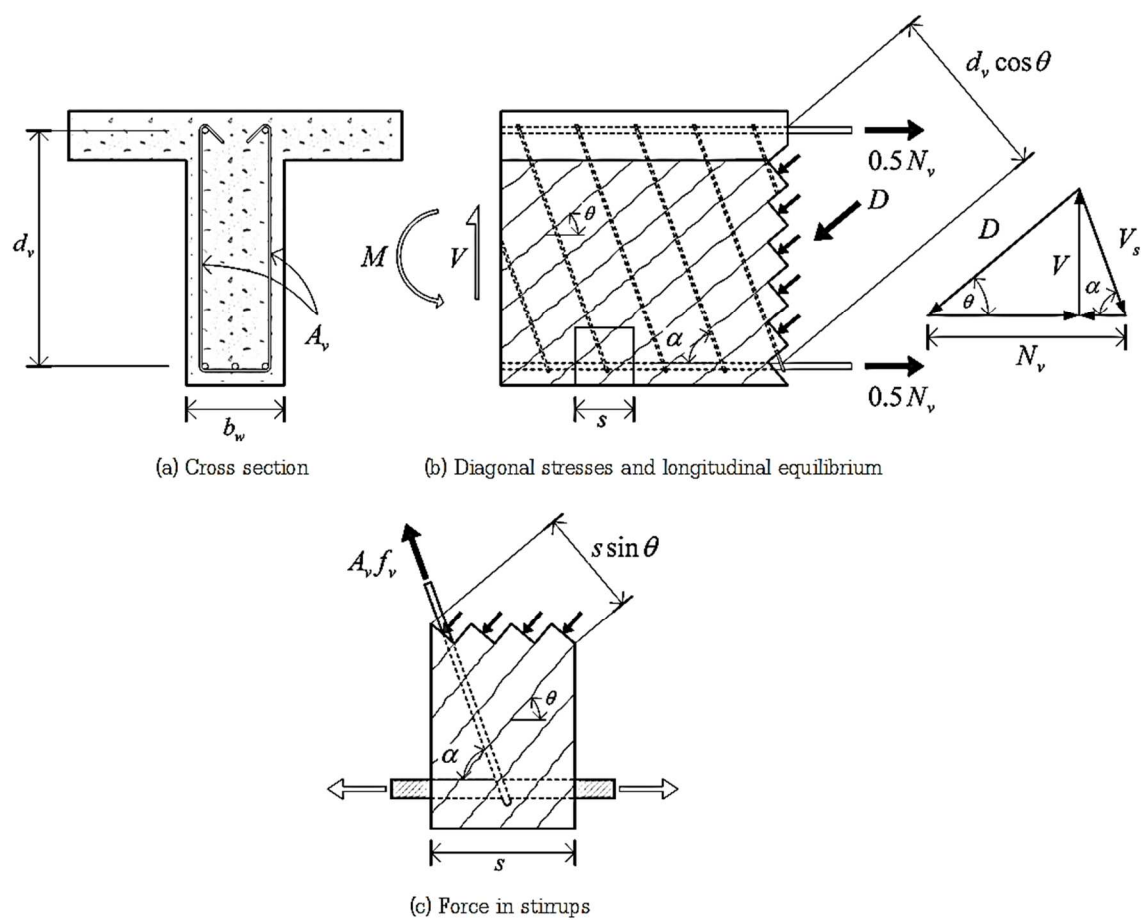
ที่มา: R. Park; & T. Paulay (1974). *Reinforced Concrete Structures*. p 285.

คานที่มีเหล็กเสริมตามขวาง (Beams with Transverse Reinforcement) เหล็กเสริมตามขวางเป็นประโยชน์ต่อคานคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยเป็นที่รองรับสำหรับแรงเฉือนที่รับด้วยเหล็กเสริมทิศทางตั้งฉากกับแนวแกน (Dowel action) ของเหล็กเส้นตามยาว และจำกัดความกว้างรอยแตกร้าว และจะเพิ่มพูนผลกระทบทบการเกาะเกี่ยวกันของมวลรวมและเสริมสร้างความต้านทานแรงยึดเหนี่ยว รวมทั้งการโอบรัดในบริเวณแรงบีบอัด สิ่งที่มีความสำคัญมากกว่าผลกระทบเหล่านี้เป็นข้อเท็จจริงที่ว่า เหล็กตามขวางก่อให้เกิดกลไกการต้านทานใหม่ที่รู้จักกันคือ การรับแรงแบบโครงข้อหมุน (Truss-action) แบบจำลองที่มีเหตุผลได้รับครั้งแรกเมื่อการพิจารณาจากกลไกนี้ถูกอธิบายโดย (Ritter, W.1899) ในช่วงปลายศตวรรษที่สิบเก้าและภายหลังได้ปรับปรุงโดย (Morsch, E.1902)

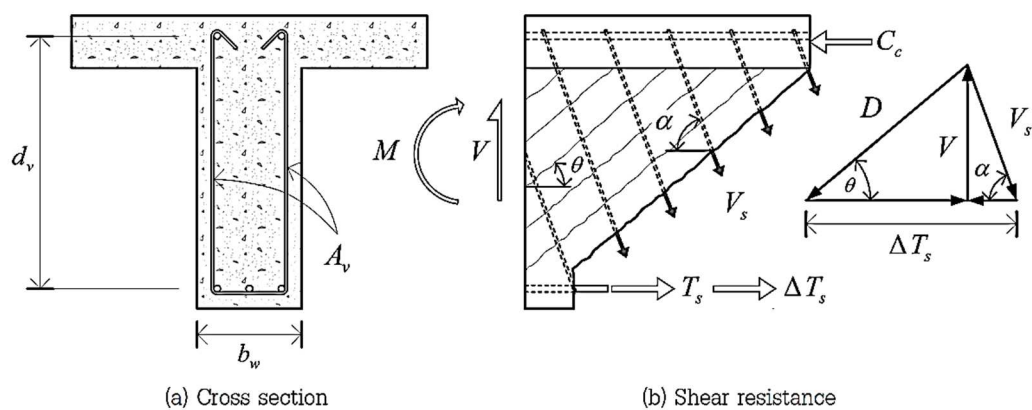
กลไกนี้สามารถอธิบายได้ด้วยการพิจารณาว่าสนามของหน่วยแรงอัดในคอนกรีตขนานไปกับรอยแตกร้าว สนามนี้จะทำปฏิกิริยากับเหล็กเสริมตามยาวและตามขวางก่อให้เกิดกลไกการแบกรับแรงเฉือนอย่างมีประสิทธิภาพที่คล้ายคลึงโครงข้อหมุนตามที่แสดง ภาพประกอบ 14

จะสามารถสังเกตเห็นได้ตามภาพประกอบ 15 ด้วยการใช้วิธีโครงข้อหมุนเสมือน เหล็กเสริมตามยาวนำไปคิดสำหรับแรงดิ่งที่เพิ่มขึ้นจากแรงเฉือนคือ:

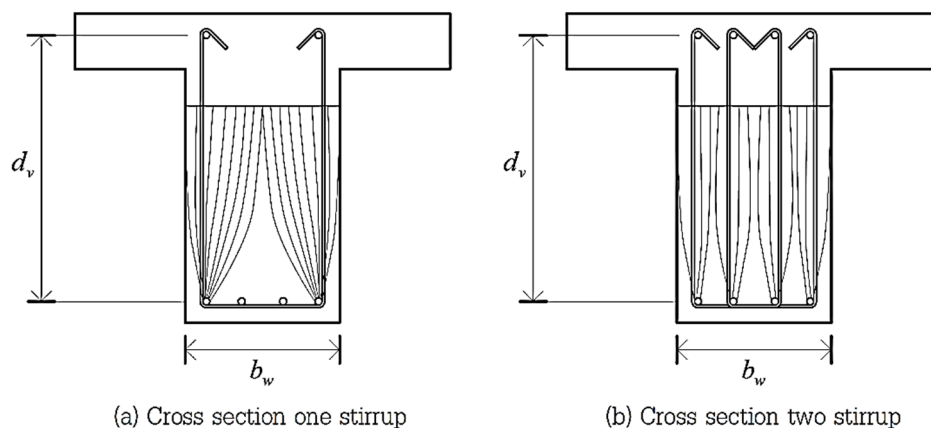
$$\Delta T_s = \frac{1}{2} V (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (2.1.3)$$



ภาพประกอบ 14 กลไกการต้านทานแรงเฉือนของโครงข้อหมุน



ภาพประกอบ 15 กลไกการต้านทานแรงเฉือนของเหล็กเสริมตามขวาง

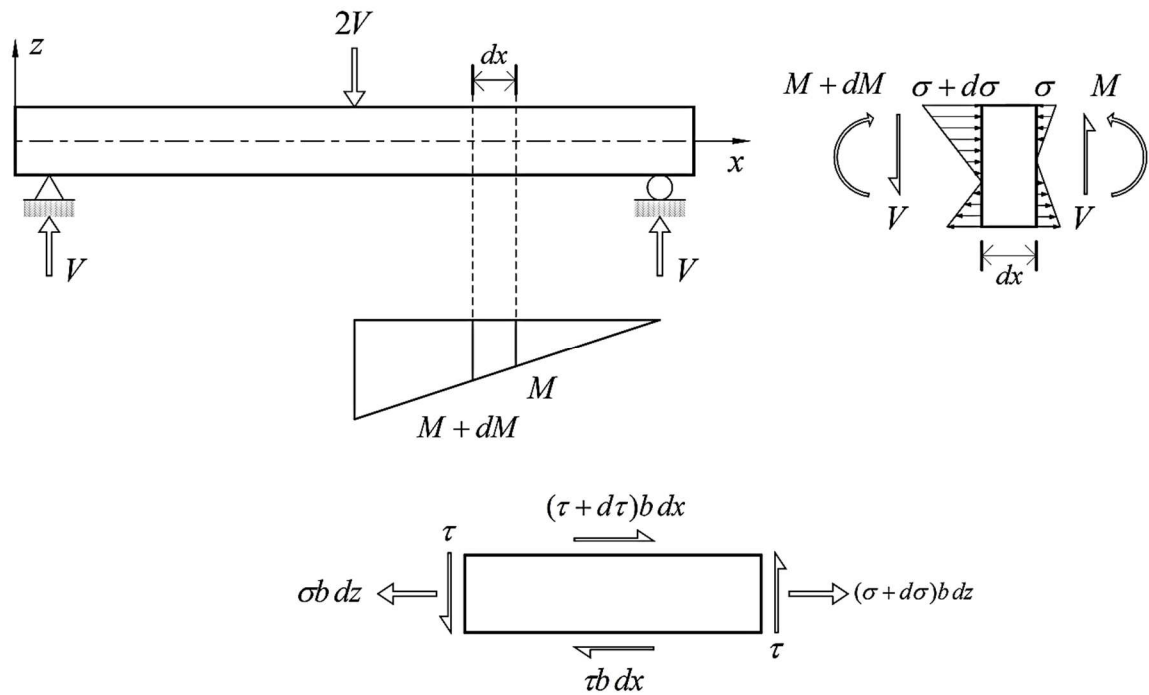


ภาพประกอบ 16 อิทธิพลการจัดเรียงเหล็กปลอกต่อ Shear flow ในระนาบหลังการแตกร้าวของหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็ก

การจัดเรียงเหล็กปลอกมีอิทธิพลต่อการกระจายตัวของสนามแรงอัด ผลกระทบนี้จะมีผลสำคัญในความกว้างคานกับรอบๆขอบด้านนอกของเหล็กปลอกดังแสดงใน ภาพประกอบ 16 ในกรณีนี้จะมีเพียงเหล็กเส้นในที่มุมมีแนวโน้มที่จะดึงยึดสนามแรงอัด

การปรับปรุงการตอบสนองของหน้าตัด

เมื่อมีการกำหนดแบบจำลองคุณสมบัติของวัสดุที่เหมาะสมสำหรับคอนกรีต ในหลักการมันเป็นไปได้ที่จะได้รับการตอบสนองของหน้าตัดขวางโดยการปรับรูปโดยตรงตลอดหน้าตัดทั้งหมด ขั้นตอนนั้นตรงไปตรงมาเมื่อหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก อยู่ภายใต้โมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนเท่านั้น นับตั้งแต่สมมติฐาน Navier-Bernoulli (NB) ก่อให้เกิดข้อบังคับการเคลื่อนที่ที่เหมาะสมระหว่างการเสียรูปของหน้าตัดขวางและความเครียดตั้งฉากปกติที่ทุกจุดในหน้าตัด นอกจากนี้ยังได้รับการสังเกตว่าสมมติฐานนี้ยังคงถูกต้องสำหรับทุกช่วงของน้ำหนักบรรทุก ในส่วนที่นอกเหนือไปจากแรงตั้งฉากปกติ หน้าตัดอยู่ภายใต้แรงเฉือนในระนาบการกระจายของหน่วยแรงเฉือนต้องรักษาความสมดุลของเอลิเมนต์แถบชั้นเข้าด้วยกันในหน้าตัดที่พิสูจน์ได้โดย D.J. Jourawski ในปี 1856 กระบวนการตามภาพประกอบ 17



ภาพประกอบ 17 การแก้ปัญหสำหรับหน่วยแรงเฉือนในระนาบของคานของ D.J. Jourawski

เป็นที่ทราบกันว่า จากการพิจารณาความสมดุลสำหรับการมีอยู่ของแรงเฉือนที่แสดงถึงการเพิ่มขึ้นจากโมเมนต์ดัดไปตามแกนของคาน ดังนั้นตามทิศทางแนวนอนเอลิเมนต์แถบชั้นจะอยู่ภายใต้หน่วยแรงตั้งฉากปกติและการเพิ่มขึ้นของหน่วยแรงตามแนวแกนซึ่งจะต้อง ทำให้สมดุล โดยหน่วยแรงเฉือนแนวนอนออกจากระนาบ (Out-of-plane) หน่วยแรงเฉือนในแนวนอนเหล่านี้จะอยู่ในความสมดุลที่มีส่วนประกอบในแนวตั้งในระนาบโดยคานของความสมดุลโมเมนต์ ความสมดุลของเอลิเมนต์แถบชั้นจะได้รับโดยสมการต่อไปนี้

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \quad (2.1.4)$$

สมการ (2.1.4) สามารถแก้ไขปัญหาลัพธ์ของแรงเฉือนที่จุดใด ๆ ของคานได้โดยตรงสามารถคำนวณได้ดังนี้:

$$\tau_{xz}(z) = -\frac{1}{b(z)} \int_{-c}^z \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot b(z) dz \quad (2.1.5)$$

เมื่อ $-c$ คือพิกัดของแถบชั้นด้านล่าง ถ้าคานเป็นเนื้อเดียวกันและทำจากวัสดุไอโซโทรปิก ยึดหยุ่น โดยการปริพันธ์สมการ (2.1.5) จะได้สมการที่รู้จักกันดีคือ

$$\tau_{xz}(z) = -\frac{1}{b(z)} \int_{-c}^z \frac{V \cdot b(z) \cdot z}{I} dz = \frac{VQ(z)}{Ib(z)} \quad (2.1.6)$$

เมื่อ $Q(z)$ เป็นโมเมนต์พื้นที่อันดับหนึ่งโดยปริพันธ์จากด้านล่างของหน้าตัดไปถึงที่จุด z , $b(z)$ คือความกว้างของหน้าตัดในทิศทาง z จากคุณสมบัติของวัสดุ ความเค้นเฉือนจะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงเฉือนและโมดูลัสยืดหยุ่นเฉือน ($\tau_{xz} = G\gamma_{xz}$) ดังนั้น

$$\gamma_{xz}(z) = -\frac{1}{G \cdot b(z)} \int_{-c}^z \frac{V \cdot b(z) \cdot z}{I} dz = \frac{1}{G} \frac{VQ(z)}{Ib(z)} \quad (2.1.7)$$

โดยใช้แนวคิดของพื้นที่แรงเฉือนประสิทธิผล (Effective shear area), ($A_e = \alpha A = \frac{V}{G\gamma_0}$) เงื่อนไขต่อไปนี้เป็นระหว่างการใช้รูปหน้าตัดจากแรงเฉือนและความเค้นเฉือนในเอลิเมนต์แถบชั้นสามารถกำหนดได้ว่า

$$\gamma_{xz} = \frac{\alpha A \cdot Q(z)}{I \cdot b(z)} \gamma_0 \quad (2.1.8)$$

หลังจากที่จัดการกับสมการความสมดุลและแนะนำความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุของเงื่อนไขบังคับการเคลื่อนที่ (เฉพาะพารามิเตอร์ทางเรขาคณิตที่มีอยู่) ระหว่างการใช้รูปหน้าตัดจากการเฉือนแบบวงนัยทั่วไป (Generalized shear strain) (γ_0) และความเค้นเฉือนที่จุดใดๆ ในหน้าตัดขวางที่ได้รับใน (2.1.8)

อย่างไรก็ตามข้อสังเกตบางอย่างที่ต้องได้รับการกล่าวถึงเกี่ยวกับการแก้ปัญหานี้ ประการแรกที่แตกต่างจากเงื่อนไขบังคับการเคลื่อนที่ Navier-Bernoulli สำหรับแรงตั้งฉากปกติ ข้อจำกัดนี้เปลี่ยนแปลงกับรูปทรงเรขาคณิตการตัดหน้าตัด โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับหน้าตัดสี่เหลี่ยมสมการ (2.1.8) จะลดลงไปเป็นสมการพาราโบลาต่อไปนี้:

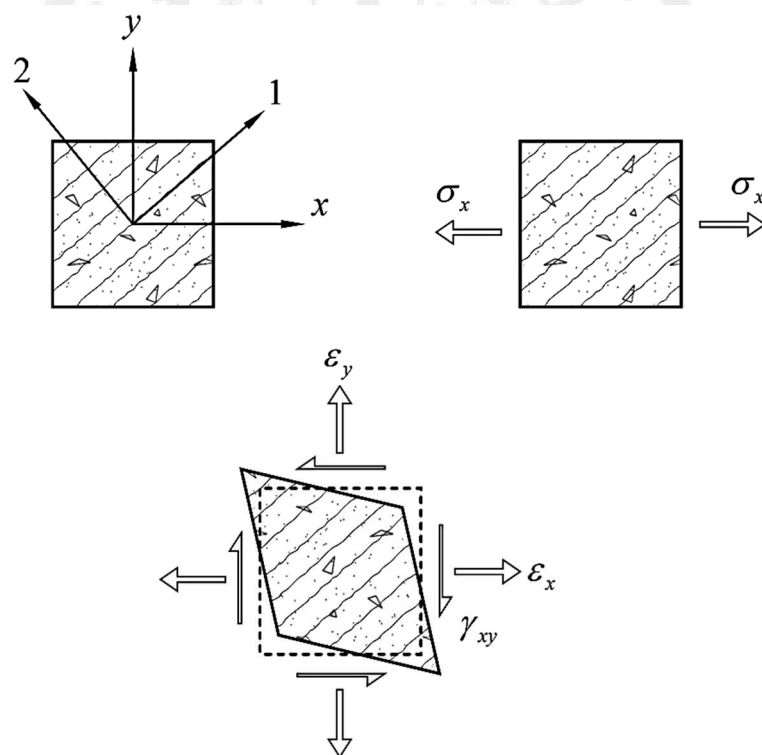
$$\gamma_{xz} = \frac{5}{4h^2} (h^2 - 4z^2) \gamma_0 \quad (2.1.9)$$

ในอีกกรณีหนึ่ง แม้ว่าการแก้ปัญหสมการ (2.1.8) เท่านั้นขึ้นอยู่กับ ปริมาณทางเรขาคณิต, คุณสมบัติของวัสดุ เนื่องจากได้มาจากสมการความสมดุลภายใน ในการที่ได้สันนิษฐานเป็นวัสดุเชิงเส้น ไอโซโทรปิก ในความเป็นจริง สมมติฐานที่ว่าหน่วยแรงเฉือนจะแยกจากกันจากหน่วยแรงตั้งฉากปกติ (เหมาะสำหรับวัสดุ ไอโซโทรปิก) คือสิ่งที่ได้รับอนุญาตจากขั้นตอนที่ (2.1.6) ถึง (2.1.7).

โดยเฉพาะอย่างยิ่งข้อสังเกตสุดท้ายนี้เป็นประเด็นอันดับแรกที่ทำให้การจำลองของการตอบสนองไร้เชิงเส้นของหน้าตัดคอนกรีตเสริมเหล็ก กับแรงเฉือนที่มีความซับซ้อนมากขึ้นอย่างมาก มากกว่ากรณีที่มีเฉพาะการตัด

และการยึดตัว เป็นที่ทราบกันว่าคอนกรีตภายใต้น้ำหนักบรรทุก แรงตึงจากปกติ - แรงเฉือน ที่ใช้ร่วมกันพัฒนารูปแบบรอยแตกร้าวนั้นโดยทั่วไปจะไม่ขนานกับระนาบของหน้าตัด เนื่องจากคอนกรีตที่แตกร้าวดังกล่าวแสดงให้เห็นถึงการตอบสนองที่ไร้เชิงเส้น ที่แตกต่างกันอย่างมากไปตามทิศทางแนวแรงอัดและทิศทางแรงดึงมันจึงนำไปสู่พฤติกรรม Anisotropic ที่เห็นได้ชัดส่งผลให้เกิด ปฏิสัมพันธ์ของ หน่วยแรงตึงจากปกติกับหน่วยแรงเฉือน และความเครียดตึงจากปกติและความเครียดเฉือน สถานการณ์เช่นนี้เป็นแผนผังที่ได้แสดงใน ภาพประกอบ 18 ซึ่ง หน่วยแรง σ_x ถูกนำไปใช้กับเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรูปแบบรอยแตกร้าวแนวเฉียง; เป็นผลให้เอลิเมนต์นี้จะถูกบิดเบือน (distorted) หรือก่อให้เกิดความเครียดเฉือน ในการเสียรูประนาบ ($x-y$)

ในช่วงสองทศวรรษที่ผ่านมาความพยายามขยายขีดความสามารถของเอลิเมนต์โครงสร้างได้้อย่าง ถูกต้องจัดการกับน้ำหนักบรรทุกร่วมกันของแรงตึงจากปกติและแรงเฉือน มากกว่า การตัดและการยึดตัวแบบจำลองเหล่านี้จำเป็นต้องใช้กระบวนการบางอย่างสำหรับการประเมินหน่วยแรงเฉือนหรือการกระจายความเครียด ซึ่งจะได้นำเสนอในส่วนต่อไป



ภาพประกอบ 18 การแตกร้าของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กก่อให้เกิดปรากฏการณ์ Anisotropic

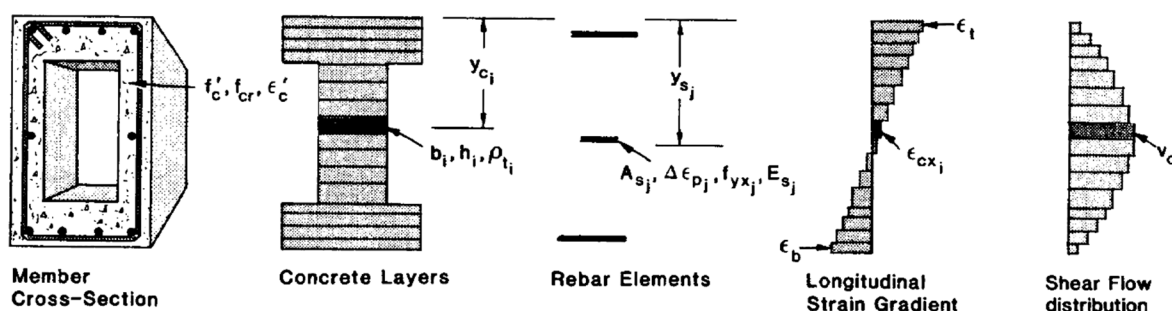
งานวิจัยที่ผ่านมาของไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไร้เชิงเส้นด้วยเอลิเมนต์โครงข้อแข็งในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

แบบจำลองของ Vecchio & Collins

(Frank J. Vecchio; & Michael p. Collins.1988) ได้เสนอ การวิเคราะห์หน้าตัดคู่ (Dual-Section Analysis) ในการทำนายการตอบสนองของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเฉือน ผู้เขียนได้พัฒนาแบบจำลองในระดับหน้าตัดเท่านั้นโดยไม่มีการแนะนำภายในไฟไนต์เอลิเมนต์

คานระนาบ 2 มิติและหน้าตัดแบ่งย่อยไม่ต่อเนื่อง โดยแถบชั้นดังแสดงในภาพประกอบ 19 หลังจากการเสียรูป ความสัมพันธ์สภาพความเข้ากันได้ใช้เพียงหน้าตัดระยะหนึ่งยังคงเป็นระยะเท่ากัน การคำนวณหน่วยแรงเฉือนจะดำเนินการโดยระเบียบวิธีผลต่างสืบเนื่อง (Finite differences) ในการประเมินระหว่างหน่วยแรงปกติที่ปลายของแต่ละเอลิเมนต์แถบชั้น ในระเบียบวิธีนี้เกรเดียนต์ ของหน่วยแรงตั้งฉากปกติในสมการ (2.1.5) เป็นค่าหน่วยแรงตั้งฉากปกติบนแต่ละด้านข้างของความยาวจำกัด (Finite-length) ของเอลิเมนต์แถบชั้น ได้ดังนี้

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \approx \frac{\sigma_x(x_2) - \sigma_x(x_1)}{S} \quad (2.2.1)$$



ภาพประกอบ 19 การแบ่งย่อยหน้าตัดคาน การประมาณ ของ เกรเดียนต์ความเคียดตามยาวและการกระจายของแรงเฉือนที่ต้องการในหน้าตัดขวาง

ที่มา: Frank J. Vecchio; & Michael p. Collins. (1988). *Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory*. p 260.

เมื่อ $\sigma_x(x_1)$ และ $\sigma_x(x_2)$ เป็นหน่วยแรงตึงจากปกติของแถบชั้นในสองหน้าตัดที่ทำการวิเคราะห์ S คือ ระยะห่างระหว่างหน้าตัด (Frank J. Vecchio; & Michael p. Collins.1988) แนะนำค่าของ $S \approx H/6$ เมื่อ H เป็นความลึกของคาน

แทนค่าสมการ (2.2.1) ลงในสมการ (2.1.5) จะได้

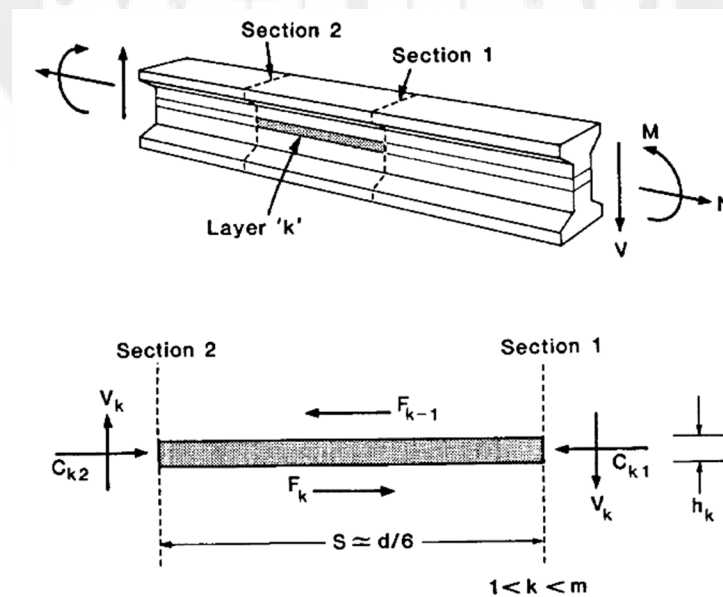
$$\tau_{xy} = \frac{1}{b(z) \cdot S} \left[\int_{-c}^z \sigma_x(x_1) \cdot b(z) dz - \int_{-c}^z \sigma_x(x_2) \cdot b(z) dz \right] \quad (2.2.2)$$

ดังนั้นตามภาพประกอบ 20 จากการแบ่งย่อยเอลิเมนต์แถบชั้นจึงสามารถกำหนดได้ว่า

$$C_i = f_{csi} \cdot b_i \cdot h_i + C_{si} \quad (2.2.3)$$

$$F_{k-1} = \sum_{i=1}^{k-1} (C_{i1} - C_{i2}) \quad (2.2.4)$$

$$F_k = F_{k-1} + C_{k1} - C_{k2} \quad (2.2.5)$$



ภาพประกอบ 20 แผนภาพวัตถุอิสระของคอนกรีตชั้นที่ k

ที่มา: Frank J. Vecchio; & Michael p. Collins. (1988). *Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory*. p 261.

เมื่อ C_{i1} หมายถึงแรงอัดกระทำบนผิวหน้าของคอนกรีตชั้น i ของหน้าตัดที่ 1 และ C_{i2} หมายถึงแรงกระทำบนผิวหน้าที่หน้าตัดที่ 2 และ C_{si} แรงในแถบเหล็กเสริมตามยาว แรงเฉือนตั้งฉาก V_k นั้นจะสามารถหาได้จากความสมดุลโมเมนต์ของรูปวัตถุอิสระตามภาพประกอบ 20 เป็น

$$V_k = \frac{(F_k + F_{k-1})}{2} \cdot \frac{h_k}{S} \quad (2.2.6)$$

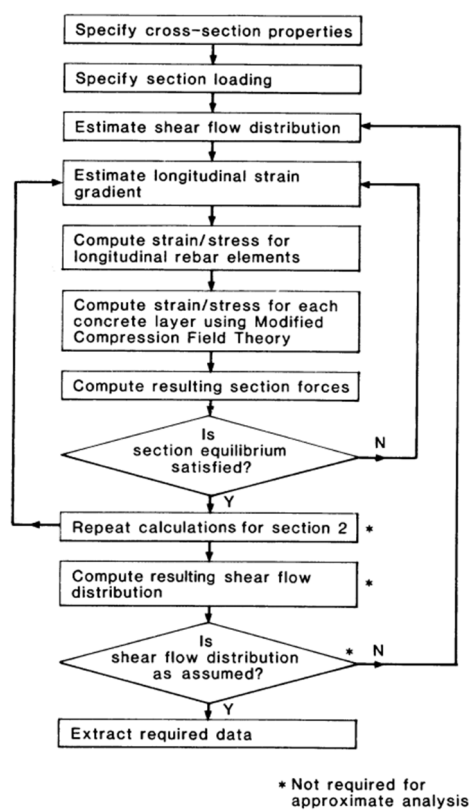
ดังนั้นการหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยกระทำบนผิวหน้าตามแนวตั้งของชั้นคอนกรีต k จะคำนวณได้เป็น

$$v_k = \frac{V_k}{b_k \cdot h_k} \quad (2.2.7)$$

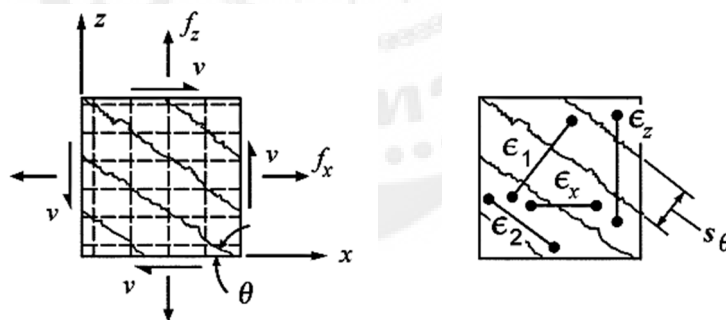
จากภาพประกอบ 21 การวิเคราะห์จะเริ่มต้นด้วยการประมาณค่าของความเครียดเฉือนและความเครียดตามแนวแกน โดยภายในวงรอบการทำให้ความสมดุลต้องมีความเพียงพอสำหรับแต่ละสองหน้าตัดที่ระยะ S การตรวจสอบวงรอบการให้ค่าด้านนอกถ้าหน่วยแรงเฉือนคำนวณได้เท่ากัน (ภายในค่าที่ยอมรับ) ที่จะสันนิษฐานว่ายอมรับได้ ในขั้นต้น (Frank J. Vecchio; & Michael p. Collins.1988) ได้เสนอสองวิธีการทางเลือกแก้ปัญหาและการประมาณขึ้นอยู่กับความเครียดเฉือนเป็น ค่าคงที่หรือพาราโบลาที่มีจุดมุ่งหมายของการลดความซับซ้อนของขั้นตอน การปรับปรุงนี้ลดขั้นตอนการทำให้ในการประมาณความเครียดเฉือน (เครื่องหมายดอกจันในผังของภาพประกอบ 21) ความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุที่นำมาใช้คือ ทฤษฎีปรับปรุงสนามแรงอัด (MCFT) ซึ่งในการกำหนดสูตรเป็นครั้งแรกโดย (Vecchio F.J.; & Collins, M.P.1986) สามารถที่จะทำนายเฉพาะน้ำหนักบรรทุกต่อเนื่องกระทำทางเดียวเท่านั้น ในยี่สิบปีที่ผ่านมาการปรับปรุงบางส่วนของทฤษฎีเพื่อที่จะผ่านข้อจำกัดเหล่านี้

ตามทฤษฎีปรับปรุงสนามแรงอัด คอนกรีตที่ได้แตกร้าวถือว่าเป็นวัสดุออร์โททรอปิก ไปตามแนว หน่วยแรงหลักและทิศทางความเครียดหลัก ดังแสดงในภาพประกอบ 22

แบบจำลองการตัดหน้าตัดของ (Frank J. Vecchio; & Michael p. Collins.1988) ใช้ขั้นตอนการทำซ้ำเพื่อคำนวณการกระจายแรงเฉือนตลอดหน้าตัด วิธีการนี้จะให้ผลที่ถูกต้องสำหรับคานภายใต้น้ำหนักบรรทุก ในขณะที่ขั้นตอนที่เป็นจริงใช้เวลานานหากดำเนินการในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ และ (Bentz 2000) ได้สังเกตว่าคุณสมบัติการวิเคราะห์แบบหน้าตัดคู่ (Dual-Section Analysis) มีความยากในการประเมินโปรไฟล์หน่วยแรงเฉือนได้อย่างถูกต้องในสองหน้าตัดในลักษณะที่มีเสถียรภาพเชิงตัวเลข การวิเคราะห์หน้าตัดคู่ โดยเฉพาะอย่างยิ่งวิธีการที่ต้องการให้ทั้งสองหน้าตัดได้รับการประเมินเป็นค่าเดียวกันของแรงตามแนวแกนและแรงเฉือนให้มีความถูกต้องสูง แม้กระทั่งเมื่อความแตกต่างเล็กๆ ของแรงตามแนวแกนภายในค่าที่ยอมรับได้สำหรับการประเมินผล

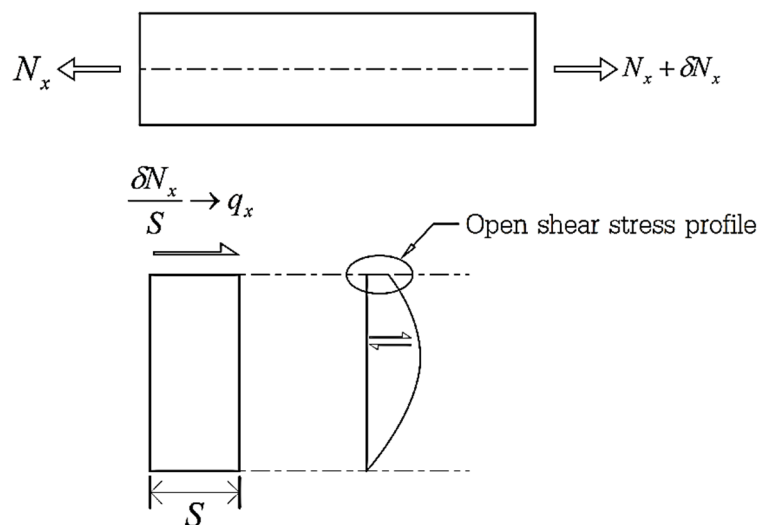


ภาพประกอบ 21 แผนภูมิการไหลขั้นตอนการทำซ้ำสำหรับการวิเคราะห์ของหน้าตัด



ภาพประกอบ 22 หน่วยแรง, ความเครียดและรอยแตกกระจายตัวเฉลี่ย

ที่มา: Frank J. Vecchio; & Michael p. Collins. (1988). *Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory*. pp 262,259.



ภาพประกอบ 23 ผลกระทบของแรงตามแนวแกนไม่สมดุลในการวิเคราะห์หน้าตัดคู่

ภายในแรงลัพท์ตั้งฉากปกติ ซึ่งจะเห็นได้ว่าการกระจายน้ำหนักบรรทุกทุกป้อมบนคานที่อาจมีผลกระทบที่สำคัญในการกระจายของหน่วยแรงเฉือนตามที่แสดงในภาพประกอบ 23 ดังนั้นจะก่อให้เกิดความไม่ต่อเนื่องบนหน่วยแรงเฉือนหรือแผนภาพแรงเฉือนไม่ปิด.

แบบจำลองของ Bentz

(Bentz.2000) ได้เสนอ ระเบียบวิธีความแข็งแรงดึงตามยาว (Longitudinal Stiffness Method) จากการที่จะแก้ปัญหาความถูกต้องและความไม่แน่นอนของปัญหาที่การสังเกตได้ในระเบียบวิธีการวิเคราะห์หน้าตัดคู่ ซึ่งสังเกตเห็นได้ว่าอิทธิพลของระยะทางสองหน้าตัดที่แยกออกจากกันมีอิทธิพลต่อผลลัพธ์ของแบบแผนหน้าตัดคู่

ในระเบียบวิธีความแข็งแรงดึงตามยาว เกรเดียนต์ของหน่วยแรงตั้งฉากปกติคือการคำนวณอย่างมีประสิทธิภาพด้วย อนุพันธ์ของหน่วยแรงเทียบกับแนวแกนของเอลิเมนต์โดยวิธีการของ กฎลูกโซ่ (Chain-rule) ระเบียบวิธีนี้จะได้อธิบาย ในรูปแบบที่แตกต่างจาก (Bentz.2000) แต่โดยพื้นฐานจะเทียบเท่ากัน

ระเบียบวิธีนี้ต้องการรูปแบบความเครียดเฉือนเบื้องต้นเป็นฟังก์ชันของ ค่าเฉลี่ย การเสียรูปการตัดหน้าตัดจากแรงเฉือน $\gamma_{xz}(z) = F_\gamma(x, z) \gamma_m$ สำหรับขั้นตอนน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งแรกรูปแบบนี้สามารถให้เป็นวิธีการแก้ปัญหาแบบยืดหยุ่นของ Jourawski

$$\gamma_{xz}(z) = \frac{AQ(z)}{Ib(z)} \gamma_m \quad (2.2.8)$$

โปรดสังเกตว่าในสมการ (2.2.8) γ_m เป็น ค่าเฉลี่ยความเครียดเฉือนของหน้าตัดนั้นคือการพิจารณาพื้นที่ที่สมบูรณ์ของหน้าตัดแทนที่จะเป็นพื้นที่แรงเฉือนประสิทธิผล สำหรับขั้นตอนหน้าหน้ากับรทุกต่อไปจะใช้โปรไฟล์ที่ได้รับก่อนหน้า

โดยใช้สมมติฐาน Navier-Bernoulli เพื่อคำนวณความเครียดตามแนวแกนและรูปแบบความเครียด ความเครียดที่เอลิเมนต์แถบชั้นใด ๆ สามารถคำนวณได้จากการยืดตัวของหน้าตัด ε_0 , ความโค้ง ϕ_y และ ค่าเฉลี่ยความเครียดเฉือน γ_m

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & z & 0 \\ 0 & 0 & F_\gamma(y, z) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \phi_y \\ \gamma_m \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}(z) = \mathbf{B}(z) \cdot \mathbf{e}_s \quad (2.2.9)$$

ที่แต่ละแถบชั้นความแตกต่างที่เพิ่มขึ้นของหน่วยแรงสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\begin{bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_z \\ d\tau_{xz} \end{bmatrix} = \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \begin{bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\varepsilon_z \\ d\gamma_{xz} \end{bmatrix}$$

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_t \cdot d\boldsymbol{\varepsilon} \quad (2.2.10)$$

เมื่อ $\mathbf{D}_t$ เป็นเมทริกซ์ความแข็งเกร็งสัมผัสของแถบชั้น ดังที่ได้กล่าวก่อนหน้านี้เนื่องจากหลังการแตกร้าจะมีพฤติกรรมแอนไอโซโทรปิก เมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุสัมผัสของคอนกรีตจะอยู่ในรูปแบบเต็ม ดังนั้นอนุพันธ์จะต้องดำเนินการเทียบกับส่วนประกอบทุกความเครียด

นอกจากนี้ความสมดุลตามขวางกำหนดได้อย่างเป็นอิสระที่แต่ละแถบชั้นโดยชุดส่วนประกอบ σ_z ในสมการ (2.2.10)

$$\begin{bmatrix} d\sigma_x \\ d\tau_{xz} \end{bmatrix} = \hat{\mathbf{D}}_t \begin{bmatrix} d\varepsilon_x \\ d\gamma_{xz} \end{bmatrix} \quad (2.2.11)$$

เมื่อ $\hat{\mathbf{D}}_t$ เป็นการย่อส่วนจากความสมดุลในทิศทาง z ของเมทริกซ์คุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุ $[2 \times 2]$ ของเอลิเมนต์แถบชั้นรวมทั้งหลักเสริมกระจายตัวเฉลี่ยในนั้น ตอนนั้นมันเป็นไปได้ที่จะคำนวณอนุพันธ์ของหน่วยแรงตั้งฉากปกติและหน่วยแรงเฉือนเทียบกับ x โดยใช้กฎลูกโซ่และการใช้ (2.2.9) และ (2.2.11)

$$\frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial x} = \frac{\partial \boldsymbol{\sigma}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}} \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}}{\partial e_s} \frac{de_s}{dx} = \hat{\mathbf{D}}_t \mathbf{B}(z) \frac{de_s}{dx} \quad (2.2.12)$$

อนุพันธ์ของหน่วยแรงในหน้าตัดคำนวณโดยปริพันธ์โดยตรงดังนี้

$$\begin{bmatrix} \frac{dN_x}{dx} \\ \frac{dM_y}{dx} \\ \frac{dV}{dx} \end{bmatrix} = \iint_A \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ z & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} \end{bmatrix} dA \quad (2.2.13a)$$

$$\frac{d\mathbf{S}_s}{dx} = \left[\iint_A \mathbf{A}(z) \cdot \hat{\mathbf{D}}_t \cdot \mathbf{B}(z) dA \right] \cdot \frac{d\mathbf{e}_s}{dx} = \mathbf{K}_s \cdot \frac{d\mathbf{e}_s}{dx} \quad (2.2.13b)$$

ในสมการข้างต้นเมทริกซ์ $\mathbf{A}$ จะใช้ในการปริพันธ์หน่วยแรงของจุดใดๆที่จะเป็นแรงในหน้าตัด ในขณะที่ $\mathbf{B}$ จะใช้ในการประมาณภายในความเครียดของหน้าตัด จากการเสียรูปของหน้าตัด เนื่องจากในวิธีการนี้เมทริกซ์ $\mathbf{A}$ และ $\mathbf{B}$ จะแตกต่างกันเป็นผลให้เมทริกซ์ความแข็งเกร็งหน้าตัดจะไม่สมมาตร มันสามารถที่จะแสดงให้เห็นอีกด้วยว่า ชุดที่รับของแรงภายในของหน้าตัดและความเครียดของหน้าตัดไม่ได้สอดคล้องกับการกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรงและความเครียด.

