



ใบรับรองวิทยานิพนธ์
บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

ปริญญา

วิศวกรรมโยธา

วิศวกรรมโยธา

สาขา

ภาควิชา

เรื่อง พฤติกรรมการล้าของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกโดยคาร์บอนไฟเบอร์

Fatigue Behavior of Externally Strengthened RC Bridges with CFRP Composite

นามผู้วิจัย นายวศิน นิยมณี

ได้พิจารณาเห็นชอบโดย

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก

(ผู้ช่วยศาสตราจารย์ปิยะ โชติกไกร, Ph.D.)

อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม

(รองศาสตราจารย์สุวิมล สัจจานิชย์, Ph.D.)

หัวหน้าภาควิชา

(รองศาสตราจารย์ก่อโชค จันทรวงูร, Ph.D.)

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์รับรองแล้ว

(รองศาสตราจารย์กัญจนา วีระกุล, D.Agr.)

คณบดีบัณฑิตวิทยาลัย

วันที่ เดือน พ.ศ.

วิทยานิพนธ์

เรื่อง

พฤติกรรมการล้าของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกโดยคาร์บอนไฟเบอร์

Fatigue Behavior of Externally Strengthened RC Bridges with CFRP Composite

โดย

นายวศิน ฉิมมณี

เสนอ

บัณฑิตวิทยาลัย มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

เพื่อความสมบูรณ์แห่งปริญญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา)

พ.ศ. 2553

ลิขสิทธิ์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

วศิน ฉิมมณี 2553: พฤติกรรมการล้าของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอก
โดยคาร์บอนไฟเบอร์ ปรินญาวิศวกรรมศาสตรมหาบัณฑิต (วิศวกรรมโยธา) สาขาวิชา
วิศวกรรมโยธา ภาควิชาวิศวกรรมโยธา อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก:
ผู้ช่วยศาสตราจารย์ปิยะ โชติโกกร, Ph.D. 300 หน้า

การซ่อมแซมและเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีการเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กำลังได้รับความนิยม ใช้อย่างแพร่หลายในปัจจุบัน เนื่องจากข้อได้เปรียบด้านกำลังของวัสดุ เช่น มีน้ำหนักเบาแต่มีกำลังรับแรงดึงสูง โดยปกติแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีคุณสมบัติด้านวัสดุที่มีความคงทนต่อการเกิดสนิม แต่เมื่ออยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงความสามารถในการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคอนกรีตอาจเกิดการเสื่อมสภาพ ดังนั้นงานวิจัยนี้จึงมีวัตถุประสงค์เพื่อประเมินสมรรถนะในระยะยาวของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยอาศัยกลไกการวิบัติและกำลังรับน้ำหนักภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและแรงกระทำแบบซ้ำของตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 14 ตัวอย่าง ซึ่งถูกจำลองในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้างในห้องปฏิบัติการเป็นระยะเวลา 90 240 และ 360 วัน แล้วจึงทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสองจุดจนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า การสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคอนกรีต เริ่มเห็นได้ชัดเมื่อคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดและขยายตัวไปยังบริเวณปลายแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เมื่อน้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มขึ้น กำลังรับน้ำหนักประลัยมีค่าน้อยกว่ากำลังรับน้ำหนักที่ได้จากการคำนวณโดยสมมุติให้คานเกิดการวิบัติจากการขาดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ กำลังรับน้ำหนักประลัยของตัวอย่างทดสอบควบคุมภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและแรงกระทำแบบซ้ำมีกำลังรับน้ำหนักใกล้เคียงกันแต่ถึงอย่างไรก็ตามสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงส่งผลกระทบต่อการใช้งานหน่วยแรงเฉือนและพลังงานการแตกหักของการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีตที่ลดน้อยลง ตลอดจนการเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ ในการศึกษาวิจัยนี้ยังได้มีการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์แบบไม่เชิงเส้นเพื่อตรวจสอบกลไกการวิบัติและการกระจายตัวของรอยแตกร้าวในตัวอย่างทดสอบ ผลที่ได้รับจากการศึกษาและวิจัยนี้สามารถนำไปใช้เป็นฐานข้อมูลสำหรับการออกแบบและประเมินการเสริมกำลังโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพและอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ต่อไป

Wasin Chimmanee 2010: Fatigue Behavior of Externally Strengthened RC Bridges with CFRP Composite. Master of Engineering (Civil Engineering), Major Field: Civil Engineering, Department of Civil Engineering. Thesis Advisor: Assistant Professor Piya Chotickai, Ph.D. 300 pages.

Carbon fiber reinforced polymer (CFRP) has been widely used for repairing and strengthening of reinforced concrete members due to its superior material properties, e.g., light weight and high strength. Although the CFRP is commonly recognized as a corrosion-resistant material, the bond strength at an interface of the concrete member and CFRP itself may be impaired when exposed to severe environments. This research was, therefore, aimed to evaluate the long term performance of reinforced concrete (RC) bridge members externally strengthened with CFRP. The failure mechanisms and load-carrying capacity of the members were examined under monotonic and fatigue loadings. The fourteen RC specimens were exposed to simulated corrosive environment in the laboratory for 90, 240, and 360 days, and were then tested under four-point bending up to failure. The experimental results revealed that the debonding between the CFRP and concrete members could be noticeable after the flexural cracks were developed in the members. The debonding was then extended toward the supports, as an increase in the applied load. The ultimate loads obtained from the experiments were less than those obtained based on the assumption of fiber break at ultimate. The ultimate capacities of the control specimens and specimens subjected to fatigue loadings were found to be comparable. However, the severe environment had detriment effects on reducing bond strength and fracture energy at the interface of the CFRP and concrete, as well as altering the mode of failure. In addition, nonlinear finite-element analyses were conducted to investigate the failure mechanisms and capture crack propagations in the concrete members. The research results provided herein could be used as database information for the design and evaluation of strengthened concrete bridge members exposed to severe environment.

Student's signature

Thesis Advisor's signature

กิตติกรรมประกาศ

วิทยานิพนธ์ฉบับนี้ คงจะไม่สามารถสำเร็จลุล่วงไปด้วยดี ถ้าขาดบุคคลอันเป็นที่เคารพรัก
เหล่านี้ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์หลัก ผู้ช่วยศาสตราจารย์ปิยะ โชติกไกร บุคคลผู้ซึ่งปลุก
ความสนใจในเรื่องของการทำวิจัยให้แก่ข้าพเจ้า ที่ให้คำปรึกษาและแนะนำในการจัดทำวิทยานิพนธ์
ตลอดจนปลูกฝังแนวความคิดที่ถูกต้องตามหลักวิศวกรรมโครงสร้าง และขอขอบคุณรอง
ศาสตราจารย์สุวิมล สัจจาณิษฐ์ อาจารย์ที่ปรึกษาวิทยานิพนธ์ร่วม บุคคลผู้ซึ่งปลุกความสนใจ
ในเรื่องของคอนกรีตแก่ข้าพเจ้า ที่ให้คำปรึกษาและแนะนำในสิ่งที่เป็นประโยชน์ต่อการดำเนินงาน
ขอขอบคุณการสนับสนุนด้านทุนวิจัยจากคณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์
บริษัท นนทรี จำกัด ที่ให้การสนับสนุนวัสดุแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และการติดตั้งสำหรับตัวอย่าง
ทดสอบ รวมไปถึงสถาบันวิจัยวิทยาศาสตร์และเทคโนโลยีแห่งประเทศไทยที่เอื้อเฟื้อสถานที่
สำหรับการทดสอบ ขอขอบคุณช่วงเวลาที่ดี กำลังใจ รวมไปถึงเสียงหัวเราะจากเพื่อนๆ พี่ๆ น้องๆ
ประจำมหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ นอกจากบุคคลผู้มีพระคุณดังที่กล่าวมาข้างต้น ข้าพเจ้าขอกราบ
ขอบพระคุณ บิดา มารดา ญาติพี่น้อง ทุกๆ ท่าน ที่ได้มอบความเข้าใจและการสนับสนุนในทุกด้าน
จนทำให้ข้าพเจ้ามีวันนี้ สุดท้ายนี้ข้าพเจ้าขอมอบความดีทั้งปวงแก่ บิดา มารดา ญาติพี่น้อง
ผู้มีพระคุณ คณาจารย์ทุกท่านที่ประสิทธิ์ประสาทวิชาความรู้ และเพื่อนๆ ทุกคน

วสิน ฉิมมณี

กันยายน 2553

สารบัญ

หน้า

สารบัญ	(1)
สารบัญตาราง	(2)
สารบัญภาพ	(4)
คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ	(22)
คำนำ	1
วัตถุประสงค์	3
การตรวจเอกสาร	5
อุปกรณ์และวิธีการ	55
อุปกรณ์	55
วิธีการ	56
ผลและวิจารณ์การทดลอง	102
สรุปและข้อเสนอแนะ	194
สรุป	194
ข้อเสนอแนะ	196
เอกสารและสิ่งอ้างอิง	197
ภาคผนวก	205
ภาคผนวก ก คุณสมบัติของวัสดุสำหรับงานวิจัย	206
ภาคผนวก ข การเสริมกำลังโครงสร้างรับแรงค้ำของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบจั่นรูปเปียก	211
ภาคผนวก ค ผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบทั้งหมด	216
ประวัติการศึกษา และการทำงาน	300

สารบัญตาราง

ตารางที่		หน้า
1	Environmental Reduction Factor for Various FRP Systems and Exposure Conditions	9
2	Sustained Plus Cyclic Service Load Stress Limits in FRP Reinforcement	10
3	คุณสมบัติของวัสดุเชื่อมประสาน	15
4	ผลการทดสอบ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักกระทำแบบซ้ำ และทดสอบภายใต้น้ำหนักกระทำแบบสถิตจนตัวอย่างทดสอบวิบัติ	46
5	ผลการทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำจนตัวอย่างทดสอบวิบัติ	50
6	เกณฑ์การประเมินความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิม ตามมาตรฐาน ASTM C 876	64
7	รายละเอียดการเตรียมตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ก่อนทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำสถิต	66
8	รายละเอียดการเตรียมตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสานก่อนทำการทดสอบ	68
9	รายละเอียดการเตรียมตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ก่อนทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ	70
10	คุณสมบัติของคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	82
11	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด สำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	83
12	คุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	85
13	คุณสมบัติของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	88
14	ขนาดของคานตัวอย่างที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง	95
15	รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์	101
16	พื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน	135
17	หน่วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	154

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางที่		หน้า
18	หน่วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	157
19	ตัวแปรทางสถิติของอัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์จากการคำนวณ ต่อกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบของมาตรฐาน ACI440.2R (2002), JSCE (2001), SIA166 (2003) และ TR55 (2004)	160
20	ผลการคำนวณพลังงานการแตกหักสูงสุดของแต่ละตัวอย่างทดสอบ	162
21	ผลการคำนวณหน่วยแรงเฉือนจากการปรับแก้แบบจำลอง ของ Dai (2005)	168
22	กำลังรับน้ำหนักและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	192
23	กำลังรับน้ำหนักและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ	193
ตารางผนวกที่		
ก1	ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต	207
ก2	ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (f_t)	207
ก3	ผลการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีต	208
ก4	คุณสมบัติของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (ข้อมูลมาตรฐานผู้ผลิต)	209
ก5	ข้อมูลคุณสมบัติของวัสดุผู้ผลิตสำหรับวัสดุรองพื้น (Primer) วัสดุฉาบ (Putty) และสารเคลือบเส้นใย (Saturant)	210
ค1	พลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	258
ค2	พลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ	259
ค3	ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จาก ผลการคำนวณตามมาตรฐาน ACI 440.2R (2002)	260
ค4	ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จาก ผลการคำนวณตามมาตรฐาน FIB Bulletin 14 (2001)	263

สารบัญตาราง (ต่อ)

ตารางผนวกที่		หน้า
ค5	ผลการคำนวณกำลังรับ โม่เมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับ โม่เมนต์ จากผลการคำนวณตามมาตรฐาน JSCE (2001)	267
ค6	ผลการคำนวณกำลังรับ โม่เมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับ โม่เมนต์ จากผลการคำนวณตามมาตรฐาน SIA166 (2003) และ TR55 (2004)	270
ค7	ผลการคำนวณกำลังรับ โม่เมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับ โม่เมนต์ จากผลการคำนวณจากงานวิจัยของ Teng <i>et al.</i> (2003)	274
ค8	ผลการคำนวณกำลังรับ โม่เมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับ โม่เมนต์ จากผลการคำนวณจากงานวิจัยของ Teng <i>et al.</i> (2004)	277
ค9	ผลการคำนวณกำลังรับ โม่เมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับ โม่เมนต์ จากผลการคำนวณจากงานวิจัยของ Arya และ Farmer (2001)	280
ค10	ผลการคำนวณกำลังรับ โม่เมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับ โม่เมนต์ จากผลการคำนวณจากงานวิจัยของ Shehata <i>et al.</i> (2001)	284
ค11	ผลการคำนวณกำลังรับ โม่เมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับ โม่เมนต์ จากผลการคำนวณจากงานวิจัยของ ACI 440.2R (2008)	287
ค12	ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงเฉื่อยของตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน	291

สารบัญภาพ

ภาพที่		หน้า
1	การกระจายของความเครียดและหน่วยแรงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย	7
2	การกระจายความเครียดเริ่มต้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย	12
3	ขั้นตอนการคำนวณค่าตัวประกอบแรงกระทำซ้ำเทียบเท่า (K_f)	39
4	การเกิดสนิมในเหล็กเสริมหลักตามระดับร้อยละของการสูญเสียมวลในเหล็กเสริม	41
5	แบบจำลอง S-N Curve จากผลการทดสอบและมาตรฐาน	54
6	รายละเอียดตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์	58
7	อุปกรณ์ Strain Gauges ประเภท FLA-5-11-1L สำหรับติดเหล็กเสริมและประเภท PL-90-11-1L สำหรับติดคอนกรีต	59
8	อุปกรณ์ TML Displacement Transducer (SDP-50C) และสายเคเบิล	59
9	รายละเอียดตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน	60
10	การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงสำหรับตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงตัดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์	61
11	การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงสำหรับตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน	61
12	อุปกรณ์เครื่องทดสอบด้วยวิธีครึ่งเซลล์ (Canin Proceq Testing Instrument)	62
13	การทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมด้วยการตรวจสอบโดยวิธีครึ่งเซลล์ (The Half-Cell Potential Measurement)	63
14	ตำแหน่งในการทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมด้วยเครื่อง Half-Cell Instrumentation	65
15	การทดสอบตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในห้องปฏิบัติการ โดยใช้แรงกระทำแบบสถิตสองจุด	67
16	การทดสอบตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสานในห้องปฏิบัติการ	69

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
17	การทดสอบตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในห้องปฏิบัติการภายใต้แรงกระทำซ้ำ	71
18	บริเวณที่เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จากภาพถ่ายความร้อน	73
19	เครื่อง NEC TH7800 และเครื่อง CEM DT-8855 Infrared Thermometer	73
20	การทดสอบวัดอุณหภูมิพื้นผิวด้วยการตรวจจับรังสีอินฟราเรดของตัวอย่างทดสอบ	74
21	การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์	80
22	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีต	82
23	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์	83
24	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับเหล็กเสริมและเหล็กปลอก	84
25	ลักษณะของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย	86
26	ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์	87
27	แบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต	89
28	แบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต	90
29	แบบจำลองคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรงในช่วงเชิงเส้น เอลิเมนต์ย่อย 104, 1,470 และ 3,720	93
30	ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน	94

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
31	ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของอิเล็กเมนต์ย่อยกับหน่วยแรง ส่วนบนสุดของคอนกรีตที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน	94
32	ขนาดของคานตัวอย่างทดสอบ	96
33	ขนาดของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์หนึ่งในสี่ส่วน ของคานตัวอย่างทดสอบ	96
34	แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์หนึ่งในสี่ส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ	97
35	สภาพการยึดรั้งบริเวณฐานรองรับ	97
36	สภาพการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในสี่ของคานจริง	98
37	น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลอง	99
38	รายละเอียดของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์	100
39	รายละเอียดการจำลองพฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุด ของเหล็กเสริม และแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับ โครงสร้างคอนกรีต	100
40	แผนภูมิลำดับขั้นตอนในการศึกษา	103
41	ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงเฉลี่ยกับระยะเวลาการจำลอง สถานะแวดล้อมในน้ำและน้ำเกลือของตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน	105
42	ตำแหน่งในการทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิม ด้วยเครื่อง Half-Cell Instrumentation	107
43	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM3 อุณหภูมิ ขณะทำการทดสอบ 24 °C	108
44	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM8 อุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C	109
45	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM12-2 อุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 25 °C	110
46	เหล็กเสริมภายในคอนกรีตของตัวอย่างทดสอบ DM12-2	111

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
47	ผลการทดสอบระยะเวลาในการให้ความร้อนที่เหมาะสมสำหรับการถ่ายภาพความร้อน	113
48	ภาพถ่ายความร้อนเมื่อเวลาในการให้ความร้อนผ่านไป 1 นาที	113
49	ภาพถ่ายความร้อนเมื่อเวลาในการให้ความร้อนผ่านไป 2 นาที	114
50	ภาพถ่ายความร้อนเมื่อเวลาในการให้ความร้อนผ่านไป 20 นาที	114
51	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ CF-2	116
52	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	117
53	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	118
54	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ CF-2	119
55	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	120
56	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	120
57	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ CF-2	122
58	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	122
59	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	123
60	การตอบสนองความเครียดของตัวอย่างทดสอบ CF-2	125
61	การตอบสนองความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	126
62	การตอบสนองความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	127
63	รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ	129
64	แผนภาพแสดงตำแหน่งระหว่างช่วงโมเมนต์ค้ำที่กับช่วงแรงเฉือน	131
65	ภาพถ่ายใต้ท้องคานของตัวอย่างทดสอบควบคุมในบริเวณช่วงของ โมเมนต์ค้ำที่	131
66	ภาพถ่ายใต้ท้องคานของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบในบริเวณช่วงของ โมเมนต์ค้ำที่	132

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
67	ภาพถ่ายใต้ห้องคานของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะ แวลลุ่มที่รุนแรง 240 รอบในบริเวณช่วงของโมเมนต์คองที่	132
68	ภาพถ่ายใต้ห้องคานของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะ แวลลุ่มที่รุนแรง 360 รอบในบริเวณช่วงของโมเมนต์คองที่	133
69	ภาพถ่ายใต้ห้องคานของตัวอย่างทดสอบควบคุมในบริเวณช่วงแรงเฉือน	133
70	ภาพถ่ายใต้ห้องคานของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะ แวลลุ่มที่รุนแรง 90 รอบในบริเวณช่วงแรงเฉือน	134
71	ภาพถ่ายใต้ห้องคานของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะ แวลลุ่มที่รุนแรง 240 รอบ ในบริเวณช่วงแรงเฉือน	134
72	ภาพถ่ายใต้ห้องคานของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะ แวลลุ่มที่รุนแรง 360 รอบในบริเวณช่วงแรงเฉือน	134
73	ร้อยละของพื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน ในช่วงโมเมนต์คองที่	135
74	ร้อยละของพื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน ในช่วงแรงเฉือน	136
75	ลักษณะความเสียหายของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หลังการทดสอบแบบทำลาย ของทุกตัวอย่างทดสอบ	137
76	ลักษณะความเสียหายของคอนกรีตกับวัสดุเชื่อมประสานที่ กำลังขยาย 20 เท่า	137
77	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ ภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	139
78	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบควบคุม	141
79	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ ที่ผ่านสภาวะแวลลุ่มที่รุนแรง 90 รอบ	141
80	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ ที่ผ่านสภาวะแวลลุ่มที่รุนแรง 240 รอบ	142

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
81	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CM	143
82	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM3	143
83	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM8	144
84	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM12-2	144
85	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CF-2	145
86	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	145
87	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	146
88	ค่าความเครียดสูงสุดที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์บริเวณกึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสูงสุด	147
89	ค่าความเครียดสูงสุดที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์บริเวณกึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ	147
90	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CM	149
91	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM3	149
92	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM8	150
93	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM12-2	150

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
94	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CF-2	151
95	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	151
96	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	152
97	หน่วยแรงเฉือนสูงสุดของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	154
98	หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่งกึ่งกลางถึง 300 มม. ของ ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	155
99	หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่ง 300 ถึง 600 มม. ของ ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	155
100	หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่ง 600 ถึง 900 มม. ของ ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	156
101	ผลกระทบต่อการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่ตำแหน่ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่มีค่ามากที่สุดเปรียบเทียบระหว่าง ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตกับภายใต้แรงกระทำซ้ำ	157
102	หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่งกึ่งกลางถึง 300 มม. ของตัวอย่าง ทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ	158
103	หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่ง 300 ถึง 600 มม. ของตัวอย่างทดสอบ ภายใต้แรงกระทำซ้ำ	158
104	หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่ง 600 ถึง 900 มม. ของตัวอย่างทดสอบ ภายใต้แรงกระทำซ้ำ	159
105	Histogram ของอัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์จากการคำนวณต่อกำลังรับ โมเมนต์จากผลการทดสอบทั้งหมด 89 ตัวอย่างทดสอบ	161

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
106	พลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	164
107	พลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ	164
108	ความสัมพันธ์ระหว่างสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงกับพลังงานการแตกหัก ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและตัวอย่างทดสอบ ภายใต้แรงกระทำซ้ำ	165
109	แผนภูมิการหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่น หลุด (Bond Slip Curve) จากการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005)	166
110	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดจากการปรับแก้แบบ จำลองของ Dai (2005) ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	168
111	ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดจากการปรับแก้ แบบจำลองของ Dai (2005) ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ	169
112	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริม รับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ CM	170
113	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริม รับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM8	170
114	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริม รับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM12	171
115	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริม รับแรงอัดสำหรับตัวอย่างทดสอบ CM	172
116	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริม รับแรงอัดสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM3	173
117	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของ แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับตัวอย่างทดสอบ CM	174
118	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของ แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับตัวอย่างทดสอบ DM3	174

สารบัญญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
119	ความสัมพันธระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับตัวอย่างทดสอบ DM8	175
120	ความสัมพันธระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับตัวอย่างทดสอบ DM12	175
121	ความสัมพันธระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของคอนกรีตสำหรับตัวอย่างทดสอบ CM	176
122	ความสัมพันธระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของคอนกรีตสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM3	176
123	ความสัมพันธระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของคอนกรีตสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM8	177
124	ความสัมพันธระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของคอนกรีตสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM12	177
125	ความสัมพันธระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ CM	178
126	ความสัมพันธระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ DM3	179
127	ความสัมพันธระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ DM8	180
128	ความสัมพันธระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ DM12	181
129	แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของตัวอย่างทดสอบ CM	182
130	แบบจำลองการแตกร้าวเริ่มต้นของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 17.80 kN หรือ $0.736P_{\max}$ (First Crack)	182
131	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 20.84 kN หรือ $0.861P_{\max}$ (Debonding 300 mm)	182

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
132	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 22.80 kN หรือ $0.942P_{max}$ (First Yield)	183
133	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 23.14 kN หรือ $0.956P_{max}$ (Debonding 600 mm)	183
134	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 24.10 kN หรือ $0.996P_{max}$ (Debonding 900 mm)	183
135	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนัก บรรทุกสูงสุด 24.20 kN หรือ P_{max} (Ultimate)	184
136	แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของตัวอย่างทดสอบ DM3	185
137	แบบจำลองการแตกร้าวเริ่มต้นของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 17.80 kN หรือ $0.736P_{max}$ (First Crack)	185
138	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 18.00 kN หรือ $0.744P_{max}$ (Debonding 300 mm)	185
139	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 20.00 kN หรือ $0.826P_{max}$ (Debonding 600 mm)	186
140	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 23.64 kN หรือ $0.977P_{max}$ (First Yield)	186
141	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 23.64 kN หรือ $0.977P_{max}$ (Debonding 900 mm)	186
142	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุกสูงสุด 24.20 kN หรือ P_{max} (Ultimate)	187
143	แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของตัวอย่างทดสอบ DM8	187

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
144	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 17.75 kN หรือ $0.737P_{max}$ (First Crack)	187
145	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 19.45 kN หรือ $0.807P_{max}$ (Debonding 300 mm)	188
146	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 21.65 kN หรือ $0.898P_{max}$ (Debonding 600 mm)	188
147	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 21.65 kN หรือ $0.898P_{max}$ (First Yield)	188
148	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 22.91 kN หรือ $0.898P_{max}$ (Debonding 900 mm)	189
149	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุกสูงสุด 24.10 kN หรือ P_{max} (Ultimate)	189
150	แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของตัวอย่างทดสอบ DM12	190
151	แบบจำลองการแตกร้าวเริ่มต้นของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 17.75 kN หรือ $0.737P_{max}$ (First Crack)	190
152	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 19.45 kN หรือ $0.807P_{max}$ (Debonding 300 mm)	190
153	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 20.20 kN หรือ $0.838P_{max}$ (Debonding 600 mm)	191
154	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 22.00 kN หรือ $0.913P_{max}$ (First Yield)	191
155	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนัก บรรทุก 23.35 kN หรือ $0.969P_{max}$ (Debonding 900 mm)	191

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพที่		หน้า
156	แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้ได้น้ำหนัก บรรทุก 24.10 kN หรือ P_{max} (Ultimate)	192
ภาพผนวกที่		
ก1	การทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีตและคุณสมบัติของ เหล็กเสริมคอนกรีต	208
ก2	การทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต	209
ข1	วัสดุรองพื้น และวัสดุฉาบ	212
ข2	สารเคลือบเส้นใยหรือวัสดุเชื่อมประสาน และรายละเอียดของ ระบบการเสริมกำลัง	213
ข3	การเตรียมตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กก่อนการเสริมกำลัง	214
ข4	การทำวัสดุรองพื้น และวัสดุฉาบ	215
ข5	การติดตั้งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบขึ้นรูปเป็ยก	215
ค1	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM3 ผ่านกระบวนการ การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะ ทำการทดสอบ 24 °C	217
ค2	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF3-1 ผ่านกระบวนการ การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะ ทำการทดสอบ 24 °C	217
ค3	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF3-2 ผ่านกระบวนการ การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะ ทำการทดสอบ 24 °C	218

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ค4	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF3-3 ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 24 °C	218
ค5	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM8 ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C	219
ค6	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF8-1 ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C	219
ค7	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF8-2 ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C	220
ค8	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF8-3 ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C	220
ค9	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM12-1 ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 25 °C	221
ค10	เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM12-2 ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 25 °C	221
ค11	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ CF-1	222
ค12	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ CF-2	223
ค13	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF3-1	224
ค14	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	225
ค15	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF3-3	226

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ค16	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF8-1	227
ค17	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	228
ค18	ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF8-3	229
ค19	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ CF-2	230
ค20	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF3-1	230
ค21	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	231
ค22	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF3-3	231
ค23	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF8-1	232
ค24	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	232
ค25	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF8-3	233
ค26	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำ ของตัวอย่างทดสอบ CF-2	233
ค27	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำ ของตัวอย่างทดสอบ DF3-1	234
ค28	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำ ของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	234
ค29	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำ ของตัวอย่างทดสอบ DF3-3	235
ค30	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำ ของตัวอย่างทดสอบ DF8-1	235
ค31	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำ ของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	236
ค32	ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำ ของตัวอย่างทดสอบ DF8-3	236
ค33	การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ CF-1	237
ค34	การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ CF-2	238

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ค35	การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF3-1	239
ค36	การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	240
ค37	การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF3-3	241
ค38	การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF8-1	242
ค39	การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	243
ค40	การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF8-3	244
ค41	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CM	245
ค42	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM3	245
ค43	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM8	246
ค44	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM12-1	246
ค45	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM12-2	247
ค46	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CF-1	247
ค47	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CF-2	248
ค48	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-1	248
ค49	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	249
ค50	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-3	249

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ค51	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-1	250
ค52	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	250
ค53	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-3	251
ค54	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CM	251
ค55	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM3	252
ค56	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM8	252
ค57	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM12-1	253
ค57	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM12-2	253
ค59	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CF-1	254
ค60	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CF-2	254
ค61	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-1	255
ค62	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-2	255

สารบัญภาพ (ต่อ)

ภาพผนวกที่		หน้า
ค63	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-3	256
ค64	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-1	256
ค65	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-2	257
ค66	ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-3	257
ค67	ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของวัสดุเชื่อมประสานจำนวน 26 ตัวอย่างทดสอบ	291
ค68	คุณสมบัติของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (degussa MBACE CF130W)	292

คำอธิบายสัญลักษณ์และคำย่อ

มม.	=	มิลลิเมตร
ซม.	=	เซนติเมตร
ม.	=	เมตร
กก.-ซม.	=	กิโลกรัม-เซนติเมตร
กก./ซม. ²	=	กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
กก.-ม.	=	กิโลกรัม-เมตร
กก./ม. ³	=	กิโลกรัมต่อลูกบาศก์เมตร
kN	=	กิโลนิวตัน
kN-m	=	กิโลนิวตันเมตร
ksc	=	กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร
s	=	วินาที
FEM	=	Finite element method

พฤติกรรมการถ้ำของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกโดยคาร์บอนไฟเบอร์

Fatigue Behavior of Externally Strengthened RC Bridges with CFRP Composite

คำนำ

การเสริมกำลังโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก หมายถึงการเพิ่มกำลังความสามารถในการรับน้ำหนักของชิ้นส่วนโครงสร้างเดิม สาเหตุหลักที่ต้องมีการเสริมกำลังโครงสร้างสามารถแบ่งออกได้เป็น 2 ประเภทดังต่อไปนี้

1. การเสื่อมสภาพของโครงสร้าง (Structure Deterioration) เนื่องจากโครงสร้างอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง ตัวอย่างเช่น หน้าตัดเหล็กเสริมลดลงเนื่องจากการเกิดสนิมส่งผลให้โครงสร้างรับน้ำหนักลดน้อยลง ดังนั้นการเสริมกำลังโครงสร้างจะหมายถึง การซ่อมแซม (Repair) และฟื้นฟู (Rehabilitation) โครงสร้างที่เสื่อมสภาพ

2. โครงสร้างที่ได้มีการออกแบบไว้โดยใช้มาตรฐานเก่า เมื่อระยะเวลาผ่านไปโครงสร้างอาจต้องได้รับการเสริมกำลังเพื่อให้มีกำลังในการรับแรงสอดคล้องกับมาตรฐานการออกแบบหรือข้อกำหนดใหม่ การเสริมกำลังในลักษณะนี้คือการปรับปรุง (Retrofitting) โครงสร้างเดิม

สะพานคอนกรีตเสริมเหล็กถือเป็นโครงสร้างสาธารณูปโภคขั้นพื้นฐานที่มีบทบาทสำคัญในด้านการคมนาคมขนส่งของประเทศในแต่ละปีหน่วยงานต่าง ๆ ของภาครัฐต้องใช้งบประมาณเป็นจำนวนมากในการซ่อมแซมและเสริมกำลังสะพานเหล่านี้ เพื่อให้โครงสร้างอยู่ในสภาพที่เหมาะสมและปลอดภัยต่อการใช้งาน การเสื่อมสภาพของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กมักมีสาเหตุหลักมาจากสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงทำให้เกิดปัญหาสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้าง และผลของความเสียหายจากน้ำหนักกระทำของรถบรรทุก วิธีการที่ใช้ในการเสริมกำลังโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กมีหลายรูปแบบ เช่น การใช้แผ่นเหล็กติดใต้ท้องคาน การเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ อย่างไรก็ตาม โครงสร้างที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยการใช้แผ่นเหล็กมักจะประสบปัญหาการเกิดสนิม (Corrosion) ของแผ่นเหล็ก ซึ่งจะส่งผลให้เกิดการสูญเสียหน้าตัดและกำลังในการรับน้ำหนักของโครงสร้างในที่สุด นอกจากนี้ แผ่นเหล็กยังมีน้ำหนักมากจึงทำให้มีความยากลำบากในการติดตั้ง ส่งผลให้ในปัจจุบันมีการนำวิธีการเสริมกำลังโครงสร้างด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