พิจารณาแรงเฉือน $V = dM_y/dx$ ที่ได้นำไปใช้กับหน้าตัด ตรงกันกับการเพิ่มขึ้นของการเสียรูปของหน้าตัดสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\frac{d\mathbf{e}_s}{dx} = \begin{bmatrix} \frac{d\varepsilon_0}{dx} \\ \frac{d\phi_y}{dx} \\ \frac{d\gamma_m}{dx} \end{bmatrix} = \mathbf{K}_s^{-1} \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{dM_y}{dx} = V \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.2.14)$$

เกรเดียนต์หน่วยแรงตึงฉกปกติ $\partial \sigma_x / \partial x$ ในสมการ (2.2.5) จะได้รับโดยตรงโดยการแทนผลลัพธ์ก่อนหน้านี้ในสมการ (2.2.12) และสมการ (2.2.14) นั่นคือ

$$\tau_{xz} = -\frac{1}{b(z)} \int_{-c}^z \hat{\mathbf{D}}_t \cdot \mathbf{B}(z) \cdot \mathbf{K}_s^{-1} \cdot \begin{bmatrix} 0 \\ V \\ 0 \end{bmatrix} dz \quad (2.2.15)$$

สูตรนี้คือแบบจำลองการตัดหน้าตัดเฉพาะที่มีประสิทธิภาพ (ต้องการใช้เพียงข้อมูลจุดเดียวของโครงอาคาร) ที่สอดคล้องกับความสมดุระหว่างแถบชั้น ดังนั้นสูตรนี้จะเหมาะสมกว่าการวิเคราะห์หน้าตัดคู่ที่จะทำให้บรรลุผลได้ภายในเอลิเมนต์โครงข้อแข็ง อย่างไรก็ตาม แบบจำลองนี้ใช้สมมติฐานของหน้าตัดระนาบยังคงระนาบของ Navier-Bernoulli แรงภายในของหน้าตัดและความเครียดของหน้าตัดอาจไม่ได้สอดคล้องกับการกระจายที่แท้จริงของหน่วยแรงและความเครียด และแบบจำลองคุณสมบัติวัสดุคอนกรีตได้จากวิธีปรับปรุงสนามแรงอัด

(MCFT) โดยตรง ยังไม่ได้นำมาคิดสำหรับผลกระทบ หน่วยแรงโอบรัดทางข้าง (Confining) ,การขยายตัวไร้เชิงเส้นของคอนกรีต และการดำเนินการแบบจำลองนี้ยังไม่ได้รับการทดสอบในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ ซึ่งเป็นการประกอบโครงสร้างที่ซับซ้อน

แบบจำลองของ Petrangeli และคณะ

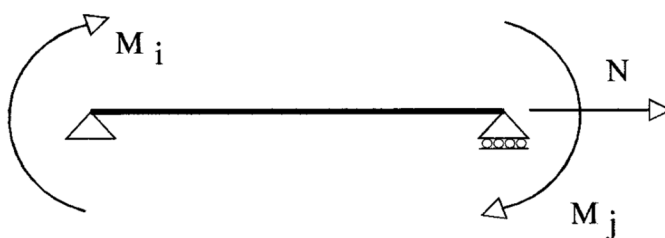
(Petrangeli; et al. 1999) ได้พัฒนาเอลิเมนต์แถบชั้นบนพื้นฐานของระเบียบวิธีเฟลกซิบิลิตีในการจำลองพฤติกรรมแรงเฉือนและปฏิสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์ดัดและแรงตามแนวแกนในองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก เอลิเมนต์เป็นคาน 2 มิติ ด้วยสองจุดต่อ และสามองศาอิสระต่อหนึ่งจุดต่อ

$$u(x) = [u(x) \quad v(x) \quad \theta_z(x)] \quad (2.2.16)$$

เวกเตอร์ การเสียรูปของหน้าตัด และแรงในหน้าตัดดังต่อไปนี้

$$q(\xi) = [\varepsilon_0 \quad \chi \quad \gamma], \quad p(\xi) = [N \quad M \quad V] \quad (2.2.17)$$

เมื่อ ξ พิกัดแบบวงนัยทั่วไปและ p คือแรงที่จุดต่อขึ้นส่วนคานที่มีความสัมพันธ์กับแรงพื้นฐานที่จุดต่อ N_j, M_j, M_i ตามภาพประกอบ 24 และระนาบหน้าตัดยังคงเป็นระนาบที่ได้มาโดยทฤษฎีคาน Timoshenko เพื่อกำหนดความเครียดตามยาว ε_{xx} และให้ความเครียดเฉือนคงที่ตามความลึกของหน้าตัด ผู้เขียนยังได้แนะนำในการกระจายพาราโบลาได้รับผลเป็นที่ยอมรับอย่างเท่าเทียมกันในทั้งสองกรณี



ภาพประกอบ 24 แรงที่จุดต่อของเอลิเมนต์

ที่มา: Petrangeli M.; Pinto PE.; Ciampi V. (1999). Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures. I: theory. pp 999.

การกำหนดความเครียดในทิศทางตามขวาง ε_{yy} โดยใช้ความสมมูลในทิศทาง y ระหว่างคอนกรีตและเหล็กเสริมในการทำขั้นต้นลักษณะนี้ทั้งหมดเพื่อกำหนดเวกเตอร์ความเครียด $\{\varepsilon_{xx} \ \varepsilon_{yy} \ \varepsilon_{xy}\}$ ที่เหมาะสมแต่ละแถบชั้น เมื่อทราบเวกเตอร์การเสียรูปใช้กฎคุณสมบัติของวัสดุแบบสองแนวแกนเพื่อกำหนดเวกเตอร์แรงในหน้าตัด จากการรวมกันของความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุแต่ละแถบชั้นโดยใช้ความสมมูลในการย่อส่วนเมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุ $[2 \times 2]$

$$\begin{bmatrix} d\sigma_{xx}^i \\ d\sigma_{xy}^i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_a^i & K_{as}^i \\ K_{sa}^i & K_s^i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_{xx}^i \\ d\varepsilon_{xy}^i \end{bmatrix} \quad (2.2.18)$$

ค่าสัมประสิทธิ์ความแข็งแกร่งได้จากการคำนวณดังนี้

$$K_a^i = (D_{11}^i - D_{21}^i \cdot D_{12}^i \cdot \alpha^i) , \quad K_s^i = (D_{33}^i - D_{23}^i \cdot D_{32}^i \cdot \alpha^i) \quad (2.2.19a)$$

$$K_{as}^i = (D_{13}^i - D_{23}^i \cdot D_{12}^i \cdot \alpha^i) , \quad K_{sa}^i = (D_{31}^i - D_{32}^i \cdot D_{21}^i \cdot \alpha^i) \quad (2.2.19b)$$

α^i คือเปอร์เซ็นต์ของเหล็กเสริมตามขวาง D_{mm}^i เป็นค่าสัมประสิทธิ์ของเมทริกซ์วัสดุของแถบชั้นที่ i

ขณะที่ความสัมพันธ์คุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุสำหรับคอนกรีต ผู้เขียนเลือกแบบจำลองการปรับปรุงระนาบไมโคร (Modified microplane model) ที่เชื่อมโยงเข้าด้วยกันและแบบจำลองมุมหมุนแกนเดียวเทียบเท่า ซึ่งแบบจำลองนี้ส่วนประกอบตั้งฉากปกติของระนาบไมโครเท่านั้นที่ได้รับการตรวจสอบ ความเครียดแบ่งออกเป็น "อ่อนแอ (Weak)" และ "แข็งแกร่ง (Strong)" ซึ่งเป็นส่วนประกอบไปตามแนวความเครียดหลัก ดังนั้นหน่วยแรงในวัสดุที่พบสำหรับทั้งสองส่วนประกอบโดยใช้พฤติกรรมคุณสมบัติของวัสดุ ระนาบไมโคร

$$s_k^w = s(e_k^w) ; \quad s_k^s = C_k^s \cdot e_k^w \quad (2.2.20)$$

สำหรับแต่ละระนาบไมโคร k สำหรับส่วนประกอบระนาบไมโคร อ่อนแอ (Weak) แบบจำลองคุณสมบัติของวัสดุบนพื้นฐานของ (Mander; et al. 1988) ในขณะที่ส่วนประกอบ แข็งแกร่ง (Strong) จะใช้สมมติฐานยืดหยุ่นเชิงเส้น หน่วยแรงและความเครียดคำนวณดังต่อไปนี้

$$\varepsilon_k = e_k^w + e_k^s ; \quad \sigma_k = s_k^w + s_k^s \quad (2.2.21)$$

เวกเตอร์หน่วยแรง $\sigma = \{\sigma_{xx} \ \sigma_{yy} \ \tau_{xy}\}^T$ ได้โดยหลักการของงานเสมือน (Virtual work principle) ในขณะที่เมทริกซ์วัสดุ D สามารถได้รับโดยใช้รูปแบบการเพิ่มขึ้นของความสัมพันธ์คุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุ ทั้ง σ และ D ประเมินเชิงตัวเลขโดยการตรวจสอบจำนวนที่เหมาะสมของ ระนาบไมโคร (โดยทั่วไปใช้แปด)

ความสัมพันธ์ หน่วยแรง - ความเครียด ของเหล็กเสริม อธิบายโดย (Menegotto; & Pinto. 1973)

แนวคิดพื้นฐานของแบบจำลองระบบไมโครนี้อยู่บนพื้นฐานที่รองรับแรงอัดและรองรับแรงดึงก่อให้เกิดกฎคุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุแบบสองแกน ระเบียบวิธีแบบสองแกนนี้นำไปสู่ของสูตรแบบจำลองขั้นสูงสามารถที่จะอธิบายในลักษณะที่ถูกต้องมากขึ้นในพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยปราศจากการทับซ้อนของแบบจำลองที่แตกต่างกัน

ในอีกกรณีหนึ่งเป็นเรื่องยากที่จะได้รับอิทธิพลการมีส่วนร่วมในการต้านทานแรงเฉือนที่แตกต่างกัน อันที่จริงผู้เขียนรายงานข้อบกพร่องในการแนะนำของผลกระทบการเปลี่ยนตำแหน่งสัมพัทธ์ของพื้นผิวคอนกรีตข้ามรอยแตกขนาดใหญ่ นอกจากนี้แบบจำลองนี้มีแนวโน้มที่จะประเมินค่าต่ำไปในการต้านทานแรงเฉือนในบางพื้นที่ของคานซึ่งกลไกการต้านทานแรงเฉือนที่เป็นตัวแทนด้วย ท่อนรับแรงอัดและท่อนรับแรงดึง รายละเอียดไม่สามารถคาดการณ์ด้วยการกำหนดสูตรนี้ตาม ผู้เขียนที่ได้นำเสนอไว้ และความซับซ้อนในการคำนวณของแบบจำลองจะคล้ายกับแบบจำลองอื่น ๆ ในขณะที่การวิเคราะห์ที่ไม่มีผลกระทบอื่น ดังเช่นหน่วยแรงเฉือนของคอนกรีตที่ถ่ายโอนข้ามหลายๆรอยแตกยังไม่ถูกนำเข้ามาเข้ามาคิดในแถบชั้นนี้

แบบจำลองของ Remino

(Remino.2004) ได้เสนอ สูตรที่นำมาใช้กับแถบชั้น ด้วยทฤษฎีคาน Timoshenko บนพื้นฐานแรง (Force-based) สำหรับเอลิเมนต์ คาน - เสา การกำหนดสูตรบนพื้นฐานแรง โดยใช้ระเบียบวิธีการแก้ปัญหาที่เสนอโดย (E.Spacone.; V. Ciampi.; F.C. Filippou. 1996) เอลิเมนต์ แสดงในภาพประกอบ 2.2.7 มีสองโหนดและสององศาอิสระต่อโหนด

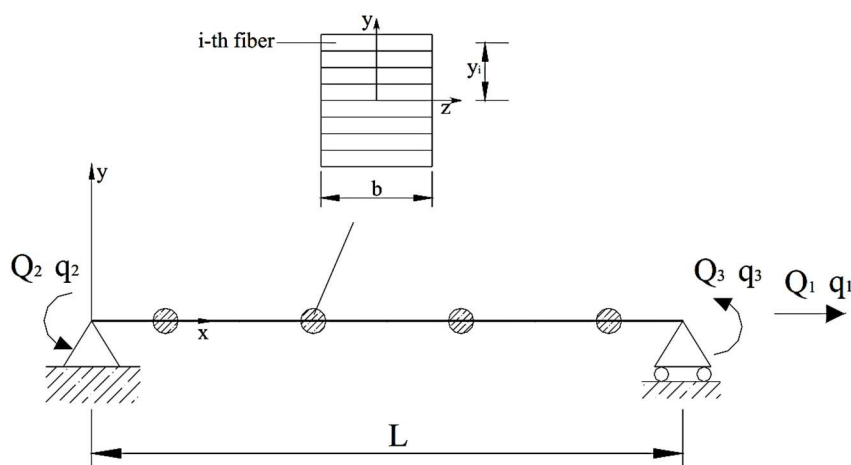
$$\mathbf{u}(x) = [u(x) \quad \theta_z(x)] \quad (2.2.22)$$

จากแรงโหนดพื้นฐาน $\mathbf{Q}$ เวกเตอร์แรงในหน้าตัด $\mathbf{D}(x)$ คำนวณได้ดังนี้

$$\mathbf{D}(x) = \mathbf{N}^{st}(x) \cdot \mathbf{Q} \quad (2.2.23)$$

เมื่อ

$$\mathbf{D}(x) = \begin{bmatrix} N \\ M \\ V \end{bmatrix}, \quad \mathbf{N}^{st}(x) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{x}{l} - 1 & \frac{x}{l} \\ 0 & \frac{x}{l} & \frac{1}{l} \end{bmatrix} \quad \text{และ} \quad \mathbf{Q} = \begin{bmatrix} N_j \\ M_j \\ V_j \end{bmatrix} \quad (2.2.24)$$



ภาพประกอบ 25 ชิ้นส่วนคานในระบบพิกัดเฉพาะที่ของชิ้นส่วน, การแบ่งย่อยหน้าตัดที่จุดปริพันธ์

ที่มา: Remino M. (2004). Shear Modelling of Reinforced Concrete Structures. p 118.

เมตริกซ์ความแข็งแกร่งได้รับการประเมินเชิงตัวเลขโดยใช้ระเบียบวิธีผลต่างสี่เหลี่ยม ส่วนประกอบแถวและหลัก $m-n$ ของเมตริกซ์ความแข็งแกร่งของหน้าตัดคำนวณโดยใช้นิพจน์ต่อไปนี้:

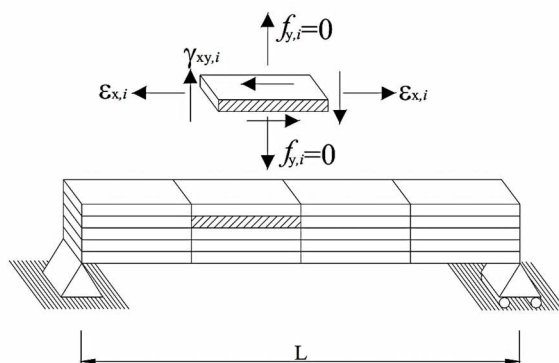
$$k_{mn} = \frac{D_m \cdot (d + \delta d_n) - D_m \cdot d}{\delta d_n} \quad (2.2.25)$$

เมื่อ D_m คือ เวกเตอร์แรงในหน้าตัดของเอลิเมนต์แถวที่ m , d คือ เวกเตอร์การเสีรูปของหน้าตัดและ δd_n คือเวกเตอร์ศูนย์กลางเว้นหลักที่ n เท่ากับ

$$\delta d_n = \text{sign}(\Delta d_{n, \text{previous}}) \cdot \sqrt{\varepsilon_{\text{tolerance}}} \quad (2.2.26)$$

เมื่อ $\Delta d_{n, \text{previous}}$ คือการแปรผันของการเสีรูปหน้าตัดที่ n ในขั้นตอนสุดท้ายของการเข้าสู่ของการวิเคราะห์และ $\varepsilon_{\text{tolerance}}$ ค่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับของโปรแกรม

ความสัมพันธ์คุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุ ได้มาโดย (Rose-Shing.2001) มีความคล้ายคลึงกับ MCFT แต่มีความแตกต่างกันบางส่วนในเทอมของ กฎความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุ, การเกาะเกี่ยวกันของมวลรวมและการเคลื่อนที่รอยแตกร้าว (Crack kinematics) แบบจำลองนี้จะพบว่ามีเหมาะสมโดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับการวิเคราะห์แรงเฉือนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก แต่ต้องการใช้ปริมาณการป้อนข้อมูลตามที่แสดงในภาพประกอบ 26

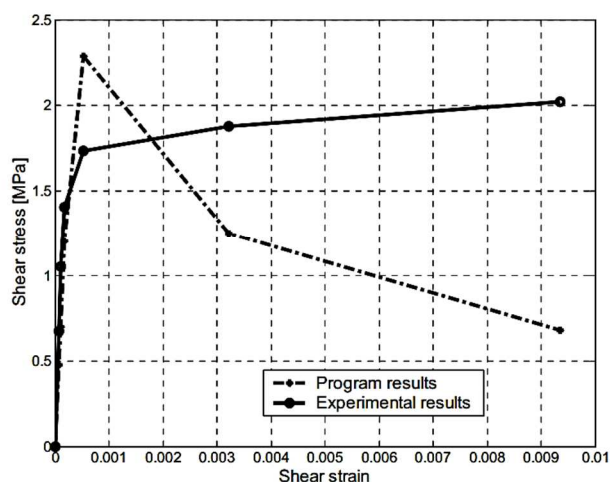


ภาพประกอบ 26 การใส่ข้อมูลสำหรับแบบจำลอง Rose-Shing เมื่อใช้กฎคุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุ

ที่มา: Remino M. (2004). Shear Modelling of Reinforced Concrete Structures. p 128.

ลักษณะหลักของแบบจำลองนี้คือการดำเนินการด้วย "รอยแตกกว้างกระจายตัวเฉลี่ย" ในโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์สำหรับการวิเคราะห์โครงสร้างอย่างสมบูรณ์ สามารถพิจารณาปฏิสัมพันธ์โดยตรงระหว่างแรงหน้าตัดแต่นำเสียดายที่มีความยุ่งยากในเชิงตัวเลขที่พบได้ในการวิเคราะห์พฤติกรรมแถบชั้นคอนกรีตผลลัพธ์เชิงตัวเลขเมื่อเทียบกับข้อมูลการทดลองที่ไม่ค่อยถูกต้องเสมอ ดังตัวอย่างของแผนกอนกรีตเสริมเหล็กตามภาพประกอบ 27

Comparison:



ภาพประกอบ 27 การเปรียบเทียบระหว่างผลลัพธ์ที่ได้จากการทดลองและจากวิธีของ Remino (2004)

ที่มา: Remino M. (2004). Shear Modelling of Reinforced Concrete Structures. p 109.

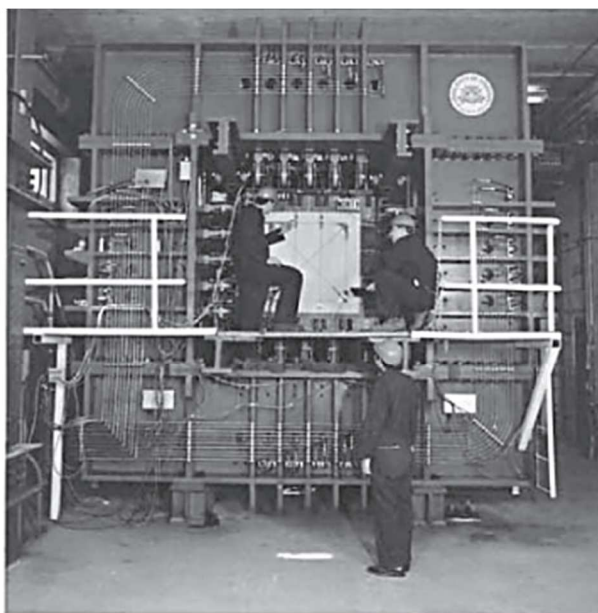
ทฤษฎีเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ

การวิจัยที่ผ่านมาใน เอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ

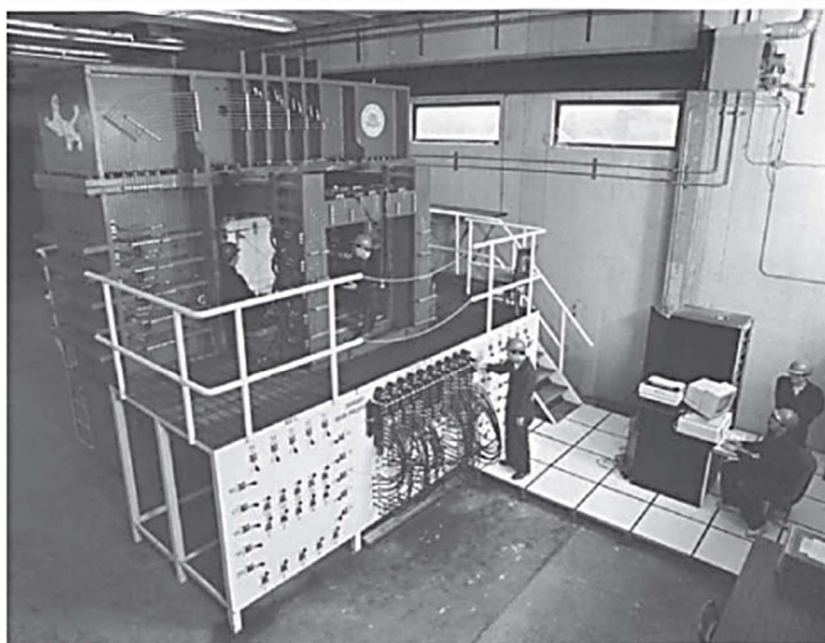
แบบจำลองโครงข้อหมุนได้ถูกนำมาใช้ในการพิจารณาแรงเฉือนโดย (Ritter 1899; Morsch, 1902) และแรงบิดโดย (Rausch, 1929) สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กตั้งแต่ศตวรรษที่ 20 อย่างไรก็ตามการคาดการณ์ที่อยู่บนพื้นฐานแบบจำลองโครงข้อหมุนมักจะประเมินกำลังแรงเฉือนและแรงบิดสูงเกินไปของตัวอย่างทดสอบ การประเมินค่าสูงไปที่อาจเกิน 50% ในกรณีผนังรับแรงเฉือน (Shear walls) และ 30% ในกรณีองค์อาคารรับแรงบิด ความลึกกลับนี้ซึ่งนานและยากที่จะทำความเข้าใจ ที่ได้เกิดขึ้นกับนักวิจัยมานานกว่าครึ่งศตวรรษ แหล่งที่มาของความยากลำบากนี้เป็นที่เข้าใจเป็นครั้งแรกโดย (Robinson; & Demorieux, 1972) พวกเขาตระหนักว่าเอลิเมนต์เมมเบรนคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้หน่วยแรงเฉือน ในความเป็นจริงจะอยู่ภายใต้หน่วยแรงสองแกน (biaxial stresses) (แรงอัดหลักและแรงดึงหลัก) จากการสังเกตเห็นว่าแรงเฉือนเป็นปัญหาสองมิติ ที่พวกเขาค้นพบว่ากำลังรับแรงอัดในทิศทางของแรงอัดหลักจะลดลงด้วยการแตกร้าวเนื่องจากแรงดึงหลักในทิศทางที่ตั้งฉาก การประยุกต์ใช้ผลกระทบการอ่อนตัวของค้ำยันคอนกรีต (Concrete struts) ไปยังเอวคาน ของการทดสอบแปดคานหน้าตัดรูปตัว I พวกเขาสามารถที่จะอธิบายถึงความสมดุลของหน่วยแรงในเอวคานตามแบบจำลองโครงข้อหมุน เห็นได้ชัดว่าความผิดพลาดในการประยุกต์ใช้ทฤษฎีแบบจำลองโครงข้อหมุนก่อนปี 1972 คือการใช้ความสัมพันธ์หน่วยแรงอัด-ความเคียวอัด ของคอนกรีตที่ได้จากการทดสอบแกนเดียวของทรงกระบอกมาตรฐานโดยไม่คำนึงถึงผลกระทบการอ่อนตัวสองมิตินี้

การทดสอบของ (Robinson; & Demorieux, 1972) นำเสียดายที่ไม่สามารถกำหนดตัวแปรที่ครอบคลุมค่าสัมประสิทธิ์การอ่อนตัวเนื่องจากปัญหาทางเทคนิคในการทดสอบแบบสองแกนของเอลิเมนต์ 2 มิติ การหาเชิงปริมาณของปรากฏการณ์การอ่อนตัวจึงต้องรอจนกระทั่งทศวรรษ สิ่งอำนวยความสะดวกการทดสอบ 'แท่นอุปกรณ์ทดสอบแรงเฉือน' ถูกสร้างเป็นครั้งแรกโดย (Vecchio, F.J.; & Collins, M.P.1981) ที่มหาวิทยาลัยโตรอนโต (University of Toronto) จากการทดสอบของพวกเขาจาก 19 แผง แผงทดสอบมีขนาดสี่เหลี่ยมจัตุรัส 0.89 เมตรและหนา 70 มม. พวกเขาได้เสนอค่าสัมประสิทธิ์การอ่อนตัวที่เป็นฟังก์ชันของความเคียวดึงหลัก

ค่าสัมประสิทธิ์การอ่อนตัวได้รับการปรับปรุงอย่างมีนัยสำคัญโดย Hsu และเพื่อนร่วมงานของเขาที่มหาวิทยาลัยฮุสตัน (University of Houston) จากปี 1988-2009 โดยใช้ Universal Panel Tester (UPT) (Hsu, Belarbi; & Pang.1995) สิ่งอำนวยความสะดวกการทดสอบขนาดใหญ่นี้จะแสดงในภาพประกอบ 28 สูง 5 เมตรน้ำหนักเกือบ 40 ตันและความยาวของท่อมากกว่าหนึ่งไมล์ในการส่งแรงดันน้ำมันไปถึงหัวแจ็ค 40 ชุด แต่ละแจ็คมีการผลิตแรงสูง 100 ตัน UPT มีความสามารถในการทดสอบเต็มสำหรับเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ ขนาดสี่เหลี่ยมจัตุรัส 1.4 เมตร (55 นิ้ว) และหนา 178 มิลลิเมตร (7 นิ้ว) จากการทดสอบ 39 ตัวอย่าง



(a) South View



(b) North View

ภาพประกอบ 28 เครื่องทดสอบ Universal Panel Tester (UPT)

ที่มา: Thomas T. C. Hsu; & Y. L. Mo (2010) Unified theory of concrete structures. p 214.

ที่มีขนาดใหญ่ดังกล่าวโดย (Belarbi; & Hsu.1994, 1995) และ (Pang; & Hsu.1995, 1996) ส่งผลให้ค่าสัมประสิทธิ์การอ่อนตัว มีการปรับปรุงได้ดีขึ้นซึ่งเป็นฟังก์ชันของความเครียดตั้งหลัก $\bar{\epsilon}_1$

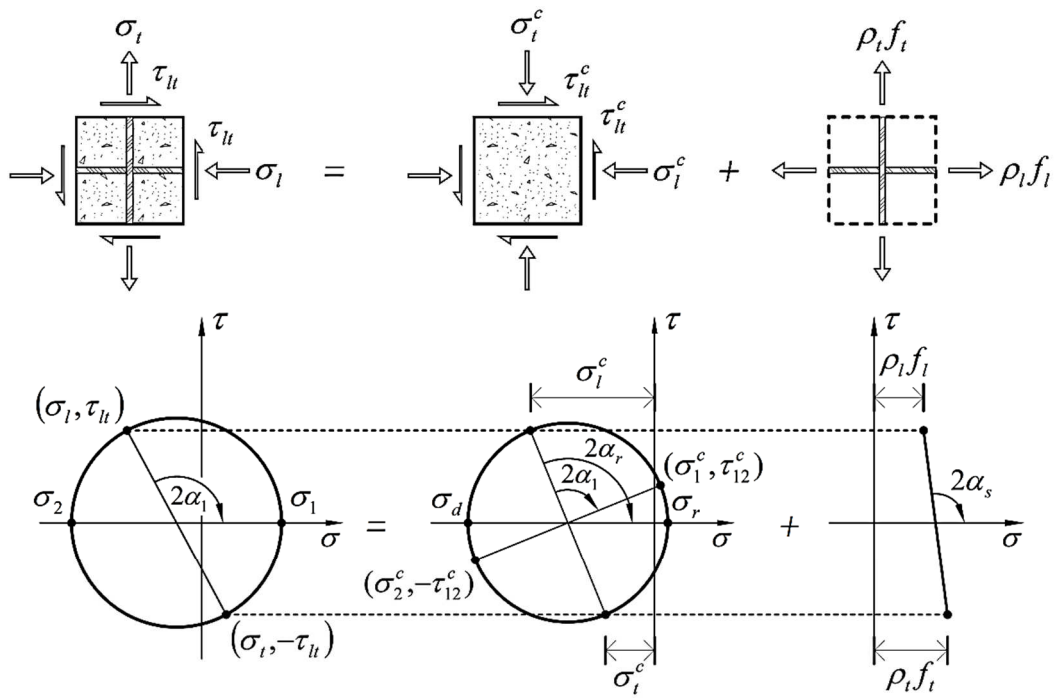
ในปี 1995 ระบบควบคุมเซอร์โวได้รับการติดตั้งบน UPT (Hsu; Zhang; Gomez.1995) เพื่อให้การทดสอบการควบคุมความเครียดสามารถนำมาดำเนินการได้ (Zhang; & Hsu.1998) ใช้อุปกรณ์นี้ทดลองกับเอลิเมนต์ RC 2 มิติ ที่ทำจากคอนกรีตกำลังสูงถึง 100 MPa. พวกเขาพบว่าการทดลองค่าสัมประสิทธิ์การอ่อนตัวไม่เพียงแต่เป็นฟังก์ชันของความเครียดตั้งต้นจาก $\bar{\epsilon}_1$ แต่ยังเป็นฟังก์ชันของกำลังอัดคอนกรีต f'_c ค่าสัมประสิทธิ์การอ่อนตัวได้รับการปรับปรุงแล้วจะเป็นฟังก์ชันของทั้ง $\bar{\epsilon}_1$ และ f'_c

นอกจากนี้ตัวแปร $\bar{\epsilon}_1$ และ f'_c , (Chintrakarn.2001) และ (Wang.2006) แสดงให้เห็นว่าค่าสัมประสิทธิ์การการอ่อนตัวยังเป็นฟังก์ชันของมุมเบี่ยงเบน β เมื่อทฤษฎีแรงเฉือนมุมคงที่ถูกนำมาใช้ (รวมถึง SMM). ฟังก์ชันใหม่ $f(\beta)$ จัดตั้งขึ้นที่จะเกี่ยวข้องกับการอ่อนตัวของค้ำยันคอนกรีตกับมุมเบี่ยงเบน (β) ซึ่งขึ้นอยู่กับอัตราส่วนของเหล็กตามยาวต่อเหล็กตามขวาง (ρ_l/ρ_t) โดยการปฏิบัติในสัมประสิทธิ์การอ่อนตัวเป็นฟังก์ชันของทั้งสามตัวแปร ($\bar{\epsilon}_1$, f'_c และ β) ทฤษฎีแรงเฉือนมุมคงที่ (รวมถึง SMM) จะกลายเป็นวิธีที่มีประสิทธิภาพมากสามารถใช้งานได้กับเอลิเมนต์ 2 มิติใดๆ กับอัตราส่วน (ρ_l/ρ_t) ใดๆ จากหนึ่ง ไปถึง ไม่มีที่สิ้นสุด และกำลังของคอนกรีตใดๆ ได้ถึง 100 MPa

การใช้คุณสมบัติการควบคุมความเครียดของ UPT, (Zhu; & Hsu.2002) ได้วัดเชิงปริมาณสำหรับผลกระทบ Poisson ของเอลิเมนต์ RC 2 มิติ และลักษณะคุณสมบัตินี้โดยสองอัตราส่วน Hsu/Zhu โดยคำนึงถึงผลกระทบที่เกิดจาก Poisson, (Hsu; & Zhu.2002) ได้พัฒนาแบบจำลองเมมเบรนอ่อนตัว (SMM). SMM สามารถทำนายการตอบสนองแรงกระทำต่อเนื่องทางเดียว (Monotonic response) ทั้งหมดของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ รวมทั้งช่วงจากน้อยไปมากและช่วงจากมากไปน้อย เช่นเดียวกับการตอบสนองทั้งก่อนการแตกร้าวและหลังการแตกร้าว

สมการความสมดุลของหน่วยแรงสำหรับทฤษฎีมุมคงที่

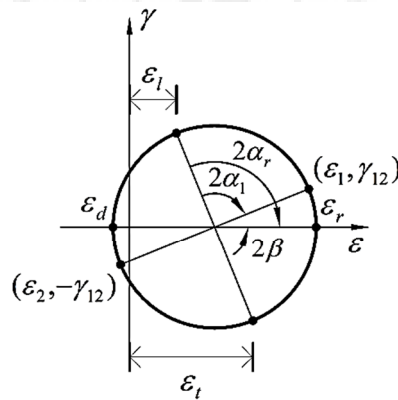
สามสมการความสมดุลหน่วยแรงสำหรับทฤษฎีมุมคงที่ ได้รับการก่อตั้งขึ้นบนพื้นฐานของพิกัดหลัก 1–2 ของหน่วยแรงที่ใช้บนเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งหน่วยแรงเฉือน $\tau_{12} = 0$ อย่างไรก็ตามหน่วยแรงเฉือนคอนกรีต τ_{12}^c ไม่เท่ากับศูนย์ เทอม τ_{12}^c เหล่านี้เป็นแหล่งที่มาของ 'ส่วนที่รับโดยคอนกรีต' (V_c) ดังต่อไปนี้ และสามารถแสดงโดย วงกลมของโมห์ ในภาพประกอบ 29 (a),(b) และ (c)



(a) Applied shear stress
on RC element

(b) Smeared stresses in
concrete element

(c) Smeared stresses in
steel grid element



(b) Smeared strains in

ภาพประกอบ 29 วงกลมของโมห์สำหรับ หน่วยแรงและความเครียด กระจายตัวเฉลี่ย ใน 2 มิติ

$$\sigma_l = \sigma_1^c \cos^2 \alpha_1 + \sigma_2^c \sin^2 \alpha_1 - \tau_{12}^c 2 \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 + \rho_l f_l \quad (2.3.1)$$

$$\sigma_t = \sigma_1^c \sin^2 \alpha_1 + \sigma_2^c \cos^2 \alpha_1 + \tau_{12}^c 2 \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 + \rho_t f_t \quad (2.3.2)$$

$$\tau_{lt} = (\sigma_1^c - \sigma_2^c) \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 + \tau_{12}^c (\cos^2 \alpha_1 - \sin^2 \alpha_1) \quad (2.3.3)$$

สมการความสอดคล้องของความเครียด

สามสมการความสอดคล้องของความเครียดสำหรับทฤษฎีมุมคงที่จะมีเทอมของความเครียดเฉือน γ_{12} บรรจุอยู่ ดังต่อไปนี้ สามารถแสดงโดย วงกลมของโมห์ ในภาพประกอบ 29 (d)

$$\varepsilon_l = \varepsilon_1 \cos^2 \alpha_1 + \varepsilon_2 \sin^2 \alpha_1 - \frac{\gamma_{12}}{2} 2 \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 \quad (2.3.4)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_1 \sin^2 \alpha_1 + \varepsilon_2 \cos^2 \alpha_1 + \frac{\gamma_{12}}{2} 2 \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 \quad (2.3.5)$$

$$\frac{\gamma_{lt}}{2} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 + \frac{\gamma_{12}}{2} (\cos^2 \alpha_1 - \sin^2 \alpha_1) \quad (2.3.6)$$

ในแบบจำลองมุมคงที่มีความจำเป็นจะต้องมีความสัมพันธ์ คุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุที่สัมพันธ์กันระหว่าง γ_{12} ในสมการความสอดคล้องของความเครียดไปยัง τ_{12}^c ในสมการความสมดุล

ผลกระทบ Poisson ในคอนกรีตเสริมเหล็ก

คอนกรีตในแรงอัดแสดงถึงการขยายตัวด้านข้างมีคุณลักษณะโดยอัตราส่วนปัวซอง (Poisson) มีความก้าวหน้าเพิ่มมากขึ้น. ที่หน่วยแรงอัดใกล้เคียงกับการวิบัติอัตราส่วนปัวซองสามารถเกิน 0.5 (นั่นคือปริมาตรเพิ่มขึ้น) แบบจำลองพฤติกรรมดังกล่าวมีผู้เสนอดังนี้

แบบจำลองอัตราส่วนปัวซองของ (Zhu; & Hsu 2002) อัตราส่วน ν_{12} และ ν_{21} เป็นที่รู้จักกันดีว่าเป็นอัตราส่วนปัวซอง (Poisson) สำหรับวัสดุต่อเนื่องไอโซโทรปิก (Isotropic) และมีค่าแตกต่างกันไปจาก 0 ถึง 0.5 ในหนึ่งหน่วยลูกบาศก์ไอโซโทรปิกเชิงเส้น ภายใต้หน่วยแรงอัดสามแนวแกน (Triaxial) ปริมาตรจะขยายถ้าอัตราส่วนปัวซองมีขนาดใหญ่กว่า 0.5 (Boresi.; et al. 1993) สำหรับคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้แตกร้าว, อย่างไรก็ตาม จะถือว่าเป็นวัสดุต่อเนื่องออร์โทโทรปิก (Orthotropic) ดังนั้นพฤติกรรมกระจายตัวเฉลี่ย (หรือเฉลี่ย) ของวัสดุประกอบ (Composite) ที่การแตกร้าวนี้สามารถประเมินได้โดยกลศาสตร์ความต่อเนื่อง ในกรณีนี้ ν_{12} และ ν_{21} เป็นอัตราส่วน Hsu/Zhu และ ν_{12} ได้รับอนุญาตให้เกิน 0.5 เนื่องจากรอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ย

เอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติภายใต้แรงเฉือนมีพฤติกรรมต่างกันอย่างมากสำหรับก่อนและหลังการแตกร้าว ผลกระทบปัวซอง ก่อนการแตกร้าวเป็นคุณลักษณะโดยอัตราส่วนของปัวซองที่ทราบกันดี แต่หลังจากการแตกร้าวเป็นคุณลักษณะสอง อัตราส่วน Hsu/Zhu (Zhu; & Hsu.2002) ได้ทำการทดสอบสิบสองแผงคอนกรีตเสริมเหล็กดังแสดงในภาพประกอบ 28 (a) ในการสร้างสูตรสำหรับอัตราส่วน Hsu/Zhu ν_{12} และ ν_{21} ในระบบพิกัด 1–2 แผงถูกจัดให้อยู่ภายใต้หน่วยแรงดึงในแนวนอน σ_1 และหน่วยแรงอัดในแนวตั้ง σ_2 ในลักษณะที่ได้สัดส่วนกัน สัดส่วนน้ำหนักบรรทุกทุกจำลองด้วยขนาดเล็กเพิ่มขึ้นทีละขั้นตอนเพื่อให้ได้อัตราส่วน Hsu/Zhu , ν_{12} และ ν_{21} , จะวัดได้ในแต่ละขั้นตอนน้ำหนักบรรทุก ขั้นตอนการควบคุมน้ำหนักบรรทุกถูกใช้ใน

การให้หน่วยแรงภายนอก σ_1 และ σ_2 ก่อนเหล็กคราก ในขณะที่ขั้นตอนการควบคุมความเครียดถูกนำมาใช้ หลังจากการครากของเหล็ก และผลการทดสอบมาลงจุดแสดงตามภาพประกอบ 30

บนพื้นฐานของข้อมูลการทดสอบแสดงในภาพประกอบ 30 (a), สมการต่อไปนี้เป็นข้อเสนอแนะสำหรับอัตราส่วน Hsu/Zhu v_{12}

$$v_{12} = 0.2 + 850\varepsilon_{sf} \quad \varepsilon_{sf} \leq \varepsilon_y \quad (2.3.7)$$

$$v_{12} = 1.9 \quad \varepsilon_{sf} > \varepsilon_y \quad (2.3.8)$$

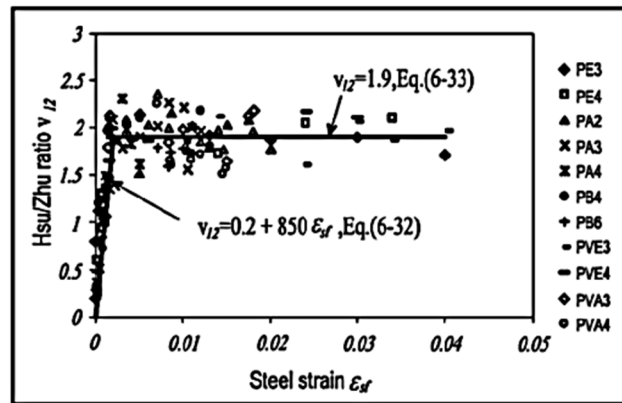
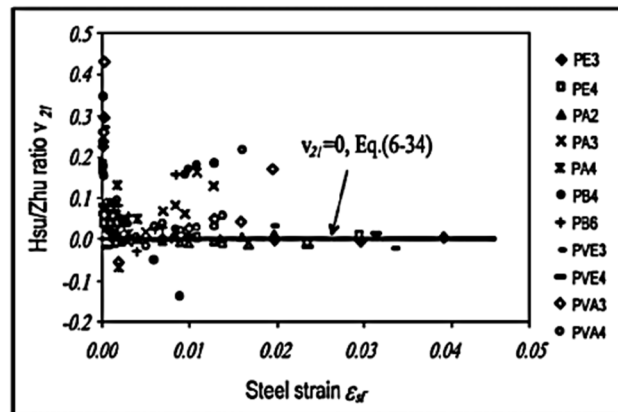
ภาพประกอบ 2.3.3 (a) แสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าอัตราส่วน Hsu/Zhu v_{12} อยู่ในช่วงที่ต้องของ 0 - 0.5 สำหรับอัตราส่วนบัวของของวัสดุต่อเนื่อง

ข้อมูลที่วัดได้สำหรับอัตราส่วน Hsu/Zhu v_{21} นำมาลงจุดในภาพประกอบ 30 (b) สามารถเห็นได้ว่า v_{21} ประมาณ 0.2-0.25 ก่อนที่การแตกร้าจะเกิดขึ้นในแผนการทดสอบ หลังจากการแตกร้า อย่างไรก็ดี v_{21} ลดอย่างรวดเร็วประมาณ 0.05 แล้วค่อยๆเข้ามาใกล้ศูนย์ที่การคราก ที่อยู่ใกล้ขั้นตอนการคราก, v_{21} เป็นลบจะเริ่มต้นที่จะเกิดขึ้น เป็นที่น่าสนใจที่จะทราบว่าค่าลบและบวกของ v_{21} เกิดขึ้นอีกทางหนึ่งในบางตัวอย่าง สำหรับความเรียบง่ายในรูปแบบการวิเคราะห์, v_{21} จะถือว่าเป็นศูนย์สำหรับช่วงหลังการแตกร้าทั้งหมดเป็น

$$v_{21} = 0 \quad (2.3.9)$$

เป็นที่น่าสนใจที่จะทราบว่าสิบสองเอลิเมนต์ คอนกรีตเสริมเหล็ก 2 มิติ (แผน) ได้รับการทดสอบที่จะสร้างสองอัตราส่วน Hsu/Zhu แผนเหล่านี้ยังประกอบด้วยสี่ตัวแปร: ร้อยละของเหล็ก ($\rho = 0.77 - 3.04\%$) ทิศทางเหล็กเส้น ($\alpha_1 = 0^\circ$ และ 45°) อัตราส่วนของเปอร์เซ็นต์เหล็กทิศทางตามขวางต่อทิศทางตามยาว ($\eta = 0.24 - 1.0$) และกำลังของคอนกรีต (50 และ 90 MPa) ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าอัตราส่วน Hsu/Zhu ไม่ได้เป็นฟังก์ชันใดๆ ของสี่ตัวแปรเหล่านี้

แบบจำลองอัตราส่วนบัวของของ Kupfer; et al. (1969). อัตราส่วนบัวของ v_{ij} นี้หมายถึงการขยายตัวของคอนกรีตในทิศทางหลัก i ภายใต้ความเครียดอัดเนื่องจากหน่วยแรงในทิศทางหลัก j เนื่องจากการแตกร้าภายในขนาดเล็ก (microcracking) v_{ij} เพิ่มขึ้นจากการกระทำของหน่วยแรงอัดที่เพิ่มขึ้นซึ่งนำไปสู่คอนกรีตขยายตัว เมื่อถูกการโอบรัดทางข้างโดยเหล็กเสริมตามขวางหรือเหล็กเสริมออกจากระนาบการขยายตัวด้านข้างส่งผลให้เกิดในหน่วยแรงโอบรัดทางข้าง สามารถพิจารณาช่วยเพิ่มกำลังและความเหนียวของคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงอัด สำหรับการขยายตัวทางข้างถูกนำมาใช้จาก (Kupfer HB.; Hildorf HK.; Rusch H. 1969) ดังต่อไปนี้:

(a) Hsu/Zhu ratio v_{12} (b) Hsu/Zhu ratio v_{21}

ภาพประกอบ 30 อัตราส่วน Hsu/Zhu v_{12} และ v_{21} ที่ได้จากการทดลอง

ที่มา: Thomas T. C. Hsu; & Y. L. Mo (2010). Unified theory of concrete structures. p 222.