ไฟเบอร์มาใช้อย่างแพร่หลายมากขึ้น เนื่องจากมีคุณสมบัติของวัสดุที่ดีในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง มีน้ำหนักเบาแต่มีกำลังรับแรงดึงสูง อีกทั้งยังสามารถกำหนดกำลังและทิศทางในการรับแรงได้ตามความต้องการ

ข้อจำกัดและข้อควรระวังที่สำคัญก็คือ เมื่อมีการเสริมกำลังเนื่องจากการเสื่อมสภาพของโครงสร้าง (Structure Deterioration) ความคงทนและอายุการใช้งานของโครงสร้างหลังจากได้มีการเสริมกำลังเป็นสิ่งที่จะต้องคำนึงถึงและพิจารณาเป็นอันดับแรก เนื่องจากอิทธิพลของสภาพอากาศและความชื้นเป็นปัจจัยหนึ่งที่ส่งผลกระทบต่อกำลังการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต นอกจากนี้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเช่น สภาวะเปียกสลับแห้งภายใต้ละอองน้ำทะเลจะก่อให้เกิดการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติการยึดเหนี่ยวของวัสดุเสริมกำลัง และรูปแบบการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับการเสริมกำลังอาจเกิดการวิบัติแบบการสูญเสียการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและวัสดุเชื่อมประสาน ซึ่งส่งผลในการลดกำลังรับน้ำหนักของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ดังนั้น การศึกษาวิจัยด้านความคงทนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จึงมีความสำคัญที่จะทำให้ทราบถึงสมรรถนะและกำลังรับน้ำหนักในระยะยาวของโครงสร้างเหล่านี้

ด้วยเหตุผลดังกล่าวข้างต้น งานวิจัยนี้จึงจัดทำขึ้นเพื่อศึกษาพฤติกรรมการวิบัติและกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกโดยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) ภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Monotonic Load) และแรงกระทำแบบซ้ำ (Fatigue Load) โดยมุ่งเน้นถึงอิทธิพลและผลกระทบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเนื่องจากความชื้นที่มีต่อการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และอายุการใช้งานของโครงสร้าง โดยอาศัยผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการของตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับการเสริมกำลังและอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายใน โครงสร้าง เพื่อเป็นการประเมินอายุการใช้งานเบื้องต้นของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังโครงสร้างด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) อีกทั้งเพื่อเป็นข้อมูลพื้นฐานเพื่อประกอบการออกแบบเสริมกำลังต่อไป

วัตถุประสงค์

1. ศึกษาพฤติกรรมของ โครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ภายใต้แรงกระทำแบบแบบสถิตและแรงกระทำแบบซ้ำ
2. ศึกษาผลกระทบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้างและความชื้นที่มีต่อประสิทธิภาพการยึดเกาะระหว่างผิวคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
3. เพื่อประเมินสมรรถนะในระยะยาวของ โครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้าง

ขอบเขตของงานวิจัย

1. พิจารณาเฉพาะผลของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่มีต่อกำลังการรับแรงดัดของ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
2. เน้นศึกษาถึงพฤติกรรมความคงทนของ โครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้าง
3. พิจารณาเฉพาะสะพานระบบแผ่นพื้นและคานคอนกรีตเสริมเหล็กช่วงเดี่ยว (Simply Supported Reinforced Concrete Slab and Beam Bridge)
4. พิจารณาเฉพาะผลของน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำและสภาวะแวดล้อมรุนแรงที่มีต่อกำลังของโครงสร้าง
5. ไม่พิจารณาผลที่เกิดจากความคืบ (Creep) ของวัสดุ

ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

ประโยชน์ต่อสาธารณะที่คาดว่าจะได้รับมีดังต่อไปนี้

1. สร้างความรู้ความเข้าใจถึงพฤติกรรมและประสิทธิภาพของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและแรงกระทำแบบซ้ำ
2. สามารถนำผลที่ได้จากการศึกษาไปใช้ประเมินสมรรถนะในระยะยาวของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำและอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเนื่องจากความชื้น
3. สร้างความรู้ความเข้าใจถึงพฤติกรรมการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับผิวคอนกรีตภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเนื่องจากความชื้น
4. สามารถนำผลสรุปของงานวิจัยอันประกอบไปด้วย รูปแบบการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงดึงในแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการโก่งตัวของคานที่เสริมกำลังไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบเสริมกำลังโครงสร้างจริงต่อไป

การตรวจเอกสาร

การเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย (FRP) ถือเป็นทางเลือกหนึ่งในการออกแบบเพื่อซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างที่กำลังได้รับความนิยม จึงส่งผลให้มีงานวิจัยที่เกี่ยวข้องเป็นจำนวนมาก โดยสามารถแบ่งออกเป็น 4 หมวดหมู่ซึ่งเกี่ยวข้องกับงานวิจัยฉบับนี้ คือ

1. การสร้างแบบจำลองทางโครงสร้างและการออกแบบ

แนวทางในการสร้างแบบจำลองทางโครงสร้าง และการออกแบบเพื่อเสริมกำลังภายนอกด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ที่ผ่านมามีการศึกษาและวิจัยโดย Wei *et al.* (1991) ได้ศึกษาและวิเคราะห์แบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคอมโพสิตเสริมเส้นใย โดยอาศัยสมมติฐานในการสร้างแบบจำลองทางโครงสร้าง 2 สมมติฐานคือ เงื่อนไขความสอดคล้องของการเปลี่ยนตำแหน่งและสภาพสมดุลของแรง เพื่อทำนายความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและการเปลี่ยนตำแหน่งของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคอมโพสิตเสริมเส้นใย ในการศึกษาได้พิจารณาแบบจำลองของหน้าตัดรูปสี่เหลี่ยมและรูปตัดที่ อีกทั้งยังศึกษาคุณสมบัติต่างๆ ที่มีผลต่อการเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคอมโพสิตเสริมเส้นใย คือพื้นที่หน้าตัดกำลัง หน่วยแรงของแผ่นคอมโพสิตเสริมเส้นใย หน่วยแรงอัดของคอนกรีต และอัตราส่วนของเหล็กเสริม จากการสร้างกราฟความสัมพันธ์ของโมเมนต์ดัดและความโค้งของคาน (Curvature) เปรียบเทียบตามคุณสมบัติที่หลากหลายสามารถสรุปได้ว่าการเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคอมโพสิตเสริมเส้นใย สามารถเพิ่มกำลัง โมเมนต์ที่จุดคราก และหน่วยแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้เป็นอย่างดี แต่งานวิจัยดังกล่าวมิได้กล่าวถึงวิธีการออกแบบและลักษณะของการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคอมโพสิตเสริมเส้นใย

ต่อมาในปี ค.ศ. 1998 Saadatmanesh และ Malek ได้ศึกษาและเสนอแนวทางการออกแบบการเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคอมโพสิตเสริมเส้นใย ซึ่งอาศัยหลักการออกแบบ Limit State Design มาประยุกต์ใช้ โดยในรายละเอียดของการออกแบบเสริมกำลังรับแรงดัด ได้แบ่งหมวดหมู่การออกแบบออกตามสภาพการวิบัติของโครงสร้างออกเป็น 2 ลักษณะคือ การวิบัติของแผ่นคอมโพสิตเสริมเส้นใย และการวิบัติของคอนกรีตเนื่องจากแรงอัด ซึ่งถือได้ว่าเป็นการออกแบบตามสภาพการวิบัติที่อาจเกิดขึ้นจริงใน

โครงสร้าง โดยมีพื้นฐานอยู่บนลักษณะของการวิบัติ การกระจายของหน่วยแรงบนเหล็กเสริม และความแตกต่างของสมการที่ใช้ในการคำนวณ อย่างไรก็ตามยังคงมิได้มีการนำผลจากการทดสอบและการศึกษาความน่าเชื่อถือทางโครงสร้าง (Reliability Study) มาพิจารณาด้วย

สำหรับแนวทางในการออกแบบเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดของคานสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย สามารถกระทำได้ตามแนวทางและวิธีการออกแบบที่เสนอโดย Saadatmanesh และ Malek (1998) และมาตรฐาน ACI 440.2R ของประเทศสหรัฐอเมริกา (2002) ซึ่งมีวิธีการออกแบบดังต่อไปนี้

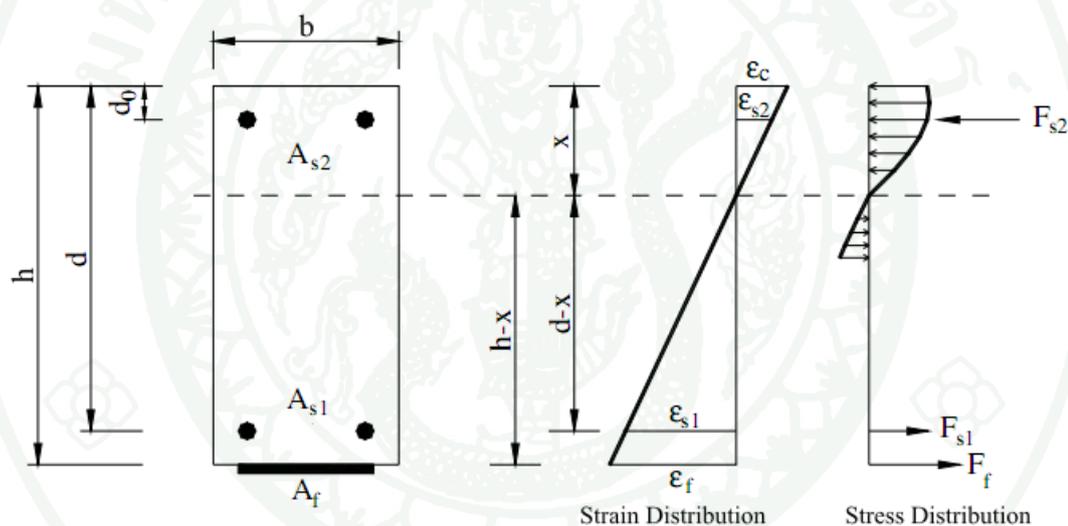
1.1 สมมุติฐานที่ใช้ในการวิเคราะห์และออกแบบ

- 1) หน้าตัดทั้งก่อนและในขณะที่มีแรงกระทำต้องยังคงเป็นระนาบ (Plane remains Plane)
- 2) ความเครียดบนหน้าตัดของคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นสัดส่วน โดยตรงกับระยะที่ห่างจากแนวแกนสะเทิน
- 3) ความเค้นบนหน้าตัดขึ้นอยู่กับความเครียดที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงภายนอกที่มากระทำโดยเป็นไปตามความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของวัสดุ
- 4) ความเครียดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย และเหล็กเสริมจะต้องมีค่าเท่ากับค่าความเครียดในเนื้อคอนกรีตที่อยู่ใกล้เคียง หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งว่ามีการยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมหรือวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยกับคอนกรีตอย่างสมบูรณ์
- 5) ความเครียดสูงสุดของคอนกรีตเท่ากับ 0.003 มม./มม.
- 6) ไม่คิดกำลังต้านทานแรงดึงของคอนกรีตที่อยู่ใต้แนวแกนสะเทิน
- 7) วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยมีพฤติกรรมแบบยืดหยุ่น (Elastic Relationship) จนถึงจุดที่เส้นใยขาด (Fiber Breaking)

8) ไม่มีการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยกับผิวของคอนกรีต

1.2 วิธีการออกแบบ

การออกแบบเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยมีลักษณะคล้ายคลึงกับการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง สิ่งที่แตกต่างกันมีแค่เพียงการเพิ่มแรงดึงเนื่องจากแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่ได้หุ้มคาน (ดังแสดงในภาพที่ 1) และมีค่าคงที่ต่างๆ ที่ต้องพิจารณาเพิ่มมากขึ้นตามสภาพการใช้งาน ค่าคงที่ที่ต้องพิจารณาเพิ่มเติมในการออกแบบเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยมีดังต่อไปนี้



ภาพที่ 1 การกระจายของความเครียดและหน่วยแรงในคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

ที่มา: Aram (2008)

1) ตัวคูณลดกำลังเนื่องจากสภาพแวดล้อม (Environmental Reduction Factor for Various FRP Systems and Exposure Conditions) เนื่องจากในบางสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง อาทิเช่น ความชื้น น้ำเกลือ และความเป็นด่าง จึงได้มีการกำหนดมาตรฐานตัวคูณเพื่อลดกำลังของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยในสภาพแวดล้อมต่าง ๆ ดังแสดงในตารางที่ 1

ค่ากำลังของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยในสภาพแวดล้อมต่าง ๆ มีค่าเท่ากับ

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (1)$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad (2)$$

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}} \quad (3)$$

โดยที่

C_E	=	ตัวคูณลดกำลังเนื่องจากสภาพแวดล้อม
f_{fu}^*	=	หน่วยแรงดึงสูงสุดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
ε_{fu}^*	=	ความเครียดสูงสุดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
f_{fu}	=	หน่วยแรงดึงของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
ε_{fu}	=	ความเครียดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
E_f	=	อีลาสติกโมดูลัสของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

ตารางที่ 1 Environmental Reduction Factor for Various FRP Systems and Exposure Conditions

Exposure conditions	Fiber and resin type	Environmental reduction factor (C_E)
Interior exposure	Carbon/epoxy	0.95
	Glass/epoxy	0.75
	Aramid/epoxy	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.65
	Aramid/epoxy	0.75
Aggressive environment (chemical plants and waste water treatment plants)	Carbon/epoxy	0.85
	Glass/epoxy	0.50
	Aramid/epoxy	0.70

ที่มา: ACI 4402R-02

2) หน่วยแรงที่ยอมรับให้เนื่องจากแรงกระทำคงค้างและแรงกระทำซ้ำ (Sustained Plus Cyclic Service Load Stress Limits in FRP Reinforcement) ดังแสดงในตารางที่ 2

ตารางที่ 2 Sustained Plus Cyclic Service Load Stress Limits in FRP Reinforcement

Stress type	Fiber type		
	Glass FRP	Aramid FRP	Carbon FRP
Sustains plus cyclic stress limit	$0.20 f_{fu}$	$0.30 f_{fu}$	$0.55 f_{fu}$

ที่มา: ACI 4402R-02

3) ลำดับขั้นตอนการออกแบบ

การออกแบบเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในงานวิจัยฉบับนี้ได้รับการออกแบบเสริมกำลังรับแรงดัดด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดคาร์บอนไฟเบอร์ หรือแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) โดยมีรูปแบบการวิบัติเป็นแบบการขาดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (Fiber Breaking) ก่อนคอนกรีตอัดระเบิด (Concrete Crushing) ซึ่งเป็นรูปแบบที่ไม่ได้มีการวิบัติแบบทันทีทันใด มีการเตือนภัยล่วงหน้า ส่งผลให้เป็นลักษณะการวิบัติที่มีความปลอดภัย สำหรับการออกแบบเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดมีลำดับขั้นตอนในการวิเคราะห์และออกแบบดังต่อไปนี้

ก) วิเคราะห์คุณสมบัติของโครงสร้างเดิมก่อนที่จะมีการเสริมกำลัง โดยการคำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัด ($M_{n,exist}$) ของโครงสร้างเดิม ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวคานคอนกรีต (c_0)

ข) คำนวณโมเมนต์ดัดที่โครงสร้างต้องรับมากขึ้น ($M_{u,req}$) และตรวจสอบขอบเขตในการเสริมกำลังจากกำลังรับโมเมนต์ดัดของโครงสร้างเดิม

$$(\phi M_{n,exit}) \geq 1.2M_{DL(new)} + 0.85M_{LL(new)} \quad (4)$$

โดยที่

$M_{n.exit}$ = กำลังต้านทาน โมเมนต์ค้ดเดิมของคานคองกรีตเสริมเหล็ก

ϕ = ตัวคูณลดกำลังต้านทานแรงค้ดของคองกรีตเสริมเหล็ก

$M_{DL(new)}$ = โมเมนต์ค้ดเนื่องจกน้ำหนักบรรทุกคองที่ใหม่

$M_{LL(new)}$ = โมเมนต์ค้ดเนื่องจกน้ำหนักบรรทุกจจรใหม่

ค) คำนวณหาพื้นที่หน้าค้ดที่ค้ดองการโดยประมณของวัสดุคองโพสิตเสริมเส้นใย

$$A_f = nt_f w_f \quad (5)$$

โดยที่

$$n = \frac{A_{f.est}}{t_f w_f} \quad (6)$$

$$A_{f.est} = \frac{T}{\phi \psi_f f_{fu}} \quad (7)$$

$$T = \frac{M_{u.req} - \phi M_{n.exit}}{\phi d} \quad (8)$$

เมื่อ A_f = พื้นที่หน้าค้ดที่ใช้จกจริงของวัสดุคองโพสิตเสริมเส้นใย

t_f = ความหนาของวัสดุคองโพสิตเสริมเส้นใย

w_f = ความกว้งของวัสดุคองโพสิตเสริมเส้นใย

n = จ้งนวนแผ่นของวัสดุคองโพสิตเสริมเส้นใย

$A_{f.est}$ = พื้นที่หน้าค้ดโดยประมณของวัสดุคองโพสิตเสริมเส้นใย

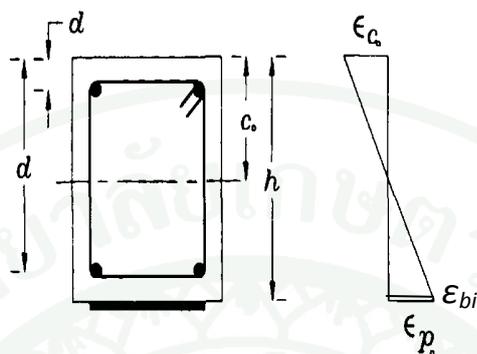
T = แรงค้ดที่วัสดุคองโพสิตเสริมเส้นใยค้ดองต้านทาน

ψ_f = ตัวคูณลดกำลังต้านทานของวัสดุคองโพสิตเสริมเส้นใย

$M_{u.req}$ = โมเมนต์ค้ดที่คองสร้างค้ดองรับมกจ้งน

d = ความลึกประสิทธิผลของหน้าค้ด

ง) กำหนดหาความเครียดเริ่มต้น (ϵ_{bi}) ที่ตำแหน่งติดตั้งวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กก่อนการเสริมกำลัง



ภาพที่ 2 การกระจายความเครียดเริ่มต้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

ที่มา: Saadatmanesh and Malek (1998)

$$\epsilon_{bi} = M_{u.req} \frac{(h - kd)}{I_{cr} E_c} \quad (9)$$

โดยที่
$$I_{cr} = \frac{1}{3} b (kd)^3 + n_s A_s (d - (kd))^2 + (n_s - 1) A_s' ((kd) - d_c)^2 \quad (10)$$

$$k = \sqrt{\{\rho' (n_s - 1) + n_s \rho\}^2 + 2\{n_s \rho + \rho' (1 - j_s)(n_s - 1)\} - \{\rho' (n_s - 1) + n_s \rho\}} \quad (11)$$

เมื่อ

- ϵ_{bi} = ความเครียดเริ่มต้นที่ตำแหน่งของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กก่อนการเสริมกำลัง
- h = ความลึกทั้งหมดของหน้าตัด
- kd = ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวบนของคอนกรีตก่อนการเสริมกำลัง
- I_{cr} = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดแปลงรูป
- E_c = โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต

b	=	ความกว้างของหน้าตัด
ρ	=	อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงดึง
ρ'	=	อัตราส่วนเหล็กเสริมรับแรงอัด
n_s	=	อัตราส่วนระหว่างอีลาสติก โมดูลัสของเหล็กเสริมและคอนกรีต
d_c	=	ระยะจากผิวบนสุดของหน้าตัดถึงตำแหน่งเหล็กเสริมรับแรงอัด

จ) คำนวณหาระยะจากแกนสะเทินถึงผิวบนของคอนกรีต (x) ของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยโดยใช้วิธีลองผิดลองถูก (Trial & Error) ภายใต้แบบจำลองไม่เชิงเส้น (Nonlinear Model) ของ Mbrace (1998)

$$x = \frac{A_{s1}f_y - A_{s2}f_{s2} + A_f f_{fu}}{\gamma_1 f_c' \beta_1 b} \quad (12)$$

โดยที่

$$\beta_1 = 2 - \frac{4 \left[\left(\varepsilon_c / \varepsilon_c' \right) - \tan^{-1} \left(\varepsilon_c / \varepsilon_c' \right) \right]}{\left(\varepsilon_c / \varepsilon_c' \right) \ln \left[1 + \left(\varepsilon_c / \varepsilon_c' \right)^2 \right]} \quad (13)$$

$$\gamma_1 = \frac{0.90 \ln \left[1 + \left(\varepsilon_c / \varepsilon_c' \right)^2 \right]}{\beta_1 \left(\varepsilon_c / \varepsilon_c' \right)} \quad (14)$$

$$\varepsilon_c' = \frac{1.71 f_c'}{E_c} \quad (15)$$

เมื่อ

x	=	ระยะจากขอบผิวที่เกิดแรงอัดสูงสุดไปยังแกนสะเทินของรูปตัดคาน
A_{s1}	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงดึง
f_y	=	หน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมรับแรงดึง
A_{s2}	=	พื้นที่หน้าตัดของเหล็กเสริมรับแรงอัด
f_{s2}	=	หน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมรับแรงอัด

A_f	=	พื้นที่หน้าตัดที่ใช้งานจริงของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
β_1	=	ตัวคูณประกอบสำหรับความลึกของบล็อกหน่วยแรงอัดเทียบเท่า
$\gamma_1 f_c'$	=	หน่วยแรงอัดสูงสุดในพื้นที่หน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็ก
ε_c	=	ความเครียดที่ผิวบนสุดของของรูปตัดคาน
ε_c'	=	ความเครียดของคอนกรีตที่สภาวะประลัย

ฉ) คำนวณหาโมเมนต์ดัด (M_n) ดังสมการที่ 16

$$M_n = A_{S1} f_y \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right) + A_{S2} f_{S2} \left(\frac{\beta_1 x}{2} - d_c \right) + \psi_f A_f f_f \left(h - \frac{\beta_1 x}{2} \right) \quad (16)$$

สำหรับกระจายหน่วยแรงและความเครียดในหน้าตัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยดังแสดงในภาพที่ 1

2. ความคงทนของโครงสร้าง

ปัจจุบันถึงแม้ว่าปัญหาเกี่ยวกับการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมสามารถทำการแก้ไขได้แล้วในระดับหนึ่ง แต่ปัญหาที่กำลังจะตามมาและมีความจำเป็นที่จะต้องพิจารณาต่อไปคือ ความคงทนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กหลังจากที่ได้มีการเสริมกำลังเรียบร้อยแล้ว เนื่องจากโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสื่อมสภาพและต้องได้รับการซ่อมแซมเพื่อเสริมกำลัง มักจะอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง ซึ่งหลังจากเสริมกำลังเรียบร้อยแล้ว โครงสร้าง ก็ยังคงอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเช่นเดิม กรณีของการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย (FRP) ที่ผ่านมาได้มีงานวิจัยที่เกี่ยวข้องโดย Toutanji และ Gomez (1997) ได้ศึกษาความคงทนในระยะยาวของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ซึ่งมุ่งเน้นและให้ความสนใจเกี่ยวกับสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง การวิจัยได้แบ่งองค์ประกอบในการศึกษาออกเป็นชนิดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ชนิดของวัสดุเชื่อมประสาน (Epoxy Adhesive) และสภาวะแวดล้อมรุนแรงภายใต้อุณหภูมิห้อง (+20 °C) และสภาวะแวดล้อมเปียกสลับแห้ง 300 รอบภายใต้อุณหภูมิ 35°C ความชื้นสัมพัทธ์ 90 % โดยเปรียบเทียบถึงผลกระทบที่มีต่อโครงสร้างในด้านกำลังรับน้ำหนัก การโก่งตัว สติฟเนส และความเหนียวของโครงสร้าง คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบประกอบไปด้วยคาน

คอนกรีตเสริมเหล็กขนาดกว้าง 51 x 51 x 356 มม. จำนวน 56 ตัวอย่างทดสอบมีอัตราส่วนผสมของซีเมนต์ ทราย หิน และน้ำ 1:2:3:0.5 ตามลำดับ ขนาดมวลรวมใหญ่สุด 12.7 มม. กำลังอัดประลัยของตัวอย่างทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอกที่ 28 วันมีค่าเท่ากับ 30 MPa และมีกำลังรับแรงดึง 4.6 MPa หลังจากบ่มตัวอย่างทดสอบครบ 28 วัน ทำการเสริมกำลังตัวอย่างทดสอบด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ชนิดคาร์บอนและแก้ว (GFRP) รวมถึงใช้วัสดุเชื่อมประสาน 3 ชนิดทางเคมีและคุณสมบัติทางวิศวกรรมที่แตกต่างกัน ดังแสดงในตารางที่ 3 เพื่อศึกษาถึงความคงทนในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง ทำการทดสอบโครงสร้างแบบทำลายภายใต้แรงกระทำแบบสองจุด (Four Point Bending) มีอัตราการทดสอบ 0.2 มม./นาที และแบ่งสภาพการเตรียมตัวอย่างก่อนทำการทดสอบออกเป็น 2 กลุ่มดังต่อไปนี้

- 1) ตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมปกติอุณหภูมิห้อง 75 วันก่อนทำการทดสอบ
- 2) ตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงโดยการจำลองสภาวะน้ำทะเล (35 กรัมต่อน้ำหนึ่งลิตร) แบบเปียกสลับแห้ง 300 รอบ มีระยะเวลาในสภาวะเปียก 4 ชั่วโมง และแห้ง 2 ชั่วโมง

ตารางที่ 3 คุณสมบัติของวัสดุเชื่อมประสาน

Properties	Epoxy Type 1	Epoxy Type 2	Epoxy Type 3
Chemical Name	Modified Amine/Epoxy Resin Blend	Polyoxypropylenediamine Hardener/Epoxy resin	Amine Saturant/Solvent0Free Epoxy
Chemical Composition	Modified Amine 30 % Alkyl Ether Amine 40 %	Proprietary	Bisphenol A Epoxy Resin 50 % Polyoxypropylenediamine 25 % Isophorone Diamine 15 % Aliphatic Amine 10%

ตารางที่ 3 (ต่อ)

Properties	Epoxy Type 1	Epoxy Type 2	Epoxy Type 3
Mixing Proportion	1:2	3:7	1:2
Water Miscibility	> 10%/<0.1%	>10%/Negligible	>10%/Insoluble
Density(g/cm ³)	1.1	1.11	N/A
Viscosity @ 25°C (cPs)	12,350	9,415	18,000
Tensile Strength (MPa)	55.9	69.7	54
Flexural Strength (MPa)	78.7	78.4	69
Tensile Modulus	2.35	3.06	2.3
Elongation (%)	2.4	3.5 – 5.0	2.68

ที่มา: Toutanji and Gomez (1997)

จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยภายใต้สภาวะแวดล้อมปกติ มีกำลังมากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้มีการเสริมกำลังระหว่าง 2.2 และ 5.1 เท่า ซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและวัสดุเชื่อมประสาน โดยที่ตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังและใช้วัสดุเชื่อมประสานชนิดที่สองให้กำลังสูงกว่าตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังและใช้วัสดุเชื่อมประสานชนิดที่หนึ่งและสาม เนื่องจากวัสดุเชื่อมประสานมีคุณสมบัติรับแรงดึงที่มากกว่า อย่างไรก็ตามตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ชนิดคาร์บอนให้กำลังสูงกว่าตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดแก้ว ในส่วนของการโค้งตัวที่กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบแสดงให้เห็นว่า ตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังและใช้วัสดุเชื่อมประสานชนิดที่สองมีการโค้งตัวที่สภาวะประลัยมากกว่าตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังและใช้วัสดุเชื่อมประสานชนิดที่หนึ่งและสาม ดังนั้น บนพื้นฐานของการศึกษาและการทดสอบที่สภาวะแวดล้อมปกติ แสดงให้เห็นว่า การ

เสริมกำลังโครงสร้างด้วยวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตด้วยวัสดุเชื่อมประสานชนิดที่สองสามารถให้กำลังรับแรงค้ำและความเหนียวมากกว่าตัวอย่างทดสอบอื่นภายใต้สภาวะแวดล้อมปกติ

ในส่วน of ตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงจากผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบที่ได้มีการเสริมกำลังมีกำลังมากกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้มีการเสริมกำลังระหว่าง 2.1 และ 4.4 เท่าซึ่งขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและวัสดุเชื่อมประสาน แต่อย่างไรก็ตามอัตราส่วนดังกล่าวมีค่าน้อยกว่าคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังในสภาวะแวดล้อมปกติ สำหรับการลดลงของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกโดยแบ่งตามชนิดของวัสดุเชื่อมประสานแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังด้วยวัสดุเชื่อมประสานชนิดที่หนึ่งมีกำลังรับน้ำหนักลดลงมากที่สุดระหว่างร้อยละ 19 ถึงร้อยละ 33 รองลงมาคือวัสดุเชื่อมประสานชนิดที่สองลดลง ร้อยละ 10 ถึงร้อยละ 24 และสุดท้ายวัสดุเชื่อมประสานชนิดที่สามลดลง ร้อยละ 3 ถึง ร้อยละ 8 สำหรับการโก่งตัวที่สภาวะประลัยของตัวอย่างทดสอบในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังโดยใช้วัสดุเชื่อมประสานชนิดที่สามมีการโก่งตัวที่มากกว่าเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่ใช้วัสดุเชื่อมประสานชนิดที่หนึ่งและสอง ดังนั้น จากผลการศึกษาดังกล่าวแสดงให้เห็นว่าสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงส่งผลถึงการลดลงของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกของโครงสร้าง และสำหรับการเสริมกำลังด้วยวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง การเลือกใช้วัสดุเชื่อมประสานมีความสำคัญเป็นอย่างยิ่ง

สำหรับประสิทธิภาพในการใช้งานและความคงทนในระยะยาวของการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยที่ผ่านมา Soudki *et al.* (2007) ได้ทำการศึกษาและทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จำนวน 11 ตัวอย่าง ซึ่งอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง ตัวอย่างทดสอบประกอบไปด้วยคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ขนาดกว้าง 150 x 250 x 2,400 มม. มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันเท่ากับ 35 MPa และมีขนาดอัตราส่วนเหล็กเสริม 0.6% เหล็กเสริมมีหน่วยแรงที่จุดคราก 460 MPa ทำการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ สำหรับชนิดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือแบบ Sheet (Forca-Tow FTS-CI-20) ที่มีกำลังประลัย 2,800 MPa โมดูลัสยืดหยุ่น 165 GPa มีความหนา 0.11 มม. และแบบ Strip (Sika CarboDur S512) ที่มีกำลังประลัย 3,480 MPa โมดูลัสยืดหยุ่น 230 GPa มีความหนา 1.2 มม. ทำการแบ่งตัวอย่างทดสอบออกเป็น 2 ประเภทคือ คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง และคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ทำให้เกิดรอยร้าวเริ่มต้นโดยใช้ขนาดของแรงกระทำมีค่าเท่ากับน้ำหนักบรรทุกใช้งานและเสริมกำลังรับแรงค้ำด้วยแผ่นคาร์บอน

ไฟเบอร์ แบบ Sheet และแบบ Strip ทำการทดสอบโครงสร้างแบบทำลายภายใต้แรงกระทำแบบสองจุด และแบ่งสภาพการเตรียมตัวอย่างก่อนทำการทดสอบออกเป็น 2 กลุ่มดังต่อไปนี้