อัตราส่วนปัวซองภายใต้แรงอัด

$$v_{ij} = v_0 \quad \text{if} \quad -0.5 \times \varepsilon_p < \varepsilon_{cj} < 0 \quad (2.3.9)$$

$$v_{ij} = v_0 \cdot \left[1 + 1.5 \cdot \left(\frac{-2 \cdot \varepsilon_{cj}}{\varepsilon_p} - 1 \right)^2 \right] \leq 0.5 \quad \text{if} \quad \varepsilon_{cj} < -0.5 \times \varepsilon_p \quad (2.3.9)$$

ในการคำนวณซึ่งเป็นขีดจำกัดบนของ 0.5 ได้รับการสนับสนุนขึ้นด้วยเหตุผลเสถียรภาพเชิงตัวเลข

อัตราส่วนบัวของภายใต้แรงดึง

$$v_{12} = v_{21} = v_0 \quad \text{if} \quad 0 < \varepsilon_{c1} < \varepsilon_{cr} \quad (2.3.9)$$

$$v_{12} = v_{21} = v_0 \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{c1}}{2 \cdot \varepsilon_{cr}}\right) \geq 0 \quad \text{if} \quad \varepsilon_{cr} < \varepsilon_{c1} \quad (2.3.9)$$

ทฤษฎีความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุ

การแก้ปัญหาของทั้งสามสมการความสมดุลหน่วยแรงและสามสมการความสอดคล้องของความเครียด ต้องใช้สองเมทริกซ์ที่เป็นคุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุหนึ่งสำหรับคอนกรีตและอีกหนึ่งสำหรับเหล็ก โดยสมมติว่า คอนกรีตเสริมเหล็กเป็น วัสดุออร์ทอทรอปิกต่อเนื่อง (continuous orthotropic material) เมทริกซ์คุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุคอนกรีตคือ

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1^c \\ \sigma_2^c \\ \tau_{12}^c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1^c & v_{12}E_1^c & 0 \\ v_{21}E_2^c & E_2^c & 0 \\ 0 & 0 & G_{12}^c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \frac{\gamma_{12}}{2} \end{Bmatrix} \quad (2.3.10)$$

เมทริกซ์ 3×3 ในสมการ (2.3.10) มีสามองค์ประกอบในแนวทแยง E_1^c , E_2^c และ G_{12}^c องค์ประกอบ E_1^c เป็นโมดูลัสไรงีงเส้นที่เป็นตัวแทนของ เส้นกราฟหน่วยแรงดึง-ความเครียดดึง ของคอนกรีต (เส้นกราฟ $\sigma_1^c - \varepsilon_1$); โมดูลัส E_2^c เป็นตัวแทนของ เส้นกราฟหน่วยแรงอัด-ความเครียดอัด ของคอนกรีต (เส้นกราฟ $\sigma_2^c - \varepsilon_2$); และ G_{12}^c คือ เส้นกราฟหน่วยแรงเฉือน-ความเครียดเฉือน ของคอนกรีต (เส้นกราฟ $\tau_{12}^c - \gamma_{12}/2$)

สององค์ประกอบแนวทแยงแรก E_1^c และ E_2^c ในเมทริกซ์เป็นตัวแทนของเส้นกราฟที่ได้จากการทดลอง, และองค์ประกอบแนวทแยงที่สาม G_{12}^c เป็นโมดูลัสเฉือนในพิกัด 1-2 ในอดีตที่ผ่านมา G_{12}^c ที่คิดว่า คุณสมบัติวัสดุอิสระซึ่งจะต้องได้รับการจัดตั้งขึ้นจากการทดลอง ส่งผลให้หวั่นพิงจากการทดลองของ G_{12}^c มักจะมีความซับซ้อนมากและทำให้วิธีการวิเคราะห์นั้นยากมากที่จะนำไปใช้ ข้อดีอย่างหนึ่งของการใช้แนวคิดรอยแตกกระจายตัวเฉลี่ย คือ คอนกรีตที่ได้แตกร้าวสามารถถือว่าเป็นวัสดุต่อเนื่อง ซึ่งต้องใช้เพียงสองโมดูลัสอิสระแทนที่จะเป็นสาม แหล่งที่มาเชิงทฤษฎีของ G_{12}^c เป็นฟังก์ชันของทั้งสองโมดูลัสอิสระ E_1^c และ E_2^c จะได้รับในหัวข้อ 2.3.5.3

สององค์ประกอบ $v_{12}E_1^c$ และ $v_{21}E_2^c$ ในสมการ (2.3.10) เป็นตัวแทนของผลกระทบบัวของ คือ ผลกระทบร่วมกันของความเครียดตั้งฉากในพิกัด 1-2 สัญลักษณ์ v_{12} เป็นอัตราส่วนของ ผลลัพธ์ของการ

เพิ่มขึ้นของความเครียดในทิศทาง 1 ต่อแหล่งที่มาความเครียดที่เพิ่มขึ้นในทิศทาง 2 และสัญลักษณ์ v_{21} เป็นอัตราส่วนของผลลัพธ์ของการเพิ่มขึ้นของความเครียดในทิศทาง 2 ต่อแหล่งที่มาความเครียดที่เพิ่มขึ้นในทิศทาง 1

เมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุเหล็กเส้นกล้าละมุนคือ

$$\begin{Bmatrix} \rho_l f_l \\ \rho_t f_t \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \rho_l E_l^s & 0 & 0 \\ 0 & \rho_t E_t^s & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_l \\ \varepsilon_t \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.3.11)$$

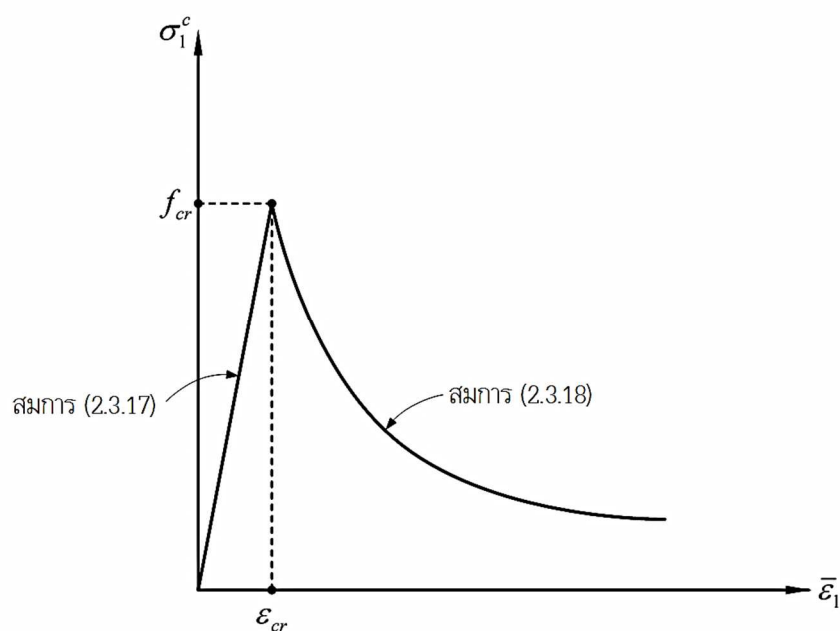
สององค์ประกอบแนวทแยง $\rho_l E_l^s$ และ $\rho_t E_t^s$ คือโมดูลัสสำหรับเหล็กเส้นในทิศทาง l และ t ตามลำดับ ρ_l และ ρ_t คืออัตราส่วนเหล็ก E_l^s และ E_t^s เป็นตัวแทนเส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด กระจายตัวเฉลี่ย ของเส้นเหล็กกล้าละมุนที่ฝังอยู่ในคอนกรีต (เส้นกราฟ $f_l - \varepsilon_l$ หรือเส้นกราฟ $f_t - \varepsilon_t$)

เส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด ของคอนกรีตและเหล็กในสมการ (2.3.10) และ (2.3.11) จะต้อง 'กระจายตัวเฉลี่ย (Smeared)' หรือ 'เฉลี่ย (Averaged)' เพราะสมการความสมดุลหน่วยแรง (2.3.1) - (2.3.3) และสมการความสอดคล้องของความเครียด (2.3.4) - (2.3.6) จะได้มาสำหรับวัสดุต่อเนื่อง (Continuous materials) เส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด กระจายตัวเฉลี่ยของคอนกรีตจะอธิบายไว้ในหัวข้อ 2.3.5.1 - 2.3.5.2 เส้นกราฟ หน่วยแรง-ความเครียด กระจายตัวเฉลี่ยของเหล็กเส้นกล้าละมุน จะอธิบายไว้ในหัวข้อ 2.3.5.4

แบบจำลองความสัมพันธ์ หน่วยแรง - ความเครียด กระจายตัวเฉลี่ยของการอ่อนตัวคอนกรีตในแรงอัด เส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด จากคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานภายใต้แรงอัดแกนเดียวโดยปกติมีนิพจน์ทางคณิตศาสตร์โดยเส้นโค้งพาราโบลา

$$\sigma_2^c = f_c' \left[2 \left(\frac{\bar{\varepsilon}_2}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\bar{\varepsilon}_2}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.3.12)$$

เมื่อ ε_0 เป็นความเครียดที่จุดหน่วยแรงสูงสุด f_c' และเป็นที่ยอมรับว่ามีค่าเป็น 0.002. สมการ (2.3.12) จะแสดงเป็นเส้นโค้งในภาพประกอบ 31 เป็นการระบุว่าเป็นเส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด ไม่อ่อนตัวเพราะการทดสอบแกนเดียวจะดำเนินการโดยไม่มีหน่วยแรงดึงตั้งฉาก เส้นกราฟ หน่วยแรงอัด - ความเครียดอัด ของคอนกรีตในเอลิเมนต์ 2 มิติภายใต้ผลของแรงเฉือนสามลักษณะดังแสดงในภาพประกอบ 31 ประการแรก ที่จุดสูงสุดจะลดลงหรือ 'อ่อนตัว' ในทั้งหน่วยแรงและความเครียด ตำแหน่งของจุดสูงสุดที่ได้เป็นเส้นตรงจากจุดอ่อนตัวสูงสุดไปยังจุดกำเนิด ประการที่สอง เส้นกราฟจากน้อยไปมากก่อนจุดสูงสุดพบว่าเป็นรูปโค้งพาราโบลา



ภาพประกอบ 32 เส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด ในแรงดึงของคอนกรีต

แตกต่างกัน ก่อนการแตกร้าวความสัมพันธ์ หน่วยแรง - ความเครียด เป็นหลักเชิงเส้น หลังจากการแตกร้าว อย่างไรก็ตาม การลดลงอย่างมากของกำลังที่เกิดขึ้นและช่วงจากมากไปน้อยของเส้นกราฟจะกลายเป็นเส้นโค้งว่า ในช่วงจากมากไปน้อย คอนกรีตได้แตกร้าวและแนวคิดของหน่วยแรงดึงคอนกรีต σ_1^c และความเครียดดึงคอนกรีต $\bar{\epsilon}_1$ จะค่อนข้างแตกต่างจากก่อนที่จะเกิดการแตกร้าว σ_1^c ถูกกำหนดให้เป็นหน่วยแรงดึงคอนกรีต กระจายตัวเฉลี่ย (หรือเฉลี่ย) และ $\bar{\epsilon}_1$ ความเครียดดึงคอนกรีต กระจายตัวเฉลี่ย (หรือเฉลี่ย) อยู่บนพื้นฐานของการทดสอบจาก 35 แผลงโดย (Belarbi, A.; & Hsu, T.T.C.1994) และ (Pang, X.B.; & Hsu, T.T.C.1995) ที่นำเสนอการแสดงผลการวิเคราะห์ต่อไปนี้สำหรับ เส้นกราฟ $\sigma_1^c - \bar{\epsilon}_1$

ช่วงจากน้อยไปมาก ($\bar{\epsilon}_1 \leq \epsilon_{cr}$)

$$\sigma_1^c = E_c \bar{\epsilon}_1 \quad (2.3.17)$$

เมื่อ:

E_c = โมดูลัสของความยืดหยุ่นของคอนกรีต

ϵ_{cr} = ความเครียดการแตกร้าวของคอนกรีต

ช่วงจากมากไปน้อย ($\bar{\varepsilon}_1 > \varepsilon_{cr}$)

$$\sigma_1^c = f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\bar{\varepsilon}_1} \right)^{0.4} \quad (2.3.18)$$

เมื่อ

f_{cr} = หน่วยแรงการแตกร้าวของคอนกรีต

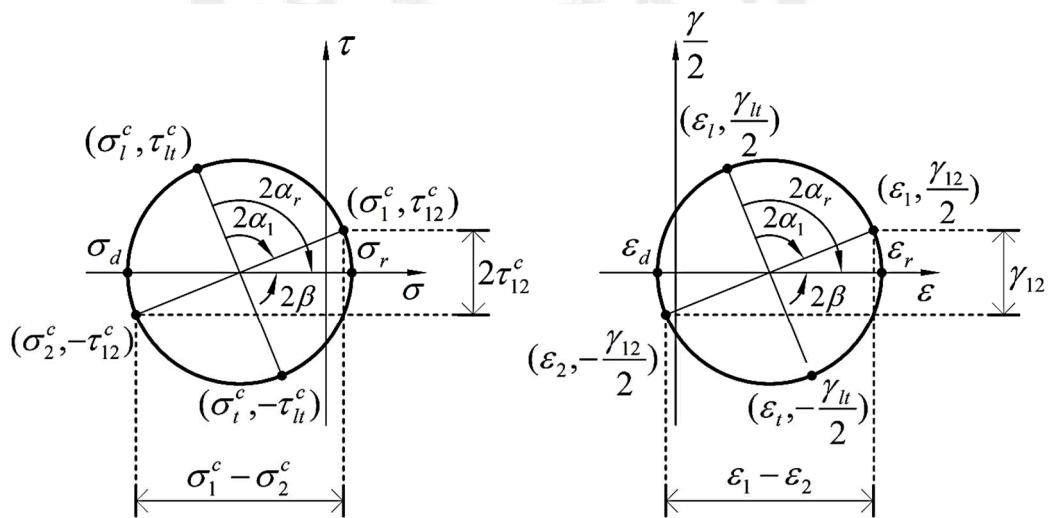
สมการ (2.3.18) ถูกเสนอครั้งแรกโดย (Tamai, S.; et.al.1987) อยู่บนพื้นฐานของ เหล็กเส้นกล้าละมุนที่ฝังอยู่ในคอนกรีต สมการนี้ยังพบว่าสามารถใช้กับเอลิเมนต์ 2 มิติ

แบบจำลองความสัมพันธ์ หน่วยแรง - ความเครียด กระจายตัวเฉลี่ยของคอนกรีตในแรงเฉือน

โมดูลัสเฉือนที่มีเหตุผลและเรียบง่ายได้รับมาทางทฤษฎีโดย (Zhu, R.H.; Hsu, T.T.C.; Lee, J. Y. 2001) สำหรับการวิเคราะห์ หน่วยแรงและความเครียด อยู่บนพื้นฐานของแนวคิด รอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ย อ้างอิงถึงวงกลมโมห์สำหรับหน่วยแรงและความเครียดในภาพประกอบ 33 (a) และ (b) และสมมติว่าทิศทางของหน่วยแรงหลักของคอนกรีตสอดคล้องตรงกันกับความเครียดหลัก สองสมการจะได้รับดังต่อไปนี้

$$\tau_{12}^c = \frac{\sigma_1^c - \sigma_2^c}{2} \tan(2\beta) \quad (2.3.19)$$

$$\gamma_{12} = (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \tan(2\beta) \quad (2.3.20)$$



(a) Mohr stress circle

(b) Mohr strain circle

ภาพประกอบ 33 วงกลมโมห์สำหรับหน่วยแรงและความเครียด

หารสมการ (2.3.19) โดยสมการ (2.3.20) ให้กฎคุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุใหม่ของคอนกรีตในแรงเฉือนเป็น

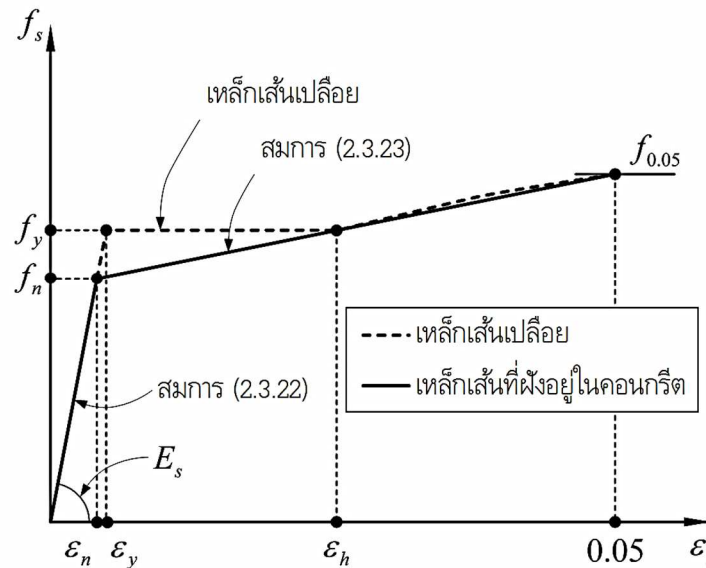
$$G_{12}^c = \frac{\sigma_1^c - \sigma_2^c}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} \quad (2.3.21)$$

แบบจำลองความสัมพันธ์ หน่วยแรง - ความเครียด กระจายตัวเฉลี่ยของเหล็กเส้นล้าละมุนในคอนกรีต เส้นกราฟหน่วยแรง - ความเครียด เฉลี่ย (หรือกระจายตัวเฉลี่ย) ของเหล็กเส้นล้าละมุนที่ฝังอยู่ในคอนกรีตได้จากผลการทดลองของ (Zhu, R.H.; Hsu, T.T.C.; Lee, J. Y.2001), (Hsu TTC.1993) และ (Belarbi, A.; & Hsu, T.T.C.1995) แสดงในภาพประกอบ 34 จะแสดงโดยเส้นตรงสองเส้น:

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad \varepsilon_s \leq \varepsilon_n \quad (2.3.22)$$

$$f_s = f_y \left[(0.91 - 2B) + \left(0.02 + 0.25B \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y} \right) \right] \quad \varepsilon_s > \varepsilon_n \quad (2.3.23)$$

$$\varepsilon_n = \varepsilon_y (0.93 - 2B), \quad B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \quad (2.3.24)$$



ภาพประกอบ 34 เส้นกราฟหน่วยแรง - ความเครียด กระจายตัวเฉลี่ย ของเหล็กเส้นล้าละมุนที่ฝังอยู่ในคอนกรีต

เมื่อ

f_s = หน่วยแรงเหล็กเส้นกล้าละมุนกระจายตัวเฉลี่ย

ε_s = ความเครียดเหล็กเส้นกล้าละมุนกระจายตัวเฉลี่ย

f_y = หน่วยแรงเหล็กเส้นกล้าละมุนเปลือย

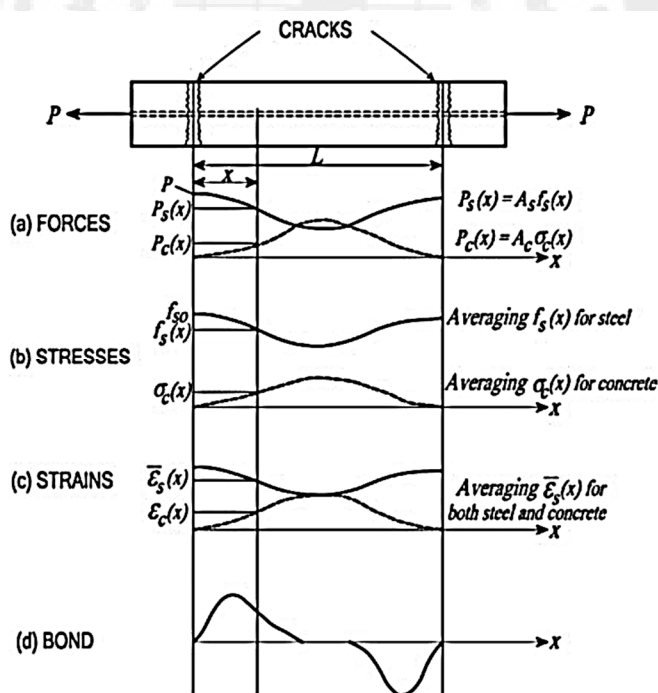
ε_y = ความเครียดเหล็กเส้นกล้าละมุนเปลือย

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเส้นกล้าละมุน

ρ = อัตราส่วนของการเสริมเหล็ก

f_{cr} = กำลังการแตกร้าวของคอนกรีต

เมื่อเหล็กเส้นฝังอยู่ในคอนกรีตและเริ่มต้นครากที่ตำแหน่งการแตกร้าว หน่วยแรงในเหล็กเส้นระหว่างรอยแตกร้าวจะมีหน่วยแรงน้อยกว่าหน่วยแรงครากที่รอยแตกร้าว ทั้งนี้เพราะแรงดึงส่วนหนึ่งต้านทานโดยคอนกรีต ตามภาพประกอบ 35 โดยใช้แนวคิดรอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ย หน่วยแรงเหล็กจะถูกเฉลี่ยไปตามเหล็กเส้น ตามขวางหลายๆ การแตกร้าว จากการเฉลี่ย (หรือกระจายตัวเฉลี่ย) จึงทำให้หน่วยแรงเหล็กที่การคราก



ภาพประกอบ 35 หน่วยแรงและความเครียดระหว่างสองรอยแตกร้าว

ที่มา: Thomas T. C. Hsu; & Y. L. Mo (2010) Unified theory of concrete structures. p 234.

เริ่มต้นจะเห็นได้ชัดว่าจะน้อยกว่าหน่วยแรงครากในเหล็กเส้นเปลี่ยนที่รอยแตกกว้าง ดังแสดงในภาพประกอบ 34 หน่วยแรงเฉลี่ย (หรือกระจายตัวเฉลี่ย) ของเหล็กที่การครากเริ่มต้น f_n ต่ำกว่าหน่วยแรงครากของเหล็กเส้นเปลี่ยน f_y ความแตกต่างระหว่าง f_n และ f_y ขึ้นอยู่กับพารามิเตอร์ B ซึ่งเป็นฟังก์ชันของอัตราส่วนการเสริมเหล็ก ρ และอัตราส่วน f_{cr}/f_y



บทที่ 3

วิธีดำเนินการวิจัย

ในการวิจัยครั้งนี้ ผู้วิจัยได้ดำเนินการตามขั้นตอนดังนี้

1. ประดิษฐ์สูตรไฟไนต์เอลิเมนต์ไว้เชิงเส้นบนพื้นฐานเฟลกซิบิลิตี้
2. กำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุ
3. กำหนดการประเมินแรงและความแข็งแรงของหน้าตัด
4. กำหนดขั้นตอนดำเนินการของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไว้เชิงเส้นด้วยเอลิเมนต์แถบชั้น

ในโครงสร้างจริงทั้งหมดเป็นสามมิติและอยู่ภายใต้สภาวะหน่วยแรงตั้งฉากปกติในหลายแกน อย่างไรก็ตาม อย่างไรก็ดี เมื่อหน่วยแรงตั้งฉากปกติในมิติหนึ่งมีขนาดใหญ่กว่าในหน่วยแรงอื่น ๆ หน่วยแรงตามแนวแกนทั้งสองสามารถห่อหุ้มรวมกับระบบโครงสร้างประกอบเป็นเอลิเมนต์เส้น ในกรณีนี้โครงสร้างสามารถจำลองเป็นเชิงระนาบ หรือเอลิเมนต์โครงข้อแข็งเพื่อให้การตอบสนองของแต่ละจุดที่กำหนดได้โดยการวิเคราะห์หน้าตัดขวาง ด้วยการเป็นตัวแทนของชนิดเอลิเมนต์โครงข้อแข็งนี้ มันเป็นไปได้ที่จะได้รับผลการควบคุมที่เรียบง่ายกว่าในกรณีของสูตรของแข็งที่ซับซ้อนมาก ซึ่งการสร้างแบบจำลองและการประมาณผลลัพธ์โดยปกติจะง่ายขึ้นและเกี่ยวข้องโดยตรงกับการประยุกต์ใช้งานวิศวกรรมโครงสร้างมากที่สุด ความจริงเรื่องนี้ร่วมกับต้นทุนที่สูงขึ้นในเวลากการคำนวณทางวิศวกรรมที่ต้องการของการสร้างแบบจำลอง ไฟไนต์เอลิเมนต์สามมิติ เมื่อเทียบกับเอลิเมนต์หนึ่งมิติทำให้เอลิเมนต์ประเภทนี้จึงใช้บ่อยครั้งในการวิเคราะห์วิศวกรรมโครงสร้างและการจำลอง

ในวิทยานิพนธ์นี้ตั้งใจที่จะสามารถสร้างแบบจำลองพฤติกรรมของ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก พยายามที่จะเข้าใจปฏิสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นระหว่าง แรงตั้งฉากปกติ โมเมนต์ดัดและแรงเฉือน ในช่วงไว้เชิงเส้น ซึ่งจะต้องได้รับการพัฒนาแนวทางใหม่ของการแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไว้เชิงเส้น โดยการประยุกต์ใช้ กฎคุณสมบัติของวัสดุ "กระจายตัวเฉลี่ย" และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยการแบ่งย่อยแถบชั้น อยู่บนพื้นฐานของระเบียบวิธีเฟลกซิบิลิตี้ ซึ่งได้ดำเนินการอย่างกว้างขวางที่จะเข้าใจปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตั้งฉากปกติ โมเมนต์ดัดและแรงเฉือน และได้อธิบายแบบครบวงจรในความสอดคล้องพฤติกรรมของโครงสร้าง

ประดิษฐ์สูตรไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นบนพื้นฐานแรง

ในหัวข้อนี้จะอธิบายการวิเคราะห์การประดิษฐ์สูตรของไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยเอลิเมนต์แถบชั้น เฉพาะใน ส่วนของการประดิษฐ์สูตรการกำหนดสถานะเอลิเมนต์ ในส่วนของการประดิษฐ์สูตรไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นด้วย เอลิเมนต์แถบชั้น ในปฏิสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นระหว่าง แรงตึงจากปกติ โมเมนต์ดัดและแรงเฉือน จะได้รับรายละเอียด การปฏิบัติอย่างกว้างขวางในหัวข้อใหญ่ที่ 4 ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงขั้นตอนบางส่วนของขั้นตอนวิธีการของการ กำหนดสถานะเอลิเมนต์ที่จะเป็นขั้นตอนพื้นฐานสำหรับการประดิษฐ์สูตรของไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยการแบ่งย่อย แถบชั้นที่สมบูรณ์

การกำหนดสูตรบนพื้นฐานเฟลกซิบิลิตี ได้พิสูจน์แล้วว่าเอาชนะความยากลำบากได้อย่างมากเมื่อ เทียบกับระเบียบวิธีการเปลี่ยนตำแหน่งมาตรฐานตามที่กล่าวไว้ใน (E.Spacone.; V. Ciampi.; F.C. Filippou. 1996) และโดยทั่วไปมีความเสถียรภาพเชิงตัวเลขที่เหนือกว่า และต้องการใช้จำนวนขององศาอิสระที่ต่ำกว่าใน แบบจำลอง สำหรับความถูกต้องเมื่อต้องรับมือกับองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก

การตอบสนองของหน้าตัด (Section response)

เอลิเมนต์แถบชั้นสำหรับองค์อาคารแรงเฉือนวิกฤต ได้รับการพัฒนาอยู่บนพื้นฐานของการกำหนดสูตร ประเภท คาน Timoshenko การเลือกรูปที่อธิบายด้วยองค์ประกอบต่าง ๆ ของการเปลี่ยนตำแหน่งและการหมุนที่ แสดงในภาพประกอบ 36 จุดวัดดบนหน้าตัดขวางที่มีพิกัด (x, y) ในตำแหน่งอ้างอิงทำให้ได้เวกเตอร์การเปลี่ยน ตำแหน่ง $\bar{\mathbf{u}} = \bar{\mathbf{u}}(x, y)$ ที่มีส่วนประกอบของ $\{\bar{u}_x, \bar{u}_y\}$ ในระบบพิกัด (x, y) (ดูภาพประกอบ 36) โดย สมมติฐานของหน้าตัดระนาบยังคงเป็นระนาบส่วนประกอบของการเปลี่ยนตำแหน่งที่ได้คือ

$$\bar{u}_x(x, y) = \bar{u}_x(x) - y\theta_z(x) \quad (3.1a)$$

$$\bar{u}_y(x, y) = \bar{u}_y(x) \quad (3.1b)$$

ความเครียดตามยาวและความเครียดตามขวางได้รับการประเมินจากการเปลี่ยนตำแหน่งในหน้าตัดดังต่อไปนี้ (ภาพประกอบ 36 และ ภาพประกอบ 37)

$$\varepsilon_x = \frac{\partial \bar{u}_x(x, y)}{\partial x} = \frac{\partial \bar{u}_x(x)}{\partial x} - y \frac{\partial \theta_z(x)}{\partial x} = \varepsilon_a - y\kappa_z \quad (3.2a)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial \bar{u}_y(x, y)}{\partial y} = \frac{\partial \bar{u}_y(x)}{\partial y} = 0 \quad (3.2b)$$

เมื่อ ε_x และ ε_y คือความเครียดตามแนวแกนและความเครียดตามขวางตามลำดับ, ε_a คือความเครียดตามยาว ที่แนวแกนสะเทิน, และ κ_z คือความโค้ง.

จากสมการ (3.2) สามารถประกอบเป็นเวกเตอร์ความเครียดในหน้าตัดได้คือ

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \frac{\gamma_{xy}}{2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y \\ 0 & \frac{1}{2} & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_a \\ \gamma_{xy} \\ \kappa_z \end{Bmatrix}$$

$$\hat{\mathbf{e}}(x, y) = \mathbf{a}_s(y) \cdot \mathbf{e}(x) \quad (3.3)$$

เมื่อ $\mathbf{e}(x)$ คือ การเสียรูปหน้าตัด (Section deformations) และ $\mathbf{a}_s(y)$ เป็นตัวแทนของการกระจายความเครียดที่หน้าตัด x (Strain distribution at section x) และเวกเตอร์การเสียรูปหน้าตัด $\mathbf{e}(x)$ ประกอบด้วยความเครียดตามแนวแกนที่พิกัดจุดกำเนิด ε_a , ความโค้งรอบแกน z , κ_z , และความเครียดเฉือน γ_{xy} เมื่อนำมาคิดสำหรับการเสียรูปจากแรงเฉือนจากสมมติฐาน หน้าตัดระนาบยังคงเป็นระนาบของ Timoshenko เป็นการประมาณที่พิสูจน์ได้ดีที่ตีแรงในหน้าตัดสามารถกำหนดได้เป็น

$$\begin{Bmatrix} N(x) \\ V(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} = \int_A \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{2} \\ -y & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} dA$$

$$\mathbf{S}(x) = \int_A \mathbf{a}_s^T(y) \cdot \hat{\mathbf{e}} dA \quad (3.4)$$

การกำหนดเมตริกซ์ความแข็งเกร็งหน้าตัด $\mathbf{k}_s(x)$ ด้วยอนุพันธ์ย่อยของ แรงหน้าตัด $\mathbf{S}(x)$ เทียบกับ การเสียรูปหน้าตัด $\mathbf{e}(x)$ ด้วยคำนิยามนี้และกฎของการหาอนุพันธ์, ความแข็งเกร็งหน้าตัดคือ

$$\mathbf{k}_s(x) = \frac{\partial \mathbf{S}(x)}{\partial \mathbf{e}(x)} = \frac{\partial \mathbf{S}(x)}{\partial \hat{\mathbf{e}}} \cdot \frac{\partial \hat{\mathbf{e}}}{\partial \hat{\mathbf{e}}} \cdot \frac{\partial \hat{\mathbf{e}}}{\partial \mathbf{e}(x)} \quad (3.5a)$$

ดังนั้นเมตริกซ์ความแข็งเกร็งหน้าตัดคือ

$$\mathbf{k}_s(x) = \int_A \mathbf{a}_s^T(y) \cdot \frac{\partial \hat{\mathbf{e}}}{\partial \hat{\mathbf{e}}} \cdot \mathbf{a}_s(y) dA \quad (3.5b)$$

$$\mathbf{k}_s(x) = \int_A \mathbf{a}_s^T(y) \cdot \hat{\mathbf{E}}_t \cdot \mathbf{a}_s(y) dA \quad (3.5c)$$

สำหรับที่มาของสมการ (3.5) โดยใช้สมการ (3.3) ความเครียดตามแนวแกน $\epsilon(x, y)$ เทียบกับ $e(x)$ และ อนุพันธ์ย่อยของ หน่วยแรง เทียบกับ ความเครียด $\partial \sigma / \partial \epsilon$ คือโมดูลัสสัมผัส (Tangent Modulus) E_t สำหรับ ความสัมพันธ์ แรง - การเสียรูป ของหน้าตัดกลายเป็น

$$S(x) = k_s(x) \cdot e(x) \quad (3.6)$$

จากความสัมพันธ์ของหน่วยแรง-ความเครียด ของวัสดุ คำจำกัดความของ การเสียรูปหน้าตัด และแรงหน้าตัด ที่ ตรงกันจะต้องเป็นแบบวงนัยทั่วไป (Generalized) $\partial \sigma / \partial \epsilon$ เป็นตัวแทนของ ความแข็งเกร็งสัมผัส ของวัสดุ โดยทั่วไปเป็นเมทริกซ์ 3×3 สำหรับสองมิติ

การตอบสนองของเอลิเมนต์ (Element response)

หลังจากที่ได้จัดตั้ง ความสัมพันธ์ แรง - การเสียรูป ของหน้าตัด ตอนนี้จะพัฒนาเอลิเมนต์โครงข้อแข็ง ไร้เชิงเส้น การตอบสนองเอลิเมนต์ และบนการนำเสนอของ กระบวนการกำหนดสถานะเอลิเมนต์ ซึ่ง ประกอบด้วย การคำนวณแรงพื้นฐาน และเมทริกซ์ความแข็งเกร็ง ที่ตรงกันกับ การเสียรูปเอลิเมนต์ ที่ได้รับ

สมการเชิงอนุพันธ์ของความสมดุลสำหรับเอลิเมนต์โครงข้อแข็งในการกำหนดค่า ไม่เสียรูป สามารถ เขียนได้ โดยอ้างอิงจากภาพประกอบ 38 สำหรับความสมดุล ตามแนวแกน แรงเฉือนและโมเมนต์ เป็น

$$\frac{\partial N}{\partial x} + w_x(x) = 0 \quad (3.7a)$$

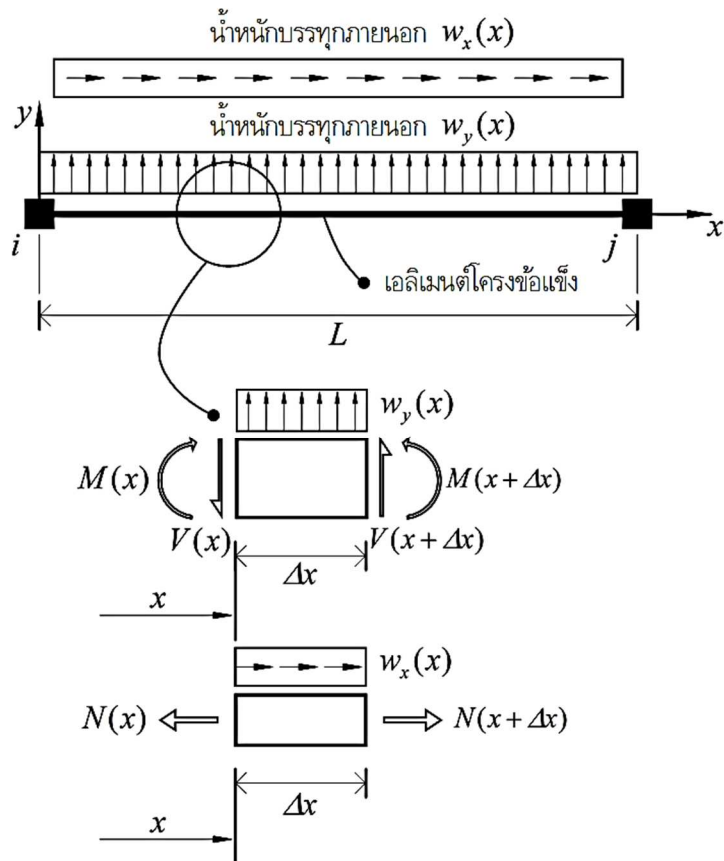
$$\frac{\partial V}{\partial x} + w_y(x) = 0 \quad (3.7b)$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} + V = 0 \quad (3.7c)$$

จากสมการที่ (3.7b) และ (3.7c) สามารถกำหนดได้ว่า

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} - w_y(x) = 0 \quad (3.7d)$$

เมื่อ $w_x(x)$ และ $w_y(x)$ เป็น ส่วนประกอบของน้ำหนักบรรทุกกระจายบนเอลิเมนต์ ตามแนวแกน และ ตาม ขวาง ตามลำดับ