1. กลุ่มตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมปกติ (อุณหภูมิ 25 °C และความชื้นสัมพัทธ์ 30 %) ประกอบไปด้วยคานตัวอย่างทดสอบจำนวน 3 ตัวอย่าง

2. กลุ่มตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิม ประกอบไปด้วยคานตัวอย่างทดสอบจำนวน 8 ตัวอย่าง ทำการจำลองสภาวะเปียกสลับแห้ง (น้ำผสม NaCl 3 %) จำนวน 100 200 และ 300 รอบ และทำการทดสอบแบบไม่ทำลายโดยวิธี Half Cell Potential Measurement ตามมาตรฐานของ ASTM C 876-91 ในระหว่างการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิม

จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าลักษณะการวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังมีรูปแบบการวิบัติเป็นแบบสูญเสียการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ การเสริมกำลังโครงสร้างด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สามารถเพิ่มกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างได้เป็น 2 เท่าเมื่อเทียบกับโครงสร้างที่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง ในส่วนของกลุ่มตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิม ความน่าจะเป็นที่จะเกิดสนิมที่วัดได้จากเครื่อง Half-Cell Instruments มีค่าสูงเมื่อโครงสร้างอยู่ในสภาวะเปียกสลับแห้งตั้งแต่ 200 รอบขึ้นไปและจะเกิดรอยร้าวอย่างเห็นได้ชัดขึ้นเมื่อโครงสร้างอยู่ภายใต้สภาวะเปียกสลับแห้งตั้งแต่ 300 รอบขึ้นไป การวัด Chloride Profiling และการวิเคราะห์ระดับ Mass Loss โดยการทดสอบแบบไม่ทำลายแสดงให้เห็นว่าระดับวิกฤติของคลอไรด์ จะเกิดขึ้นเมื่อโครงสร้างอยู่ภายใต้สภาวะเปียกสลับแห้งตั้งแต่ 200 รอบขึ้นไป ในด้านของกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้าง กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของโครงสร้างลดลงประมาณร้อยละ 11 ถึงร้อยละ 28 เมื่อโครงสร้างอยู่ในสภาวะเปียกสลับแห้งจำนวนตั้งแต่ 300 รอบขึ้นไป ผลกระทบเนื่องจากสภาวะแวดล้อมดังกล่าวไม่ได้ส่งผลถึงสตีเฟนสและกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่เหล็กเสริมถึงจุดคราก

ในเวลาต่อมา Manuel and Biscaia (2008) ได้ทำการศึกษาและวิจัยถึงผลกระทบที่เกิดขึ้นจากสภาวะเปียกสลับแห้ง ด้วยละอองน้ำเกลือ อุณหภูมิ และน้ำทะเล ที่ส่งผลถึงกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดแก้ว และคาร์บอน โดยอาศัยตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมขนาด 100 x 150 x 600 มม.เสริมกำลังด้วย

วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดแก้ว หนา 1.3 มม. ยาว 520 มม. และกว้าง 80 มม. และคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมขนาดเท่ากันแต่ทำการเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดคาร์บอน (CFRP) หลังจากเตรียมตัวอย่างทดสอบเรียบร้อยแล้วในขั้นต่อไปคือการกำหนดลักษณะการเตรียมตัวอย่างทดสอบและวิธีการทดสอบ ซึ่งในที่นี้แบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือ

1. การทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดแก้ว โดยแบ่งการเตรียมตัวอย่างก่อนการทดสอบเป็น 4 ประเภทคือ คานตัวอย่างทดสอบควบคุม คานตัวอย่างทดสอบแช่ในน้ำเกลือ (Salinity 50 g/l water) คานตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะเปียกสลับแห้งจากละอองน้ำเกลือ (Salinity 50 g/l water) ที่อุณหภูมิ 35 °C ตัวอย่างทดสอบภายใต้ความชื้นด้วยละออง 8 ชั่วโมงและอยู่ในสภาวะแห้ง 16 ชั่วโมง สุดท้ายคานตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ -10 °C เป็นเวลา 12 ชั่วโมงและอุณหภูมิ 10 °C เป็นเวลา 12 ชั่วโมง ทำการทดสอบหาค่ารับแรงคัดและทดสอบ Pull out ที่เวลา 0, 1,000, 5,000 และ 10,000 ชั่วโมง

2. การทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดคาร์บอน โดยแบ่งการเตรียมตัวอย่างก่อนการทดสอบเป็น 3 ประเภทคือ คานตัวอย่างทดสอบควบคุม คานตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะการเปลี่ยนแปลงของความชื้นความชื้นสัมพัทธ์ 20% เป็นเวลา 12 ชั่วโมง และความชื้นสัมพัทธ์ 90% เป็นเวลา 12 ชั่วโมง และสุดท้ายคานตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะเปียกสลับแห้งจากละอองน้ำเกลือ (Salinity 50 g/l water) ที่อุณหภูมิ 35 °C อยู่ในระดับความชื้นด้วยละออง 8 ชั่วโมงและอยู่ในสภาวะแห้ง 16 ชั่วโมง ทำการทดสอบหาค่ารับแรงคัดและทดสอบ Pull out ที่ 0, 3,000, 6,000 และ 10,000 ชั่วโมง

จากผลการศึกษาสามารถสรุปผลและลักษณะวิบัติได้ดังนี้ การเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิ (-10 °C ถึง 10 °C) และการเปลี่ยนแปลงของความชื้น มีผลทำให้โครงสร้างมีรูปแบบการวิบัติแบบการสูญเสียการยึดเกาะใต้ผิวของคอนกรีต อีกทั้งสภาวะเปียกสลับแห้งจากละอองน้ำเกลือ มีผลทำให้เกิดการวิบัติของรอยต่อระหว่างคอนกรีตกับวัสดุเชื่อมประสานและการเปลี่ยนแปลงของอุณหภูมิ (-10 °C ถึง 10 °C) มีผลต่อกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคาน ซึ่งไม่เหมือนกับการแช่ในน้ำเกลือ จากงานวิจัยที่กล่าวมาข้างต้นจะสังเกตได้ว่าหลังจากมีการเสริมกำลังโครงสร้างเรียบร้อยแล้ว ควรต้องมีการคำนึงถึงความคงทนในระยะยาวไม่ว่าจะเป็นสภาพอากาศ และความชื้นซึ่งอาจส่งผลในด้านลบต่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้มีการเสริมกำลัง

Dai *et al.* (2008) ได้ศึกษาถึงอิทธิพลของสภาพอากาศและความชื้นที่มีผลต่อกำลังการยึดเกาะระหว่างผิวคอนกรีตกับวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและอายุการใช้งาน โดยมีการเตรียมตัวอย่างทดสอบทั้งหมด 30 ตัวอย่างก่อนการเสริมกำลัง ด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย และแบ่งลักษณะการเตรียมพื้นผิวออกเป็น 2 ลักษณะคือ

1. ตัวอย่างพื้นผิวแห้งโดยมีความชื้นที่ผิวร้อยละ 4.2
2. ตัวอย่างพื้นผิวเปียกแช่น้ำ 3 วัน โดยมีความชื้นที่ผิวร้อยละ 9.0

สำหรับคุณสมบัติของวัสดุที่สำคัญมีดังต่อไปนี้ คานตัวอย่างทดสอบ มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันเท่ากับ 33.7 MPa มีขนาด 100 x 100 x 500 มม. เสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย กว้าง 50 มม. ยาว 480 มม. ใช้วัสดุเชื่อมประสาน 2 ชนิด ได้แก่ FR-E3P และ CN-100 Primer 2 ชนิด ได้แก่ FP-NS และ FP-WE7 อีกทั้งมีการควบคุมความชื้นสัมพัทธ์ก่อนการบ่มเพื่อเสริมกำลังมีค่าเท่ากับร้อยละ 48 และร้อยละ 90 ก่อนทำการทดสอบได้มีการเตรียมตัวอย่างทดสอบให้อยู่ในสภาวะเปียกสลับแห้งเป็นระยะเวลา 8 เดือน โดยใน 1 สัปดาห์ประกอบไปด้วย 4 วันในน้ำทะเลที่อุณหภูมิ 60 °C และ 3 วันในลักษณะแห้งด้วยพัดลมไฟฟ้าและทำการทดสอบด้วยน้ำหนักบรรทุกประลัยของแต่ละตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังโดยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยจนถึงจุดวิบัติ อีกทั้งยังมีการทดสอบด้วยวิธี Pull-Off Bond จากผลการทดลองแสดงให้เห็นถึงลักษณะการวิบัติซึ่งแบ่งออกเป็น การวิบัติที่ผิวล่างของคอนกรีต การวิบัติระหว่างรอยต่อของ Primer กับคอนกรีต และสุดท้ายคือการวิบัติระหว่างรอยต่อของ Primer กับวัสดุเชื่อมประสาน ซึ่งความชื้นที่ผิวของคอนกรีตระหว่างการติดตั้งวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยมีผลต่อคุณสมบัติการยึดเกาะระหว่างวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยกับคอนกรีต แต่อย่างไรก็ตามผลที่เกิดขึ้นจะมีค่าลดลงเมื่อมีการเลือกวัสดุประสานที่เหมาะสม หลังจากการทดสอบได้มีการตรวจสอบลักษณะการวิบัติที่รอยต่อโดยใช้กล้อง Microscope ทำให้เห็นรอยแตกร้าวขนาดเล็ก ที่บริเวณรอยต่อระหว่าง Primer และคอนกรีต ซึ่งมีสาเหตุมาจากกำลังรับแรงดึงและแรงเฉือนมีค่าลดลงเนื่องจากการที่ตัวอย่างทดสอบอยู่ในสภาวะเปียกสลับแห้งเป็นเวลา 8 เดือน โดยความแตกต่างของกำลังรับแรงเฉือนบริเวณรอยต่อระหว่างวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและคอนกรีตขึ้นอยู่กับอีลาสติกโมดูลัสของวัสดุเชื่อมประสาน และมีความจำเป็นที่จะต้องเพิ่มจำนวนรอบของการเปียกสลับแห้งในการทดสอบเพื่อให้มีความใกล้เคียงกับสภาพความเป็นจริงมากขึ้น อีกทั้งควรมีการพัฒนาคุณสมบัติของวัสดุประสานให้มีคุณสมบัติที่ดีขึ้น

3. พฤติกรรมความล้า

สำหรับโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ความล้าของวัสดุ (Fatigue) ถือเป็นสิ่งสำคัญที่จะต้องพิจารณา เนื่องจากภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ (Fatigue Load) อาจส่งผลให้คุณสมบัติในด้านต่าง ๆ ของวัสดุมีค่าลดลง การใช้งานวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ในการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความแตกต่างกัน ขึ้นอยู่กับชนิดและประเภทของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ในการศึกษาของ Sim และ Oh (2004) เกี่ยวกับพฤติกรรมความล้าของวัสดุ สำหรับการเสริมกำลังชิ้นส่วนโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย โดยแยกตามวัสดุของคอมโพสิตเสริมเส้นใย ดังต่อไปนี้ Carbon Fiber Sheet (CFS), Glass Fiber Sheet (GFS) และ Grid-type Carbon Fiber Reinforced Plastic (GCFRP) และมีคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบดังต่อไปนี้

1. แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 12 ตัวอย่าง ขนาด 160 x 240 มม. หนา 18 ซม. และมีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันเท่ากับ 22.5 MPa เหล็กเสริมหลักเส้นผ่านศูนย์กลาง 15.9 มม. และมีกำลังที่จุดครากเท่ากับ 300 MPa เสริมระยะห่าง 10 ซม. ทางด้านยาวและ 15 ซม. ทางด้านสั้น แผ่นพื้นมีเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเส้นผ่านศูนย์กลาง 9.35 มม.

2. วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย แบ่งออกเป็น 3 ประเภท CFS (หนา 0.11 มม., กำลังประลัย 3,500 MPa, ความเครียดประลัย 0.015 มม./มม.), GFS (หนา 1.3 มม., กำลังประลัย 450 MPa, ความเครียดประลัย 0.02 มม./มม.), และ GCFRP (หนา 4.0 มม., กำลังประลัย 1,170 MPa, ความเครียดประลัย 0.0117 มม./มม.)

ทำการทดสอบโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ โดยที่มีระดับของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบดังต่อไปนี้ ตัวอย่างทดสอบอ้างอิง CON (ร้อยละ 40 ร้อยละ 70 และร้อยละ 90 ของกำลังประลัยของตัวอย่างทดสอบ) ตัวอย่างทดสอบเสริมกำลังด้วย CFS (ร้อยละ 60 ร้อยละ 70 และร้อยละ 80 ของกำลังประลัยของตัวอย่างทดสอบ) ตัวอย่างทดสอบเสริมกำลังด้วย GFS (ร้อยละ 40 ร้อยละ 60 และร้อยละ 80 ของกำลังประลัยของตัวอย่างทดสอบ) และตัวอย่างทดสอบเสริมกำลังด้วย GCFRP (ร้อยละ 60 ร้อยละ 70 และร้อยละ 80 ของกำลังประลัยของตัวอย่างทดสอบ) ด้วยความถี่ในการทดสอบเท่ากับ 2 Hz และจำนวนรอบสูงสุดเท่ากับ 1,000,000 รอบ กระทำที่กึ่งกลาง

ของแผ่นพื้น โดยติดตั้ง Strain Gauges และ LVDT เพื่อวัดการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบที่จุดต่าง ๆ

ผลการทดสอบได้นำมาวิเคราะห์โดยใช้หลักการทางสถิติ เพื่อสร้างสมการความสัมพันธ์ระหว่างขนาดหน่วยแรงและกำลังของโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยได้ดังต่อไปนี้

Unstrengthened Deck Panel:	$N_f S^{30.279} = 1.795$
GFS Panel:	$N_f S^{25.126} = 2.633$
CFS Panel:	$N_f S^{33.254} = 1.962$
GCFRP Panel:	$N_f S^{38.948} = 1.392$

โดยที่

N_f	=	จำนวนรอบกระทำ
S	=	ความกว้างของหน่วยแรง

โดยขอบเขตของสมการคือ Endurance Limit 60-70% ของกำลังประลัย และจำนวนรอบกระทำซ้ำอยู่ระหว่าง 1×10^6 และ 3×10^6 รอบ จากการทดสอบและวิเคราะห์ผลการทดลองสามารถสรุปผลได้ว่า การเสริมกำลังโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยขึ้นอยู่กับชนิดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย และกำลังการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและวัสดุเสริมกำลังซึ่งเป็นตัวแปรสำคัญที่มีผลต่อการวิบัติของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำซ้ำ เพราะถ้าหากเกิดการแยกตัวของวัสดุเสริมกำลังก่อให้เกิดหน่วยแรงขุมขุม (Stress Concentration) ซึ่งทำให้บริเวณดังกล่าวเกิดความเสียหายอย่างทันทีทันใด และจากความสัมพันธ์ระหว่าง S-N สามารถประเมินอายุการใช้งานของโครงสร้างตัวอย่างได้ โดยการวิเคราะห์ทางสถิติและอาศัยตัวแปรจากการทดลองสรุปได้ว่าพฤติกรรมความล้าของแผ่นพื้นที่เสริมกำลังโดย GCFRP และ CFS ให้ผลดีกว่าแผ่นพื้นที่เสริมกำลังโดย GFS

จากผลงานวิจัยที่กล่าวมาข้างต้น การศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับการเสริมกำลังเมื่อโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กรับน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำ ซึ่งถือเป็นสิ่งสำคัญเมื่อต้องมีการเสริมกำลังโครงสร้างสะพาน โดย Heffernan and Erki (2004) ได้ทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรม

ความถี่ของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดคาร์บอน โดยทำการทดสอบตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็ก ภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและแรงกระทำแบบซ้ำ แล้วจึงทำการเปรียบเทียบผลการทดสอบและพฤติกรรมระหว่างคานที่มีการเสริมกำลังและไม่ได้มีการเสริมกำลัง โดยในการศึกษาได้แบ่งตัวอย่างทดสอบออกเป็นสองประเภทดังต่อไปนี้