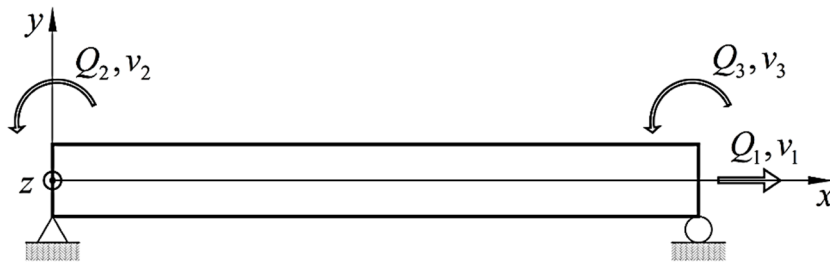


ภาพประกอบ 38 ความสมดุลของ แรงตามแนวแกน แรงเฉือนและโมเมนต์

คุณลักษณะที่สำคัญของ เอลิเมนต์โครงสร้างนี้คือ ภายใต้รูปทรงเรขาคณิตเชิงเส้น สมการเชิงอนุพันธ์ในสมการ (3.7) จะสามารถแก้ไขได้เป็นอิสระจากการเปลี่ยนตำแหน่ง และการตอบสนองของวัสดุ ในกรณีที่ไม่มีน้ำหนักบรรทุกบนเอลิเมนต์ ผลเฉลยเอกพันธ์ (Homogeneous solution) ของสมการเชิงอนุพันธ์ในสมการ (3.7) ให้ การกระจายแรงตามแนวแกนคงที่ และการกระจายโมเมนต์ดัดเชิงเส้น เราจะใช้แรงพื้นฐาน Q ตามภาพประกอบ 39 เป็นค่าขอบเขตของปัญหาเพื่อให้ได้ประพจน์ของความสมดุล

$$\begin{Bmatrix} N(x) \\ V(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} \\ 0 & \frac{x}{L}-1 & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \end{Bmatrix}$$

$$S(x) = b(x) \cdot Q \quad (3.8)$$



ภาพประกอบ 39 แรงพื้นฐานและการเสียรูป ของเอลิเมนต์

เมทริกซ์ $\mathbf{b}(x)$ เป็นตัวแทนฟังก์ชันประมาณภายในของแรง และนอกจากนี้ยังสามารถพิจารณาว่าเป็นเมทริกซ์การแปลงความสมดุล ระหว่าง แรงหน้าตัด $\mathbf{S}(x)$ และแรงพื้นฐาน $\mathbf{Q}$ ในการมีอยู่ของน้ำหนักบรรทุกเอลิเมนต์, แรงภายในเป็นตัวแทนของการแก้ปัญหาโดยเฉพาะอย่างยิ่งของสมการเชิงอนุพันธ์ในสมการ (3.7) ซึ่งจะต้องตอบสนองอย่างเพียงพอต่อเงื่อนไขขอบเขตเอกพันธ์ (Homogeneous boundary conditions) สำหรับ เอลิเมนต์ที่น้ำหนักบรรทุกสม่ำเสมอ วิธีการแก้ปัญหาโดย กำหนดแรงตามแนวแกนเป็นฟังก์ชันเชิงเส้นและโมเมนต์ดัดเป็นฟังก์ชันกำลังสอง แรงหน้าตัดเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก $\mathbf{S}_w(x)$ คือ

$$\mathbf{S}_w(x) = \begin{bmatrix} L\left(1 - \frac{x}{L}\right) & 0 \\ 0 & \frac{1}{2}L\left(1 - \frac{2x}{L}\right) \\ 0 & \frac{1}{2}L^2\left(\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \frac{x}{L}\right) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_x \\ w_y \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

ดังนั้นสมการความสมดุลของความลัมพันธ์ แรงหน้าตัด กับ แรงพื้นฐานเอลิเมนต์ คือ

$$\mathbf{S}(x) = \mathbf{b}(x) \cdot \mathbf{Q} + \mathbf{S}_w(x) \quad (3.10)$$

และการแปรผันของสมการความสมดุลเป็น

$$\delta \mathbf{S}(x) = \mathbf{b}(x) \cdot \delta \mathbf{Q} \quad (3.11)$$

การประดิษฐ์สูตรไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นในการกำหนดสถานะเอลิเมนต์

ในกรณีไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นต้องการการทำงานซ้ำ การเสียรูปเอลิเมนต์ที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{v}$ ก่อให้เกิดแรงเอลิเมนต์พื้นฐานที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{Q}$ จากเมทริกซ์ความแข็งแกร่งของเอลิเมนต์ $\mathbf{k}_{ele}(x)$ ในการทำงานซ้ำก่อนหน้านี้ตามความลัมพันธ์ แรง - การเสียรูป ของเอลิเมนต์ จะได้ว่า

$$\Delta \mathbf{Q}^j = \mathbf{k}_{\text{ele}}^{j-1} \Delta \mathbf{v}^j \quad (3.12)$$

$$\mathbf{Q}^j = \mathbf{Q}^{j-1} + \Delta \mathbf{Q}^j \quad (3.13)$$

แรงเอลิเมนต์พื้นฐานที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{Q}$ ก่อให้เกิดเวกเตอร์แรงหน้าตัดเพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{S}(x)$ ด้วยความสัมพันธ์ตามสมการที่ (3.11) ดังต่อไปนี้

$$\Delta \mathbf{S}^j(x) = \mathbf{b}(x) \Delta \mathbf{Q}^j \quad (3.14)$$

$$\mathbf{S}^j(x) = \mathbf{S}^{j-1}(x) + \Delta \mathbf{S}^j(x) \quad (3.15)$$

เวกเตอร์แรงต้านทานหน้าตัด $\mathbf{S}_R(x)$ และเมตริกซ์ความแข็งเกร็งหน้าตัด $\mathbf{k}_s(x)$ จะถูกกำหนดจากเวกเตอร์การเสียรูปหน้าตัด $\mathbf{e}(x)$ ที่ทราบค่า การเสียรูปหน้าตัดที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{e}(x)$ จะถูกกำหนดโดยการบวกเพิ่มเศษเหลือการเสียรูปหน้าตัด $\mathbf{e}_r(x)$ คคจากการทวนซ้ำก่อนหน้านี้ ต่อการเสียรูปที่เกิดจากการแรงหน้าตัดที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{S}(x)$ โดยที่

$$\Delta \mathbf{e}^j(x) = \mathbf{f}_s^{j-1}(x) \cdot \Delta \mathbf{S}^j(x) + \mathbf{e}_r^{j-1}(x) \quad (3.16)$$

$$\mathbf{e}^j(x) = \mathbf{e}^{j-1}(x) + \Delta \mathbf{e}^j(x) \quad (3.17)$$

หลังจากตั้งค่า ความสัมพันธ์ความสมดุล สภาพความเข้ากันได้ทางเรขาคณิตของเอลิเมนต์โครงข้อแข็ง สามารถกำหนดเป็นสมการรูปแบบอ่อนปรน (weak form) ของไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นได้ด้วยระเบียบวิธี virtual force ดังนี้

$$\delta \mathbf{Q}^T \Delta \mathbf{v}^j = \int_L \delta \mathbf{S}^T(x) \cdot \Delta \mathbf{e}^j(x) dx \quad (3.18)$$

โดยใช้สมการ (3.11) สำหรับ ความสัมพันธ์ความสมดุล ของระบบแรงเสมือน $\delta \mathbf{S}(x) = \mathbf{b}(x) \cdot \delta \mathbf{Q}$ และหลังจากการแทนที่ลงในสมการ (3.18) ให้ประพจน์สภาพความเข้ากันได้เป็น

$$\Delta \mathbf{v}^j = \int_L \mathbf{b}^T(x) \cdot \Delta \mathbf{e}^j(x) dx \quad (3.19)$$

โดยการแทนที่สมการ (3.16) ลงในสมการ (3.19) การเสียรูปเอลิเมนต์ที่เพิ่มขึ้น เขียนได้เป็น

$$\Delta \mathbf{v}^j = \left[\int_L \mathbf{b}^T(x) \cdot \mathbf{f}_s^{j-1}(x) \cdot \mathbf{b}(x) dx \right] \cdot \Delta \mathbf{Q}^j + \left[\int_L \mathbf{b}^T(x) \cdot \mathbf{e}_r^{j-1}(x) dx \right] \quad (3.20a)$$

$$\Delta \mathbf{v}^j = [\mathbf{f}_{\text{ele}}^{j-1}] \cdot \Delta \mathbf{Q}^j + [\mathbf{v}_r^{j-1}] \quad (3.20a)$$

เมื่อ $\mathbf{v}_r$ คือเศษตกค้างการเสียรูปเอลิเมนต์ เนื่องจากเวกเตอร์การเสียรูปเอลิเมนต์ $\Delta \mathbf{v}$ ที่ตรงกันจะไม่ปรับเปลี่ยนใหม่ แต่จะเป็นจุดเริ่มต้นของขั้นตอนที่เหลือในวงรอบ j ดังนั้นจากสมการ (3.20) จะได้ว่า

เมื่อ $j = 1$ แล้ว

$$\Delta \mathbf{Q}^1 = \mathbf{k}_{\text{ele}}^0 \cdot [\Delta \mathbf{v}^1] \quad (3.21a)$$

เมื่อ $j > 1$ แล้ว

$$\Delta \mathbf{Q}^j = \mathbf{k}_{\text{ele}}^{j-1} \cdot [-\mathbf{v}_r^{j-1}] \quad (3.21b)$$

ในการทำให้เกิดผลเชิงตัวเลข ของการกำหนดปริพันธ์สถานะเอลิเมนต์ในสมการ (3.20) สำหรับผลของการคำนวณของ เมทริกซ์ฟลักซ์บิลิตีเอลิเมนต์ จะดำเนินการโดยใช้ กฎปริพันธ์เชิงตัวเลขของ เกาส์ - เลอจองด์ (Gauss - Legendre Quadrature) ดังต่อไปนี้

$$\mathbf{f}_{\text{ele}} = \int_L \mathbf{b}^T(x) \cdot \mathbf{f}_s(x) \cdot \mathbf{b}(x) dx \quad (3.22a)$$

$$\mathbf{f}_{\text{ele}} = \int_{-1}^1 \mathbf{b}^T(\xi) \cdot \mathbf{f}_s(\xi) \cdot \mathbf{b}(\xi) |J| d\xi \quad (3.22b)$$

$$\mathbf{f}_{\text{ele}} = |J| \sum_{ii=1}^{nIP} W_{ii} \cdot \mathbf{b}^T(\xi_{ii}) \cdot \mathbf{f}_s(\xi_{ii}) \cdot \mathbf{b}^T(\xi_{ii}) \quad (3.22c)$$

และปริพันธ์เชิงตัวเลขของ เศษตกค้างการเสียรูปเอลิเมนต์คือ

$$\mathbf{v}_r = \mathbf{b}^T(x) \cdot \mathbf{e}_r(x) dx \quad (3.23a)$$

$$\mathbf{v}_r = \int_{-1}^1 \mathbf{b}^T(\xi) \cdot \mathbf{e}(\xi) |J| d\xi \quad (3.23b)$$

$$\mathbf{v}_r = |J| \sum_{ii=1}^{nIP} W_{ii} \cdot \mathbf{b}^T(\xi_{ii}) \cdot \mathbf{e}(\xi_{ii}) \quad (3.23c)$$

เมื่อ W_{ii} คือน้ำหนัก (Gaussian weight) ξ_{ii} คือตำแหน่งของจุดเกาส์ (Gaussian point locations) nIP คือจำนวนจุดเกาส์ (Number of Gaussian point) และ J คือจาโคเบียน (Jacobian)

ขั้นตอนการทำงานซ้ำแสดงด้วยแผนภูมิการไหล ในการกำหนด สถานะเอลิเมนต์ จะแสดงไว้ต่อไปในขั้นตอนดำเนินการของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้น

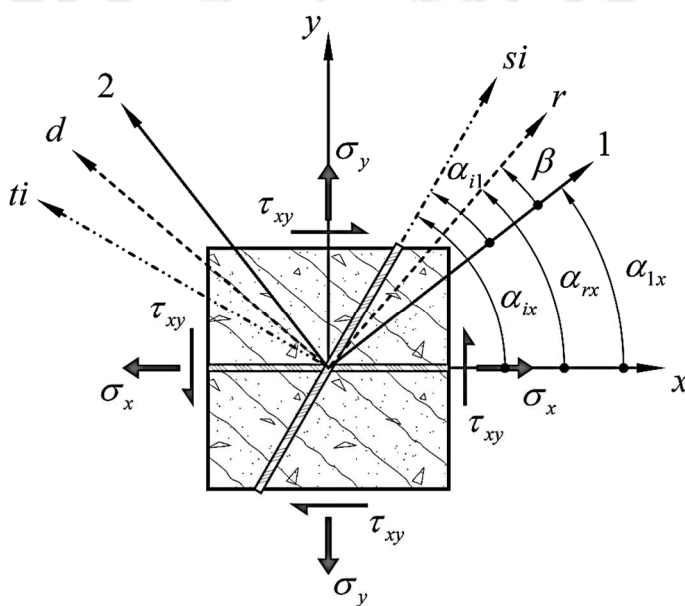
เนื่องจากพฤติกรรมหน้าตัดได้รับการประเมินผ่านการแบ่งย่อยไม่ต่อเนื่องด้วยเอลิเมนต์แถบชั้นกับแบบจำลองคุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุที่เหมาะสม เอลิเมนต์แถบชั้นเหล็กเสริมถูกสมมติเป็นไปตามความสัมพันธ์หน่วยแรง - ความเครียด สองเชิงเส้นและ พฤติกรรมคุณสมบัติเนื้อสารของวัสดุของเอลิเมนต์แถบชั้นคอนกรีตจะอธิบายไว้ในส่วนถัดไป

กำหนดแบบจำลองความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุ

เพื่อประดิษฐ์สูตรจากเอลิเมนต์เมมเบรนคอนกรีตเสริมเหล็ก จะสมมติสี่ระบบพิกัดโดยทั่วไปดังแสดงในภาพประกอบ 40 ดังนี้

- (1) ระบบพิกัด (x, y) กำหนดพิกัดเฉพาะ (local coordinate) ของเอลิเมนต์
- (2) ระบบพิกัด $(1, 2)$ แสดงถึงหน่วยแรงหลักที่ใช้
- (3) ระบบพิกัด (r, d) แสดงถึงหน่วยแรงหลักของคอนกรีต
- (4) ระบบพิกัด (si, ti) แสดงถึงทิศทางของเหล็กเสริม

α_{1x} คือมุมระหว่างแกน x และแกน 1 มุมหมุน α_{rx} คือมุมระหว่างแกน x และแกน r มุมเหล็กเสริม α_{ix} คือมุมระหว่างแกน x และแกน si



ภาพประกอบ 40 ระบบพิกัดโดยทั่วไปของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก

เพื่อแปลงเวกเตอร์ หน่วยแรงและความเครียด จากระบบของพิกัดหนึ่งไปยังอีกระบบพิกัดหนึ่ง จะใช้เมทริกซ์การแปลงพิกัด $[\mathbf{T}(\theta)]$ ต่อไปนี้

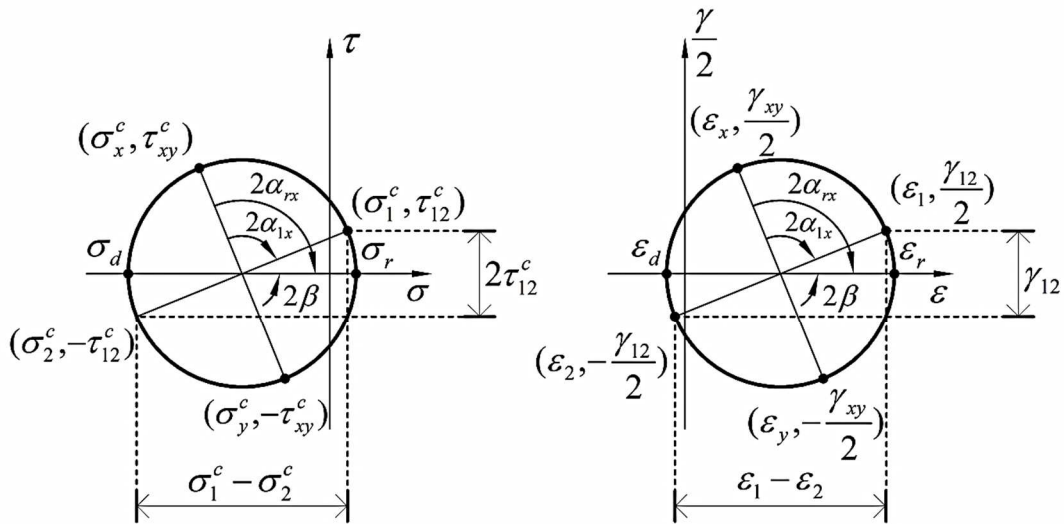
$$[\mathbf{T}(\theta)] = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & 2 \sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -2 \sin \theta \cos \theta \\ -\sin \theta \cos \theta & \sin \theta \cos \theta & (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

การประเมินความเครียด

โดยทั่วไปเส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด คอนกรีตและเหล็กจะได้มาจากการทดสอบแกนเดียว และด้วยเหตุนี้ความเครียดสองแกนในทิศทาง (x, y) , $\{\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \gamma_{xy}\}^T$ จะต้องมีการแปลงเป็นความเครียดแกนเดียวเทียบเท่าในทิศทาง $(1, 2)$, $\{\bar{\varepsilon}_1 \ \bar{\varepsilon}_2 \ \gamma_{12}\}^T$ เพื่อที่จะคำนวณหน่วยแรงและความเครียด

ทิศทางของรอยแตกคำนวณได้บนพื้นฐาน มุมหมุน (Rotating angle) α_{rx} ได้มาจากสถานะความเครียด ที่มุมหมุนหลัก α_{rx} หน่วยแรงเฉือนคอนกรีต $\tau_{xy}^c = 0$ (ภาพประกอบ 41) และค่าของ α_{rx} คือ

$$\tan 2\alpha_{rx} = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \quad (3.25)$$



(a) วงกลมโมห์หน่วยแรง

(b) วงกลมโมห์ความเครียด

ภาพประกอบ 41 หน่วยแรงและความเครียดในวงกลมโมห์

การคำนวณมุมหลัก α_{1x} จากสถานะหน่วยแรงที่ทราบค่าจะประเมินได้เป็น

$$\tan 2\alpha_{1x} = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (3.26)$$

ความเครียดหลักสองแกนได้รับการประเมินดังนี้

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \frac{\gamma_{12}}{2} \end{Bmatrix} = [\mathbf{T}(\alpha_{1x})] \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \frac{\gamma_{xy}}{2} \end{Bmatrix} \quad (3.27)$$

ความเครียดหลักสองแกนจะต้องการในการประเมินเป็นความเครียดแกนเดียวเทียบเท่า ความเครียดแกนเดียวเทียบเท่าได้มาจากความเครียดสองแกนด้วยโดยใช้อัตราส่วนบัวซองของคอนกรีตที่ได้แตกร้าว v_{12} คืออัตราส่วนของผลการเพิ่มขึ้นของความเครียดตั้งที่เกิดขึ้นในทิศทางหลัก 1 ต่อแหล่งที่มาของการเพิ่มขึ้นของความเครียดอัดในทิศทางหลัก 2 และ v_{21} คืออัตราส่วนของผลการเพิ่มขึ้นความเครียดอัดในทิศทางหลัก 2 ต่อการเพิ่มขึ้นของแหล่งที่มาของความเครียดตั้งในทิศทางหลัก 1 บนพื้นฐานของข้อมูลการทดสอบ สมการต่อไปนี้จะแนะนำโดย (Kupfer HB.; Hildorf HK.; Rusch H.1969)

อัตราส่วนบัวซองภายใต้แรงอัด

$$v_{ij} = v_0 \quad \text{if} \quad -0.5 \times \varepsilon_p < \varepsilon_{cj} < 0 \quad (3.28a)$$

$$v_{ij} = v_0 \cdot \left[1 + 1.5 \cdot \left(\frac{-2 \cdot \varepsilon_{cj}}{\varepsilon_p} - 1 \right)^2 \right] \leq 0.5 \quad \text{if} \quad \varepsilon_{cj} < -0.5 \times \varepsilon_p \quad (3.28b)$$

อัตราส่วนบัวซองภายใต้แรงดึง

$$v_{12} = v_{21} = v_0 \quad \text{if} \quad 0 < \varepsilon_{c1} < \varepsilon_{cr} \quad (3.29a)$$

$$v_{12} = v_{21} = v_0 \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{c1}}{2 \cdot \varepsilon_{cr}} \right) \geq 0 \quad \text{if} \quad \varepsilon_{cr} < \varepsilon_{c1} \quad (3.29b)$$

ความเครียดแกนเดียวเทียบเท่าได้มาจากความเครียดหลักสองแกนที่มีอัตราส่วนบัวซอง (v_{12}, v_{21}) ดังต่อไปนี้

$$\begin{Bmatrix} \bar{\varepsilon}_1 \\ \bar{\varepsilon}_2 \\ \frac{\gamma_{12}}{2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{1-v_{12}v_{21}} & \frac{v_{12}}{1-v_{12}v_{21}} & 0 \\ \frac{v_{21}}{1-v_{12}v_{21}} & \frac{1}{1-v_{12}v_{21}} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \frac{\gamma_{12}}{2} \end{Bmatrix} \quad (3.30a)$$

$$\{\bar{\varepsilon}_{12}\} = [\mathbf{V}] \cdot \{\varepsilon_{12}\} \quad (3.30b)$$

เมื่อ $[\mathbf{V}]$ คือเมทริกซ์การแปลงความเครียด

ความเครียดหลักแกนเดียวเทียบเท่าในหลักเสริมตามขวางกรณีตั้งฉากกับแนวแกน x คือ

$$\bar{\varepsilon}_{sT} = \left(\frac{1}{1-v_{12}v_{21}} \varepsilon_1 + \frac{v_{12}}{1-v_{12}v_{21}} \varepsilon_2 \right) \sin^2(\alpha_{1x}) + \left(\frac{v_{21}}{1-v_{12}v_{21}} \varepsilon_1 + \frac{1}{1-v_{12}v_{21}} \varepsilon_2 \right) \cos^2(\alpha_{1x}) + \gamma_{12} \sin(\alpha_{1x}) \cos(\alpha_{1x}) \quad (3.31)$$

ความเครียดหลักแกนเดียวเทียบเท่าในหลักเสริมตามยาวคือ

$$\bar{\varepsilon}_{sL} = \left(\frac{1}{1-v_{12}v_{21}} \varepsilon_1 + \frac{v_{12}}{1-v_{12}v_{21}} \varepsilon_2 \right) \cos^2(\alpha_{1x}) + \left(\frac{v_{21}}{1-v_{12}v_{21}} \varepsilon_1 + \frac{1}{1-v_{12}v_{21}} \varepsilon_2 \right) \sin^2(\alpha_{1x}) - \gamma_{12} \sin(\alpha_{1x}) \cos(\alpha_{1x}) \quad (3.32)$$

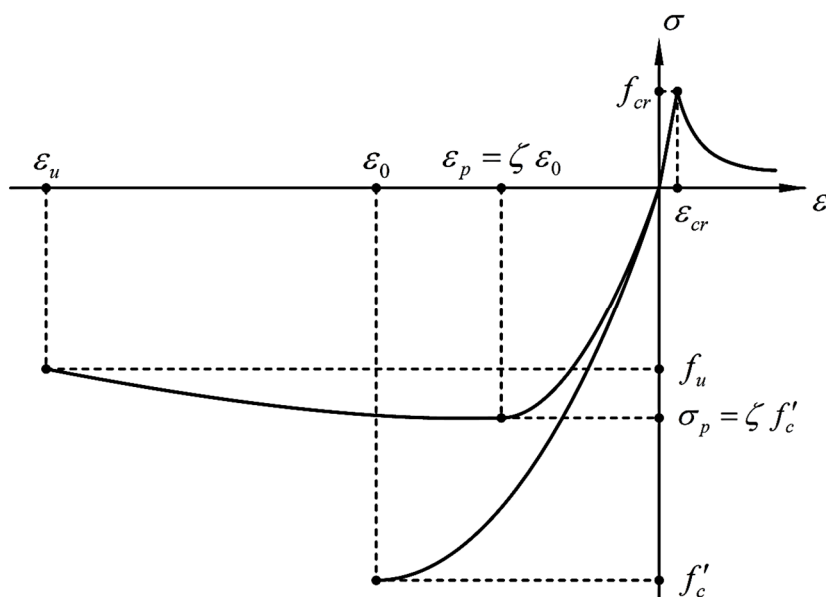
หน่วยแรงหลักแกนเดียวเทียบเท่า f_{si} ในทิศทางของหลักเส้นจะคำนวณได้จากความเครียดหลัก $\bar{\varepsilon}_{si}$ ผ่านความสัมพันธ์ หน่วยแรง - ความเครียด สองเชิงเส้น

ความเครียดแกนเดียวเทียบเท่า $\bar{\varepsilon}_1$ และ $\bar{\varepsilon}_2$ ถูกนำมาใช้ในการคำนวณหน่วยแรงคอนกรีตในทิศทางหลัก σ_1^c และ σ_2^c จะได้รับการอธิบายไว้ในส่วนถัดไปซึ่งอยู่ในความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุคอนกรีตสองแกน

แบบจำลองความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุคอนกรีต

แบบจำลองคุณสมบัติของวัสดุคอนกรีตในทิศทางหลัก 1-2 คือการประเมินตามสามสถานะหน่วยแรงต่อไปนี้

คอนกรีตอยู่ภายใต้สถานะ หน่วยแรงดึง - หน่วยแรงอัด ในกรณีนี้ ความเครียดแกนเดียวเทียบเท่าของคอนกรีต $\bar{\varepsilon}_1$ ในทิศทางหลัก 1 อยู่ในแรงดึง และความเครียดแกนเดียวเทียบเท่า $\bar{\varepsilon}_2$ ในทิศทางหลัก 2 อยู่ในแรงอัด เนื่องจากสถานะนี้ หน่วยแรงคอนกรีตแกนเดียว σ_1^c ในทิศทางหลัก 1 คำนวณได้จาก $\bar{\varepsilon}_1$ และไม่ได้เป็นฟังก์ชันของความเครียดคอนกรีตในแนวตั้งฉาก $\bar{\varepsilon}_2$ กำลังรับแรงอัดในทิศทางหลัก 2 ที่เสนอโดย (Belarbi, A.; & Hsu, T.T.C. 1994) และ (Pang, X.B.; & Hsu, T.T.C.1995) ตามภาพประกอบ 42 อย่างไรก็ดี σ_2^c จะอ่อนตัวลงเนื่องจากแรงดึงในทิศทางตั้งฉากที่เสนอโดย (Vecchio, F.J.2000) คือ



ภาพประกอบ 42 เส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียดกับการอ่อนตัว

$$\zeta = \frac{1}{1 + 0.35 \cdot \left(\frac{\bar{\varepsilon}_1}{\bar{\varepsilon}_2} - 0.28 \right)^{0.8}} \leq 1 \quad (3.33)$$

เมื่อ ζ คือสัมประสิทธิ์การอ่อนตัว, $\bar{\varepsilon}_1$ เป็นความเครียดดึงด้านข้าง, $\bar{\varepsilon}_0$ เป็นความเครียดคอนกรีตที่กำลังรับแรงอัดสูงสุด f'_c และ $\zeta f'_c$ เป็นกำลังรับแรงอัดคอนกรีตอ่อนตัว.

คอนกรีตอยู่ภายใต้ สภาวะ หน่วยแรงดึง - หน่วยแรงดึง ความเครียดแกนเดียวเทียบเท่าของคอนกรีต $\bar{\varepsilon}_1$ ในทิศทางที่ 1 อยู่ในแรงดึง และความเครียดแกนเดียวเทียบเท่าของคอนกรีต $\bar{\varepsilon}_2$ ในทิศทางที่ 2 ยังอยู่ในแรงดึงด้วยเช่นกัน ในกรณีนี้หน่วยแรงคอนกรีตแกนเดียว σ_1^c ในทิศทาง 1 ได้รับการประเมินจาก $\bar{\varepsilon}_1$ และ σ_2^c ในทิศทาง 2 ได้รับการประเมินจาก $\bar{\varepsilon}_2$ ทั้ง σ_1^c และ σ_2^c เป็นฟังก์ชันของความเครียดคอนกรีตเชิงตึงจาก $\bar{\varepsilon}_1$ และ $\bar{\varepsilon}_2$ ตามลำดับ

คอนกรีตอยู่ภายใต้ สภาวะ หน่วยแรงอัด - หน่วยแรงอัด ความเครียดแกนเดียวเทียบเท่าของคอนกรีตในทิศทางหลักที่ 1 และ 2 ทั้งสองอยู่ในแรงอัด การวิจัยนี้จะใช้สมการกำลังแรงอัดแบบสองแกนของ (Vecchio, F.J. 1992) ที่ปรับให้เรียบง่ายขึ้นจากเดิมของ (Kupfer HB.; Hildorf HK.; Rusch H. 1969) กำลังรับแรงอัดคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นในทิศทางเดียวขึ้นอยู่กับ หน่วยแรงโอบรัดทางข้าง (Confining) ในทิศทางตั้งฉาก (ภาพประกอบ 43) การเพิ่มประสิทธิภาพกำลังและการเพิ่มขึ้นของความเหนียวจะขึ้นอยู่กับหน่วยแรงอัดแบบสอง

แกน คอนกรีตในแรงอัดแสดงการขยายตัวด้านข้างและการเพิ่มขึ้นในค่าของอัตราส่วนของบัวของ ชีตจำกัดบนของ อัตราส่วนของบัวของพิจารณาให้เป็น 0.5

หน่วยแรงหลักคอนกรีตเชิงตั้งฉาก σ_1^c และ σ_2^c ที่ตรงกันกับความเครียดแกนเดียวเทียบเท่าของ คอนกรีต $\bar{\varepsilon}_1$ และ $\bar{\varepsilon}_2$ สมการสำหรับการรอบการวิบัติในแรงอัดสองแนวแกนคือ

$$K_{c1} = 1 + 0.92 \left(\frac{-\sigma_2^c}{f'_c} \right) - 0.76 \left(\frac{-\sigma_2^c}{f'_c} \right)^2 \quad (3.34)$$

$$K_{c2} = 1 + 0.92 \left(\frac{-\sigma_1^c}{f'_c} \right) - 0.76 \left(\frac{-\sigma_1^c}{f'_c} \right)^2 \quad (3.35)$$

เมื่อ K_{c1} และ K_{c2} เป็นตัวคูณเพิ่มกำลัง สำหรับ คอนกรีตในทิศทาง 1 และ 2 ตามลำดับ หน่วยแรงสูงสุดใน ทิศทาง 1 และ 2 คือ

$$\sigma_{1p} = K_{c1} f'_c \quad (3.36)$$

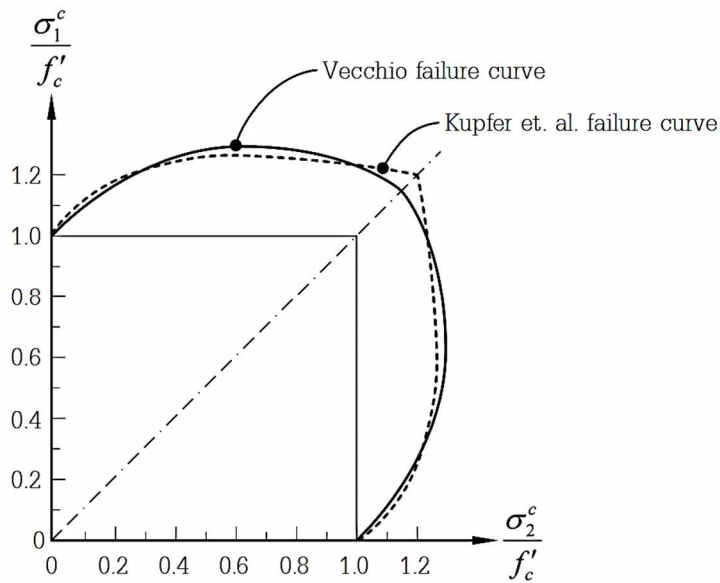
$$\sigma_{2p} = K_{c2} f'_c \quad (3.37)$$

ความเครียดสูงสุดในทิศทาง 1 และ 2 คือ

$$\varepsilon_{1p} = K_{c1} \varepsilon_0 \quad (3.38)$$

$$\varepsilon_{2p} = K_{c2} \varepsilon_0 \quad (3.39)$$

เมื่อ ε_0 เป็นความเครียดที่จุดหน่วยแรงสูงสุด



ภาพประกอบ 43 เส้นกราฟหน่วยแรงคอนกรีตสำหรับหน่วยแรงอัดทั้งสองแนวแกน

การคำนวณเหล็กเสริมออกจากกระนาบ (การโอบรัดโดยเหล็กเสริม)

การขยายตัวด้านข้างทำให้เกิดการโอบรัดโดยเหล็กเสริมตามขวางออกจากกระนาบอาจเพิ่มกำลังและความเหนียวของคอนกรีตภายใต้แรงอัด จากการยัดรีดโดยเหล็กเสริม อัตราส่วนเหล็กเสริม ρ_z ออกจากกระนาบและตระหนักว่าหน่วยแรงอัดในทิศทางที่ออกจากกระนาบมีแนวโน้มที่จะมีขนาดค่อนข้างเล็กหน่วยแรงเหล่านี้ประมาณโดย

$$\sigma_z^c = -\rho_z \cdot f_{sz} \quad (3.40)$$

$$f_{sz} = E_s \cdot \bar{\varepsilon}_z \leq f_{yz} \quad (3.41)$$

ถ้าเหล็กเสริม ออกจากกระนาบไม่คราก

$$\bar{\varepsilon}_z = \frac{E_{cn}}{E_{cn} + \rho_z E_s} \left(-v_{12} \cdot \frac{\sigma_2^c}{E_2^c} - v_{21} \cdot \frac{\sigma_1^c}{E_1^c} \right) \quad (3.42)$$

กรณีอื่นๆ

$$\bar{\varepsilon}_z = -\frac{\rho_z \cdot f_{yz}}{E_{cn}} - v_{12} \cdot \frac{\sigma_2^c}{E_2^c} - v_{21} \cdot \frac{\sigma_1^c}{E_1^c} \quad (3.43)$$

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตในทิศทาง ออกจากกระนาบ E_{cn} ได้รับการพิจารณาให้คงที่และเท่ากับ $2 \cdot f'_c / \varepsilon_o$ ผลลัพธ์หน่วยแรงในทิศทางออกจากกระนาบจะถูกนำมาพิจารณาในการการวิเคราะห์การตอบสนองหน้าตัดเมื่อคอนกรีตได้รับการประเมินในแรงอัดขึ้นอยู่กับเกณฑ์กำลังการโอบรัดที่ได้เลือก เกณฑ์ที่ได้เลือกในงานวิจัยนี้จะขึ้นอยู่กับสูตรของ (Kupfer HB.; Hildorf HK.; Rusch H.1969) ข้อมูลรายละเอียดเกี่ยวกับแบบจำลองนี้สามารถพบได้ใน (Vecchio, F.J.1992)

แบบจำลองการรับแรงเฉือนในเหล็กเดือย (Dowel action) ของเหล็กเสริมตามยาว

Dowel action นี้หมายถึงความต้านทานที่มีให้โดยเหล็กเสริมข้ามรอยแตกกว้างเป็นการแตกกว้างสลับตามขวาง แรงต้านทานนี้มีนัยสำคัญสามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนและความเหนียว หลังจุดสูงสุดขององค์อาคารโดยเฉพาะอย่างยิ่งคานที่มีเหล็กเสริมตามขวางน้อย

แรงเฉือนที่รับด้วยเหล็กเสริมทิศทางตั้งฉากกับแนวแกนจะคำนวณโดยการส่วนของความแข็งแรงของการเปลี่ยนตำแหน่งเหล็กเดือยสูตรที่เสนอโดย (He & Kwan 2001) เป็นผลให้หน่วยแรงเหล็กเดือย, τ_{xy}^d , พบว่าเป็น

$$\tau_{xy}^d = \frac{\rho_x}{A_{sx}} \cdot V_d \quad (3.44)$$

$$V_d = E_s I_s \lambda^3 \Delta \leq V_{du} \quad (3.45)$$

$$I_s = \frac{\pi \cdot d_b^4}{64} \quad (3.46)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_c \cdot d_b}{4 \cdot E_s \cdot I_s}} \quad (3.47)$$

$$k_c = \frac{127 \cdot c \cdot \sqrt{|f_c'|}}{d_b^{2/3}} \quad \text{เมื่อ } c = 0.8 \quad (3.48)$$

เมื่อ

Δ_s = การเปลี่ยนตำแหน่งของเหล็กเดือย

E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเดือย

d_b = เส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเดือย

I_s = โมเมนต์ความเฉื่อยของเหล็กเดือย

λ = พารามิเตอร์ความแข็งแกร่งของคอนกรีตต่อความแข็งแกร่งของเหล็กเสริม

k_c = ความแข็งแกร่งของฐานรองรับคอนกรีต

ความสามารถในการรับหน่วยแรงของ V_d จะถูกจำกัดกำลังของเหล็กเดือยที่กำหนดโดยสมการต่อไปนี้

$$V_{du} = 1.27 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{|f_c'| |f_y|} \quad (3.49)$$

การเปลี่ยนตำแหน่งของเหล็กเดือย Δ_s สามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\Delta_s = \left(\frac{\pi}{\lambda} \right) \cdot \gamma_{xy} \quad (3.50)$$

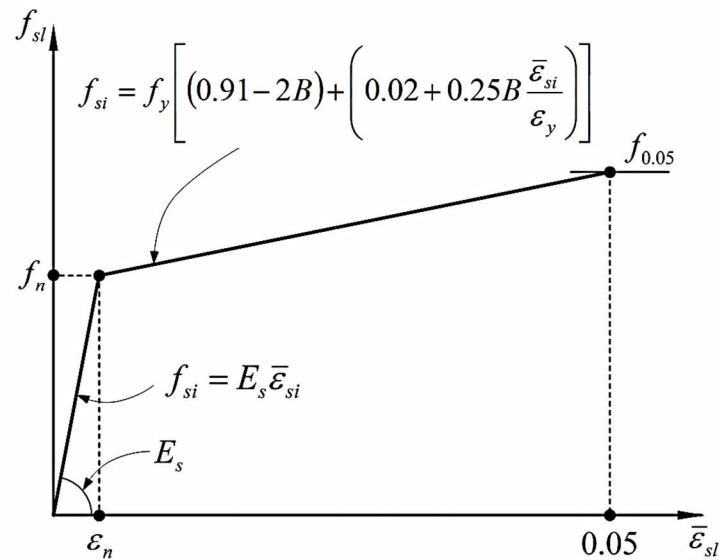
แบบจำลองความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุเหล็กเส้นกล้าละมุน

แบบจำลองคุณสมบัติของวัสดุเหล็กเส้นกล้าละมุน ในงานวิจัยนี้จะใช้ หน่วยแรงเหล็กแกนเดียว เทียบเท่า f_{si} ในทิศทางของเหล็กเส้นจะคำนวณได้จากความเครียดเหล็ก $\bar{\epsilon}_{si}$ ผ่านความสัมพันธ์ หน่วยแรง - ความเครียด สองเชิงเส้น ที่ได้รับโดย (Zhu, R.H.; Hsu, T.T.C.; and Lee, J. Y. 2001), (Hsu TTC.1993) และ (Belarbi, A.; & Hsu, T.T.C. 1995) แสดงในภาพประกอบ 44 จะแสดงโดยเส้นตรงสองเชิงเส้น

$$f_{si} = E_s \bar{\epsilon}_{si} \quad \bar{\epsilon}_{si} \leq \epsilon_n \quad (3.51)$$

$$f_{si} = f_y \left[(0.91 - 2B) + \left(0.02 + 0.25B \frac{\bar{\epsilon}_{si}}{\epsilon_y} \right) \right] \quad \bar{\epsilon}_{si} > \epsilon_n \quad (3.52)$$

$$\epsilon_n = \epsilon_y (0.93 - 2B) , \quad B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \quad (3.53)$$



ภาพประกอบ 44 เส้นกราฟหน่วยแรง - ความเครียด ของเหล็กเส้นกล้าละมุนที่ฝังอยู่ในคอนกรีต

เมื่อ

- f_{si} = หน่วยแรงเหล็กเส้นกล้าละมุนกระจายตัวเฉลี่ย
- $\bar{\epsilon}_{si}$ = ความเครียดเหล็กเส้นกล้าละมุนกระจายตัวเฉลี่ย
- f_y = หน่วยแรงเหล็กเส้นกล้าละมุนเปลือย
- ϵ_y = ความเครียดเหล็กเส้นกล้าละมุนเปลือย
- E_s = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเส้นกล้าละมุน
- ρ = อัตราส่วนของการเสริมเหล็ก
- f_{cr} = กำลังการแตกร้าวของคอนกรีต

หลังจากที่ประเมินหน่วยแรงคอนกรีตจากกฎคุณสมบัติของวัสดุสองแกน เมทริกซ์ความแข็งแกร่งเอลิเมนต์แถบชั้นจะได้สร้างขึ้นตามที่อธิบายในส่วนถัดไป.