1. ตัวอย่างทดสอบคุณสมบัติของวัสดุ ประกอบไปด้วย ตัวอย่างทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอกมาตรฐานมีขนาดความสูง 300 มม. เส้นผ่าศูนย์กลาง 150 มม. ตัวอย่างทดสอบเหล็กเสริมคุณสมบัติ Grade 400 โดยแบ่งออกเป็น ขนาด No. 10 (เส้นผ่าศูนย์กลาง 11.3 มม.) No. 20 (เส้นผ่าศูนย์กลาง 19.5 มม.) และ No. 25 (เส้นผ่าศูนย์กลาง 25.2 มม.) เตรียมตัวอย่างแบบ Tensile Coupons และติดตั้ง Stain Gauge ขนาด 5 มม. ที่กึ่งกลางทั้งสองฝั่งของตัวอย่างทดสอบ และตัวอย่างทดสอบวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวแบบ CFUD-Prepreg และแบบ Replark 20 โดยเตรียมตัวอย่างทดสอบเป็นแบบ Coupon มีขนาดความกว้าง 25 มม. ยาว 100 มม. และติดตั้ง Stain Gauge ขนาด 5 มม. ที่กึ่งกลางทั้งสองฝั่งของตัวอย่าง

2. คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมที่ไม่ได้มีการเสริมกำลังและเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวชนิดคาร์บอน โดยแบ่งออกเป็นคานตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 150 x 300 x 3,000 มม. ที่ไม่ได้มีการเสริมกำลังและเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวแบบ CFUD-Prepreg ชนิดคาร์บอนจำนวน 20 ตัวอย่าง ติดตั้ง Stain Gauge ขนาด 5 มม. ที่เหล็กเสริมรับแรงดึง เหล็กเสริมรับแรงอัด ตรงบริเวณกึ่งกลางช่วงคานและที่บริเวณห่างจากตำแหน่งกึ่งกลาง 308 มม. ทั้งสองฝั่ง ส่วนวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวชนิดคาร์บอน ติดตั้ง Stain Gauge เฉพาะบริเวณตำแหน่งกึ่งกลาง รวมทั้งติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว (LVDT) ที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงคานเพื่อวัดการโก่งตัว และที่ด้านบนของตัวอย่างทดสอบ ณ ตำแหน่งจุดรองรับเพื่อหาการทรุดตัวที่ตำแหน่งจุดรองรับ และคานตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 300 x 574 x 5,000 มม. ที่ไม่ได้มีการเสริมกำลังจำนวนสองตัวอย่างและเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวชนิดคาร์บอนแบบ Replark 20 โดยมีจำนวนชั้นของวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวที่แตกต่างกันคือ 2 ชั้น 4 ชั้น และ 6 ชั้น รวมทั้งติดตั้ง Strain Gauges ขนาด 5 มม. ที่เหล็กเสริมทั้งหมดบริเวณกึ่งกลางช่วงคานและที่บริเวณห่างจากตำแหน่งกึ่งกลาง 500 มม. ทั้งสองฝั่ง ส่วนวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวติดตั้งเฉพาะบริเวณตำแหน่งกึ่งกลาง และติดตั้งอุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว (LVDT) ที่กึ่งกลาง

การทดสอบแบ่งออกเป็นสองประเภทดังต่อไปนี้

1. ตัวอย่างทดสอบคุณสมบัติของวัสดุประกอบไปด้วย ตัวอย่างทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอก โดยทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตตามมาตรฐานของประเทศแคนาดา CSA A23.2-9C-M94 (1994) เพื่อหาค่ากำลังอัดประลัยที่ 28 วัน และ ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต และทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำ (แรงอัด-แรงอัด) โดยมีหน่วยแรงต่ำสุดร้อยละ 20 ของค่ากำลังอัดประลัยที่ 28 วัน เพื่อไม่ให้ตัวอย่างทดสอบเคลื่อนตัวและมีหน่วยแรงสูงสุดร้อยละ 50 ร้อยละ 75 และ ร้อยละ 90 ของค่ากำลังอัดประลัยที่ 28 วัน ตัวอย่างทดสอบเหล็กเสริมคอนกรีต โดยทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตทุกตัวอย่างทดสอบตามมาตรฐาน ASTM A370-90A และ ASTM A615M-90 รวมทั้งทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำเฉพาะเหล็กเสริมขนาด No. 20 และขนาด No. 25 ตามมาตรฐาน ASTM E606-80 โดยการให้แรงกระทำเป็นแบบช่วงความกว้างของน้ำหนักบรรทุกแบบสถิต โดยที่ช่วงของน้ำหนักบรรทุกทุกแบ่งออกตามจุดประสงค์ของการทดสอบ คือ ทดสอบแบบแรงกระทำสถิตเพื่อหาความสัมพันธ์ของความเครียดและความเค้นของเหล็กเสริมทดสอบโดยการให้แรงกระทำเป็นแบบช่วงความกว้างของความเครียดคงที่ระหว่าง 0.00175 มม./มม. ถึง 0.01 มม./มม. เพื่อหา Strain Life ทดสอบโดยการให้แรงกระทำเป็นแบบช่วงความกว้างของหน่วยแรงคงที่ระหว่าง 200 MPa ถึง 400 MPa เพื่อหา Stress Life ทดสอบโดยการให้แรงกระทำค้างคงที่มีค่าเท่ากับ 300 MPa แล้วให้น้ำหนักบรรทุกเป็นแบบช่วงความกว้างของหน่วยแรงคงที่ระหว่าง $0.8 f_y$ ถึง $1.03 f_y$ เพื่อหา Cyclic Creep สูดท้ายทดสอบโดยการให้แรงกระทำแบบช่วงความกว้างของความเครียดคงที่ระหว่าง 0.0042 มม./มม. ถึง 0.02 มม./มม. จนถึงรอบการทดสอบที่ 100 ภายหลังจากรอบการทดสอบที่ 100 ให้แรงกระทำแบบช่วงความกว้างของความเครียดคงที่ระหว่าง +0.004 มม./มม. ถึง -0.004 มม./มม. เพื่อหา Periodic Overloads ตัวอย่างทดสอบวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวชนิดคาร์บอนแบบ CFUD-prepreg และ แบบ Replark 20 โดยทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต โดยมีอัตราการทดสอบ 1.3 มม./นาที (Displacement Control) และเก็บผลการทดสอบทุก 3 วินาที ส่วนการทดสอบแรงกระทำซ้ำไม่สามารถทำการทดสอบได้ เนื่องจากไม่สามารถยึดตัวอย่างทดสอบได้

2. คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมขนาด 150 x 300 x 3,000 มม. โดยแบ่งลักษณะการทดสอบออกเป็นการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต ด้วยอัตราการทดสอบ 1 มม./นาที จนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ และการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำด้วยความถี่ 3 Hz โดยมีน้ำหนักบรรทุกในระหว่างการทดสอบซึ่งคำนวณจากช่วงความเค้น (Stress Range) จากอัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกจร

กับน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ในสะพานที่พบมากที่สุด ซึ่งมีค่าประมาณ 0.2 ถึง 0.4 ดังนั้น ช่วงความเค้นที่ใช้ทดสอบคือ ร้อยละ 20 ถึงร้อยละ 80 ของหน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมสำหรับอายุการใช้งานเนื่องจากความล้าระยะสั้น (Fatigue life) ร้อยละ 20 ถึงร้อยละ 70 ของหน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมสำหรับอายุการใช้งานเนื่องจากความล้าระยะกลาง และร้อยละ 20 ถึงร้อยละ 60 ของหน่วยแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมสำหรับอายุการใช้งานเนื่องจากความล้าระยะยาว โดยน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบเป็นน้ำหนักบรรทุกที่จำลองมาจากน้ำหนักบรรทุกจรจร และคานตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 300 x 574 x 5,000 มม. โดยแบ่งลักษณะการทดสอบออกเป็นทดสอบแบบแรงกระทำแบบสถิตทั้งคานที่ไม่ได้เสริมกำลังและคานที่มีการเสริมกำลัง ทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำที่ความถี่ 1.5 Hz ทั้งคานที่ไม่ได้มีการเสริมกำลังและมีการเสริมกำลังเสริม

จากผลการทดสอบสามารถแบ่งออกเป็นสองประเภทดังต่อไปนี้

1. ตัวอย่างทดสอบคุณสมบัติของวัสดุประกอบไปด้วย ตัวอย่างทดสอบคอนกรีตรูปทรงกระบอกซึ่งทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำ โดยมีหน่วยแรงต่ำสุดร้อยละ 20 และสูงสุดร้อยละ 90 ของกำลังอัดประลัยที่ 28 มีลักษณะการวิบัติแบบอัดระเบิด โดยที่ความเครียดแบบอีลาสติกและแบบพลาสติกมีค่าเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วจนตัวอย่างทดสอบวิบัติ ส่วนคอนกรีตมาตรฐานรูปทรงกระบอกซึ่งทดสอบด้วยมีหน่วยแรงต่ำสุดร้อยละ 20 สูงสุดร้อยละ 50 และร้อยละ 75 ของค่ากำลังอัดประลัยที่ 28 วัน มีพฤติกรรมคล้ายคลึงกันแต่ตัวอย่างทดสอบไม่วิบัติ ตัวอย่างทดสอบเหล็กเสริมซึ่งทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ จากผลการทดสอบความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดไม่ได้เป็นแบบอีลาสติกพลาสติกเหมือนกับตัวอย่างทดสอบที่ทดสอบแบบแรงกระทำแบบสถิต แต่มีพฤติกรรมแบบราบเรียบจนตัวอย่างทดสอบวิบัติและมีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นน้อยกว่าค่าโมดูลัสที่ได้จากการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตประมาณร้อยละ 5 และสุดท้ายตัวอย่างทดสอบวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวชนิดคาร์บอนแบบ CFUD-prepreg ภายใต้แรงกระทำแบบสถิตมีพฤติกรรมแบบอีลาสติกจนตัวอย่างทดสอบวิบัติ

2. คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมที่ไม่ได้เสริมกำลังและเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยทิศทางเดียวชนิดคาร์บอน โดยแบ่งออกเป็น ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก กว้าง 150 x 300 x 3,000 มม. จากผลการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต ตัวอย่างทดสอบที่ได้มีการเสริมกำลังซึ่งมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบการหลุดหล่อนของวัสดุเสริมกำลังหลังจากเหล็กเสริมถึง

จุดครากมีกำลังรับน้ำหนักมากกว่าตัวอย่างที่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง ซึ่งมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบการอัดระเบิดที่คอนกรีตหลังจากเหล็กเสริมถึงจุดครากร้อยละ 21 ที่ Proportional Limit และร้อยละ 37 ที่กำลังรับน้ำหนักสูงสุด สำหรับการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำตัวอย่างทดสอบที่มีได้มีการเสริมกำลังมีลักษณะการวิบัติแบบเหล็กเสริมขาดเนื่องจากความล้า แต่ตัวอย่างทดสอบที่ได้มีการเสริมกำลังมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบการหลุดล่อนของวัสดุเสริมกำลังหลังจากเหล็กเสริมขาดเนื่องจากความล้า สำหรับอายุการใช้งานของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบที่ได้มีการเสริมกำลังมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 155 ภายใต้การทดสอบแบบช่วงความเค้นสูง มีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 182 ภายใต้ช่วงความเค้นปานกลางและมีค่าเพิ่มขึ้นร้อยละ 537 ภายใต้ช่วงความเค้นต่ำเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่มีได้มีการเสริมกำลัง การเพิ่มขึ้นของอายุการใช้งาน โครงสร้างภายใต้พฤติกรรมแบบล้า มีสาเหตุมาจากการที่วัสดุเสริมกำลังมีกลไกในการช่วยลดหน่วยแรงดึงเฉลี่ยในเหล็กเสริม สำหรับจำนวนอายุการใช้งานของโครงสร้างที่เพิ่มขึ้นเล็กน้อยเพียงใดขึ้นอยู่กับช่วงความเค้นที่โครงสร้างต้องรับภาระว่ามีค่ามากหรือน้อยเพียงใด และตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 300 x 574 x 5,000 มม. จากผลการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำมีลักษณะการวิบัติและอายุการใช้งานของโครงสร้างภายใต้พฤติกรรมแบบล้าคล้ายคลึงกันกับคานตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 150 x 300 x 3,000 มม.

ผลการทดสอบทั้งหมดสามารถสรุปได้ว่าการเสริมกำลังโครงสร้างโดยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยแบบทิศทางเดียวสามารถยืดอายุการใช้งานของโครงสร้างภายใต้พฤติกรรมแบบล้าได้เนื่องจากวัสดุเสริมกำลังช่วยลดหน่วยแรงในเหล็กเสริม อีกทั้งยังไม่ปรากฏความเสียหายที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและรอยเชื่อมประสานระหว่างคอนกรีตและวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ดังนั้น สมมุติฐานที่ใช้สำหรับโครงสร้างที่เสริมกำลังภายใต้พฤติกรรมแบบปรกติสามารถใช้ได้กับโครงสร้างที่มีพฤติกรรมแบบล้าเนื่องจากแรงกระทำซ้ำ สำหรับงานวิจัยและสิ่งที่จะศึกษาต่อไปคือความแปรปรวนของช่วงความกว้างของน้ำหนักบรรทุกหรือเมื่อโครงสร้างมีการรับน้ำหนักเกินความสามารถ และ โครงสร้างในสถานะแวดล้อมที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดสนิมของเหล็กเสริม

ความเสียหายของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและรอยเชื่อมประสานระหว่างคอนกรีตและวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำ Harries and Aidoo (2005) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและวัสดุเสริมกำลัง ซึ่งเกิดความเสียหายเนื่องจากแรงกระทำแบบซ้ำ เพื่อต้องการหาค่ากำลังรับน้ำหนักสำหรับการออกแบบโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำที่แท้จริงจากผลการทดสอบโดยมีคุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบแบ่งออกเป็น ตัวอย่าง

ทดสอบขนาดใหญ่จำนวน 3 ตัวอย่าง (QCS QCH และ QCL มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน 29.9 MPa 29.3 MPa และ 29.5 MPa ตามลำดับ) มีขนาด 152 x 254 x 4,750 เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ แบบ Strips กว้าง 51 มม. จำนวน 1 แผ่น และตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กรูปตัดตัวที่จากโครงสร้างจริงซึ่งมีอายุผ่านการใช้งาน 40 ปีจำนวน 2 ตัวอย่าง (ACS และ ACF มีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน 39.0 MPa และ 30.2 MPa ตามลำดับ) มีความยาว 9,150 มม. ขนาดความกว้างของปีก 927 มม. ความกว้างของเอวคาน 343 มม. ความสูงของปีก 165 มม. และ ความสูงของเอวคาน 660 มม. เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบ Strips กว้าง 102 มม. จำนวน 2 แผ่น โดยที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่ใช้สำหรับการเสริมกำลังของตัวอย่างทดสอบทั้งหมดมีความหนา 1.4 มม. กำลังรับแรงดึง 2,800 MPa ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น 155,000 MPa และความเครียดที่จุดไฟเบอร์ขาด 0.018 มม./มม. สำหรับความหนาของวัสดุเชื่อมประสานมีค่าประมาณ 1.0 มม. ในส่วนของการทดสอบแบ่งออกเป็น 2 ประเภทดังต่อไปนี้

1. การทดสอบตัวอย่างทดสอบขนาดใหญ่ แบบช่วงคานอย่างง่าย (Simple Span) ยาว 4,570 มม. มีน้ำหนักบรรทุกคงที่ (น้ำหนักคาน) น้ำหนักบรรทุกจรที่คำนวณได้จากมาตรฐาน AASHTO (2004) HS25 และรวมกับ Impact Load (DL+(LL+IM)) กระทำที่กึ่งกลางช่วงคาน และระยะช่วงการเลื่อน 2,285 มม. ($a/h = 9.0$) โดยแบ่งลักษณะของน้ำหนักบรรทุกออกเป็น 3 แบบคือ แบบ QCS (Quattlebaum CFRP Static) เป็นการทดสอบภายใต้น้ำหนักกระทำแบบสถิต แบบ QCH (Quattlebaum CFRP High Fatigue) เป็นการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบซ้ำความถี่สูงที่ความถี่ 1.2 Hz จำนวน 600,000 รอบ และแบบ QCL (Quattlebaum CFRP Low Fatigue) เป็นการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำความถี่ต่ำ จำนวน 2,000,000 รอบ