กำหนดการประเมินแรงและความแข็งแกร่งของหน้าตัด

แบบจำลองเอลิเมนต์แถบชั้นอยู่บนพื้นฐานของระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ด้วยวิธีการทำให้เรียบง่ายขึ้นที่จะเพิ่มประสิทธิภาพในการประมวลผล การแบ่งย่อยหน้าตัดไม่ต่อเนื่องเริ่มต้นโดยการแบ่งออกเป็นส่วนเอลิเมนต์ต่างๆตามความยาวคานตาม ภาพประกอบ 45 หน้าตัดที่ปลายของแต่ละส่วนเป็นจุดปริพันธ์และจะแบ่งออกเป็นหมายเลขของแถบชั้น ic สำหรับแถบชั้นคอนกรีต isL สำหรับแถบชั้นเหล็กเสริมตามยาว แต่ละเอลิเมนต์แถบ

ชั้นเป็นตัวแทนพฤติกรรมของวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริม ความเครียดตามแนวแกนแต่ละเอลิเมนต์แถบชั้นจะคำนวณได้จากความเครียดที่จุดเซนทรอยด์และความโค้งหน้าตัด โดยสมมติตามสมมติฐานที่ว่าหน้าตัดระนาบยังคงเป็นระนาบ ความเครียดตามขวางคำนวณได้โดยขั้นตอนการทำงานซ้ำ ความเครียดเฉือนจะสมมติว่าคงที่ที่แต่ละหน้าตัด ความแข็งเกร็งสัมผัสและแรงต้านทานของแต่ละเอลิเมนต์แถบชั้นจะคำนวณได้จาก ความสัมพันธ์หน่วยแรง - ความเครียด วัสดุแกนเดียว ความแข็งเกร็งของหน้าตัดและแรงต้านทานของแต่ละหน้าตัดจะคำนวณได้โดยการรวม ความแข็งเกร็งแถบชั้นทั้งหมดและแรงต้านทานที่ระดับหน้าตัดทั้งหมด ความแข็งเกร็งเอลิเมนต์และแรงต้านทานจะคำนวณได้โดย การปรับพันธ์ความแข็งเกร็งหน้าตัด และแรงต้านทานไปตามความยาวของเอลิเมนต์

สำหรับเอลิเมนต์เมมเบรน 2 มิติ 'เมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุ' เป็นสิ่งจำเป็นที่จะสัมพันธ์กับสถานะของหน่วยแรงและความเครียด เมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุ (ซึ่งอาจจะเป็นที่รู้จักว่าเป็น 'เมทริกซ์โมดูลัสของวัสดุ') สามารถแสดงในเทอมของ สูตรโมดูลัสชีแคนต์ หรือสูตรโมดูลัสสัมผัส เมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุชีแคนต์สัมพันธ์กับค่าสมบรูณ์ของ ความเครียดและหน่วยแรง ของเอลิเมนต์ ในขณะที่เมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุสัมผัส นิยามด้วยความสัมพันธ์ระหว่าง การเพิ่มขึ้น ของหน่วยแรงและความเครียดของเอลิเมนต์ ในงานวิจัยนี้ เมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุ สำหรับวัสดุเมมเบรนคอนกรีตเสริมเหล็กจะใช้ในเทอมของสูตรเมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุสัมผัส รายละเอียดของแหล่งที่มาของเมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุชีแคนต์และสัมผัสได้นำเสนอไว้ใน (Zhong 2005)

แบบจำลองคอนกรีต ทำให้มีความเรียบง่ายด้วยระนาบหน่วยแรงวัสดุออร์โททรอปิก (Orthotropic) ซึ่งมีระนาบตั้งฉากซึ่งกันและกันของความยืดหยุ่นสมมาตร ทิศทาง 1 และ 2 เป็นแกนหลัก ระบบพิกัด (x, y) ของวัสดุนี้ ตั้งฉากปกติต่อระนาบของความสมมาตร (ภาพประกอบ 40)

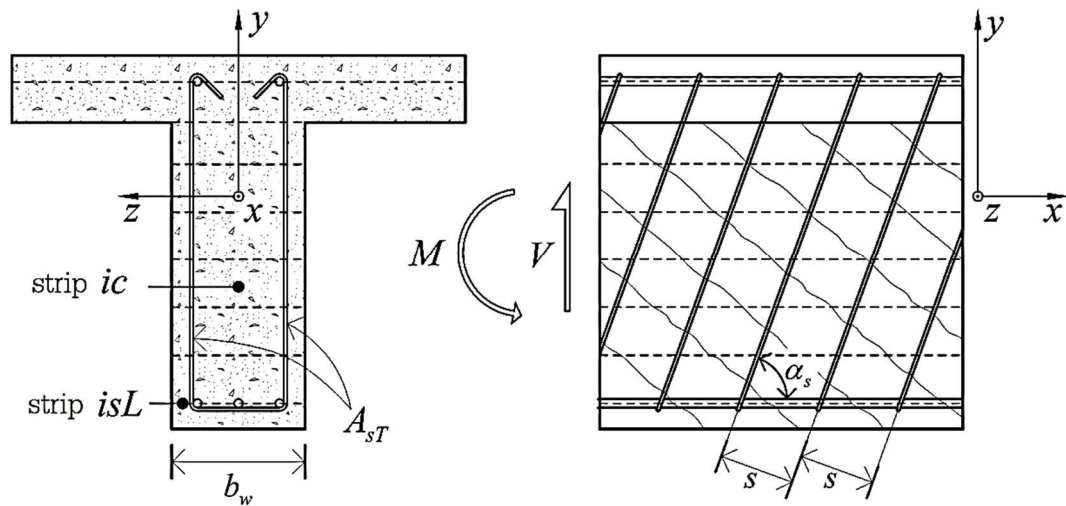
เมทริกซ์โมดูลัสสัมผัส $[E_t]$ สำหรับระนาบหน่วยแรง ของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กเป็นกำหนดสูตรได้เป็น:

$$d \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [E_t] \cdot d \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy}/2 \end{Bmatrix} \quad (3.54)$$

เมทริกซ์โมดูลัสสัมผัส $[E_t]$ ได้รับการประเมินโดย

$$[E_t] = [T(\alpha_{x1})] \cdot [E_c] \cdot [V] \cdot [T(\alpha_{1x})] + \sum_i [T(\alpha_{xi})] \cdot [E_{si}] \cdot [T(\alpha_{il})] \cdot [V] \cdot [T(\alpha_{1x})] \quad (3.55a)$$

$$[E_t] = [E_t^c] + \sum_i [E_t^{si}] \quad (3.55b)$$



ภาพประกอบ 45 การแบ่งแถบชั้นหน้าตัดของคอนกรีตและเหล็กเสริม

ในสมการ (3.55a) $[E_c]$ เป็นเมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุสัมผัสของคอนกรีตแกนเดียวเทียบเท่า, $[E_{st}]$ เป็นเมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุสัมผัสของเหล็กเสริมแกนเดียวเทียบเท่า, และ $[V]$ เป็นเมทริกซ์การแปลงความเครียดที่กำหนดไว้ก่อนหน้าในสมการ (3.30)

เมทริกซ์คุณสมบัติของวัสดุแกนเดียวของคอนกรีต $[E_c]$ จะได้รับจาก

$$[E_c] = \begin{bmatrix} \bar{E}_1^c & \frac{\partial \sigma_1^c}{\partial \bar{\epsilon}_2} & 0 \\ \frac{\partial \sigma_2^c}{\partial \bar{\epsilon}_1} & \bar{E}_2^c & 0 \\ 0 & 0 & G_{12}^c \end{bmatrix} \quad (3.56)$$

ในสมการ 3.46 ด้วยความเครียดแกนเดียวเทียบเท่า, ค่าโมดูลัสสัมผัส $\bar{E}_1^c$ และ $\bar{E}_2^c$ จะกำหนดได้จากแผนภาพ หน่วยแรง - ความเครียด วัสดุแกนเดียว ในทิศทาง 1 และ 2 ตามลำดับ ในเทอมของ

$$\frac{\partial \sigma_1^c}{\partial \bar{\epsilon}_2} \text{ และ } \frac{\partial \sigma_2^c}{\partial \bar{\epsilon}_1}$$

จะได้รับโดยใช้ ความสัมพันธ์คุณสมบัติของวัสดุแกนเดียวเทียบเท่า และคำนึงถึงสถานะของ หน่วยแรงและความเครียด ของคอนกรีตแกนเดียวเทียบเท่าในทิศทาง 1-2 ซึ่งไม่ได้เป็นศูนย์เพราะหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตในแรงอัดที่มีการอ่อนตัวลงจากความเครียดดึงที่ตั้งฉาก ในเทอมของ G_{12}^c คือโมดูลัสเฉือนของคอนกรีตที่สัมพันธ์กับหน่วยแรงเฉือน τ_{12}^c ต่อความเครียดเฉือน γ_{12} ในทิศทาง 1-2 บนพื้นฐานของแนวคิด

รอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ย จาก วงกลมโมห์ ของหน่วยแรงและความเครียด (ภาพประกอบ 41) และสมมติว่าทิศทาง หน่วยแรงหลักและความเครียดหลักของคอนกรีต ตรงกัน G_{12}^c จะได้รับดังนี้

$$G_{12}^c = \frac{\sigma_1^c - \sigma_2^c}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} \quad (3.57)$$

เมทริกซ์โมดูลัสวัสดุเหล็กเสริมแกนเดียวในระบบพิกัด (si, ti) ของเหล็กเสริมจะได้รับโดย

$$[\mathbf{E}_{si}] = \begin{bmatrix} \rho_{si} \bar{E}_{si} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.58)$$

เมื่อ $\bar{E}_{si}$ เป็นโมดูลัสสัมผัสแกนเดียวสำหรับเหล็กเส้น ที่กำหนดได้โดยสถานะ หน่วยแรง/ความเครียด

จากสมการที่ 3.55 ขณะนี้สามารถกำหนดสมการความสัมพันธ์ ของหน่วยแรงและความเครียด ที่แต่ละแถบชั้นของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กได้ดังต่อไปนี้

$$\{\boldsymbol{\sigma}\} = \left[[\mathbf{E}_t^c] + \sum_{i=1}^{nst} [\mathbf{E}_t^{sTi}] + [\mathbf{E}_t^{sL}] \right] \cdot \{\boldsymbol{\varepsilon}\} \quad (3.59)$$

เมื่อ

- $[\mathbf{E}_t^c]$ คือเมทริกซ์โมดูลัสสัมผัส (Tangent modulus) ของคอนกรีต
- $[\mathbf{E}_t^{sTi}]$ คือเมทริกซ์โมดูลัสสัมผัสของเหล็กเสริมตามขวาง
- $[\mathbf{E}_t^{sL}]$ คือเมทริกซ์โมดูลัสสัมผัสของเหล็กเสริมตามยาว

เพื่อสะดวกในการแบ่งเอลิเมนต์แถบชั้นโดยไม่ขึ้นอยู่กับเหล็กเสริมตามยาวจะกำหนดดังนี้

$$\{\boldsymbol{\sigma}\} = \left[[\mathbf{E}_t^c] + \sum_{i=1}^{nsT} [\mathbf{E}_t^{sTi}] \right] \cdot \{\boldsymbol{\varepsilon}\} + [\mathbf{E}_t^{sL}] \cdot \{\boldsymbol{\varepsilon}\} \quad (3.60a)$$

$$\{\boldsymbol{\sigma}\} = \{\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{c+sT}\} + \{\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{sL}\} \quad (3.60b)$$

และกำหนดให้

$$\{\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{c+sT}\} = [\mathbf{E}_t^{c+sT}] \cdot \{\boldsymbol{\varepsilon}\} \quad (3.61)$$

$$\{\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{sL}\} = [\mathbf{E}_t^{sL}] \cdot \{\boldsymbol{\varepsilon}\} \quad (3.62)$$

การแก้ปัญหาเอลิเมนต์ที่นำเสนออยู่บนพื้นฐานของสมมติฐานระนาบหน้าตัด เทอมองศาอิสระของหน้าตัดตามสมการ (3.3) จะต้องสอดคล้องกัน กับความเครียดตามขวาง ε_y จะย่อออกมาจากความสมดุลตามแนวแกน y ตามภาพประกอบ 46 จากสมการ (3.51) และ (3.52) คือ

$$\{\hat{\mathbf{g}}^{c+sT}\} = \hat{\mathbf{E}}_t^{c+sT} \cdot \{\hat{\mathbf{e}}\} \quad (3.63)$$

$$\{\hat{\mathbf{g}}^{sL}\} = \hat{\mathbf{E}}_t^{sL} \cdot \{\hat{\mathbf{e}}\} \quad (3.64)$$

จากสมการ (3.4) สามารถประเมินแรงของแต่ละเอลิเมนต์แถบชั้นในส่วนของคอนกรีตและเหล็กตามขวางได้ดังนี้

$$\{\mathbf{S}^{c+sT}\} = \mathbf{a}_s^T(y) \cdot \{\hat{\mathbf{g}}^{c+sT}\} \quad (3.65)$$

แรงของแต่ละเอลิเมนต์แถบชั้นในส่วนของเหล็กตามยาวสามารถประเมินได้ดังนี้

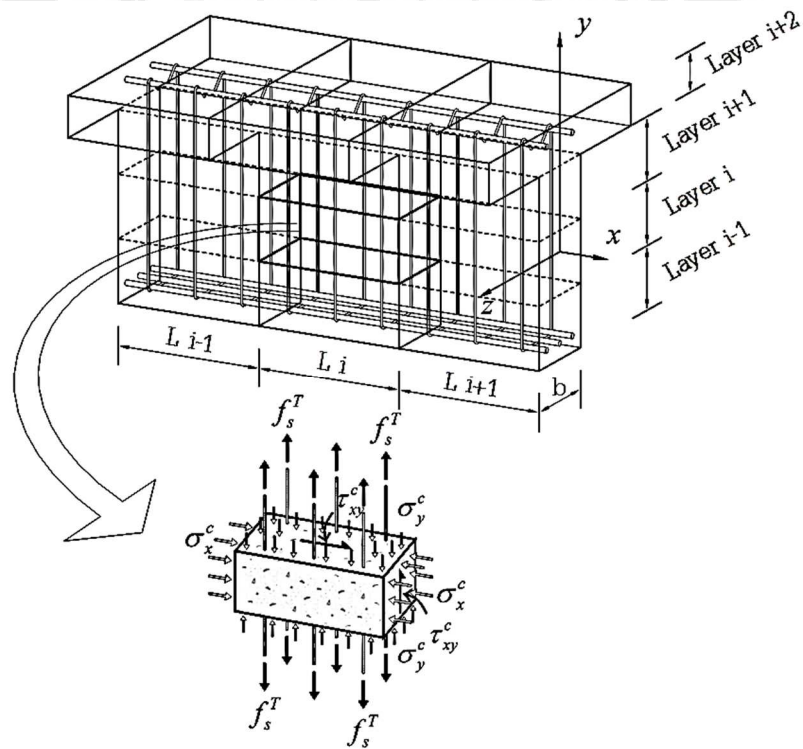
$$\{\mathbf{S}^{sL}\} = \mathbf{a}_s^T(y) \cdot \{\hat{\mathbf{g}}^{sL}\} \quad (3.66)$$

จากสมการ (3.5) สามารถประเมินความแข็งแรงของของแต่ละเอลิเมนต์แถบชั้นในส่วนของคอนกรีตและเหล็กตามขวางได้ดังนี้

$$[\mathbf{k}_s^{c+sT}] = (\mathbf{a}_s^T(y) \cdot \hat{\mathbf{E}}_t^{c+sT} \cdot \mathbf{a}_s(y)) \cdot A_c \quad (3.67)$$

ความแข็งแรงของแต่ละเอลิเมนต์แถบชั้นในส่วนของเหล็กตามยาวสามารถประเมินได้ดังนี้

$$[\mathbf{k}_s^{sL}] = (\mathbf{a}_s^T(y) \cdot \hat{\mathbf{E}}_t^{sL} \cdot \mathbf{a}_s(y)) \cdot A_{sL} \quad (3.68)$$



ตามภาพประกอบ 46 ความสมดุลของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก

แรงรวมทั้งหมดของหน้าตัดคือผลรวมของแรงคอนกรีตกับเหล็กตามขวางและแรงจากเหล็กเสริมตามยาวตามลำดับ

$$\{S\} = \sum_{i=1}^{nc} \{S^{c+sT}\} + \sum_{i=1}^{nsL} \{S^{sL}\} \quad (3.69)$$

เมื่อ nc และ nsL คือจำนวนของแถบชั้นคอนกรีตและแถบชั้นของเหล็กตามยาวในหน้าตัดตามลำดับ

ความแข็งแรงทั้งหมดของหน้าตัดจะได้มาจากผลรวมของความแข็งแรงคอนกรีตกับเหล็กเสริมตามขวางและจากเหล็กเสริมตามยาว

$$[k_s] = \sum_{i=1}^{nc} [k_s^{c+sT}] + \sum_{i=1}^{nsL} [k_s^{sL}] \quad (3.70)$$

ขั้นตอนดำเนินการของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นด้วยการแบ่งย่อยแถบชั้น

ระเบียบวิธีเฟล็กซิบิลิตีที่ได้รับเลือกในการทำงานนี้ เนื่องจากการแสดงในการศึกษาหลายอย่างที่น่าไปสู่ความได้เปรียบที่สำคัญในการวิเคราะห์โครงสร้างไร้เชิงเส้น ปัญหาหลักของวิธีนี้คือการกำหนดของแรงต้านทานเริ่มต้นจากการเสียรูปของเอลิเมนต์ ปัญหานี้เกิดขึ้นเมื่อการกำหนดสูตรไฟไนต์เอลิเมนต์ อยู่บนพื้นฐานของหลักการแรงเสมือน ขั้นตอนที่ใช้ในการแก้ปัญหานี้จะเรียกว่าการกำหนดสถานะเอลิเมนต์

ถึงแม้ว่าเอลิเมนต์อยู่บนพื้นฐานของเฟล็กซิบิลิตี จะถูกนำมาใช้ในระเบียบวิธีการความแข็งแรงโดยตรง ดังนั้นทุกขั้นตอน เป็นผลที่ได้ทั้งหมด ในการเปลี่ยนตำแหน่งทั่วไปขององศาอิสระของโครงสร้าง เนื่องจากเอลิเมนต์บนพื้นฐานของเฟล็กซิบิลิตี ไม่ได้มีฟังก์ชันรูปทรง ที่มีความสัมพันธ์ของ สนามการเสียรูปในหน้าตัดตามแนวเอลิเมนต์ ต่อ การเปลี่ยนตำแหน่งที่จุดต่อเอลิเมนต์ กระบวนการในการหาแรงต้านทานที่สอดคล้องกับการเสียรูปเอลิเมนต์ เป็นการกำหนดสถานะ

กระบวนการกำหนดสถานะประกอบด้วยสามขั้นตอนที่แตกต่างกัน:

(a) การกำหนดสถานะหน้าตัด: เริ่มต้นจาก การเสียรูปในหน้าตัด ขั้นตอนนี้กำหนด แรงในหน้าตัด ในขณะที่โดยทั่วไปขั้นตอนนี้เป็นเรื่องเรียบง่ายและตรงไปตรงมา ในการทำงานนี้เป็นตัวแทนจากขั้นตอนที่ซับซ้อนได้สรุปไว้ในแผนภูมิการไหลตามภาพประกอบ 50

(b) การกำหนดสถานะเอลิเมนต์: เริ่มต้นจากการเปลี่ยนตำแหน่งที่จุดต่อในขั้นตอนนี้แรงต้านทานที่จุดต่อจะคำนวณได้จากการกำหนดสถานะเอลิเมนต์ ภายในการกำหนดสถานะหน้าตัด ได้สรุปไว้ในแผนภูมิการไหลตามภาพประกอบ 49

(c) การกำหนดสถานะโครงสร้าง: ในขั้นตอนนี้จะประกอบแรงของแต่ละเอลิเมนต์ และให้แรงต้านทานโครงสร้าง แรงนี้จะต้องถูกนำมาเปรียบเทียบกับแรงน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ การเปรียบเทียบนี้ให้แรงไม่สมดุล ที่จะต้อง

นำไปใช้กับโครงสร้างในขั้นตอนการทำงานซ้ำจนกระทั่งการลู่เข้าถึงค่าที่ยอมให้ ได้สรุปไว้ในแผนภูมิการไหลตามภาพประกอบ 48

ในวิธีการที่นำเสนอขั้นตอนวิธีไร้เชิงเส้นประกอบด้วย สามขั้นตอน ที่ซ้อนกันแยกกันชัดเจนซึ่งจะแสดงในภาพประกอบ 47 สองกระบวนการนอกสุดแสดงโดยดัชนี k และ i เกี่ยวข้องกับองศาอิสระของโครงสร้างและสอดคล้องกันกับขั้นตอนการวิเคราะห์ไร้เชิงเส้นตามระเบียบวิธี นิวตัน-ราฟสัน สำหรับกระบวนการในสุด, แสดงโดยดัชนี j อ้างอิงถึงการซ้ำที่ต้องการในการกำหนดสถานะเอลิเมนต์ ภาพประกอบ 47 แสดงให้เห็นถึงวิวัฒนาการของสถานะ โครงสร้าง, เอลิเมนต์, และหน้าตัด ในช่วงหนึ่งขั้นตอนน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{P}_E^k$ ที่เกี่ยวข้องกับหลายๆการทำซ้ำ นิวตัน-ราฟสัน ในการสรุป ด้วยสัญลักษณ์ด้วยของกระบวนการที่ซ้อนกันจะมีการกำหนดดังนี้

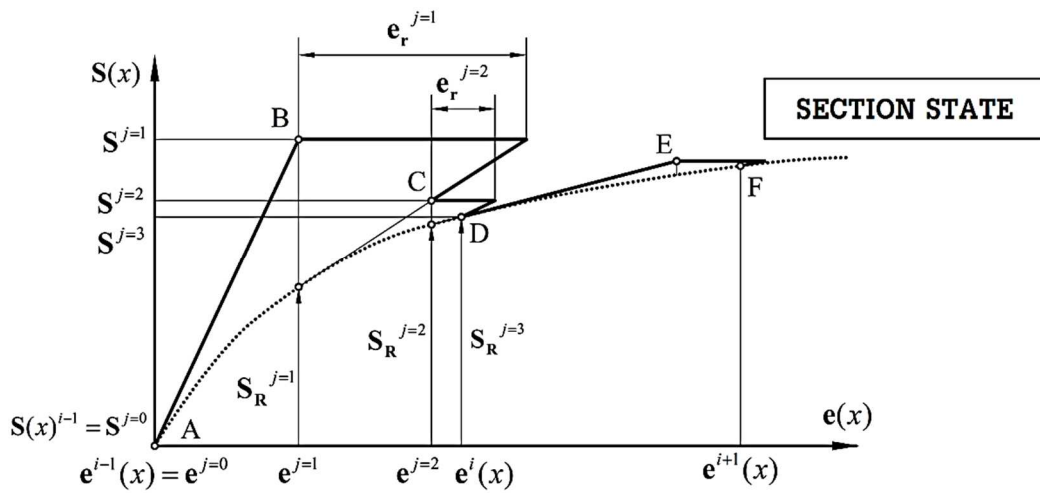
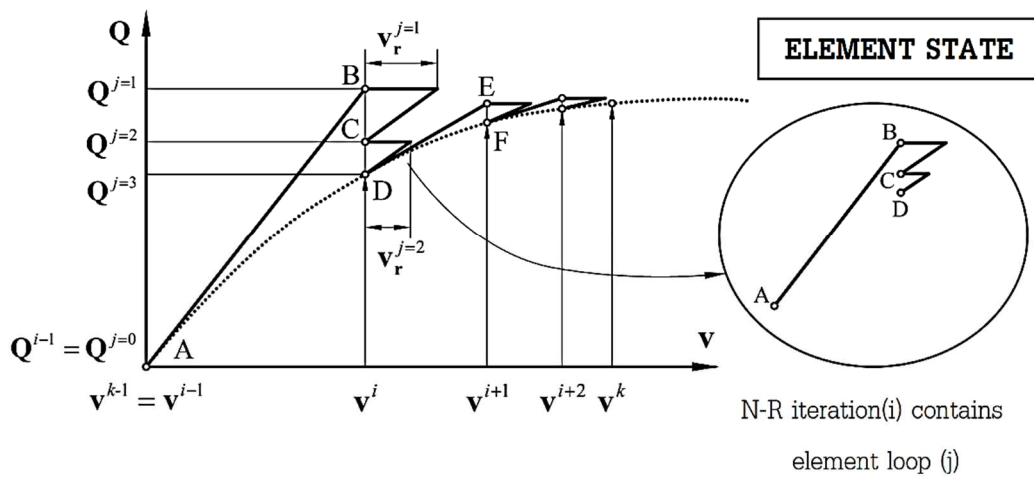
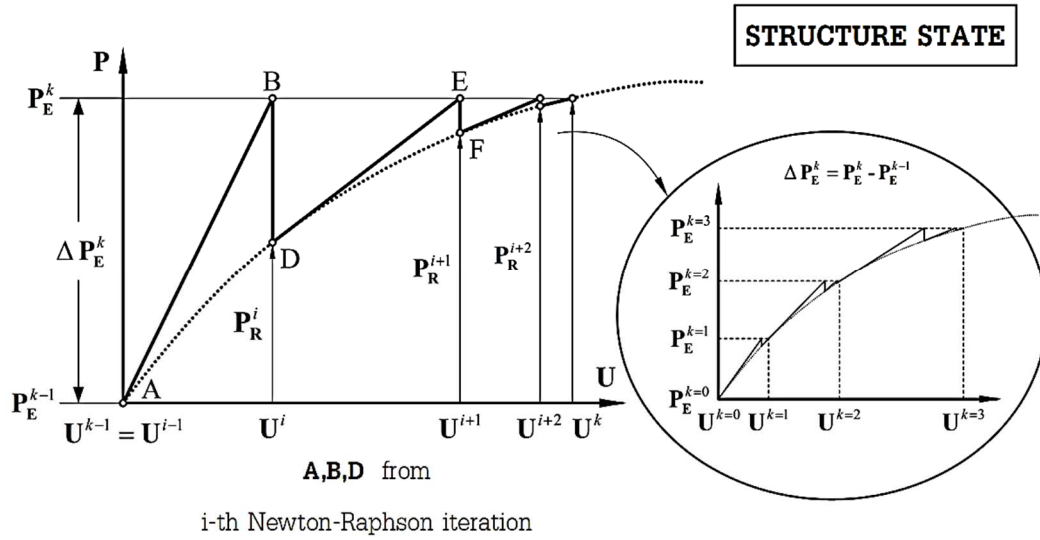
k หมายถึงขั้นตอนน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ น้ำหนักบรรทุกภายนอกกำหนดให้เป็นการซ้อนทับครั้งต่อไปของน้ำหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{P}_E^k$ ที่น้ำหนักบรรทุกขั้นตอน k น้ำหนักบรรทุกภายนอกทั้งหมดเท่ากับ $\mathbf{P}_E^k = \mathbf{P}_E^{k-1} + \Delta \mathbf{P}_E^k$ ด้วย $k = 1, \dots, nstep$ และ $\Delta \mathbf{P}_E^0 = 0$

i หมายถึงแบบแผนการทำซ้ำ นิวตัน-ราฟสัน ในระดับโครงสร้าง นั่นคือ กระบวนการพิจารณา กำหนดสถานะโครงสร้าง วงรอบการทำซ้ำนี้ก่อให้เกิดผลการเปลี่ยนตำแหน่งของโครงสร้าง $\mathbf{U}^k$ ซึ่งสอดคล้องกับน้ำหนักบรรทุกที่ให้ $\mathbf{P}_E^k$

j หมายถึงแบบแผนการทำซ้ำที่ระดับเอลิเมนต์ นั่นคือ กระบวนการพิจารณา กำหนดสถานะเอลิเมนต์ นี่จำเป็นต้องทำในแต่ละการทำซ้ำ นิวตัน-ราฟสัน ในการกำหนดแรงต้านทานเอลิเมนต์ที่สอดคล้องกับการเสียรูปเอลิเมนต์ $\mathbf{v}^j$ ที่การทำซ้ำนิวตัน-ราฟสัน ที่ i th

สรุปขั้นตอนการกำหนดสถานะ

หลังจากที่รายละเอียดของขั้นตอนการ กำหนดสถานะเอลิเมนต์ และกำหนดสถานะหน้าตัดหรือการประเมินแรงและความแข็งแกร่งของหน้าตัด ในส่วนก่อนหน้า การสรุป ที่เป็นขั้นเป็นตอน ของการคำนวณที่จะนำเสนอต่อไปนี้ การสรุปมุ่งเน้นไปที่การทำงานซ้ำเดียวที่องศาอิสระโครงสร้างเพราะในด้านวัฏกรรมของการศึกษาครั้งนี้เป็นกระบวนการของการกำหนดสถานะเอลิเมนต์และการกำหนดสถานะหน้าตัด ส่วนที่เหลือของขั้นตอนวิธีการแก้ปัญหาไร้เชิงเส้นต่อไปนี้ วิธีการที่ดีจัดตั้งขึ้นดังกล่าวด้วยวิธีการของ นิวตัน-ราฟสัน ได้เลือกในการศึกษาครั้งนี้ กลยุทธ์ทางเลือกการแก้ปัญหาที่สามารถดำเนินการได้โดยไม่ต้องพยายามเพิ่มเติม เนื่องจากการกำหนดสถานะโครงสร้างเหล่านี้เป็นอิสระจากการกำหนดสถานะเอลิเมนต์ ความสัมพันธ์ของการทำซ้ำ นิวตัน-ราฟสัน ในการแก้ปัญหาไร้เชิงเส้นของโครงสร้างทั้งหมดจะถูกแสดงตามภาพประกอบ 47 ซึ่งยังแสดงให้เห็นความสัมพันธ์ระหว่างกลยุทธ์การแก้ปัญหาโดยรวมและขั้นตอนการกำหนดสถานะเอลิเมนต์ ของภาพประกอบ 47



ภาพประกอบ 47 การทำวนซ้ำของ สถานะโครงสร้าง สถานะเอลิเมนต์ และ สถานะหน้าตัด

แสดงให้เห็นถึงรายละเอียดของขั้นตอนการกำหนดสถานะสำหรับเอลิเมนต์ แผนภูมิการไหลของการคำนวณ สำหรับขั้นตอนวิธีการแก้ปัญหาที่กำหนดสถานะโครงสร้างทั้งหมดจะถูกแสดงในภาพประกอบ 48 ในขณะที่แผนภูมิการไหลของการคำนวณสำหรับการกำหนดสถานะเอลิเมนต์ที่แสดงในภาพประกอบ 49 และแผนภูมิการไหลของการคำนวณสำหรับการกำหนดสถานะหน้าตัดแสดงในภาพประกอบ 50

เกณฑ์การลู่เข้า เกณฑ์การลู่เข้าที่นำมาใช้ในระดับโครงสร้างอยู่บนพื้นฐานการใช้หลักเกณฑ์พลังงาน โดยเฉพาะอย่างยิ่งตามที่แสดงใน (Spacone, E.; Taucer, F.F.; Filippou, F.C. 1996) โดยจะสันนิษฐานว่าการลู่เข้าทั่วไปของการทำวนซ้ำ นิวตันราฟสัน จะสำเร็จเมื่อ อัตราส่วนระหว่าง งานที่เพิ่มขึ้นในปัจจุบัน เทียบกับ งานเริ่มต้นที่เพิ่มขึ้น น้อยกว่าค่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้

$$\frac{\left\{ \left[(\Delta \mathbf{P}_U^k) \right]^T \cdot (\Delta \mathbf{U}^k)^i \right\}}{\left\{ \left[(\Delta \mathbf{P}_E^k) \right]^T \cdot (\Delta \mathbf{U}^k)^1 \right\}} \leq Stol \quad (3.71)$$

การพิจารณากำหนดเกณฑ์การลู่เข้าสถานะเอลิเมนต์ด้วยเกณฑ์พลังงาน โดยการเพิ่มขึ้นของพลังงานที่การทำซ้ำปัจจุบัน j ที่คำนวณได้ เทียบกับพลังงานเอลิเมนต์ที่การทำซ้ำ $j=1$ เกณฑ์นี้จะอธิบายโดยสมการต่อไปนี้

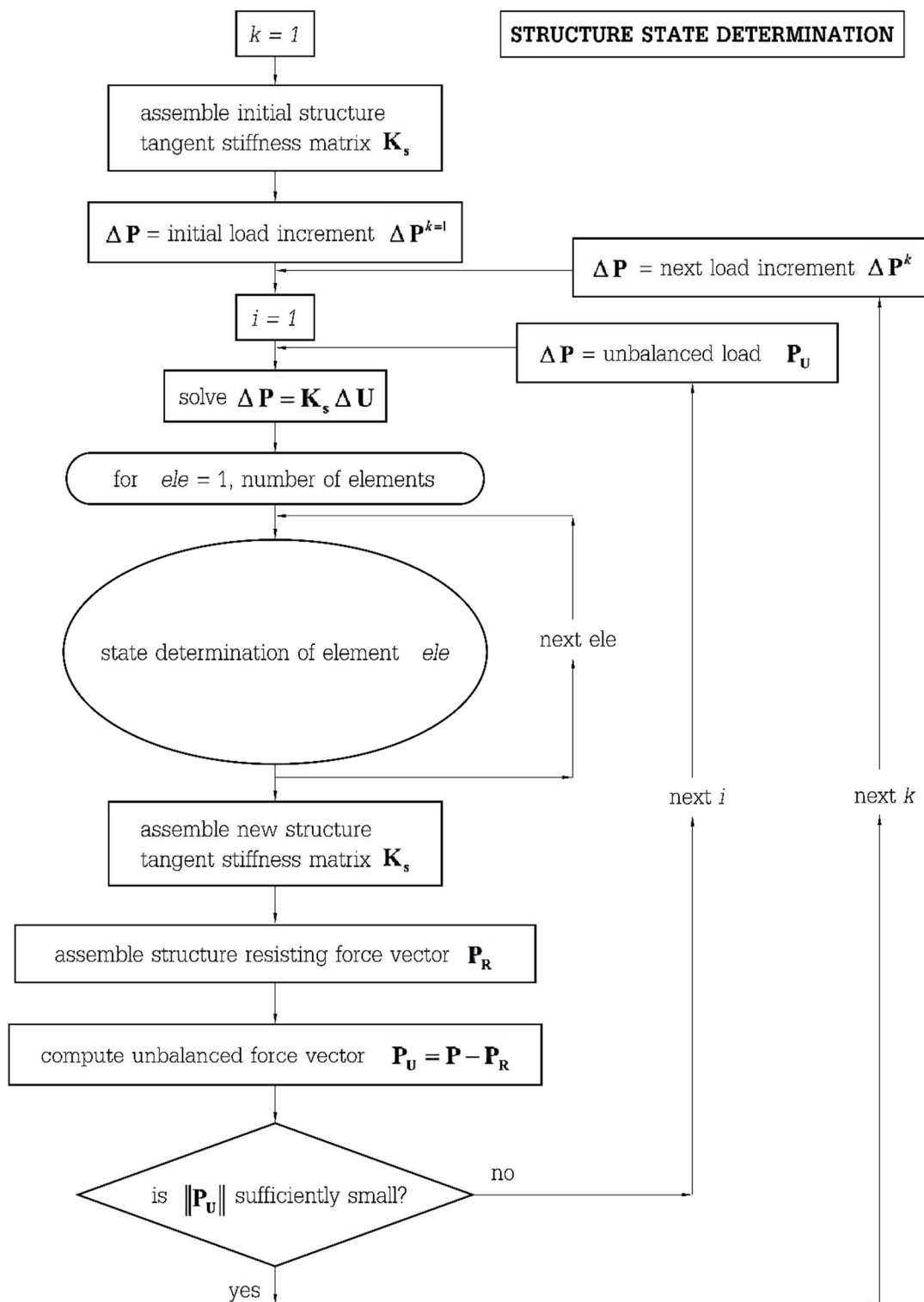
$$\frac{\left\{ \left[\left((\mathbf{v}_r^k)^i \right)^{j-1} \right]^T \cdot \left((\mathbf{k}_{ele}^k)^i \right)^{j-1} \cdot \left((\mathbf{v}_r^k)^i \right)^{j-1} \right\}}{\left\{ \left[(\Delta \mathbf{v}^k)^i \right]^T \cdot (\mathbf{k}_{ele}^k)^{i-1} \cdot (\Delta \mathbf{v}^k)^i \right\}} \leq Etol \quad (3.72)$$

เมื่อ ตัวเศษเป็นปริมาณคำนวณได้ในที่ขั้นตอน j และตัวส่วนเป็นปริมาณคำนวณได้ในที่ขั้นตอนเริ่มต้น

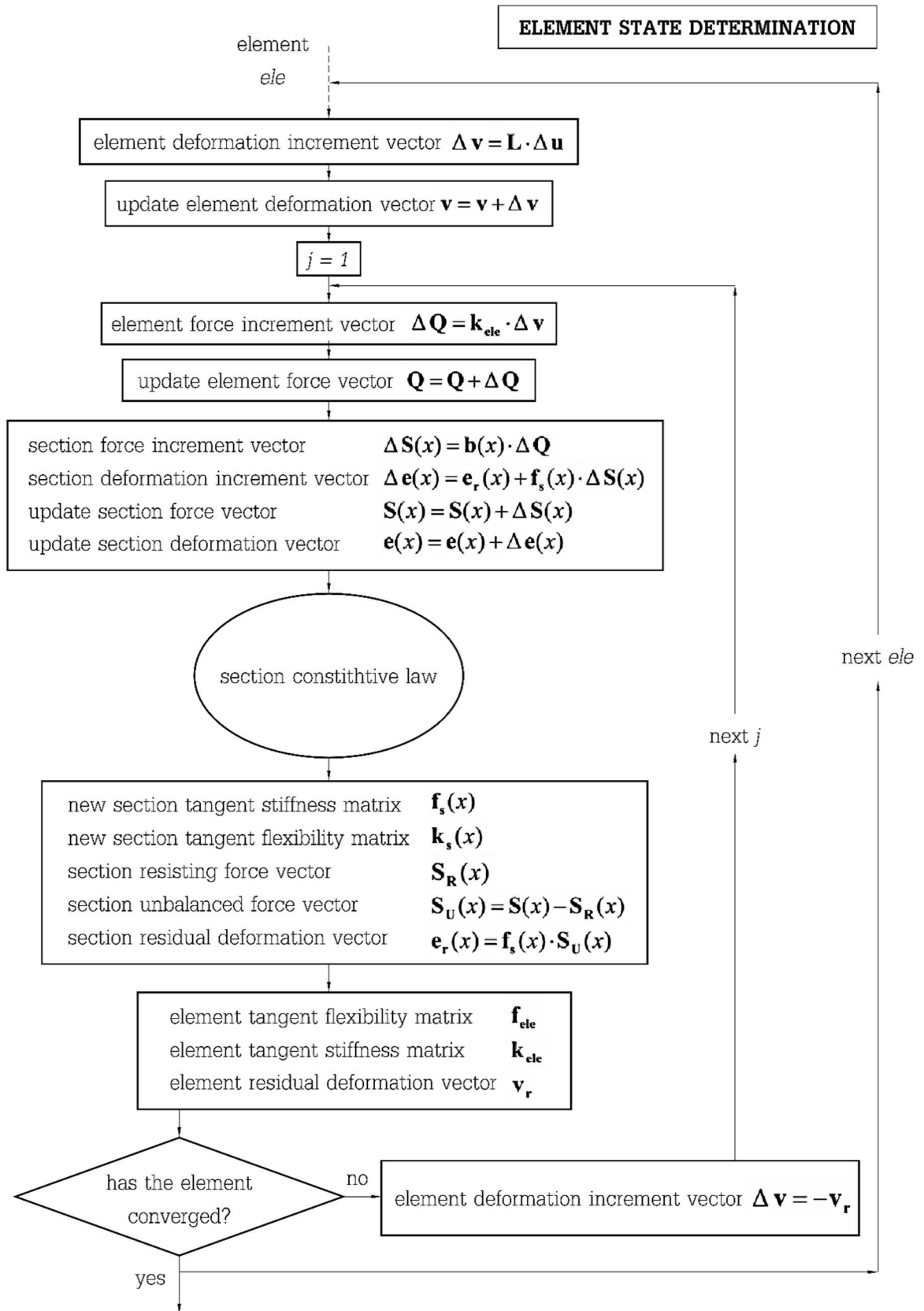
กำหนดให้ค่าความคลาดเคลื่อนที่ยอมรับได้สำหรับระดับโครงสร้างและระดับเอลิเมนต์ ทั้งสอง มีค่าเดียวกันเป็น $Stol = Etol = 10^{-6}$ เกณฑ์พลังงานนี้มีประโยชน์มากในการควบคุมได้ทั้งแรงไม่สมดุลและเศษเหลือการเสียรูป

แผนภูมิการไหล ภาพรวมกราฟิกแสดงโดยแผนภูมิการไหลของขั้นตอนการวิเคราะห์ไร้เชิงเส้นทั้งหมดได้นำเสนอใน ภาพประกอบ 48 และ ภาพประกอบ 49 , ภาพประกอบ 48 ให้ภาพรวมของกระบวนการทั้งหมดด้วยการซ้อนในการวนรอบการทำวนซ้ำแต่ละส่วนและไม่แตกต่างจากแบบแผนการวิเคราะห์ไร้เชิงเส้นแบบมาตรฐาน คุณสมบัติใหม่ of ขั้นตอนวิธีการที่นำมาใช้ในการกำหนด สถานะเอลิเมนต์ ซึ่งจะแยกออกมาเพื่อ

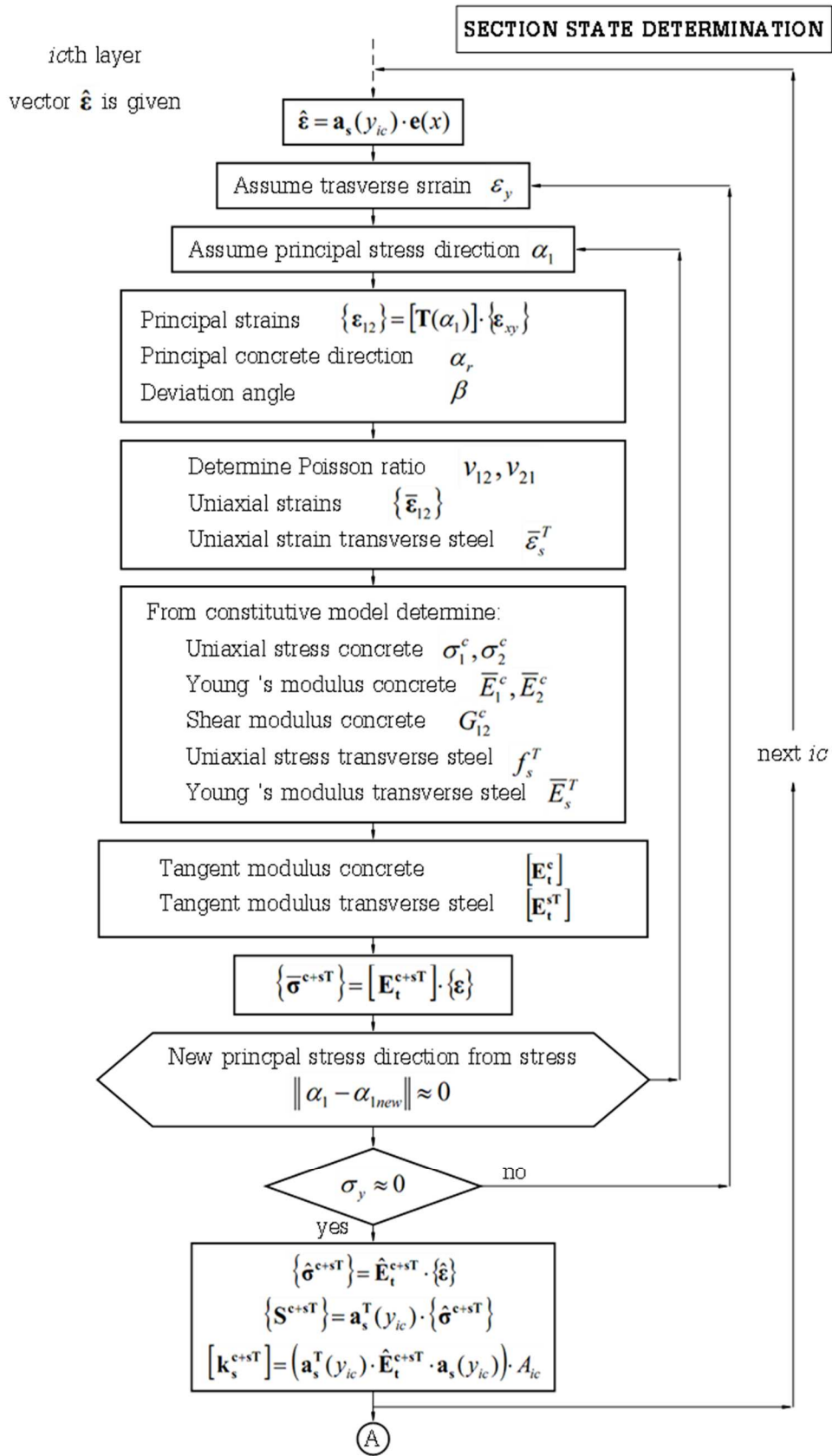
นำเสนอในภาพประกอบ 49 และคุณสมบัติใหม่ของขั้นตอนวิธีการที่นำมาใช้ในการกำหนด สถานะหน้าตัดนำเสนอในภาพประกอบ 50

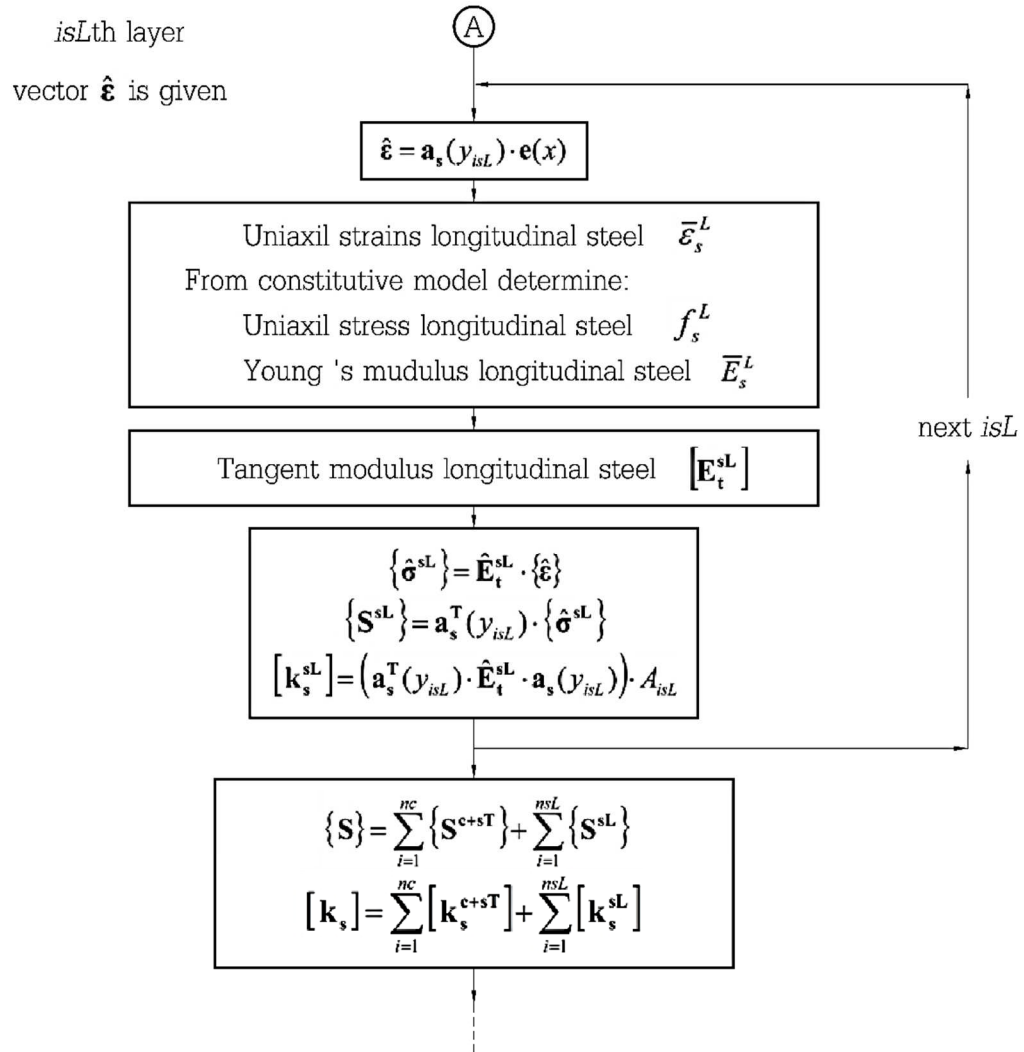


ภาพประกอบ 48 แผนภูมิการไหลการกำหนดสถานะโครงสร้าง



ภาพประกอบ 49 แผนภูมิการไหลการกำหนดสถานะเอลิเมนต์





ภาพประกอบ 50(ต่อ)

บทที่ 4

การตรวจสอบแบบจำลองจากผลการทดลอง

บทนี้กล่าวถึงการประยุกต์ใช้ขั้นตอนการวิเคราะห์แบบไร้เชิงเส้นให้กับโครงสร้างที่ได้ทำการทดสอบก่อนหน้านี้ โดยมีจุดประสงค์ของการตรวจสอบขั้นตอนวิธีการดำเนินการใหม่ที่ได้นำเสนอ จุดสนใจหลักในการใช้งานเหล่านี้คือการตรวจสอบความถูกต้องของขั้นตอนการวิเคราะห์โครงสร้างรับแรงเฉือนวิกฤต การพิจารณาที่สำคัญในการสร้างแบบจำลองแบบไร้เชิงเส้นจะได้กล่าวถึงผ่านการใช้ตัวอย่างการปฏิบัติโดยมีวัตถุประสงค์ในการให้แนวทางการสร้างแบบจำลองสำหรับการใช้งานทั่วไป

โครงสร้างที่ได้พิจารณาประกอบด้วย: สองชุดการทดสอบของ แก้วคานทดสอบโดย (Vecchio; & Shim 2004) และหกผนังรับแรงเฉือนขนาดใหญ่ทดสอบโดย (Lefas; et al.1990) ในของแต่ละการศึกษาทดลองจะพิจารณาขั้นตอนการทดสอบโครงสร้างดังต่อไปนี้ อันดับแรกแนะนำให้รายละเอียดของโครงสร้างที่จำเป็นสำหรับการสร้างแบบจำลองนี้ แล้วจะตามด้วยการสร้างแบบจำลองและการวิเคราะห์โครงสร้าง หลังจากนั้นการตอบสนองที่เกิดขึ้นจากการวิเคราะห์นำมาเทียบกับการตอบสนองการทดลองสำหรับ การตอบสนองน้ำหนักบรรทุกการโก่งตัว ความเครียดเหล็กเสริม การอธิบายเกี่ยวกับการเปรียบเทียบจะถูกนำเสนอในตอนท้าย นอกจากนี้ปัญหาที่พบหรือคาดว่าจะมีส่วนที่เกี่ยวกับการสร้างแบบจำลองและการจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างจะได้มีการกล่าวถึง.

การการตรวจสอบด้วยการทดลองคานของ Vecchio & Shim.

ชุดของคานทดสอบโดย (Bresler; & Scordelis.1963) มักจะใช้เป็นมาตรฐานในการตรวจสอบการวิเคราะห์ คานได้รับการออกแบบให้วิกฤตในแรงเฉือน ด้วยจำนวนที่หนักของเหล็กเสริมรับแรงดัด และปริมาณที่เบาของของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนตั้งแต่ 0.0% ถึง 0.2% การทดสอบเหล่านี้เป็นตัวแทนของความท้าทายที่ยากลำบากในการสร้างแบบจำลองวิเคราะห์ประดิษฐ์สูตรแบบไร้เชิงเส้น แต่ล้มเหลวในการให้การจำลองที่ถูกต้องของพฤติกรรมแสดงโดยคานเหล่านี้กล่าวโดย

โปรแกรมการทดสอบได้รับการดำเนินการใหม่โดย (Vecchio; & Shim.2004) ที่มหาวิทยาลัยโตรอนโต โดยสร้างคานทดสอบของ (Bresler; & Scordelis.1963) ซึ่งมีจุดมุ่งหมายเพื่อตรวจสอบการทำซ้ำของผลการทดสอบ นอกจากนี้การทดสอบของโตรอนโตยังมีวัตถุประสงค์เพื่อให้ข้อมูลเกี่ยวกับการตอบสนองหลังจุดสูงสุดของคานซึ่งไม่ได้ถูกรายงานในคานของ Bresler-Scordelis โปรแกรมการทดสอบ 12 คานอยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบจุดกระทำซ้ำทางเดียว (Monotonically) เพิ่มขึ้นจนกระทั่งวิบัติ

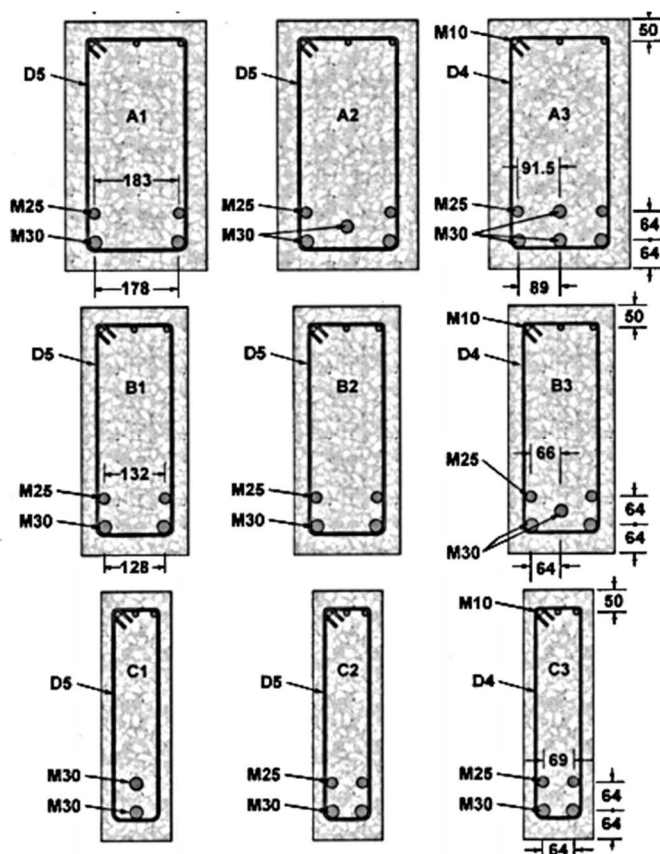
เนื่องจากความท้าทายในการจำลองพฤติกรรมของคานเหล่านี้ทั้งหมด 9 คานได้ถูกจำลองด้วยแบบจำลองที่นำเสนอ เพื่อดำเนินการตรวจสอบสูตรการวิเคราะห์ที่โดยเฉพาะอย่างยิ่งคานรับแรงเฉือนวิกฤต

รายละเอียดของโครงสร้างคาน Vecchio & Shim.

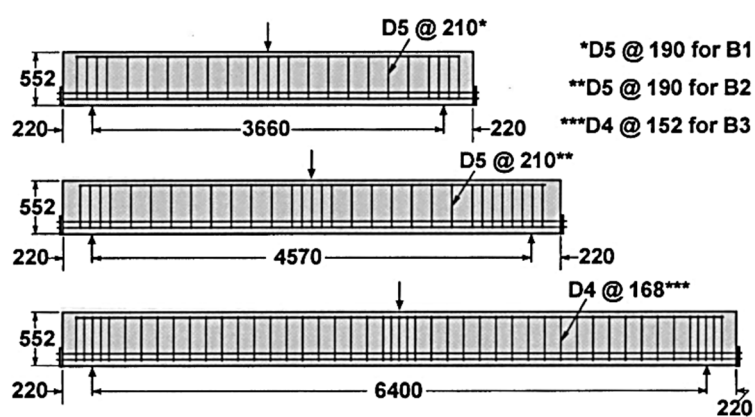
รายละเอียดหน้าตัดขวางจะได้รับในภาพประกอบ 51 และโปรไฟล์คานจะถูกแสดงในภาพประกอบ 52 ตารางที่ 1 แสดงรายละเอียดที่เกี่ยวข้องเพิ่มเติม (เพื่อความสะดวกในการเปรียบเทียบชื่อชิ้นงานให้กับคานจะนำหน้าด้วย VS). ขนาดเหล็กเส้นเมตริก M25 และ M30 ($A_s = 500$ และ 700 mm^2 ตามลำดับ) ถูกนำมาใช้ในชุดต่างๆที่จะได้รับการประมาณอัตราส่วนเหล็กเสริมเช่นเดียวกับกับคาน Bresler-Scordelis. ในทำนองเดียวกันเหล็กเส้น M10 ($A_s = 100 \text{ mm}^2$) ถูกนำมาใช้สำหรับการเสริมรับแรงอัดและเหล็กเส้นข้ออ้อย D4 และ D5 ($A_s = 25.7$ และ 32.2 mm^2 ตามลำดับ) ถูกนำมาใช้สำหรับการเสริมเหล็กปลอก. เหล็กเส้นด้านล่างตามยาวขยายที่ส่วนปลายของคานและปลายฝั่งสมอแผ่นเหล็กหนา 25 มิลลิเมตรในกรณีนี้โดยการเชื่อม. คุณสมบัติของวัสดุคอนกรีต (ที่เวลาของการทดสอบคาน) เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กเสริมแรงเฉือนได้สรุปไว้ในตาราง 2 ขนาดมวลรวมหยาบสูงสุดเป็น 20 mm.

ตาราง 1 รายละเอียดของคาน Vecchio & Shim.

Beam Number	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	Span (mm)	Bottom steel	Top steel	Stirrups
VS-A1	305	552	457	4100	3660	2M30 ,2M25	3M10	D5@210
VS-A2	305	552	457	5010	4750	3M30 ,2M25	3M10	D5@210
VS-A3	305	552	457	6840	6400	4M30 ,2M25	3M10	D4@168
VS-B1	229	552	457	4100	3660	2M30 ,2M25	3M10	D5@190
VS-B2	229	552	457	5010	4750	2M30 ,2M25	3M10	D5@190
VS-B3	229	552	457	6840	6400	3M30 ,2M25	3M10	D4@152
VS-C1	152	552	457	4100	3660	2M30	3M10	D5@210
VS-C2	152	552	457	5010	4750	2M30 ,2M25	3M10	D5@210
VS-C3	152	552	457	6840	6400	2M30 ,2M25	3M10	D4@168



ภาพประกอบ 51 รายละเอียดหน้าตัดขวางของคาน Vecchio & Shim.



ภาพประกอบ 52 รายละเอียดคานด้านข้าง

ที่มา: Vecchio, F. J.; & Shim, W. (2004), Experimental and Analytical Reexamination of Classic Concrete Beam Tests. pp. 462.

ตาราง 2 รายละเอียดคุณสมบัติของวัสดุคอนกรีตและเหล็กเสริมคาน Vecchio & Shim.

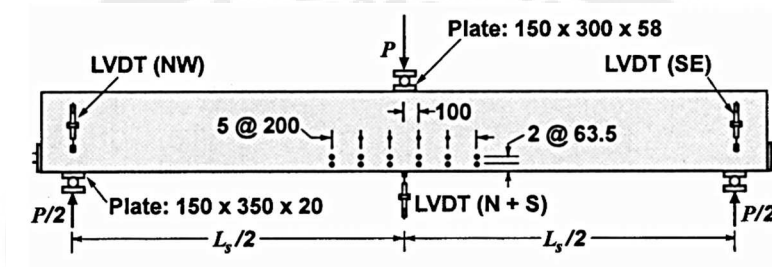
	Reinforcement			
	Diameter	Area	f_y	E_s
Bar size	(mm)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)
M10	11.3	100	460	200000
M25 ^a	25.2	500	615	210000
M25 ^b	25.2	500	680	220000
M30	29.9	700	700	200000
D4	5.7	25.7	651	200000
D5	6.4	32.2	649	200000
	Concrete			
	f'_c	ϵ_o	E_c	f_{sp}
Beam number	(MPa)	(mm/mm)	(MPa)	(MPa)
VS-A1	22.6	0.0016	36500	2.37
VS-A2	25.9	0.0021	32900	3.37
VS-A3	43.5	0.0019	34300	3.13
VS-B1	22.6	0.0016	36500	2.37
VS-B2	25.9	0.0021	32900	3.37
VS-B3	43.5	0.0019	34300	3.13
VS-C1	22.6	0.0016	36500	2.37
VS-C2	25.9	0.0021	32900	3.37
VS-C3	43.5	0.0019	34300	3.13

การติดตั้งการทดสอบใช้ในการดำเนินการทดลองจะแสดงแผนผังในภาพประกอบ 53 โปรดสังเกตว่า เซอร์โวควบคุม MTS 2700 กิโลนิวตันเครื่องทดสอบสากลถูกนำมาใช้เพื่อนำไปใช้น้ำหนักบรรทุกจุดกึ่งกลาง. น้ำหนักบรรทุกที่ถูกนำมาใช้ครั้งแรก 40 กิโลนิวตันเพิ่มขึ้นทีละขั้นตอนต่อน้ำหนักบรรทุก เมื่อเข้าใกล้กับน้ำหนักบรรทุกสูงสุด เปลี่ยนเป็นการแทนที่การควบคุมที่ช่วยให้ความต่อเนื่องของการทดสอบลงในระบบน้ำหนักบรรทุกหลังสูงสุด. ตัวอย่างได้ถูกเครื่องมือวัดอิเล็กทรอนิกส์สำหรับการตรวจสอบ กลางช่วง และที่ปลายการโก่งตัวและ

สำหรับความเครียดในเหล็กเสริมตามยาวในอาณานิบริเวณ กลางช่วง. อายุเฉลี่ยที่ทดสอบได้ยาวนาน; ประมาณ 38 วันสำหรับคาน 4.1 เมตร 51 วันสำหรับคาน 5.0 เมตรและ 127 วันสำหรับ 6.8 เมตรคาน.

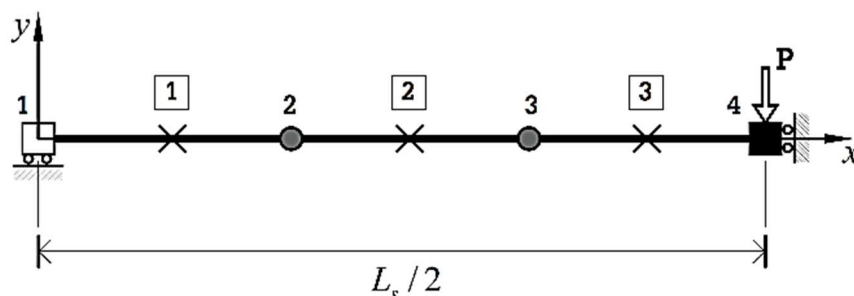
การวิเคราะห์แบบจำลองคาน Vecchio & Shim.

ด้วยการใช้ประโยชน์จากความสมมาตรของคาน และการติดตั้งการทดสอบ โดยคานถูกจำลอง เพียงครึ่งหนึ่งของแต่ละคาน ตามภาพประกอบ 54 โครงสร้างประกอบด้วย 3 เอลิเมนต์ แต่ละเอลิเมนต์มีความยาวประมาณหนึ่งเท่าของความลึกหน้าตัดซึ่งมีตำแหน่งของจุดเกาส์สามจุด ฐานรองรับลูกกลิ้งได้กำหนดไว้ที่โหนด 1 โดยการยึดรั้งขององศาอิสระแนวตั้งของโหนด 1 นอกจากนี้ในการตอบสนองเงื่อนไขของความสมมาตรองศาอิสระทั้งแนวนอนและการหมุนถูกยึดรั้งที่โหนด 4 ในการวิเคราะห์น้ำหนักบรรทุกจะกระทำเพิ่มขึ้นในแนวตั้งที่โหนด 4 และการวิเคราะห์จะดำเนินไปจนกระทั่งการวิบัติ

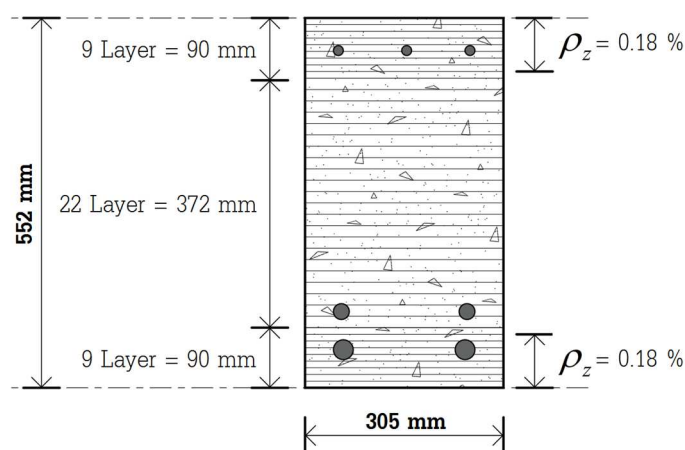


ภาพประกอบ 53 รายละเอียดการติดตั้งเครื่องมือวัดคาน

ที่มา: Vecchio, F. J.; & Shim, W. (2004), Experimental and Analytical Reexamination of Classic Concrete Beam Tests. pp. 462.



ภาพประกอบ 54 แบบจำลองการวิเคราะห์คาน



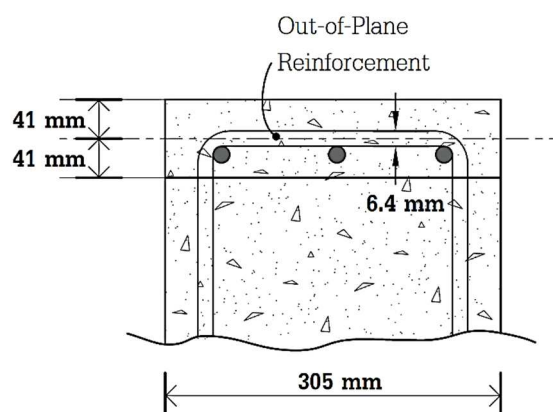
ภาพประกอบ 55 แบบจำลองรายละเอียดหน้าตัดสำหรับคาน VS-A1

การสร้างแบบจำลองของหน้าตัดคาน

สำหรับการใช้งานทั่วไปชั้นคอนกรีต 30 ถึง 40 ชั้นแนะนำสำหรับการใช้งานในแบบจำลองหน้าตัดขวาง เนื่องจากการกระจายความเครียดตามยาวไปถึงค่าสูงสุดที่ด้านบนและด้านล่างของหน้าตัดขวาง ชั้นความหนา คอนกรีตควรลดลงในอาณาบริเวณนี้โดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับบริเวณชั้นรับแรงอัด ถ้าด้านรับแรงอัดของหน้าตัดขวางยังไม่ทราบหรืออาจมีการเปลี่ยนแปลงในช่วงการวิเคราะห์เนื่องจากการพลิกผันน้ำหนักบรรทุกรูปแบบ สมมาตรสำหรับชั้นความหนาคอนกรีตสามารถนำมาใช้ตามที่แสดงในภาพประกอบ 55

การกำหนดความหนาของแถบชั้นคอนกรีตที่ต้องให้ความสนใจเป็นพิเศษกับความหนาของระยะหุ้ม คอนกรีตและการกำหนดค่าเหล็กเสริมออกจากกระนาบ ตัวอย่างการประยุกต์ใช้พิจารณาคาน VS-A1 ซึ่งมีระยะหุ้ม คอนกรีต 38 มิลลิเมตรและเหล็กปลอกเส้นผ่าศูนย์กลาง 6.4 มิลลิเมตร ขาของเหล็กปลอกขยายไปในทิศทางที่ ออกจากกระนาบซึ่งจะช่วยเพิ่มกำลังของคอนกรีตและที่สำคัญกว่าคือความเหนียวสำหรับชั้นที่ได้รับการกำหนด การ พิจารณาเหล็กเสริมออกจากกระนาบเป็นสิ่งสำคัญโดยเฉพาะอย่างยิ่งสำหรับชั้นภายใต้แรงอัด ดังนั้นการตัดสินใจที่ เหมาะสมของพื้นที่สำหรับเหล็กเสริมออกจากกระนาบเป็นสิ่งจำเป็น

สำหรับเหล็กเสริมในบริเวณแรงดึงข้อบัญญัติแบบจำลองของ CEB-FIP (1990) แสดงให้เห็นพื้นที่เป็น 7.5 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริม ด้วยคำนิยามของพื้นที่ในบริเวณแรงอัดเป็นสิ่งจำเป็นประมาณ 5.5 ถึง 6 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมสันนิษฐานนี้เนื่องจากความจริงที่ว่าบริเวณแรงอัดโดยทั่วไปขยายเป็นส่วนเล็ก ๆ ของหน้าตัดกว่าบริเวณแรงดึงด้วยบนพื้นฐานสมมติฐานนี้สำหรับคาน VS-A1, พื้นที่ที่มีอิทธิพลเป็น $6.4 \times 5.5 = 35.2$ มิลลิเมตร ด้วยความหนาคอนกรีตข้างต้นแนวศูนย์กลางของเหล็กเสริมออกจากกระนาบคือ 41 มิลลิเมตรจะ สะดวกมากขึ้นที่จะถือว่าเป็นพื้นที่ของ 41 มิลลิเมตร ตามที่แสดงในภาพประกอบ 56 เป็นผลให้จำนวนและความ



ภาพประกอบ 56 ตัวอย่างการกำหนดพื้นที่เหล็กเสริมออกจากกระนาบของคาน VS-A1

กว้างของชั้นคอนกรีตควรจะกำหนดเพื่อให้ครอบคลุมความลึกของ $41 + 41 = 82$ มิลลิเมตรทั้งด้านบนและด้านล่างของหน้าตัดขวางหลังจากได้พิจารณาระยะทางเหล็กเสริมออกจากกระนาบจะได้รับอัตราส่วนเหล็กเสริมออกจากกระนาบกระจายตัวเฉลี่ยสามารถคำนวณได้ดังนี้

$$\rho_z = \frac{A_{sb}}{A_c} = \frac{(\pi \times 6.4^2) / 4}{210 \times 82} = 0.0018 \quad (4.1)$$

คานทั้งหมดแก้คานสามารถสรุปอัตราส่วนเหล็กเสริมออกจากกระนาบตามที่แสดงในตาราง 3

ตาราง 3 อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางและเหล็กเสริมออกจากกระนาบสำหรับคาน Vecchio & Shim

Beam Number	Reinforcement Ratios	
	ρ_y (%)	ρ_z (%)
VS-A1	0.100	0.18
VS-A2	0.100	0.18
VS-A3	0.100	0.18
VS-B1	0.148	0.20
VS-B2	0.148	0.20
VS-B3	0.147	0.20
VS-C1	0.202	0.18
VS-C2	0.202	0.18
VS-C3	0.201	0.18

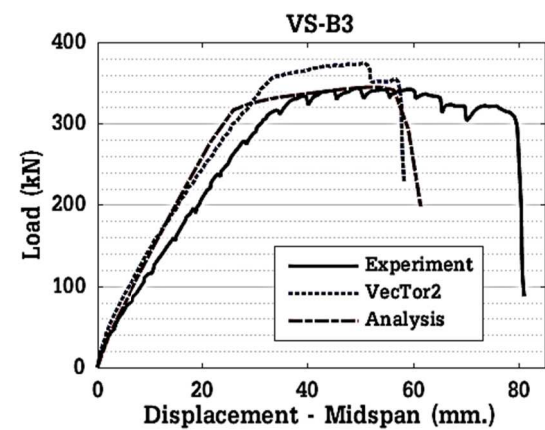
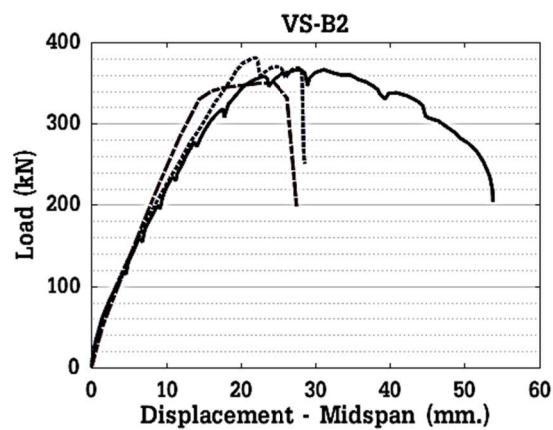
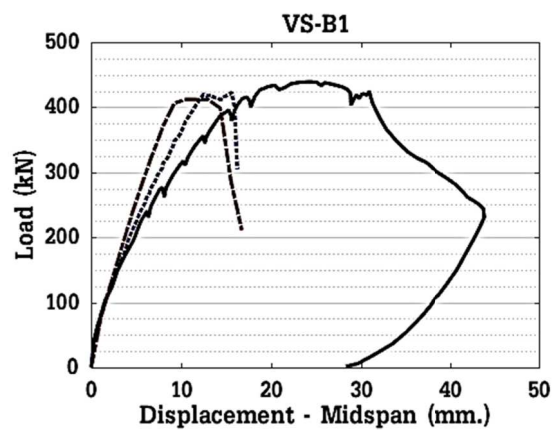
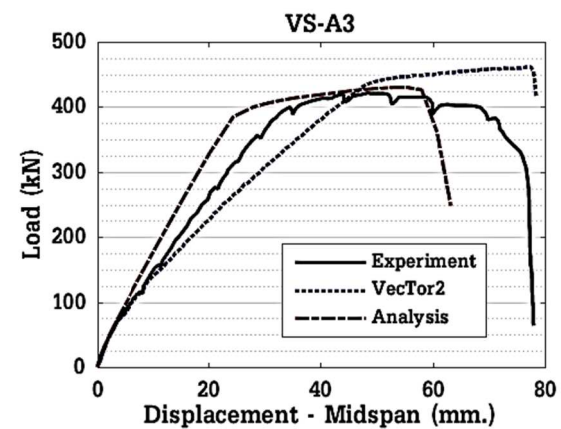
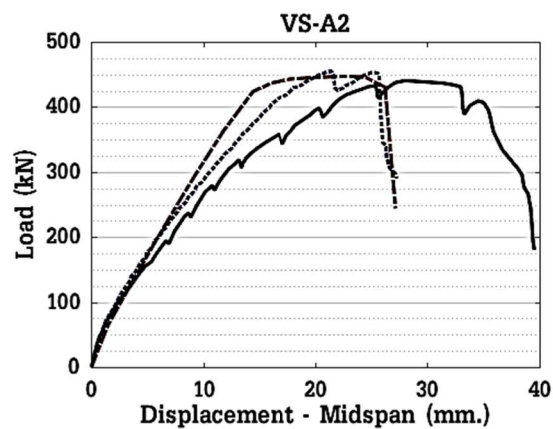
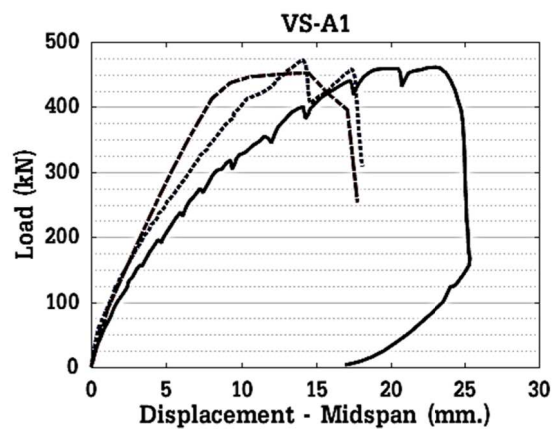
เปรียบเทียบการวิเคราะห์และการทดลองคาน

การวิเคราะห์และการทดลองที่ได้รับการตอบสนอง น้ำหนักบรรทุกทุกการ - โกงตัว ที่กึ่งกลางช่วง เมื่อเปรียบเทียบกันจะแสดงในภาพประกอบ 57 การเปรียบเทียบของ น้ำหนักบรรทุกสูงสุดและการเปลี่ยนตำแหน่งที่กึ่งกลางช่วงที่ตรงกัน การเปลี่ยนตำแหน่งกึ่งกลางช่วงได้รับก่อนที่น้ำหนักบรรทุกของคานลดลงที่รับจากการวิเคราะห์และการทดลองได้สรุปไว้ในตารางที่ 4

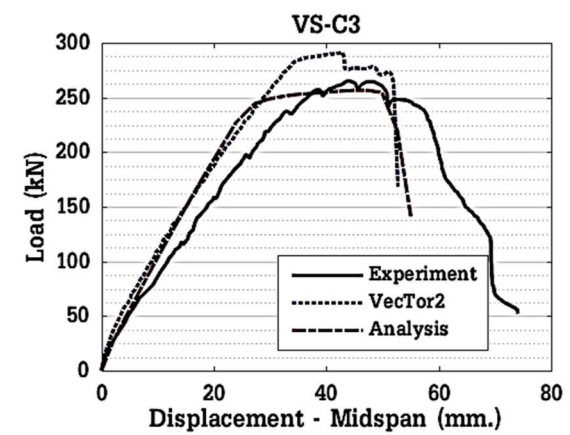
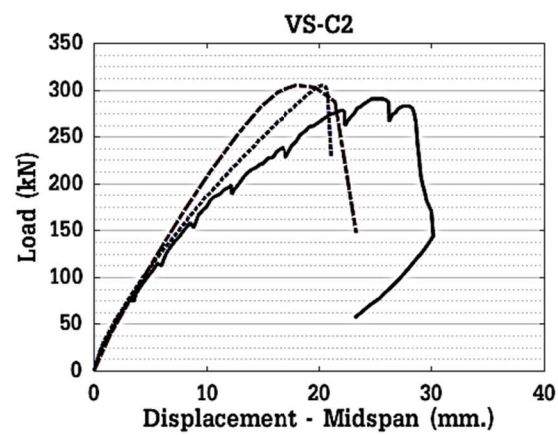
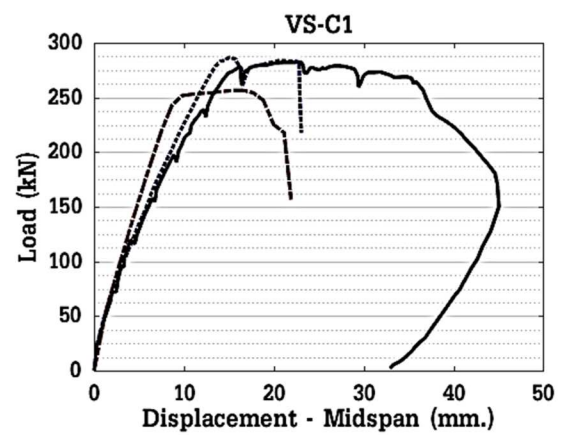
ความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของคานที่คำนวณได้มีค่าใกล้เคียงอย่างมาก อัตราส่วนของน้ำหนักบรรทุกสูงสุดที่วิเคราะห์ได้ต่อผลที่ได้จากการทดลองทั้งหมด 9 คานมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.02 สัมประสิทธิ์การแปรผัน (Coefficient of Variation, COV) มีค่า 4.36% เมื่อพิจารณาพฤติกรรมของคานที่ครอบครองด้วยแรงเฉือน อัตราส่วนเหล่านี้ถือได้ว่าเป็นที่น่าพอใจอย่างมาก

ตาราง 4 ผลการเปรียบเทียบของน้ำหนักบรรทุกและการเปลี่ยนตำแหน่งสำหรับคาน

Beam	Ultimate load			Midspan deflection			Mode of failure
	P_{u-Test}	P_{u-Calc}	$\frac{P_{u-Test}}{P_{u-Calc}}$	δ_{u-Test}	δ_{u-Calc}	$\frac{\delta_{u-Test}}{\delta_{u-Calc}}$	
	(kN)	(kN)		(mm)	(mm)		
VS-A1	459	452.5	1.01	18.8	14.6	1.29	S-C
VS-A2	439	447.0	0.98	29.1	24.5	1.18	S-C
VS-A3	420	429.0	0.98	51.0	52.3	0.98	F-C
VS-B1	434	413.0	1.05	22.0	13.5	1.63	S-C
VS-B2	365	350.0	1.04	31.6	24.7	1.28	S-C
VS-B3	342	344.5	0.99	59.6	54.0	1.10	F-C
VS-C1	282	257.0	1.10	21.0	17.5	1.20	S-C
VS-C2	290	304.0	0.95	25.7	19.7	1.30	S-C
VS-C3	265	257.0	1.03	44.3	44.8	0.98	F-C
Mean			1.02	Mean			1.22
COV(%)			4.36	COV(%)			16.31



ภาพประกอบ 57 เปรียบเทียบการตอบสนอง น้ำหนักบรรทุกทุกการ-เปลี่ยนตำแหน่ง ที่กึ่งกลางช่วงสำหรับคาน Vecchio & Shim



การโก่งตัวกึ่งกลางช่วงที่ระดับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้รับการคาดการณ์ที่มีอัตราเฉลี่ยที่สมเหตุสมผล เป็น 1.22 และ สัมประสิทธิ์การแปรผันเป็น 16.31%. แนวโน้มทั่วไปในการคาดการณ์จากการวิเคราะห์จะประมาณการโก่งตัวให้การตอบสนองที่มีความแข็งแกร่งมากกว่าการตอบสนองที่ได้จากการทดลอง การวิเคราะห์ของคานเหล่านี้ด้วยเครื่องมือไฟไนต์เอลิเมนต์สองมิติด้วยโปรแกรม VecTor2 ยังมีการตอบสนองในทำนองเดียวกันที่มีความแข็งแกร่งมากกว่าการตอบสนองที่ได้จากการทดลอง พฤติกรรมการทดลองที่อ่อนตัวลงเหล่านี้อาจจะเนื่องมาจากความยืดหยุ่นของเครื่องให้น้ำหนักบรรทุกหรือความไม่แน่นอนจากการติดตั้งในการทดสอบดังเช่นการควบคุมการเสียรูปในแต่ละขั้นตอนการให้น้ำหนักบรรทุกซึ่งจะมีผลกระทบการคืบระยะสั้นขนาดเล็ก นอกจากนี้การให้น้ำหนักบรรทุกเริ่มต้นอาจจะมีอิทธิพล

การเปลี่ยนตำแหน่งที่จุดการวัดเป็นสิ่งสำคัญเมื่อพิจารณาความเหนียวของโครงสร้าง ผลการวิเคราะห์ที่คำนวณได้ส่วนใหญ่ทั้งหมดมีค่าน้อยกว่าผลที่ได้จากการทดลอง เป็นเช่นเดียวกับผลการวิเคราะห์ด้วย VecTor2 ทั้งนี้เนื่องจาก ความเหนียวหลังจุดสูงสุดของคานที่มีเหล็กเสริมแรงเฉือนเพียง 0.1% เนื่องจากกลไกจะขึ้นอยู่กับความต้านทานแรงดึงคอนกรีตเป็นอย่างมาก ซึ่งกำลังแรงดึงของคอนกรีตเป็นการใช้การประเมินจากแรงอัดเป็น $0.33 \cdot \sqrt{f'_c}$ (MPa) โดยเจตนาที่จะเลือกให้การประมาณอยู่ในขีดจำกัดล่างของกำลังคอนกรีตแตกร้าว กำลังคอนกรีตแตกแยกทรงกระบอกผ่าซีก f_{sp} หรือโมดูลัสแตกร้าว f_r เป็นที่ทราบกันว่าให้การประมาณการในขีดจำกัดที่สูงของกำลังรับแรงดึงคอนกรีต อีกประการหนึ่งตามรายงาน (Vecchio; & Shim.2004) การอัดแตกของคอนกรีตที่ใต้และทั่วแผ่นเหล็กให้น้ำหนักบรรทุกเป็นปัจจัยที่สำคัญ ในการนำเข้ามาคิดสำหรับการเพิ่มประสิทธิภาพของกำลังและความเหนียวในคอนกรีตอันเนื่องมาจากผลกระทบการยึดรั้งของแผ่นเหล็กให้น้ำหนักบรรทุกในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ ที่ได้อธิบายไว้ก่อนหน้านี้ ผลกระทบการยึดรั้งที่จำลองโดยการแนะนำเหล็กเสริมออกจากระนาบใส่ไว้กับเอลิเมนต์คอนกรีต แสดงให้เห็นว่าส่วนใหญ่ผลลัพธ์ประมาณการต่ำกว่าของความเหนียว ถ้าการโอบรัดจากแผ่นเหล็กไม่ได้พิจารณาผลกระทบในความไม่แน่นอนเหล่านี้