2. การทดสอบตัวอย่างจากโครงสร้างจริง แบบช่วงคานอย่างง่าย ความยาว 8,025 มม. มีน้ำหนักบรรทุกคงที่ (น้ำหนักคาน) น้ำหนักบรรทุกจรที่คำนวณได้จากจากมาตรฐาน AASHTO (2004) HS25 รวมกับ Impact Load (DL+(LL+IM)) กระทำที่กึ่งกลางช่วงคาน มีระยะช่วงการเลื่อน 4,012 มม. ($a/h = 4.9$) โดยแบ่งลักษณะของกระทำออกเป็น 2 แบบคือแบบ ACS (Aidoo CFRP Static) เป็นการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบสถิตและแบบ ACF (Aidoo CFRP Fatigue) เป็นการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำที่ความถี่ 1.2 Hz จำนวน 2,000,000 รอบ

จากผลการทดสอบ ทุกตัวอย่างการทดสอบเกิดการวิบัติแบบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากการเกิดรอยแตกร้าวเริ่มต้นในคอนกรีต (Intermediate Crack-Induced Debonding) และความเครียดของวัสดุเสริมกำลัง ภายหลังจากการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ ภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำมีค่าอยู่ระหว่างร้อยละ 40 ถึงร้อยละ 73 ของความเครียดของตัวอย่างทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิต แสดงให้เห็นว่าแนวทางการออกแบบตามมาตรฐานของประเทศสหรัฐอเมริกา ACI 440.2R (2002) และญี่ปุ่น JSCE (2001) ที่มีการกำหนดค่าความเครียดที่ยอมรับให้ของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับการออกแบบ ไม่ครอบคลุมถึงกรณีของการออกแบบเสริมกำลังโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ซึ่งมีพฤติกรรมการรับน้ำหนักภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำ

ความแปรปรวนช่วงความกว้างของน้ำหนักบรรทุก หรือแม้กระทั่งความหนา และความกว้างของวัสดุเสริมกำลัง ล้วนแล้วแต่มีผลต่อความสามารถในการรับน้ำหนัก อายุการใช้งาน (Fatigue Life) และรูปแบบการวิบัติของโครงสร้าง ทั้งสิ้น ดังนั้น Gussenhoven and Brena (2006) ได้ทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาดเล็กเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำโดยอาศัยความแตกต่างระหว่างความหนา และความกว้างของวัสดุเสริมกำลัง รวมไปถึงความเปลี่ยนแปลงของน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำเพื่อศึกษาถึงความแตกต่างของรูปแบบการวิบัติ โดยแบ่งออกเป็น การขาดของเหล็กเสริมและการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ซึ่งในการศึกษาและวิจัยได้อาศัยตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 13 ตัวอย่างมีขนาดกว้าง 102 สูง 102 ยาว 914 มม. และแบ่งตัวอย่างทดสอบออกเป็น 3 ประเภทดังต่อไปนี้

1. ตัวอย่างทดสอบกลุ่ม A เน้นศึกษาถึงผลกระทบของการเสริมกำลังในลักษณะของอายุการใช้งานของโครงสร้างเนื่องจากการเพิ่มสติเฟเนส การลดความกว้างของรอยแตกร้าว และรอยแตกร้าวขนาดใหญ่ภายใต้สภาวะใช้งาน โดยในกลุ่มนี้ประกอบไปด้วยคานตัวอย่างทดสอบที่ไม่ได้เสริมกำลังทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำโดยมีน้ำหนักบรรทุกร้อยละ 80 ของกำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริมจำนวน 1 ตัวอย่างและคานตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ 1 ชั้นมีความกว้าง 89 มม. ทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ โดยมีน้ำหนักบรรทุกร้อยละ 60 ร้อยละ 70 และร้อยละ 80 ของหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเสริมจำนวน 3 ตัวอย่าง สุดท้ายตัวอย่างทดสอบจำนวน 1 ตัวอย่าง ทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

2. ตัวอย่างทดสอบกลุ่ม B เน้นศึกษาถึงผลกระทบเนื่องจากความหนาของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่มีต่อพฤติกรรมการเสริมกำลังโดยประกอบไปด้วย ตัวอย่างทดสอบที่มีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กว้าง 51 มม. แต่มีจำนวนชั้นของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่แตกต่างกันคือ 1 ชั้น และ 2 ชั้น อย่างละ 3 ตัวอย่างทดสอบ โดยทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำน้ำหนักบรรทุก ร้อยละ 60 ร้อยละ 70 และร้อยละ 80 ของหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเสริมตามลำดับ

3. ตัวอย่างทดสอบกลุ่ม C โดยที่ตัวอย่างทดสอบในกลุ่มนี้ ก่อนการเสริมกำลังได้มีทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำโดยมีน้ำหนักบรรทุกร้อยละ 50 ของกำลังรับแรงดึงที่จุดครากของเหล็กเสริม จำนวน 500,000 รอบ ทำการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีความกว้าง 51 มม. จำนวน 1 ชั้นและทำการทดสอบหลังจากที่ได้มีการเสริมกำลัง ภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำโดยมีน้ำหนักบรรทุกร้อยละ 60 ร้อยละ 70 และร้อยละ 80 ของหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเสริม

น้ำหนักบรรทุกและลักษณะการทดสอบตัวอย่างทดสอบเป็นแบบแรงกระทำซ้ำ ระหว่างน้ำหนักบรรทุกต่ำสุดและน้ำหนักบรรทุกสูงสุดโดยที่น้ำหนักบรรทุกต่ำสุดมีค่าเท่ากับ 2.7 kN เพื่อหลีกเลี่ยงการแกว่งตัวขนาดเพิ่มแรงในระหว่างการทดสอบโดยพิจารณาจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ส่วนน้ำหนักบรรทุกสูงสุดมีค่าร้อยละ 60 ร้อยละ 70 และร้อยละ 80 ของหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเสริม โดยที่ในกรณีของการทดสอบภายใต้หน่วยแรงสูงสุดในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับร้อยละ 60 ของหน่วยแรงที่จุดครากเป็นตัวแทนของหน่วยแรงในสภาวะใช้งาน ส่วนในกรณีที่หน่วยแรงสูงสุดในเหล็กเสริมมีค่าเท่ากับร้อยละ 80 ของหน่วยแรงที่จุดครากเป็นขอบเขตบนของมาตรฐาน ACI440.2R (2002) ในการทดสอบทั้งหมดที่กล่าวมาข้างต้นมีความเร็วในการทดสอบ 4 Hz สำหรับการวิเคราะห์ผลกระทบและอายุการใช้งานของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ อาศัยแบบจำลองของ Helgason and Hanson (1974) โดยเป็นแบบจำลองที่อาศัยความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงในเหล็กเสริมและจำนวนรอบจากผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริม แบบจำลองของ Moss (1982) โดยเป็นแบบจำลองที่มีพื้นฐานมาจากผลการทดสอบรับแรงดัดของเหล็กเสริมที่ฝังในคอนกรีต และแบบจำลองตามมาตรฐาน ACI 215 (1997) โดยเป็นแบบจำลองขอบเขตสูงสุดในเหล็กเสริม

จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าอายุการใช้งานของทุกตัวอย่างทดสอบเป็นไปตามแบบจำลองทั้ง 3 แบบจำลอง ภายใต้การวิบัติแบบการขาดของเหล็กเสริมแล้วเกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ยกเว้นในกรณีของตัวอย่างทดสอบที่มีรูปแบบการวิบัติเป็นการ

สูญเสียการยึดเกาะของระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม อีกทั้งจากผลการทดสอบสามารถสรุปรูปแบบการวิบัติได้เป็นการขาดของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำไม่รุนแรง (สูงกว่าร้อยละ 70 ของหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเสริม) และการหลุดล่อนของคอนกรีตใต้เหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำรุนแรง (ระหว่างร้อยละ 70 ถึงร้อยละ 80 ของหน่วยแรงที่จุดครากของเหล็กเสริม) ดังนั้น แสดงให้เห็นว่าความเค้นในเหล็กเสริมเป็นองค์ประกอบสำคัญที่มีผลกระทบต่อรูปแบบการวิบัติ อีกทั้งจากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าความกว้างที่มากกว่าของวัสดุเสริมกำลังมีผลในการช่วยเพิ่มอายุการใช้งานของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ

ในปี 2007 Gheorghiu *et al.* ได้ทำศึกษาวิจัยเพื่อประเมินความคงทนของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำโดยมีความถี่ จำนวนรอบกระทำซ้ำ และหน่วยแรงในเหล็กเสริมที่แตกต่างกันเป็นตัวแปรสำคัญ ในการศึกษาอาศัยคานตัวอย่างทดสอบจำนวน 15 ตัวอย่าง ขนาดความยาว 1,100 มม. ความกว้าง 100 มม. ลึก 150 มม. และมีกำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันเท่ากับ 50 MPa เสริมเหล็กด้วยอัตราส่วนเหล็กเสริมต่ำสุดตามมาตรฐานของประเทศแคนาดา และมีหน่วยแรงที่จุดครากเท่ากับ 600 MPa เสริมกำลังภายนอกด้วยวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใยแบบ Strip (CarboDur S512) มีขนาดความกว้าง 50 มม. ยาว 260 มม. พร้อมทั้งติดตั้ง Strain Gauges และ LVDT เพื่อวัดการเคลื่อนตัวของตัวอย่างทดสอบ โดยการทดสอบแบ่งออกเป็น 2 ประเภท คือ

1. การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ จำนวน 13 ตัวอย่างโดยใช้เครื่องทดสอบ MTS hydraulic กำลังสูงสุด 100 kN น้ำหนักบรรทุกแบ่งออกเป็นร้อยละ 15 ถึงร้อยละ 35 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดครากของเหล็กเสริม (Low Series) และร้อยละ 35 ถึงร้อยละ 75 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดครากของเหล็กเสริม (High Series) และมีจำนวนรอบกระทำซ้ำสำหรับการทดสอบ 400,000 800,000 และ 2,000,000 รอบ สำหรับในระหว่างการทดสอบบันทึกค่าน้ำหนักบรรทุกต่ำสุดและสูงสุดทุก ๆ 2000 รอบ จนถึงรอบที่ 801,000 ภายหลังจากรอบการทดสอบที่ 801,000 บันทึกทุก ๆ 10,000 รอบจนเสร็จสิ้นการทดสอบ สำหรับการบันทึกคุณสมบัติต่างของตัวอย่างทดสอบ ทำการบันทึกทุก ๆ 10 รอบจนถึงรอบที่ 200 ภายหลังจากรอบการทดสอบที่ 200 บันทึกค่าทุก ๆ 200 รอบจนถึงรอบที่ 1,001 ภายหลังจากรอบการทดสอบที่ 1,001 บันทึกค่าทุก ๆ 20,000 รอบ จนถึงรอบที่ 801,000 เมื่อรอบการทดสอบอยู่ระหว่าง 100,000 รอบจนถึง 2,001,000 รอบให้ลดความถี่ลงจาก 3 Hz เหลือ 0.05 Hz จนเสร็จการทดลอง

2. การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต 2 ตัวอย่างทดสอบ มีอัตราการทดสอบประมาณ 0.1 kN/s และบันทึกผลการทดสอบทุก ๆ 0.1 kN

จากผลการทดสอบได้นำเสนอความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักบรรทุกกับการโก่งตัวเมื่อรับน้ำหนักแบบกระทำซ้ำและการตอบสนองความเครียดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยการตอบสนองของคานไม่ได้ขึ้นอยู่กับที่จำนวนรอบของการทดสอบ แต่จะปรากฏเป็นรอยร้าวขนาดเล็กเนื่องจากการกระจายพลังงานจากการทดสอบแบบซ้ำ โดยที่การโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบเริ่มมีความสำคัญเมื่อจำนวนรอบการทดสอบเกิน 100,000 รอบ และมีน้ำหนักบรรทุกกระทำประมาณ 40 % ของน้ำหนักบรรทุกที่จุดคราก แต่อย่างไรก็ตามจำนวนรอบและความถี่ในการทดสอบไม่ปรากฏว่ามีผลต่อกำลังรับน้ำหนักประลัยและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ

4. พฤติกรรมความล้าภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง

สำหรับโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก ซึ่งเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย พฤติกรรมความล้าของวัสดุภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง เช่น สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้าง ถือเป็นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณา โดยเฉพาะในกรณีของการเสริมกำลังโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสื่อมสภาพเนื่องจากสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้าง ในกรณีของการศึกษาและวิจัยที่ผ่านมา มีงานวิจัยที่เกี่ยวข้องดังต่อไปนี้

Gheorghiu *et al.* (2004) ได้ทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับความคงทนของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย 2 ประเภท โดยแสดงผลการทดสอบในลักษณะพฤติกรรมของโครงสร้างในระยะยาวภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง โดยมีคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (คอนกรีตผสมเสร็จและเสริมเหล็กเส้นกลมขนาด 6.35 mm ความเค้นที่จุดคราก 600 MPa ตามมาตรฐานเหล็กเสริมน้อยที่สุดของประเทศแคนาดา) จำนวน 13 ตัวอย่างมีขนาด 100 x 150 x 1,100 มม. และแบ่งลักษณะของตัวอย่างทดสอบออกเป็น คานตัวอย่างควบคุมซึ่งประกอบไปด้วยคานตัวอย่างทดสอบที่ไม่ได้เสริมกำลังจำนวน 1 ตัวอย่าง คานตัวอย่างทดสอบควบคุมเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด Sika CarboDur จำนวน 2 ตัวอย่างและคานตัวอย่างทดสอบควบคุมเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด Mitsubishi Replark จำนวน

2 ตัวอย่าง รวมทั้งหมดเป็นคานตัวอย่างควบคุมจำนวน 5 ตัวอย่าง และคานตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเนื่องจากน้ำธรรมดา ซึ่งประกอบไปด้วยคานตัวอย่างทดสอบเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด Sika CarboDur และเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด Mitsubishi Replark โดยจำลองพฤติกรรมในสภาวะแบบเปื่อยตลอดเวลา 160 วันอย่างละ 1 ตัวอย่างและพฤติกรรมในสภาวะแบบเปื่อยสลับแห้ง 13 รอบหรือ 13 สัปดาห์โดยที่มีสภาวะเปียก 5 วันและสภาวะแห้ง 2 วันอย่างละ 1 ตัวอย่างรวมทั้งหมด 4 ตัวอย่าง สูดท้ายตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเนื่องจากน้ำเกลือ (NaCl 4% โดยน้ำหนัก) ซึ่งประกอบไปด้วยคานตัวอย่างทดสอบเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด Sika CarboDur และเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด Mitsubishi Replark โดยจำลองพฤติกรรมในสภาวะแบบเปื่อยตลอดเวลา 160 วันอย่างละ 1 ตัวอย่างและพฤติกรรมในสภาวะแบบเปื่อยสลับแห้ง 13 รอบหรือ 13 สัปดาห์โดยที่มีสภาวะเปียก 5 วันและสภาวะแห้ง 2 วันอย่างละ 1 ตัวอย่างรวมทั้งหมด 4 ตัวอย่าง สำหรับการทดสอบอาศัยการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบช้าและมีลักษณะของการให้น้ำหนักบรรทุกแบบ 2 จุด โดยมีจำนวนรอบสำหรับการทดสอบทั้งหมด 400,000 รอบที่ความถี่ 2 Hz มีน้ำหนักบรรทุกต่ำสุดร้อยละ 15 และสูงสุดร้อยละ 35 ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่จุดครากของเหล็กเสริมโดยคำนวณจากมาตรฐานของประเทศแคนาดา CSA-A23.3 (1994) และคู่มือการออกแบบ ISIS Canada (2001) ในระหว่างการทดสอบบันทึกค่าน้ำหนักบรรทุกต่ำสุด และสูงสุดทุก ๆ 2,000 รอบ ส่วนการบันทึกผลการทดสอบที่เหลือมีการบันทึกทุก ๆ 200 รอบ จนถึงรอบที่ 1,000 ภายหลังจากรอบการทดสอบที่ 1,000 บันทึกทุก ๆ 20,000 รอบจนครบ 400,000 รอบ จึงลดความถี่ในการทดสอบลงจาก 2Hz เหลือเพียง 0.05 Hz โดยการทดสอบทั้งหมดใช้เวลา 4 วันต่อ 1 ตัวอย่าง ทดสอบ หลังจากทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบช้าเสร็จเรียบร้อยแล้วทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต โดยมีอัตราการให้น้ำหนักบรรทุกประมาณ 0.1 kN/s และและบันทึกผลการทดสอบทุก ๆ 0.1 kN จากผลการทดสอบสามารถแบ่งออกเป็น 2 ลักษณะดังต่อไปนี้