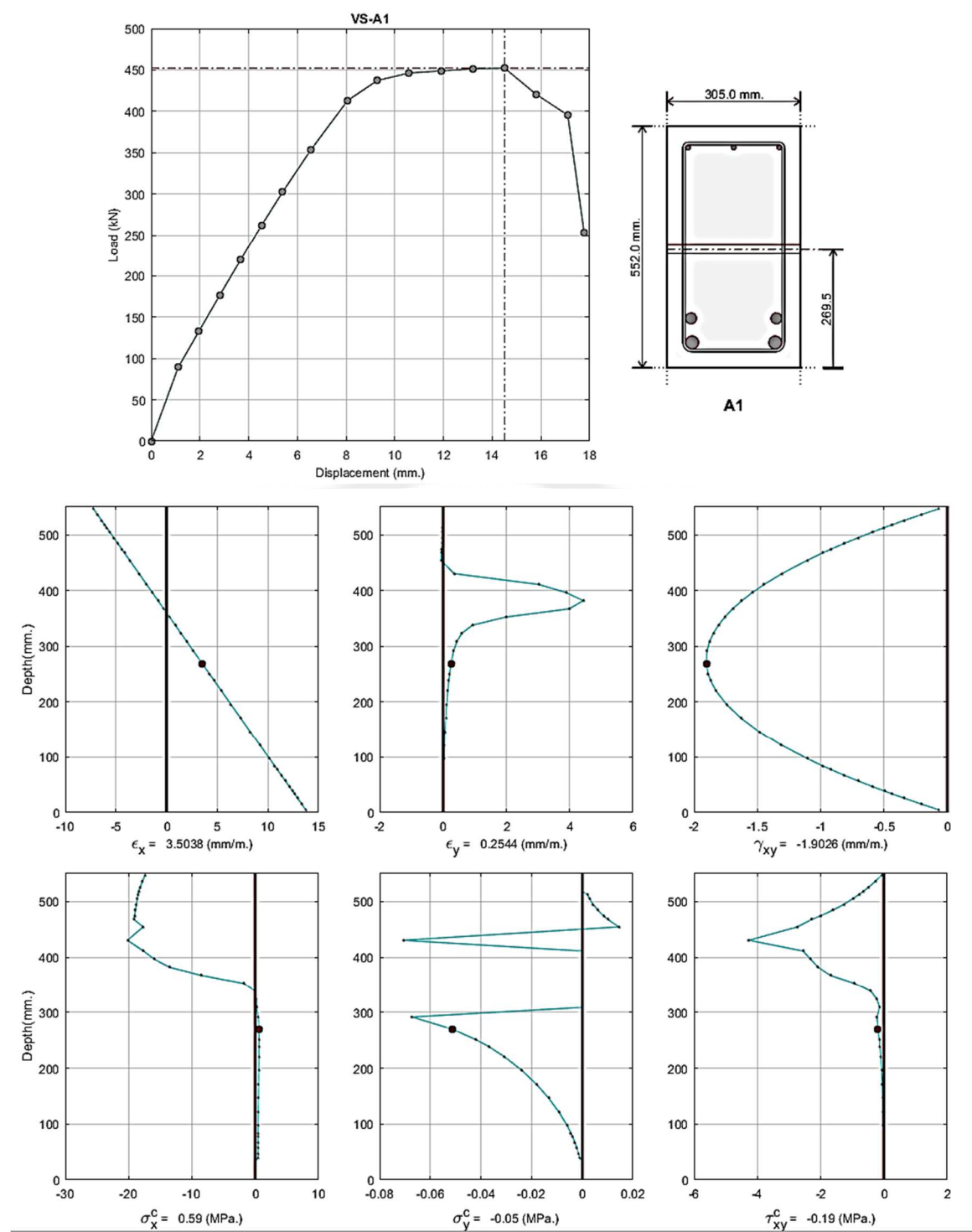
โหมดการวิบัติได้รับรายงานในการศึกษาจากการทดลองตามที่แสดงในตารางที่ 4.1.4 การวิบัติจากแรงเฉือนแรงอัด (Shear-Compression, S-C) ที่สังเกตได้สำหรับคานความยาวปานกลาง (VS-A1, VS-A2, VS-B1, VS-B2, VS-C1, และ VS-C2) ที่มีลักษณะเป็นแรงเฉือนแรงอัดโดยทั่วไปคานเหล่านี้แสดงแรงดึงในแนวทแยงอย่างกว้างขวาง การแตกร้าวในขั้นตอนน้ำหนักบรรทุกต่อการวิบัติที่เกิดขึ้นครั้งสุดท้ายโดยการอัดแตกของคอนกรีตในบริเวณแรงอัดการวิบัติจากแรงดัด-แรงอัด (Flexure-Compression, F-C) ที่สังเกตได้สำหรับคานช่วงยาว (เช่น VS-A3, VS-B3 และ VS-C3) คานเหล่านี้แสดงการแตกร้าวแรงดัดที่กว้างขวางกับการวิบัติที่เกิดขึ้นครั้งสุดท้ายโดยการอัดแตกของคอนกรีต

ภาพประกอบ 58 และภาพประกอบ 59 เป็นการส่งออกผลลัพธ์ที่จุดน้ำหนักบรรทุกสูงสุด ของค่าความเครียดและหน่วยแรงคอนกรีตในหน้าตัดที่ตำแหน่งโหนด 4 ของคาน VS-A1 และ VS-A3 ตามลำดับแสดงถึงผลกระทบของความเครียดเฉือน γ_{xy} สูงสุดของคาน VS-A1 ที่วิบัติจากแรงเฉือนแรงอัดมีค่าเป็น 1.90×10^{-3} มีค่ามากกว่าอย่างมากกับความเครียดเฉือนสูงสุดของคาน VS-A3 ที่วิบัติจากแรงดัด-แรงอัดมีค่าเป็น 0.94×10^{-3}

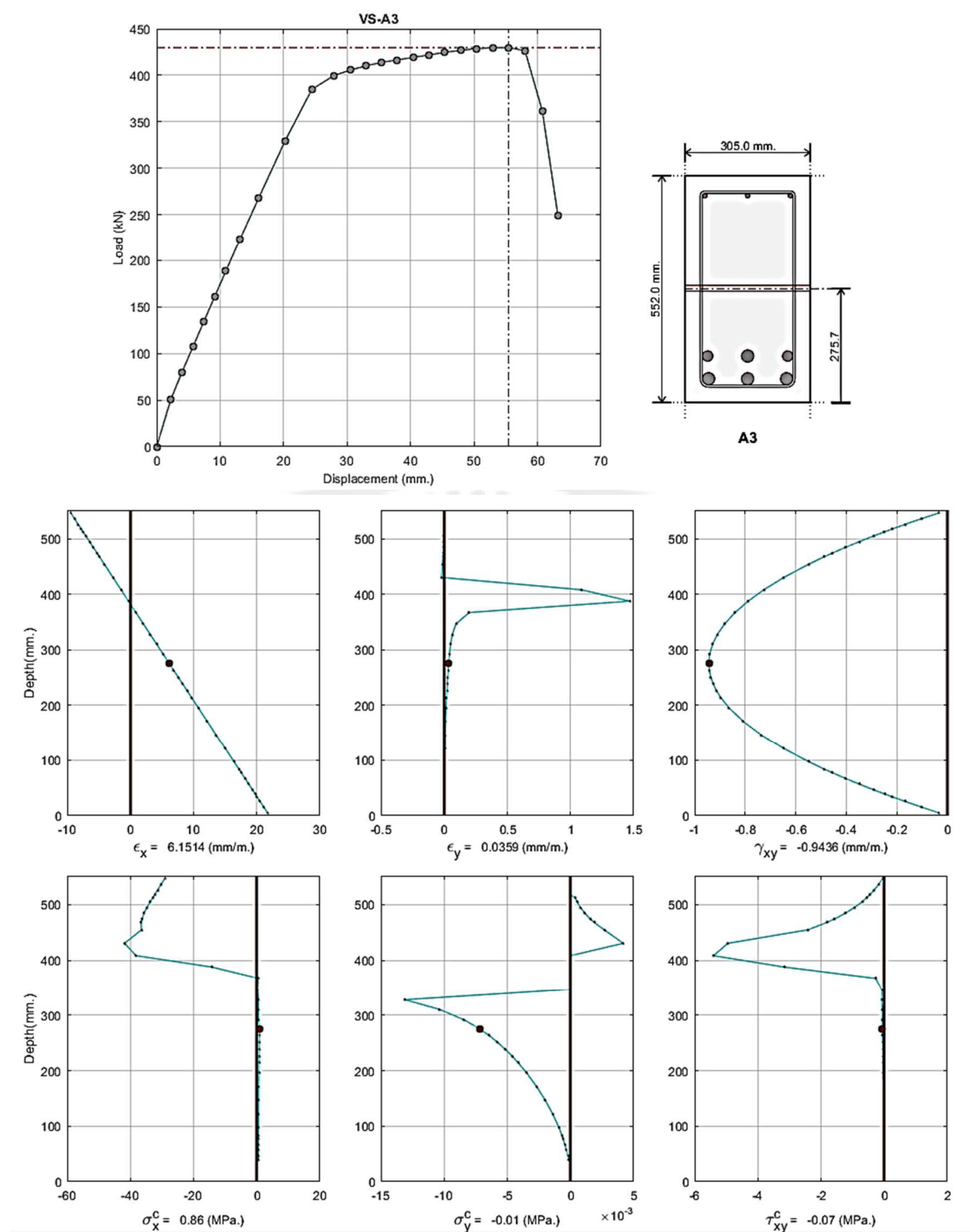
จากภาพประกอบ 60 ชั้นคอนกรีตในเขตแรงอัดรักษาไว้ที่ 20% ของกำลังสูงสุด ซึ่งจะช่วยให้เห็นการอัดแตกเนื่องจากแรงอัดสำหรับชั้นเหล่านั่น ในค่าคอนกรีตหลังสูงสุดจะใช้นพื้นฐานเส้นกราฟ แบบจำลอง Modified Park-Kent (Park; Kent; Gill, 1982) มีหน่วยแรงตกค้างเป็น $0.2 \times f'_c$ ดังนั้นค่าหน่วยแรง $0.2 \times f'_c$ ($0.20 \times 22.6 = 4.52$ MPa สำหรับคาน VS-A1) นำเสนอดังแสดงในภาพประกอบ 61 บ่งชี้ถึงคอนกรีตอัดแตกถ้าคานเหล่านี้มีการคำนวณได้ในหลังจุดสูงสุด

ความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดัดจะแสดงด้วยตัวอย่างคาน VS-A1 จากภาพประกอบ 4.1.10 ความเครียดตามขวาง (Strain Y) จะอยู่ที่ประมาณ 1.5×10^{-3} ความเครียดตามยาว (Strain X) จะอยู่ที่ประมาณ 13×10^{-3} แสดงให้เห็นว่าอยู่ห่างจากความเครียดแตกหักของเหล็กเสริม 175×10^{-3} นอกจากนี้การแตกหักของเหล็กเสริมตามขวางและตามยาวถ้าการวิบัติหนึ่งเกิดขึ้นความสามารถในการแบกรับน้ำหนักของโครงสร้างจะลดลงกะทันหัน

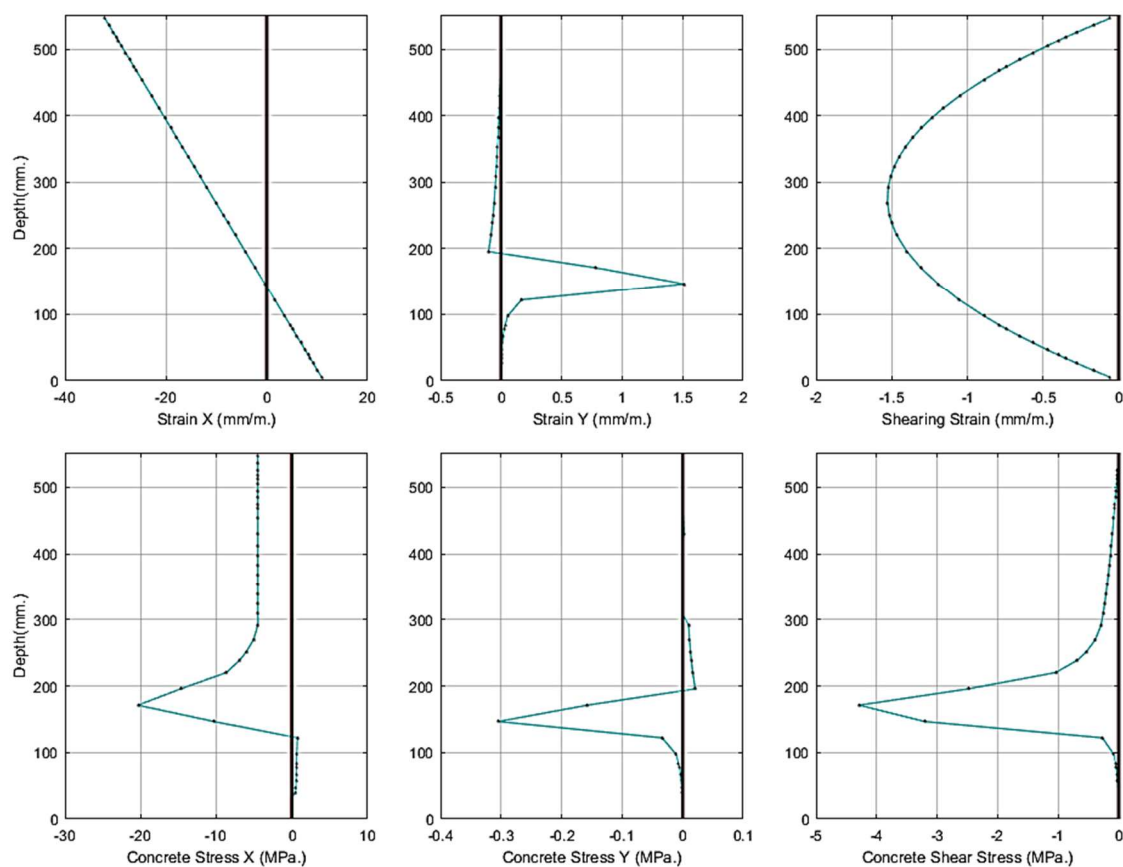
ในการเปรียบเทียบโปรแกรม VecTor2 กับแบบจำลองที่นำเสนอในส่วนใหญ่ของความแข็งแกร่งและกำลังมีความแตกต่างกันเล็กน้อยเท่านั้นมีเฉพาะคาน VS-A3 ได้รับการตอบสนองที่ แตกต่างกันอย่างมีนัยสำคัญจากตัวอย่างทดลองของ (Vecchio; & Shim.2004) (ภาพประกอบที่ 57) ถึงแม้แบบจำลองที่นำเสนอจะเป็นแบบจำลอง 1 มิติ, แบบจำลองที่นำเสนอจับพฤติกรรมโดยรวมของคานเหล่านี้เป็นที่น่าพอใจเช่นเดียวกับโปรแกรม VecTor2 ซึ่งเป็นแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่เชิงเส้น 2 มิติ



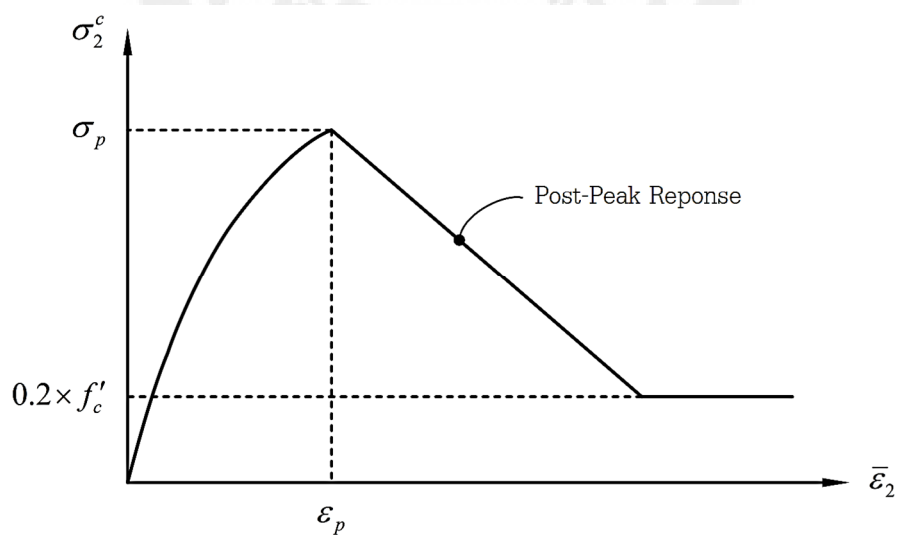
ภาพประกอบ 58 การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดนำหน้าบรรทุกสูงสุดของคาน VS-A1



ภาพประกอบ 59 การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดนำหน้าบรรทุกสูงสุดของคาน VS-A3



ภาพประกอบ 60 การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดวัดของคาน VS-A1



ภาพประกอบ 61 การตอบสนองหลังจุดสูงสุดของคอนกรีตในกรณีที่มีการยึดรั้งด้วยเหล็กเสริมออกจากกระนาบ

การตรวจสอบด้วยการทดลองผนังรับแรงเฉือนของ Lefas และคณะ

ผนังรับแรงเฉือน (Shear Walls) สองชุด ขนาดใหญ่ได้มีการทดสอบการวิบัติโดย (Lefas, I. D.; Kotsovos, M. D. ; Ambraseys, N. N. 1990) ภายใต้การดำเนินการร่วมกันของน้ำหนักรรทุกองที่ตามแนวแกนและน้ำหนักรรทุกกระทำซ้ำทางเดียว (monotonically) ที่เพิ่มขึ้นในแนวนอนเพื่อศึกษาผลกระทบของจำนวนพารามิเตอร์เกี่ยวกับพฤติกรรมของผนังรับแรงเฉือน พารามิเตอร์เหล่านี้ประกอบด้วย อัตราส่วนความสูงต่อความกว้าง น้ำหนักรรทุกตามแนวแกน กำลังของคอนกรีตและปริมาณของเหล็กเสริมผนังแนวนอน สองอัตราส่วนความสูงต่อความกว้าง ที่นำมาใช้สำหรับผนัง: 1.0 สำหรับ ประเภทผนัง I และ 2.0 สำหรับ ประเภทผนัง II ตามที่กล่าวไว้โดย (Collins ;& Mitchell.1991) องค์อาคารที่มีอัตราส่วน ช่วงแรงเฉือนต่อความลึก มากกว่า 2.0 มีความเหมาะสมสำหรับการวิเคราะห์ด้วยวิธีการภาคตัด เพราะกลไกค้ำยันโดยตรงจะมีนัยสำคัญในอัตราส่วนน้อยกว่า 2.0-2.5 ด้วยเหตุนี้ประเภทผนัง II ได้รับการพิจารณาในการศึกษาวิเคราะห์นี้ดังต่อไปนี้

รายละเอียดของโครงสร้างผนังรับแรงเฉือน Lefas และคณะ

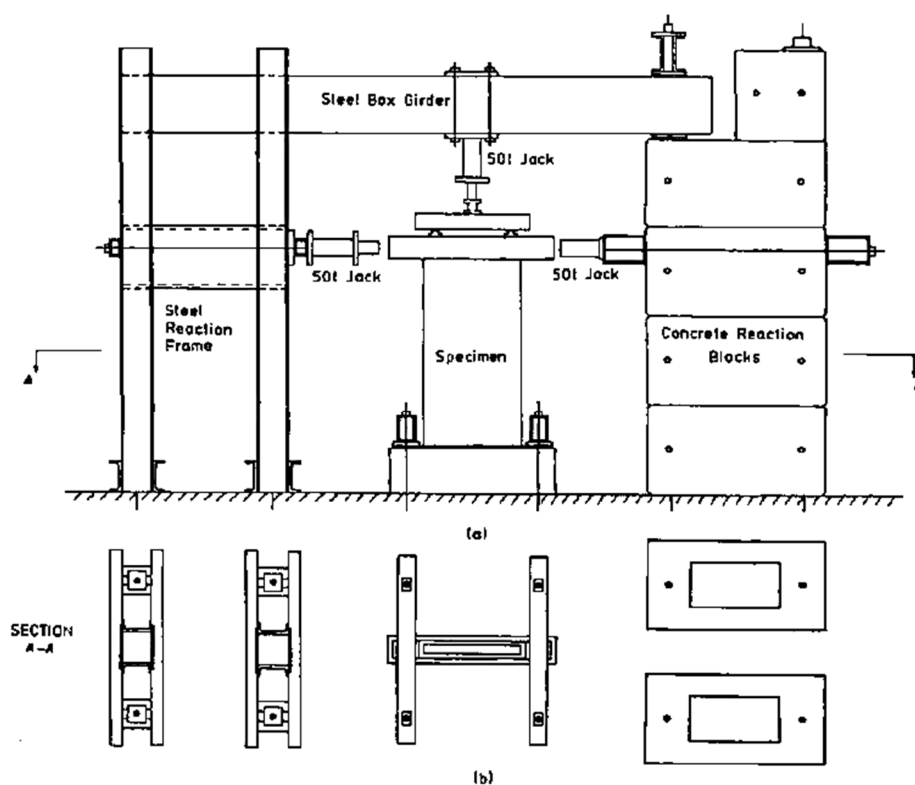
ทั้งหกผนัง ชนิด II ประกอบด้วยความกว้าง 650 มิลลิเมตรความหนา 65 มิลลิเมตรหน้าตัดขวางขยายในแนวตั้งสูง 1,300 มิลลิเมตร ระหว่างสองคานซึ่งถูกเชื่อมต่อด้านล่างและด้านบนให้กับผนังเพื่อเป็นที่ยึดรับและให้น้ำหนักรรทุกรายละเอียดการติดตั้งการทดสอบแสดงไว้ตามภาพประกอบ 62 รายละเอียดขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแสดงไว้ตามภาพประกอบ 63

อัตราส่วนเหล็กเสริมและคุณสมบัติของวัสดุเหล็กเสริมแสดงในตาราง 5 และ ตาราง 6 ตามลำดับ คุณสมบัติของวัสดุคอนกรีตที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองได้รายงานไว้ในตาราง 7 กำลังอัดคอนกรีตทรงกระบอกนำมาคิดเป็น 85% ของกำลังลูกบาศก์ตามที่ได้รายงานโดย (Lefas; et al.1990) กำลังต้านทานแรงดึง f_{cr} และโมดูลัสของความยืดหยุ่น E_c ค่าความเครียดที่ตรงกันกับหน่วยแรงอัดสูงสุดของคอนกรีต ε_o ประมาณได้จากกำลังอัดคอนกรีตทรงกระบอกดังต่อไปนี้

$$f_{cr} = 0.33 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (4.2)$$

$$E_c = 5000 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{MPa}) \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_o = \frac{f'_c}{E_c} \cdot \frac{n}{n-1} \quad \text{เมื่อ } n = 0.8 + \frac{f'_c}{17} \quad (4.4)$$

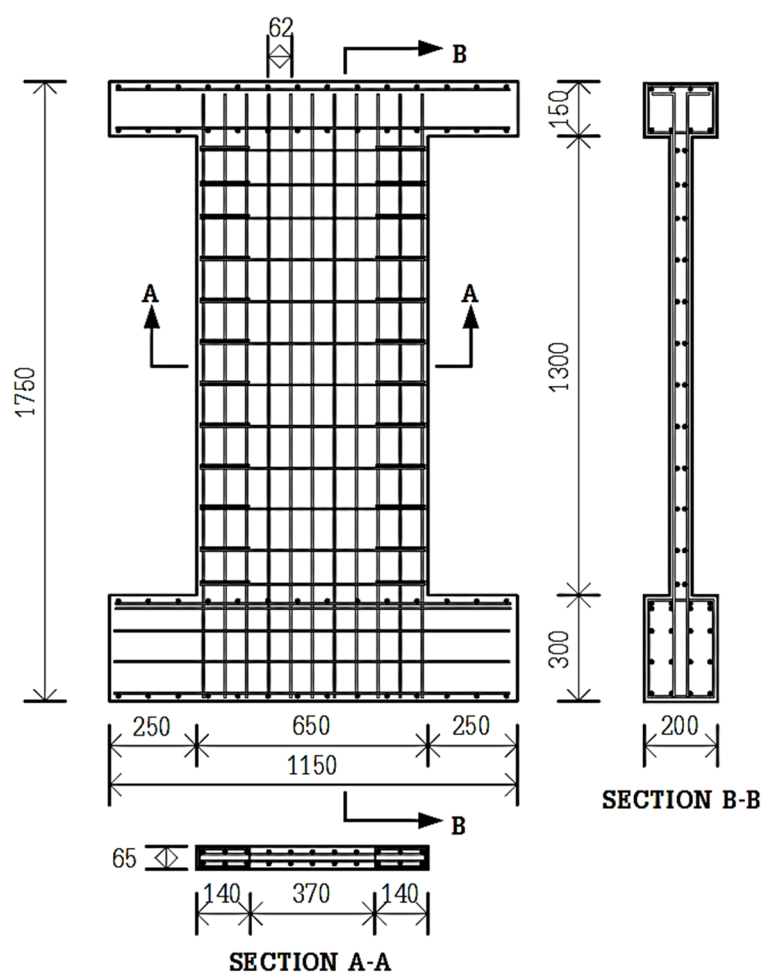


ภาพประกอบ 62 รายละเอียดการติดตั้งเครื่องทดสอบผนังรับแรงเฉือน

ที่มา: Lefas, I. D; Kotsovos, M. D.; Ambraseys, N. N. (1990), Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism. pp. 25.

ตาราง 5 อัตราส่วนเหล็กเสริมตามขวางและเหล็กเสริมออกจากกระหนาบสำหรับผนัง Lefas

Wall Number	Reinforcement Ratios	
	ρ_y (%)	ρ_z (%)
SW21	0.80	0.90
SW22	0.80	0.90
SW23	0.80	0.90
SW24	0.80	0.90
SW25	0.80	0.90
SW26	0.80	0.90



ภาพประกอบ 63 รายละเอียดขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กของผนัง Lefas

ตาราง 6 รายละเอียดคุณสมบัติของวัสดุเหล็กเสริม

Bar size	Reinforcement			
	Diameter (mm)	Area (mm ²)	f_y (MPa)	E_s (MPa)
$\phi 8$	8.00	50.3	470	200,000
$\phi 6.25$	6.25	30.7	520	200,000
$\phi 4$	4.00	12.6	420	200,000

ตาราง 7 รายละเอียดคุณสมบัติของวัสดุคอนกรีตและแรงตามแนวแกน

Wall number	f_{cc} (MPa)	f'_c * (MPa)	ϵ_o * (mm/mm)	E_c * (MPa)	f_{cr} * (MPa)	Axial Load (kN)
SW21	42.8	36.4	2.61	30,150	2.00	0
SW22	50.6	43.0	2.13	32,800	2.16	182
SW23	47.8	40.6	2.10	31,850	2.10	343
SW24	48.3	41.1	2.10	32,050	2.12	0
SW25	45.0	38.3	2.06	30,950	2.04	325
SW26	30.1	25.6	1.90	25,300	1.67	0

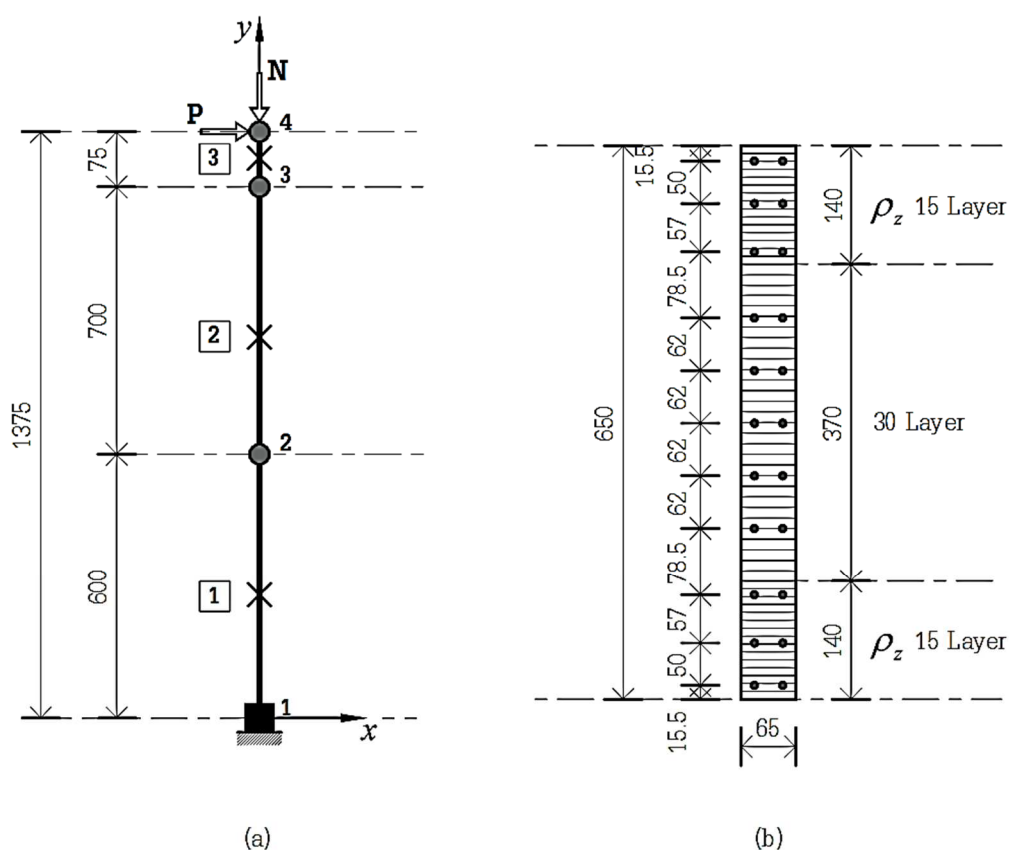
* โดยประมาณ

การทดสอบของผนังจะดำเนินการโดยการกำหนดน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนคงที่ประยุกต์ใช้ผ่านคานด้านบน คำนํ้าหนักบรรทุกตามแนวแกนแปรผัน 0-325 กิโลนิวตัน และการประยุกต์ใช้ในการให้นํ้าหนักบรรทุกที่เพิ่มขึ้นด้านข้างกระทำซ้ำทางเดียวจนกระทั่งวิบัติตามที่แสดงใน ภาพประกอบ 62

การวิเคราะห์แบบจำลองผนังรับแรงเฉือน Lefas

การสร้างแบบจำลองผนังประกอบด้วย 4 โหนด 3 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์ทั้งหมดประกอบด้วยตำแหน่งของจุดเกาส์สามจุดที่มีความยาวแตกต่างกันของทั้ง 3 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์ที่ 1 ความยาว 600 มิลลิเมตร (ประมาณเท่ากับความกว้างของผนัง) ถูกนำมาใช้ไปทางฐานของผนังที่คาดว่าจะมีการเสียรูปพลาสติกที่มีความเข้มข้น ความยาวของเอลิเมนต์ที่ 2 เพิ่มขึ้นไปทางด้านบนของผนังเป็น 700 มิลลิเมตร คานที่ฐานของผนังไม่ได้สร้างแบบจำลอง ผนังถูกสมมติให้ยึดคงที่ที่ฐานตามภาพประกอบ 63 เอลิเมนต์ที่ 3 ความยาว 75 มิลลิเมตรจะใช้เพื่อจำลองการให้นํ้าหนักบรรทุกคานด้านบนประเภทชิ้นส่วนเทียม เอลิเมนต์ที่ 3 ถูกสร้างขึ้นโดยการคูณอัตราส่วนการเสริมเหล็กของ เอลิเมนต์ที่ 1 หรือ 2 โดยตัวคูณเท่ากับ 2 ด้วยเป็นเงื่อนไขเฉพาะที่ของอาณานิคมที่ส่งผ่านน้ำหนักบรรทุกที่จะนำมาใช้ไม่ได้ส่งผลกระทบโดยเพราะอย่างยิ่งในการคำนวณหน้าตัดการให้นํ้าหนักบรรทุกคานด้านบนเป็นแบบจำลองแบบผิวเผินโดยให้สามารถส่งผ่านส่งผ่านน้ำหนักบรรทุกเท่านั้น

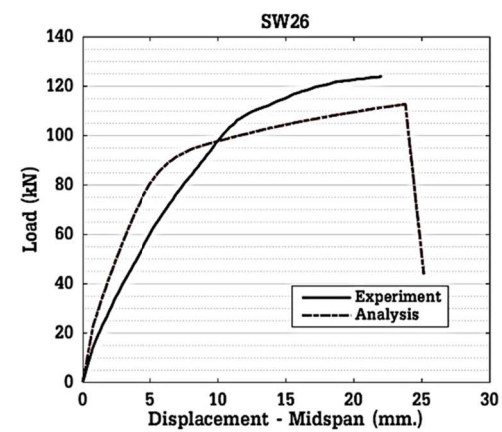
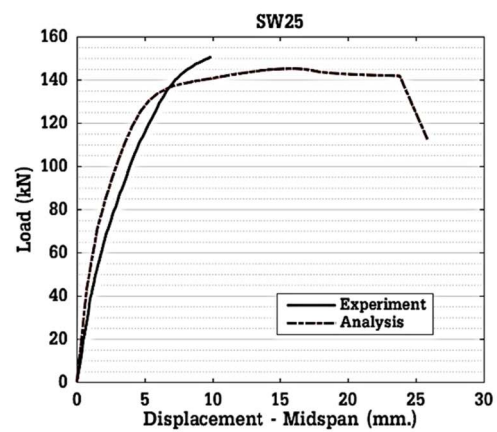
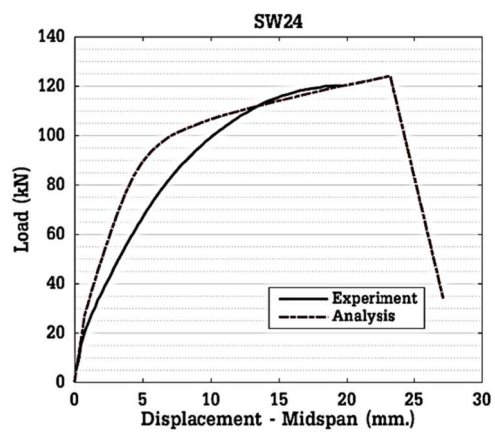
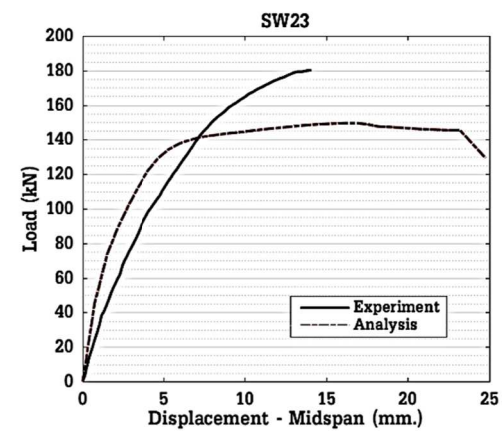
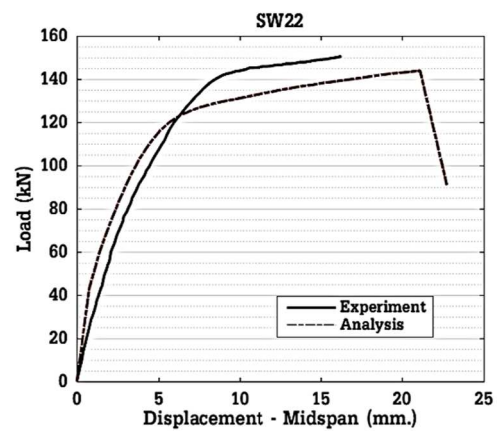
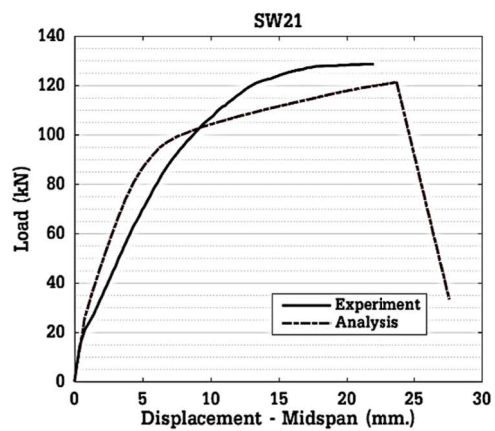
แบบจำลองหน้าตัดสำหรับเอลิเมนต์ที่ 1 และ 2 จะนำเสนอในภาพประกอบ 64 (b) แกนชั้นคอนกรีต 60 ชั้นถูกนำมาใช้โดยทั่วไปจะมี (9.33 mm x 15 ชั้น 12.33 mm x 30 ชั้นและ 9.33 mm x 15 ชั้น) เหล็กเสริมออกจากกระนาบได้รับมอบหมายให้ชั้นที่ประกอบครอบคลุมเสาตามที่กำหนดไว้ในภาพประกอบ 64 (b)



ภาพประกอบ 64 แบบจำลองการวิเคราะห์สำหรับผนังรับแรงเฉือน Lefas และคณะ (a) แบบจำลองโครงสร้าง (b) แบบจำลองหน้าตัด

เปรียบเทียบการตอบสนองระหว่างการวิเคราะห์และการทดลองผนังรับแรงเฉือน Lefas

การวิเคราะห์และการทดลอง น้ำหนักบรรทุกทุกด้านข้าง - การตอบสนองการโก่งตัว เมื่อเทียบกับ
แสดงในภาพประกอบ 65 ตามรายงานการทดลองได้ดำเนินการเก็บข้อมูลที่ระดับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดเท่านั้นแต่ใน
การวิเคราะห์จะดำเนินการการตอบสนองหลังจุดสูงสุดจนกระทั่งโครงสร้างวิบัติทั้งนี้เพื่อการวิเคราะห์การวิบัติ การ
เปรียบเทียบของหลายพารามิเตอร์ที่ได้รับจากการวิเคราะห์และการทดลองได้สรุปไว้ในตารางที่ 8



ภาพประกอบ 65 เปรียบเทียบการตอบสนอง น้ำหนักบรรทุกการ-เปลี่ยนตำแหน่ง สำหรับผนังรับแรงเฉือน Lefas

ตาราง 8 ผลการเปรียบเทียบของน้ำหนักบรรทุกและการเปลี่ยนตำแหน่งสำหรับผนัง Lefas

	First Long. Reinf. Yielding			Ultimate load			Corresponding Disp.		
Wall	P_{y-Test}	P_{y-Calc}	$\frac{P_{y-Test}}{P_{y-Calc}}$	P_{u-Test}	P_{u-Calc}	$\frac{P_{u-Test}}{P_{u-Calc}}$	δ_{u-Test}	δ_{u-Calc}	$\frac{\delta_{u-Test}}{\delta_{u-Calc}}$
number	(kN)	(kN)		(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	
SW21	80	72.0	1.11	127	121.2	1.05	22.0	23.7	0.93
SW22	110	98.0	1.12	150	144.0	1.04	17.0	21	0.81
SW23	120	116.0	1.03	180	150.0	1.20	13.0	14.2	0.92
SW24	80	73.0	1.10	120	124.0	0.97	20.0	23.0	0.87
SW25	130	113.0	1.15	150	145.5	1.03	10.0	13.3	0.83
SW26	68	67.5	1.01	123	113.0	1.09	22.0	23.0	0.96
		Mean	1.09		Mean	1.06		Mean	0.88
		COV(%)	5.04		COV(%)	7.31		COV(%)	6.63

กำลังของผนังคาดการณ์ได้ดีพอสมควร สำหรับอัตราส่วนกำลังที่คาดการณ์ต่อการทดสอบ โดยมีค่าเฉลี่ย 1.09 และค่าสัมประสิทธิ์ของแปรผัน (coefficient of variation, COV) 5.04% การประมาณของกำลังต่ำกว่าเล็กน้อยมีแนวโน้มที่มีความเกี่ยวข้องกับการพัฒนาแรงกระทำค้ำยันรับแรงอัด (Strut) โดยตรงในผนังเนื่องจากอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกอยู่ที่ 2.0

คานที่มีอัตราส่วน ช่วงแรงเฉือนต่อความลึก น้อยกว่าประมาณ 2.5 น้ำหนักบรรทุกส่วนใหญ่แบกรับโดยการกระทำค้ำยันรับแรงอัดโดยตรง จำแนกตาม อาณาบริเวณ D การวิเคราะห์ขององค์อาคารดังกล่าวที่มีขั้นตอนการวิเคราะห์ด้วยการตัดหน้าตัดโดยทั่วไปจะก่อให้เกิดผลในเชิงอนุรักษ์ขึ้นอยู่กับความลึกขององค์อาคาร อัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกที่มีขนาดเล็กจากค่าจำกัด 2.5 การคาดการณ์การวิเคราะห์แบบการตัดหน้าตัดจะมีความอนุรักษ์อย่างมาก การอภิปรายรายละเอียดของพฤติกรรมนี้สามารถพบได้ใน Collins and Mitchell (1991) ดังนั้นการคาดการณ์กำลังของผนังวิเคราะห์ที่นี้ ด้วยอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกเป็น 2.0 ตามความเข้าใจจะได้รับการประเมินที่ต่ำ แต่ที่น่าแปลกใจไม่ได้มีระดับที่มีนัยสำคัญมากนัก

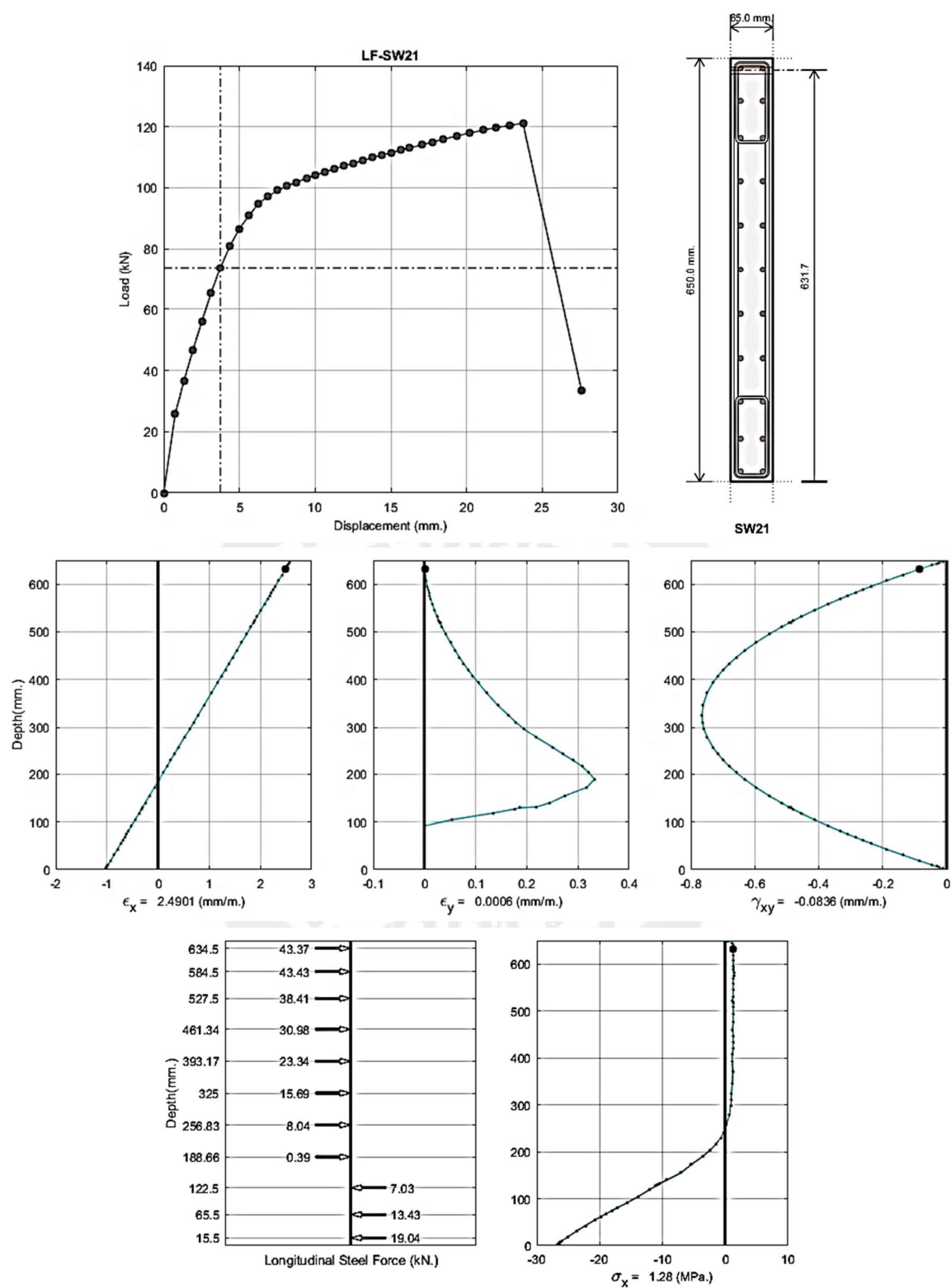
การโก่งตัวที่ระดับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้รับการคาดการณ์ที่มีอัตราเฉลี่ยเป็น 0.88 และสัมประสิทธิ์การแปรผัน (COV) เป็น 6.63%. แนวโน้มทั่วไปในการคาดการณ์จากการวิเคราะห์จะประมาณการตอบสนองการโก่งตัวมากกว่าการตอบสนองที่ได้จากการทดลองดังแสดงในภาพประกอบ 65 การทำนายความแข็งแรงของผนังในช่วงก่อนเหล็กเสริมครากมีแนวโน้มทั่วไปจะประมาณการโก่งตัวต่ำกว่าการทดลองเล็กน้อยจึงให้การ

ตอบสนองเชิงเกร็งมากกว่าเล็กน้อย ทั้งนี้เนื่องจาก ข้อสังเกตที่ว่า การเลื่อนสลิปของเหล็กเสริมรับแรงดึงลงไป ในฐานของผนังในการทดสอบที่เรียกว่า Strain Penetration อาจจะได้รับผลกระทบความแข็งแรงด้านข้างของ ผนังอย่างเห็นได้ชัด ในการวิเคราะห์ฐานคานรองรับผนังไม่รวมอยู่ในแบบจำลอง ถูกสร้างขึ้นมาจากสมมติฐานฐาน ยึดคงที่ตามภาพประกอบ 64 (a) โปรดสังเกตว่าสำหรับผนังที่มีแรงตามแนวแกนคงที่ ดังเช่น SW22, SW23 และ SW25 การประมาณที่ได้จากวิเคราะห์ของการโก่งตัวมีความแตกต่างจากการทดลองน้อย นี่สามารถนำมาประกอบ กับการเกิด Strain Penetration ที่น้อย ในการทดลองเหล่านี้ ซึ่งให้เงื่อนไขฐานคล้ายคลึงกันมากขึ้นกับเงื่อนไข ฐานรองรับในการวิเคราะห์

น้ำหนักบรรทุกด้านข้างก่อให้เกิดการเริ่มต้นครากของเหล็กเสริมตามยาว ด้วยการประเมินมีค่าเฉลี่ยที่ เหมาะสม 1.09 และ COV 5.04% ตัวอย่างการส่งออกผลลัพธ์ของผนังรับแรงเฉือน SW21 ตามภาพประกอบ 66 ความเครียดตามแนวแกน (Strain X) ที่ระดับน้ำหนักบรรทุกทางข้างเป็น 72 kN เหล็กเสริมตามยาวมีค่าประมาณ 0.0024 ซึ่งเป็นความเครียดเริ่มต้นครากของเหล็กเสริม

ตามการคำนวณของการเริ่มต้นครากที่น้ำหนักบรรทุกด้านข้างลดระดับลงในการศึกษาวิเคราะห์ที่มีค่า น้อยกว่าผลการทดลองน่าจะเกิดจากการสร้างแบบจำลองของฐานยึดคงที่อย่างสมบูรณ์ ในการทดสอบคานล่างถูก นำมาใช้เพื่อสร้างเป็นฐานยึดคงที่เป็นหลักตามภาพประกอบ 64 (a) และเหล็กเสริมตามยาวของผนังยื่นเข้าไปใน คานที่เป็นฐาน ดังนั้นเนื่องจากการแตกร้าวของคานฐานผนังและบางที่อาจทำให้เกิดการเลื่อนสลิปของแรงยึดเหนี่ยว ของเหล็กเสริมตามยาวทำให้มีเหตุผลการครากในระดับน้ำหนักบรรทุกด้านข้างมากกว่าการวิเคราะห์ที่ประมาณได้

การทดลองพฤติกรรมของผนังมักจะเกี่ยวข้องกับขั้นตอนดังต่อไปนี้ ในขั้นตอนก่อนหน้าการวิบัติ ของการทดลองหนึ่งในสามของผนังในแนวตั้งทางด้านล่างโดยทั่วไปแล้วจะแตกร้าวจากแรงดัดแนวนอน ภายใต้การ เพิ่มระดับน้ำหนักบรรทุกด้านข้างมีรอยแตกเริ่มเอียงไปทางปลายด้านแรงอัดของผนัง การวิบัติสุดท้ายที่เกิดการ เสียหายที่รุนแรงของเหล็กเสริมรับแรงดึง คอนกรีตในด้านปลายแรงอัดของผนังซึ่งริเริ่มโดยรอยแตกแนวตั้งใกล้จะ ถึงฐานของด้านปลายรับแรงอัดตามมาด้วยเกิดการอัดแตกของคอนกรีตตามภาพประกอบ 67



ภาพประกอบ 66 การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดเริ่มต้นครากของเหล็กเสริมตามยาวของผนัง SW21

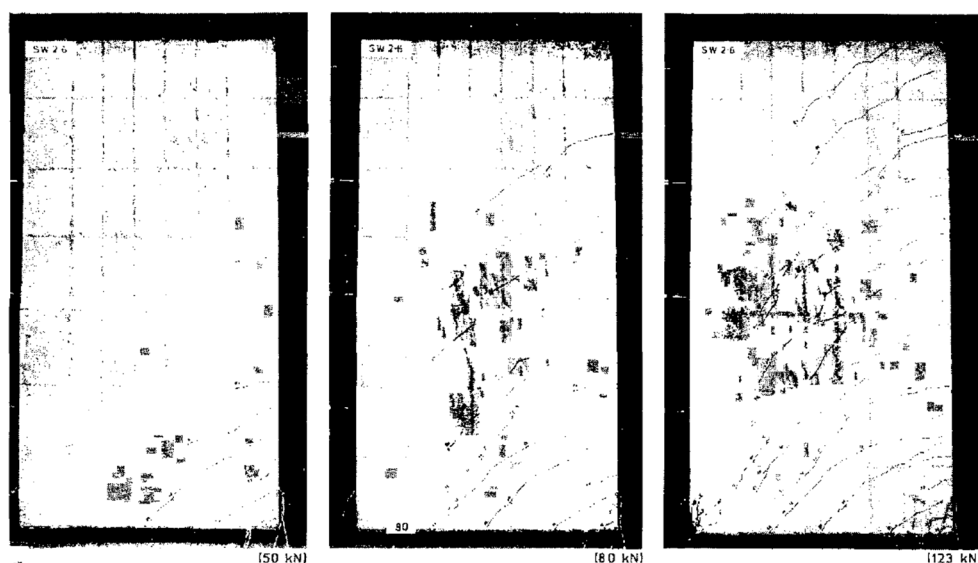


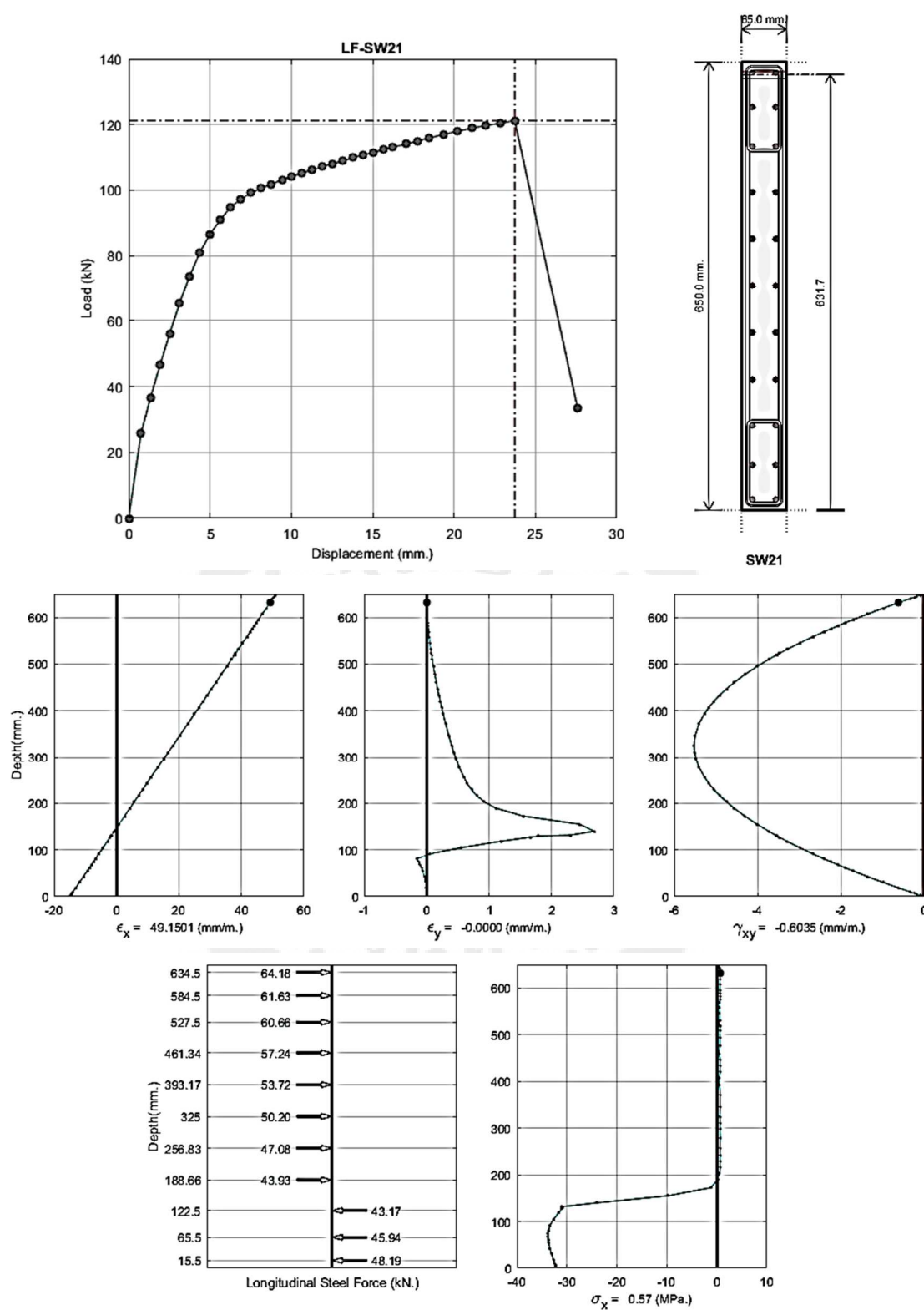
Fig. 11 — Significant stages of cracking process exhibited by Type II walls (1 kN = 0.225 kip)

ภาพประกอบ 67 ลักษณะการวิบัติของผนังรับแรงเฉือน

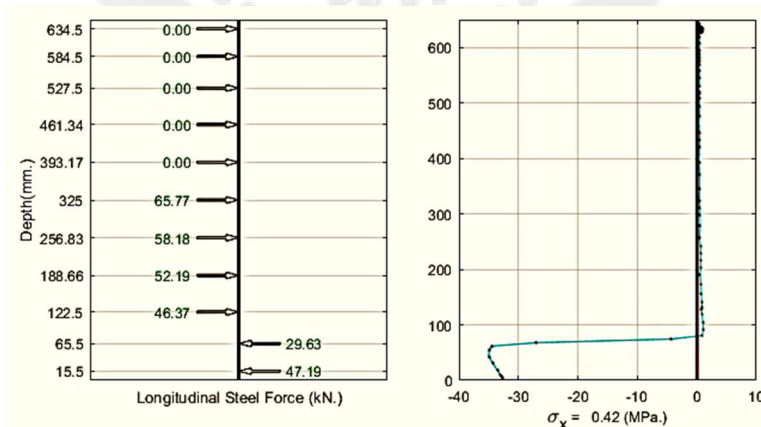
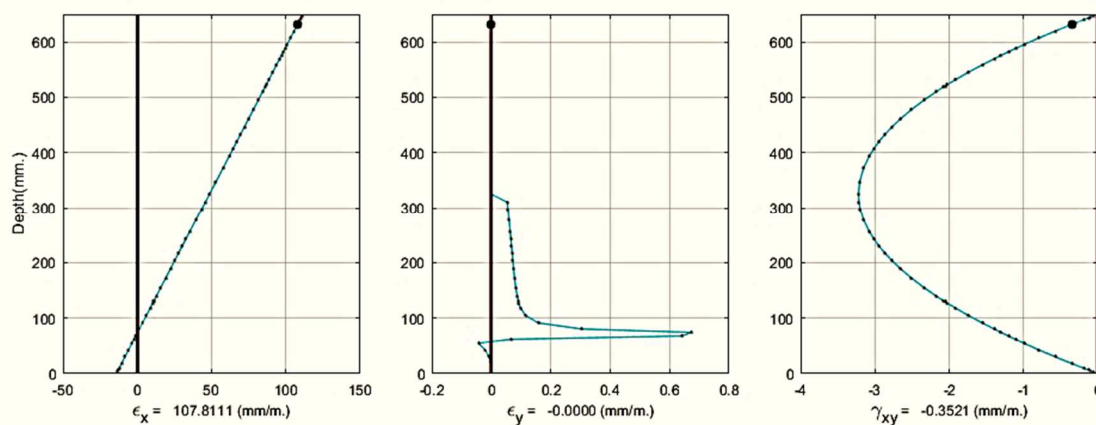
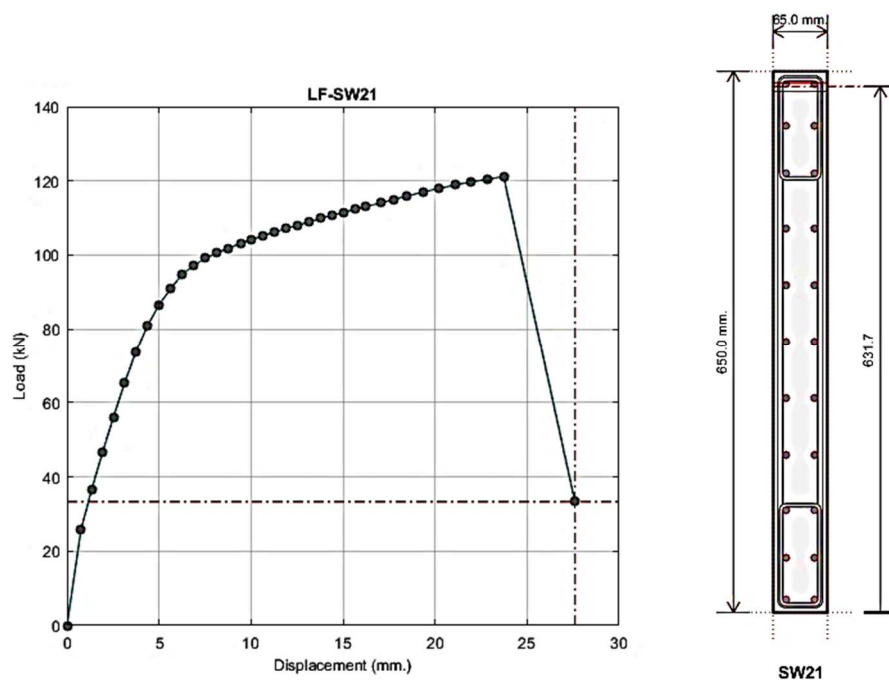
ที่มา: Lefas, I. D; Kotsovos, M. D.; Ambraseys, N. N. (1990), Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism. pp. 28.

พฤติกรรมแรงดัดที่โดดเด่นที่คล้ายกันที่รับรู้สำหรับทั้งหมดของผนังในการศึกษาวิเคราะห์ โหมดการวิบัติสุดท้ายส่วนใหญ่ของผนังคาดการณ์ได้ว่าการแตกหักของเหล็กเสริมตามยาวในเขตแรงดึงมากกว่าอัดแตกของคอนกรีตในเขตแรงอัด ตัวอย่างดังเช่นผนังรับแรงเฉือน SW21 ที่น้ำหนักบรรทุกสูงสุดก่อนการวิบัติตามภาพประกอบ 68 ความเครียดตามแนวแกน (Strain X) เข้าใกล้ 50×10^{-3}

หลังจากจุดน้ำหนักบรรทุกสูงสุดการวิบัติของเหล็กเสริมรับแรงดึงของผนังรับแรงเฉือน SW21 ตามภาพประกอบ 69 เห็นได้ว่าเมื่อความเครียดตามแนวแกน (Strain X) เกินกว่า 50×10^{-3} เหล็กเสริมรับแรงดึงจะไม่สามารถรับแรงได้อีกต่อไปมีค่าเป็นศูนย์ และความสามารถในการแบกรับน้ำหนักของโครงสร้างลดลงกะทันหันอย่างเห็นได้ชัดตามภาพประกอบ 69 นี้สามารถเชื่อมโยงกับค่าสันนิษฐานของความเครียดแตกหักของเหล็กเสริมตามยาว ขณะที่ความเครียดแตกหักจากทดลองของเหล็กเสริมแรงดึงสูงไม่ได้รายงาน ในการศึกษาวิเคราะห์สันนิษฐานว่ามีค่า 50×10^{-3} การใช้ค่าของความเครียดแตกหักขนาดใหญ่จะเพิ่มระดับการเสียรูปที่ก่อให้เกิดการ



ภาพประกอบ 68 การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดน้ำหนักบรรทุกสูงสุดของผนังรับแรงเฉือน SW21



ภาพประกอบ 69 การส่งออกผลลัพธ์ที่จุดวิบัติของผนังรับแรงเฉือน SW21

ตาราง 9 สรุปผลการเปรียบเทียบของน้ำหนักบรรทุกและการเปลี่ยนตำแหน่งของการทดสอบทั้งหมด

	Ultimate load			Corresponding Disp.		
Beam	P_{u-Test}	P_{u-Calc}	$\frac{P_{u-Test}}{P_{u-Calc}}$	δ_{u-Test}	δ_{u-Calc}	$\frac{\delta_{u-Test}}{\delta_{u-Calc}}$
number	(kN)	(kN)		(mm)	(mm)	
VS-A1	459	452.5	1.01	18.8	14.6	1.29
VS-A2	439	447.0	0.98	29.1	24.5	1.18
VS-A3	420	429.0	0.98	51.0	52.3	0.98
VS-B1	434	413.0	1.05	22.0	13.5	1.63
VS-B2	365	350.0	1.04	31.6	24.7	1.28
VS-B3	342	344.5	0.99	59.6	54.0	1.10
VS-C1	282	257.0	1.10	21.0	17.5	1.20
VS-C2	290	304.0	0.95	25.7	19.7	1.30
VS-C3	265	257.0	1.03	44.3	44.8	0.98
SW21	127	121.2	1.05	22.0	23.7	0.93
SW22	150	144.0	1.04	17.0	21.0	0.81
SW23	180	150.0	1.20	13.0	14.2	0.92
SW24	120	124.0	0.97	20.0	23.0	0.87
SW25	150	145.5	1.03	10.0	13.3	0.83
SW26	123	113.0	1.09	22.0	23.0	0.96
		Mean	1.03		Mean	1.08
		COV(%)	6.00		COV(%)	21.05

อัตราส่วนของคอนกรีตในเขตแรงอัด อย่างไรก็ตามในการแสดงให้เห็นถึงการบังคับใช้ของขั้นตอนการปฏิบัติในสถานการณ์ที่เกี่ยวข้องกับการไม่ทราบค่าหลายอย่างดังเช่น คุณสมบัติในคอนกรีตและเหล็กเสริม ผนังเหล่านี้ถูกวิเคราะห์ด้วยคุณสมบัติของวัสดุสันนิษฐานให้อ่อนกว่า (อ่อนแอกว่าที่เกิดขึ้นจริง) ในการกำหนดค่าเริ่มต้นในการวิเคราะห์

การเปรียบเทียบของน้ำหนักบรรทุกและการเปลี่ยนตำแหน่งที่ได้รับจากการวิเคราะห์และการทดลองของการทดสอบทั้งหมดได้สรุปไว้ในตารางที่ 9 ในส่วนของการอภิปรายผลและสรุปผลการวิจัยเสนอในบทต่อไป

บทที่ 5

สรุป อภิปรายผล และข้อเสนอแนะ

ในวิทยานิพนธ์นี้ตั้งใจที่จะสามารถสร้างแบบจำลองพฤติกรรมของ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก พยายามที่จะเข้าใจปฏิสัมพันธ์ที่เกิดขึ้นระหว่าง แรงตึงจากปกติ โมเมนต์ดัดและแรงเฉือน ในช่วงไร้เชิงเส้นทั้งก่อน และหลังจุดสูงสุด ซึ่งจะต้องได้รับการพัฒนาแนวทางใหม่ของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้น โดยการประยุกต์ใช้ กฎคุณสมบัติของวัสดุ "กระจายตัวเฉลี่ย" และแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ด้วยการแบ่งย่อยแถบชั้น อยู่บนพื้นฐานของระเบียบวิธีเฟลกซิบิลิตี ซึ่งได้ดำเนินการอย่างกว้างขวางที่จะเข้าใจปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงตึงจากปกติ โมเมนต์ดัดและแรงเฉือน และได้อธิบายแบบครบวงจรในความสอดคล้องพฤติกรรมของโครงสร้าง การวิจัยครั้งนี้มีความมุ่งหมายเพื่อ

1. เพื่อสังเคราะห์แบบจำลองรอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ย ซึ่งใช้ในการประเมินคุณสมบัติของวัสดุที่แต่ละแถบชั้น โดยการพิจารณาผลกระทบ การอ่อนตัว(Softening), แรงดึงแข็งเกร็ง (Tension stiffening), การขยายตัวไร้เชิงเส้น (Poisson effect) หน่วยแรงโอบรัดทางข้าง (Confinement) และแรงกระทำของเหล็กเดือย (Dowel action) ของคอนกรีตเสริมเหล็ก ในการกำหนดสูตรเอลิเมนต์โครงข้อแข็ง
2. เพื่อสังเคราะห์ และพัฒนา เอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้น บนพื้นฐานเฟลกซิบิลิตี ที่มีความสามารถในการทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยพิจารณาการเสีรูปจากแรงเฉือน
3. แสดงการประยุกต์ใช้งาน โดยการตรวจสอบความสามารถของแบบจำลองที่นำเสนอนี้ ในปรากฏการณ์ที่เกี่ยวข้องของผลลัพธ์ของแบบจำลอง โดยเปรียบเทียบกับผู้วิจัยที่ได้ทำการทดลองจากจำนวนของ เอกสารการทดสอบบนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้ แรงตามแนวแกน แรงเฉือนและแรงดัด

ในบทนี้ขั้นตอนการวิเคราะห์ที่ได้รับการพัฒนาไว้ในบทที่ 3 สำหรับเงื่อนไขน้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่องทางเดียว ได้รับการตรวจสอบกับ สองชุดของ แก้วคานและทกผนังรับแรงเฉือนขนาดใหญ่ ซึ่งทั้งหมดได้รับการทดสอบก่อนหน้านี้ผลที่ได้จากการดำเนินการค้นคว้าได้สนับสนุนข้ออภิปรายผลและข้อสรุปต่อไปนี้

อภิปรายผล

สองชุดของการทดสอบ แก้วคานและหกผนังรับแรงเฉือนขนาดใหญ่ ซึ่งทั้งหมดได้รับการทดสอบก่อนหน้านั้น พฤติกรรมการทดลองในการเปรียบเทียบกับพฤติกรรมการวิเคราะห์ของโครงสร้างในทอมของการตอบสนองน้ำหนักบรรทุกทุกการโก่งตัว การตอบสนองความเครียดเหล็กเสริม เงื่อนไขการวิบัติของโครงสร้างที่ได้รับการทดลองและการวิเคราะห์เมื่อเปรียบเทียบในทอมของลักษณะการวิบัติและการเปลี่ยนตำแหน่งที่การวิบัติที่หลังจุดสูงสุด

ขณะที่จุดสนใจหลักของขั้นตอนการพัฒนาการวิเคราะห์เป็นไปอย่างน่าพอใจในการจำลองพฤติกรรมแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเหล็ก การตรวจสอบส่วนใหญ่ของโครงสร้างได้รับการคัดเลือกจากวรรณกรรมที่มีอยู่เพื่อแสดงพฤติกรรมแรงเฉือนวิกฤต หลากหลายโครงสร้างแรงดัดวิกฤตนอกจากนี้ยังมีการตรวจสอบพิจารณา

พิจารณาทั้งหมด 15 โครงสร้างที่ได้สรุปไว้ในตาราง 9 น้ำหนักบรรทุกสูงสุดมีค่าเฉลี่ย 1.03 และค่าสัมประสิทธิ์ของแปรผัน (COV) 6.00% ประสิทธิภาพสำเร็จสำหรับอัตราส่วนกำลังที่คาดการณ์ต่อการสังเกตได้สำหรับการเปลี่ยนตำแหน่งที่ตรงกัน ค่าเฉลี่ยอยู่ที่ 1.08 และ COV เท่ากับ 21.05% เมื่อพิจารณาจากความท้าทายที่เกี่ยวข้องในการสร้างแบบจำลองโครงสร้างแรงเฉือนวิกฤตอัตราส่วนเหล่านี้ถือว่าเป็นที่น่าพอใจ ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างที่ถูกคาดการณ์อย่างถูกต้องเหมาะสม นอกจากนี้พารามิเตอร์ที่คำนวณได้เช่นการตอบสนองความเครียดเหล็กเสริม แสดงให้เห็นความสอดคล้องที่เหมาะสมกับผลการทดลอง ในการสรุปขั้นตอนการวิเคราะห์แบบการตัดหน้าตัดไร้เชิงเส้นนำมาใช้สำหรับเงื่อนไขน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำต่อเนื่องทางเดียวจัดให้มีการจำลองที่เหมาะสมของการตอบสนองของโครงสร้างการทดสอบก่อนหน้านั้น กลไกความสัมพันธ์แรงเฉือนถูกจับพฤติกรรมได้เป็นที่น่าสนใจ

นอกจากนี้การวิเคราะห์ทั้งหมดถูกดำเนินการด้วยการใช้แบบจำลองพฤติกรรมของวัสดุที่เป็นค่าเริ่มต้นและตัวเลือกการวิเคราะห์ไม่มีการตัดสินใจเกี่ยวกับพฤติกรรมที่คาดหวัง ลักษณะการวิบัติหรือการเลือกของพารามิเตอร์ที่เหมาะสมถูกสร้างขึ้นมาก่อนที่จะมีการวิเคราะห์ ไม่มีการคำนวณเพิ่มเติมเช่นการตอบสนองการมีปฏิสัมพันธ์ หรือการตอบสนองโมเมนต์-ความโค้ง ของหน้าตัดขวางถูกดำเนินการในขั้นตอนการสร้างแบบจำลอง นอกจากนี้การวิเคราะห์ที่จำเป็นต้องใช้เวลาในการคำนวณ สำหรับคานวิเคราะห์ประมาณ 5-8 นาทีที่ต้องการ ดังนั้นจุดมุ่งหมายของการจำลองที่เหมาะสมกับความพยายามด้านวิศวกรรม อย่างไรก็ตามเวลาในการคำนวณนี้ยังสามารถลดลงได้อีก ด้วยการเขียนโปรแกรมการทำงานซ้ำแบบขนานดังนั้นการทำงานซ้ำที่แต่ละเอลิเมนต์และแต่ละหน้าตัดสามารถถูกกระทำได้ในเวลาเดียวกันทำให้เวลาการประมวลผลลดลงอย่างมาก

สรุปผลการวิจัย

ขั้นตอนการวิเคราะห์ที่ได้รับการพัฒนาสำหรับการวิเคราะห์ไร้เชิงเส้นของเอลิเมนต์โครงข้อแข็งโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระท่อเนื่องทางเดียว ขั้นตอนการวิเคราะห์ที่หน้าตัดได้รับการพัฒนาอยู่บนพื้นฐานพฤติกรรมกระจายตัวของความแตกร้าวด้วยวิธีการนี้สามารถสมมติให้เป็นวัสดุต่อเนื่องออร์ทोटโรปิก (orthotropic) นำไปสู่การวิเคราะห์การตัดหน้าตัดไร้เชิงเส้นจะทำให้จับพฤติกรรมมกลไกแรงเฉือนของคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยการรวมไว้ของผลกระทบของ แบบจำลองที่นำเสนอขึ้นคำนี้ถึง ผลกระทบจากการอ่อนตัวของคอนกรีตแรงดึงแข็งเกร็ง (tension stiffening) และผลกระทบการโอบรัด (confining) จากเหล็กเสริมออกจากกระหนาบและแรงกระทำของเหล็กเดือย (Dowel action) ความเครียดตามขวางเป็นตัวแปรภายในกำหนดโดยการจับกุมความสมดุลที่แต่ละระหว่างแถบชั้นคอนกรีตและเหล็กเสริมตามขวางในแนวตั้ง แรงเอลิเมนต์จะได้รับโดยการดำเนินการปริพันธ์เชิงตัวเลขบนพื้นฐานความสมดุลบนหน้าตัด ของพฤติกรรม แรงตามแนวแกน, แรงดัดและแรงเฉือน ไปตามความยาวเอลิเมนต์ ซึ่งอยู่บนพื้นฐานระเบียบวิธีเฟลกซิบิลิตี การตรวจสอบความถูกต้องของขั้นตอนที่ได้ดำเนินการโดยการวิเคราะห์ 15 ตัวอย่างที่มีประสิทธิภาพที่ได้ทำการทดสอบก่อนหน้าโดยส่วนใหญ่เป็นแรงเฉือนวิกฤติ ผลที่ได้จากการดำเนินการค้นคว้าสนับสนุนข้อสรุปต่อไปนี้:

1. การพิจารณาผลกระทบแรงเฉือนเป็นสิ่งจำเป็นสำหรับการประเมินความปลอดภัยและความสมจริงของกำลังและความเหนียวของโครงอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเพราะองค์อาคารอาคารแรงเฉือนวิกฤติยังคงพบได้ในทางปฏิบัติ เครื่องมือที่มีอยู่ส่วนใหญ่ไม่สนใจผลกระทบแรงเฉือนตัดออกไปโดยสิ้นเชิง โดยส่วนใหญ่แล้วส่งผลให้การประมาณมากเกินไปของกำลังและความเหนียวในโครงสร้างแรงเฉือนวิกฤติ

2. เอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นบนพื้นฐานเฟลกซิบิลิตี ให้ความเรียบง่ายรวดเร็วและถูกต้องในพื้นฐานการวิเคราะห์สำหรับการดำเนินการแบบจำลองการตัดหน้าตัดไร้เชิงเส้นด้วยการแบ่งย่อยแถบชั้น

3. การดำเนินการตามระเบียบวิธีการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ไร้เชิงเส้นบนพื้นฐานเฟลกซิบิลิตีด้วยวิเคราะห์การตัดหน้าตัดไร้เชิงเส้นให้องค์ประกอบพื้นฐานที่เหมาะสมสำหรับการสร้างแบบจำลองที่ถูกต้องของพฤติกรรมที่ไร้เชิงเส้นของโครงสร้าง

4. การดำเนินงานของวิธีรอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ย (Smeared crack approaches) ที่ได้นำเสนอขึ้นลงในขั้นตอนการวิเคราะห์ที่หน้าตัดก่อให้เกิดแบบจำลองที่เรียบง่ายและถูกต้องของพฤติกรรมการตัดหน้าตัดไร้เชิงเส้นของเอลิเมนต์โครงข้อแข็งโดยเฉพาะอย่างยิ่งองค์อาคารที่มีแรงเฉือนวิกฤติ

5. ขั้นตอนการวิเคราะห์ที่ได้รับการพัฒนาเป็นไปได้อย่างเหมาะสมสามารถจำลองการตอบสนองการทดลองของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระท่อเนื่องทางเดียวที่มีระดับที่ดีของความถูกต้อง

ของ กำลัง ความแข็งแรง ความเหนียว และลักษณะการวิบัติถูกจับพฤติกรรมได้อย่างเหมาะสม พารามิเตอร์การคำนวณดังเช่น ความเครียดเหล็กเสริมและการเสียรูปองค์อาคารนอกจากนี้ยังมีการจำลองได้น่าพอใจ

ข้อเสนอแนะ

การทำงานต่อไปต้องการแบบจำลองที่มีความถูกต้องพฤติกรรมของโครงสร้างที่มีอิทธิพลอย่างมาก ดังเช่น

1. แบบจำลองของอาณานิคมบริเวณถูกรบกวนหรือที่เรียกว่า 'อาณานิคม D' ดังเช่นจุดต่อระหว่าง คาน - เสา ในกรณีประกอบเป็นโครงสร้างที่ซับซ้อน และจุดรองรับน้ำหนักบรรทุก
2. แบบจำลองการเปลี่ยนสลิปของแรงยึดเหนี่ยวหรือการเปลี่ยนสลิปของเหล็กเสริมรับแรงดึงที่เรียกว่า Strain Penetration
3. แบบจำลองการโก่งคดของเหล็กเสริมรับแรงอัด





บรรณานุกรม

บรรณานุกรม

- ACI-ASCE Committee 445 (ACI 445R-99). Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete. American Concrete Institute Farmington Hills
- Belarbi, A.; & Hsu, T.T.C. (1994). *Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete*. ACI Structural Journal, V. 91, No. 4, July-Aug. pp 465-474.
- Belarbi, A.; & Hsu, T.T.C. (1995). *Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension Compression*. ACI Structural Journal, V. 92, No. 5, Sept.-Oct. pp 562-573.
- Bentz. (2000). *Sectional analysis of reinforced concrete members*. Doctoral thesis. University of Toronto.
- Boresi, A.P., Schmidt, R.J. and Sidebottom, O.M. (1993). *Advanced Mechanics of Materials*, John Wiley & Sons, Inc., New York, pp 110, Problem 3.3.
- Chintrakarn, R. (2001). *Minimum Shear Steel and Failure Modes Diagram of Reinforced Concrete Membrane Elements*. M.S. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston, Houston, Texas, USA.
- Collins, M.P.; & Mitchell, D. (1991). "Prestressed Concrete Structures", Prentice-Hall. pp 345.
- E.Spacone.; V. Ciampi.; F.C. Filippou. (1996). *MIXED FORMULATION OF NONLINEAR BEAM FINITE ELEMENT*. Computers & Structures 1996 Vol.58, No.1. pp 71-83.
- Frank J. Vecchio ;& Michael p. Collins. (1988). *Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory*. ACI Structural Journal I May-June. pp 258-268.
- He, X.G.; & Kwan, A.K.H. (2001), *Modeling Dowel Action of Reinforcement Bars for Finite Element Analysis of Concrete Structures*. Computers and Structures, V. 79, No.6, pp. 595-604.
- Hsu TTC. (1993). *Unified theory of reinforced concrete*. Boca Raton, FL: CRC Press; 1993.
- Hsu, T.T.C.; Belarbi, A.; Pang, X.B. (1995). *A Universal Panel Tester*. Journal of Testing and Evaluations, ASTM, 23 (1) pp 41-49.

- Hsu, T.T.C.; Zhang, L.X.; Gomez, T. (1995). *A Servo-Control System for Universal Panel Tester*. Journal of Testing and Evaluations, ASTM, 23(6) pp 424-430.
- Hsu, T.T.C.; & Zhang, L.X., (1997). *Nonlinear Analysis of Membrane Elements by Fixed-Angle Softened-Truss Model*. ACI Structural Journal, V. 94, No. 5, Sept.-Oct. pp 483-492.
- Hsu, T.T.C.; & Zhu, R.R.H. (2002). *Softened Membrane Model for Reinforced Concrete Elements in Shear*. Structural Journal of the American Concrete Institute, 99(4). pp 460-469.
- James K. Wight; & James G. Macgregor (2009). *Reinforced concrete mechanics and design*. Fifth Edition Pearson Prentice Hall pp.247.
- Lefas, I. D.; Kotsovos, M. D.; Ambraseys, N. N. (1990). *Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism*. ACI Structural Journal, V.87, No.1, January-February, pp 23-31.
- Kupfer HB.; Hildorf HK.; Rusch H. (1969). *Behavior of concrete under biaxial stresses*. Struct J, American Concrete Institute; 66(8). pp 656-66.
- Mander, J.B.; Priestley, M.J.N.; Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE, 114(ST8), pp 1804-1826.
- Menegotto, M.; & Pinto, P. E. (1973). *Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic behaviour of elements under combined normal force and bending*. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Final Report, Lisbon, Portugal.
- Morsch, E. (1902). *Der Eisenbetonbau, seine Anwendung und Theorie*, 3rd edn (English Translation by E.P. Goodrich), McGraw-Hill, New York, 1909, pp 368.
- Pang, X.B.; & Hsu, T.T.C. (1995). *Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear*, ACI Structural Journal, 92(6) pp 665-679.
- Pang, X.B.; & Hsu, T.T.C. (1996). *Fixed-Angle Softened -Truss Model for Reinforced Concrete*. ACI Structural Journal, V. 93, No. 2, Mar.-Apr. pp 197-207.
- Petrangeli M.; Pinto P.E.; Ciampi V. (1999). *Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures. I: theory*. ASCE J Eng Mech; 125(9). pp 994-1009.

- Rausch, E. (1929). *Design of Reinforced Concrete in Torsion*, (Berachnung des Eisanbetons gegen verdrehung), Technische Hochschule, Berlin, Germany, 53 pp. (in German). A second edition was published in 1938. The third edition was titled *Drillung (Torsion) Schub und Scheren in Stahlbelonbau*, Deutscher Ingenieur-Verlag GmbH, Dusseldorf, Germany, 1953, 168 pp.
- Remino M. (2004). *Shear Modelling of Reinforced Concrete Structures*. Phd. Thesis, Dipartimento di Ingegneria civile, Università degli studi di Brescia, Brescia, Italia.
- Robinson, J.R.; & Demorieux, J.M. (1972) *Essais de Traction-Compression sur Mod`eles d'Ame de Poutre en Beton Arme*. IRABA Report, Institut de Recherches Appliquees du Beton de L'Ame, Part 1, June 1968, pp 44; *Resistance Ultimate du Beton de L'ame de Poutres en Double Te en Beton Arme*. Part 2, May 1972, pp 53.
- Ritter, W. (1899). *Die Bauweise Hennebique*. Schweizerische Bauzeitung. 33(7) pp. 59-61
- Rose, B.W. (2001). *A Constitutive Model for the Analysis of reinforced concrete beams-columns subjected to lateral loads*. Phd. Thesis. CEAE Dept., University of Colorado, Boudler, Colorado.
- R. Park; & T. Paulay (1974). *Reinforced Concrete Structures*. Wiley, New York. pp 278-287
- Shioya, T.; Iguro, M.; Nojiri, Y.; Akiayma, H.; and Okada, T., (1989). *Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams, Fracture Mechanics: Application to Concrete*. Fracture Mechanics: Application to Concrete, SP-118, V. C. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., pp. 259-279.
- Spacone, E.; Taucer, F.F.; Filippou, F.C. (1996). *A Fiber Beam-Column Model for Nonlinear Analysis of R/C Frames: Part.1 Formulation*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 25, pp 711-725.
- Tamai, S.; Shima, H.; Izumo, J.; Okamura, H. (1987). *Average Stress-Strain Relationship in Post Yield Range of Steel Bar in Concrete*. Concrete Library of JSCE, No. 11, June 1988, pp. 117-129. (Translation from Proceedings of JSCE, No. 378/Vol. 6, February 1987).
- Thomas T. C. Hsu; & Y. L. Mo (2010). *Unified theory of concrete structures*. John Wiley & Sons, Ltd.

- Timoshenko S.T.; & Goodier J.N. (1972). *Theory of elasticity*. Urmo, Bilbao, pp 549.
- Vecchio, F.J. (1992). *Finite Element Modeling of Concrete Expansion and Confinement*.
Journal of Structural Engineering, ASCE, V.118, No. 9. pp 2390-2405.
- Vecchio, F.J.; & Collins, M.P. (1981). *Stress-Strain Characteristic of Reinforced Concrete in Pure Shear*. IABSE Colloquium, Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, Delft, Final Report, International Association of Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 221-225.
- Vecchio F.J.; & Collins, M.P. (1986). *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. ACI JOURNAL, Proceedings V. 83, No. 2, Feb. pp 219-231.
- Vecchio, F. J. (2000), *Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation*. Journal of Structural Engineering, V.126, No.9, pp. 1070-1077.
- Vecchio, F. J.; & Shim, W. (2004), *Experimental and Analytical Reexamination of Classic Concrete Beam Tests*. ASCE Journal of Structural Engineering, V. 130, No. 3, pp. 460-469.
- Wang, J. (2006). *Constitutive Relationships of Prestressed Concrete Membrane Elements*. PhD Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston, Houston Texas, USA
- Zhang, L.X.; & Hsu, T.T.C. (1998). *Behavior and Analysis of 100 Mpa Concrete Membrane Elements*. Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 124, No. 1, Jan 1998. pp 24-34.
- Zhu, R.H.; Hsu, T.T.C.; and Lee, J. Y. (2001). *Rational Shear Modulus for Smeared Crack Analysis of Reinforced Concrete*. ACI Structural Journal, V. 98, No. 4, 2001. pp 443-450.
- Zhu, R.H.; & Hsu, T.T.C. (2002). *Poisson Effect of Reinforced Concrete Membrane Elements*. ACI Structural Journal, V. 99, No. 5, Sept.-Oct. pp 631-640.
- Zhong, J.X. (2005) *Model-Based Simulation of Reinforced Concrete Plane Stress Structures*.
PhD. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston, Houston, TX.

ประวัติย่อผู้วิจัย

ประวัติย่อผู้วิจัย

ชื่อ ชื่อสกุล

ธรรมการ ภัคพิตรพิบูล

วันเดือนปีเกิด

29 เมษายน พ.ศ. 2517

สถานที่อยู่ปัจจุบัน

88/6 หมู่บ้าน Miracle หมู่ 2 ต.บางตลาด

อ.ปากเกร็ด จ.นนทบุรี 11120

Email. pakpitpibool@hotmail.com

ประวัติการศึกษา

พ.ศ. 2536

ประกาศนียบัตรวิชาชีพ (ช่างก่อสร้าง)

จาก โรงเรียนอินทราธิวาสศึกษา

พ.ศ. 2538

ประกาศนียบัตรวิชาชีพชั้นสูง (เทคโนโลยีก่อสร้าง)

จาก สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าพระนครเหนือ

พ.ศ. 2542

วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

จาก มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีพระจอมเกล้าธนบุรี

พ.ศ. 2560

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

จาก มหาวิทยาลัยศรีนครินทรวิโรฒ