1. คานตัวอย่างควบคุม จากผลการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบช้า สำหรับขอบเขตของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบไม่ได้ส่งผลกระทบต่อคานตัวอย่างทดสอบควบคุมที่เสริมกำลังกำลังมากนัก แต่อย่างไรก็ตามในกรณีของการเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด Mitsubishi Replark แสดงให้เห็นถึงการเกิดความเสียหายที่รวดเร็วกว่าเมื่อเทียบกับอีกระบบหนึ่ง ในส่วนของการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบสถิต สังเกตเห็นว่าในตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด Mitsubishi Replark มีการเสียรูปมากกว่า Sika CarboDur

2. ตัวอย่างทดสอบในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงทั้งเปียกสลับแห้งและเปียกตลอดเวลาไม่ได้ส่งผลถึงกำลังรับน้ำหนักสูงสุดและการโก่งตัว แต่อย่างไรก็ตามสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงมีผลต่อกลไกการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนระหว่างคอนกรีตและวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย โดยเฉพาะในกรณีของตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด Mitsubishi Replark

ต่อมา Masoud *et al.* (2005) ได้ทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับพฤติกรรมและผลการทดสอบของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงโดยมีองค์ประกอบในงานวิจัย 3 องค์ประกอบ คือ ประเภทของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (Forca Tow และ Sika-Wrap) ลักษณะการเสริมกำลัง (U Wrap และ เสริมกำลังรับแรงดัด) และลักษณะของน้ำหนักบรรทุก (น้ำหนักบรรทุกแบบสถิตและน้ำหนักบรรทุกแบบกระทำซ้ำ) โดยในการศึกษาได้อาศัยตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็ก (กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันมีค่าเท่ากับ 30 MPa และเหล็กเสริมมีหน่วยแรงที่จุดคราก 400 MPa) จำนวน 8 ตัวอย่างมีขนาดกว้าง 120 สูง 175 ยาว 2,000 มม. โดยมีระยะคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม 20 มม. และแบ่งลักษณะการเตรียมตัวอย่างทดสอบออกเป็น คานคอนกรีตเสริมเหล็กควบคุม (V) คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเร่งการเกิดสนิมแต่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง (CU) โดยผสม NaCl 3 % ต่อน้ำหนักของซีเมนต์ในระหว่างการผสมคอนกรีต และมีการเร่งการเกิดสนิมโดยอาศัยกระแสไฟฟ้าขนาด 330 mA หรือมีความเข้มข้นของกระแสไฟฟ้าประมาณ 150 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ต่อพื้นที่ผิวของเหล็กเสริมล่าง สำหรับขั้วแคโทดอาศัยเหล็กเสริมแสดนเลสขนาด 6 มม. (Type 316) ที่ตำแหน่ง 65 มม. จากผิวล่างของหน้าตัดตัวอย่างทดสอบ โดยระหว่างกระบวนการเร่งการเกิดสนิมคานตัวอย่างทดสอบจะถูกแช่ในถังจำลองสภาวะน้ำจืดน้ำล้น (1 วันเปียก 2 วันแห้ง) สำหรับกระบวนการเร่งการเกิดสนิมใช้เวลารวมทั้งสิ้น 44 วัน ต่อไปคานตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมเช่นเดียวกับที่กล่าวไว้ข้างต้นแต่มีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์โดยใช้ผลิตภัณฑ์ของ Forca Tow Sheet และแบ่งลักษณะการเสริมกำลังออกเป็นสองแบบคือ แบบที่ 1 เสริมกำลังแบบ U Wrap (TIF) และแบบที่ 2 เสริมกำลังแบบ U Wrap รวมทั้งเสริมกำลังรับแรงดัด (TIIF) และสุดท้ายคานตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์โดยใช้ผลิตภัณฑ์ของ Sika Wrap Sheets เสริมกำลังออกเป็น U Wrap เพียงอย่างเดียว (SIF) ในส่วนของคานตัวอย่างทดสอบประเภทที่มีกระบวนการเร่งการเกิดสนิมได้มีการให้น้ำหนักบรรทุกเริ่มต้นขนาด 15 kN (ประมาณน้ำหนักบรรทุกใช้งาน) เพื่อให้ตัวอย่างทดสอบเกิดรอยแตกริ้วเริ่มต้น สำหรับการทดสอบมีลักษณะของการวางน้ำหนักบรรทุกแบบสองจุด (Four Point Bending) โดยที่ตัวอย่างทดสอบมีความยาว 1,800 มม. ระยะห่าง

ของน้ำหนักบรรทุกหรือช่วงโมเมนต์คงที่ 500 มม. ก่อนการทดสอบมีการติดตั้ง Stain Gauges ที่ผิวบนของคอนกรีตและแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เสริมกำลังรับแรงดัด (กรณีของคานที่มีการเสริมกำลังรับแรงดัด) ที่ตำแหน่ง 100 มม. จากกึ่งกลางทั้งสองทิศทางและแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เสริมกำลังแบบ U Wrap ที่ตำแหน่ง 100 มม. จากกึ่งกลาง ติดตั้ง LVDT ที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงคาน สำหรับการทดสอบแบ่งออกเป็นสองรูปแบบตามลักษณะของการให้น้ำหนักบรรทุกดังต่อไปนี้

1. การทดสอบภายใต้น้ำหนักกระทำแบบสถิต

2. การทดสอบภายใต้แบบน้ำหนักกระทำแบบช้า โดยมีความถี่ในการทดสอบ 3 Hz และช่วงของการให้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบช้าประมาณร้อยละ 10 ถึงร้อยละ 80 (3 kN – 26 kN) ของกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของคานคอนกรีตเสริมเหล็กตัวอย่างควบคุม (32 kN) หรือ 25 MPa – 300 MPa ของหน่วยแรงในเหล็กเสริม สำหรับลักษณะและขนาดของน้ำหนักบรรทุกในการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบช้าจำลองมาจาก การประมาณน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งานของโครงสร้างเพื่อจำลองลักษณะการรับน้ำหนักบรรทุกที่เกินกว่าน้ำหนักบรรทุกที่ใช้งาน (Overload) ของโครงสร้างในกรณีของช่วงน้ำหนักบรรทุกสูงสุด และเพื่อให้ตัวอย่างทดสอบวิบัติในเวลาที่เหมาะสมสำหรับการทดสอบ

ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าผลกระทบที่เกิดขึ้นกับตัวอย่างทดสอบภายหลังจากกระบวนการเร่งการเกิดสนิมของตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเร่งการเกิดสนิมแต่ไม่ได้มีการเสริมกำลังได้สังเกตเห็นรอยร้าวขนาดประมาณ 1 มม. สม่่าเสมอตลอดตามแนวยาวของเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอกแต่ไม่มีการหลุดหล่อนของคอนกรีตซึ่งขนาดรอยร้าวที่เกิดขึ้นมีความกว้างมากกว่าเกณฑ์การยอมรับภายใต้มาตรฐานของประเทศแคนาดา โดยมาตรฐานดังกล่าวกำหนดขนาดรอยร้าวที่ยอมให้เกิดขึ้นได้สูงสุดภายใต้แรงดัดเพียง 0.4 มม. ส่วนคานตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใย สังเกตเห็นรอยร้าวที่บริเวณปลายของตัวอย่างทดสอบขนาด 0.2 มม. หรือคิดเป็นร้อยละ 20 ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเร่งการเกิดสนิมแต่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง

สำหรับผลการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต ทุกตัวอย่างทดสอบมีรูปแบบการวิบัติแบบคอนกรีตเกิดการอัดแตกภายหลังจากเหล็กเสริมถึงจุดคราก ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการเสริมกำลังมีผลทำให้กำลังรับน้ำหนักในช่วงใช้งาน สติเฟนส และกำลังประลัยมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อ

เทียบกับกำลังรับน้ำหนักของตัวอย่างควบคุม โดยที่ตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบ U Wrap โดยใช้ผลิตภัณฑ์ของ Forca Tow Sheet (TIF) มีกำลังรับน้ำหนักประลัย 45 kN หรือ ซึ่งมีค่ามากกว่าร้อยละ 39 เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบควบคุม (32 kN) เป็นผลมาจากการเสริมกำลังแบบ U Wrap ส่งผลให้หน้าตัดมีกำลังแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีตดีขึ้น สำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบ U Wrap รวมทั้งเสริมกำลังรับแรงคัด (TIF) โดยใช้ผลิตภัณฑ์ของ Forca Tow Sheet มีกำลังรับน้ำหนักประลัย 60 kN หรือมีค่ามากกว่าร้อยละ 87 เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบควบคุม (32 kN) ซึ่งค่าประมาณสองเท่าเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบ U Wrap เพียงอย่างเดียว เนื่องมาจากผลของการเสริมกำลังรับแรงคัด

ตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใยแบบ U Wrap โดยใช้ผลิตภัณฑ์ของ Sika Wrap sheets (SIF) ในระหว่างกระบวนการเร่งการเกิดสนิมมีการหลุดหล่อนของวัสดุเสริมกำลังเนื่องจากคุณภาพในการติดตั้ง แต่อย่างไรก็ตามตัวอย่างทดสอบยังคงมีกำลังรับน้ำหนักประลัย 44 kN หรือมีค่ามากกว่าร้อยละ 37 เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบควบคุม (32 kN) เนื่องจากคุณสมบัติทางวิศวกรรมของวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใย Sika Wrap sheets มีค่ามากกว่าวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใย Forca Tow Sheet

ในส่วนของผลจากการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ ทุกตัวอย่างทดสอบมีรูปแบบการวิบัติแบบการขาดของเหล็กเสริม สำหรับการทดสอบประกอบไปด้วยตัวอย่างทดสอบควบคุม (V) ซึ่งมีการวิบัติที่จำนวนรอบกระทำซ้ำ 732,912 รอบ และมีความเครียดอัดสูงสุดที่คอนกรีต $670 \mu\epsilon$ ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการเร่งการเกิดสนิมแต่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง (CU) มีการวิบัติที่จำนวนรอบกระทำซ้ำ 87,157 รอบ มีค่าน้อยกว่าประมาณร้อยละ 12 เมื่อเทียบกับตัวอย่างควบคุม (V) และมีความเครียดอัดสูงสุดที่คอนกรีต $1,200 \mu\epsilon$ หรือมีค่ามากกว่าประมาณร้อยละ 80 เมื่อเทียบกับตัวอย่างควบคุม (V) เนื่องมาจากการเกิดสนิมของเหล็กเสริมส่งผลให้เกิดการเสื่อมสภาพระหว่างการยึดเหนี่ยวของคอนกรีตและเหล็กเสริม รวมไปถึงการลดลงของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริม สำหรับตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบ U Wrap โดยใช้ผลิตภัณฑ์ของ Forca Tow Sheet (TIF) ตัวอย่างทดสอบมีการวิบัติที่จำนวนรอบกระทำซ้ำ 217,170 รอบมีค่าน้อยกว่าประมาณ 0.3 เท่าเมื่อเทียบกับตัวอย่างควบคุม (V) และมีค่ามากกว่า 2.5 เท่าเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการเร่งการเกิดสนิมแต่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง (CU)

จำนวนรอบกระทำซ้ำของโครงสร้างที่เพิ่มขึ้นมีผลมาจากการ โอบรัดของวัสดุเสริมกำลัง ช่วยเพิ่มหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต อีกทั้งยังลดหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึง ความเครียดอัดสูงสุดของคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $923 \mu\epsilon$ หรือน้อยกว่าประมาณร้อยละ 24 เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการเร่งการเกิดสนิมแต่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง (CU) ใน ส่วนของตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ แบบ U Wrap รวมทั้งเสริมกำลังรับแรงดัดโดยใช้ผลิตภัณฑ์ของ Forca Tow Sheet (TIF) ตัวอย่างทดสอบมีการวัดที่จำนวนรอบกระทำซ้ำ 517,976 รอบ มีค่าน้อยกว่าประมาณ 0.7 เท่า เมื่อเทียบกับ ตัวอย่างควบคุม (V) และมีค่ามากกว่า 6 เท่าเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการเร่งการเกิดสนิมแต่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง (CU) จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการเสริมกำลังใน ลักษณะดังกล่าวช่วยลดหน่วยแรงในเหล็กเสริมรับแรงดึง เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่ง การเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบ U Wrap โดยใช้ผลิตภัณฑ์ของ Forca Tow Sheet (TIF) และอายุการใช้งานเนื่องจากความล้ามากกว่าถึงสองเท่า ส่วนความเครียด ในคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $830 \mu\epsilon$ ซึ่งมีค่าน้อยกว่าไม่ว่าจะเป็นตัวอย่างทดสอบ CU และ TIF สุดท้าย ตัวอย่างทดสอบที่มีการเร่งการเกิดสนิมและมีการเสริมกำลังด้วยวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใยแบบ U Wrap โดยใช้ผลิตภัณฑ์ของ Sika Wrap Sheets ตัวอย่างทดสอบมีการวัดที่จำนวนรอบ กระทำซ้ำ 326,488 รอบมี ค่าน้อยกว่าประมาณ 0.45 เท่า เมื่อเทียบกับตัวอย่างควบคุม (V) และมีค่า มากกว่า 3.75 เท่าเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการเร่งการเกิดสนิมแต่ไม่ได้มีการ เสริมกำลัง (CU) อายุการใช้งานของโครงสร้างภายใต้พฤติกรรมแบบล้ามีค่ามากกว่าประมาณ ร้อยละ 50 เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบ TIF เนื่องจากคุณสมบัติที่ดีกว่าของวัสดุเสริมกำลัง ส่วนความเครียดในคอนกรีตมีค่าเท่ากับ $800 \mu\epsilon$ ซึ่งมีค่าน้อยกว่าตัวอย่างทดสอบ TIF

จากผลการศึกษา ทุกตัวอย่างทดสอบมีรูปแบบการวิบัติเนื่องจากการขาดของเหล็กเสริม แสดงให้เห็นว่าภายใต้พฤติกรรมแบบล้าของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กถูกควบคุมโดยเหล็ก เสริมรับแรงดึง มิได้ควบคุมโดยคอนกรีตหรือแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เนื่องจากทั้งสองวัสดุมี คุณสมบัติในการต้านทานพฤติกรรมแบบล้าที่ดี ส่วนอายุการใช้งานที่เพิ่มขึ้นของโครงสร้างที่ได้มี การเสริมกำลังเกิดขึ้นเนื่องจากการที่วัสดุเสริมกำลังช่วยลดหน่วยแรงในเหล็กเสริมทำให้โครงสร้าง มีอายุการใช้งานภายใต้พฤติกรรมแบบล้าที่ยาวขึ้น

จากการศึกษาและงานวิจัยที่กล่าวมาข้างต้นแสดงให้เห็นถึงความสำคัญของความคงทน ในระยะยาวของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

ในเวลาต่อมา Grace and Grace (2005) ได้ทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับความสัมพันธ์ระหว่างความคงทนในระยะยาวของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 100 และผลของน้ำหนักบรรทุกภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ เพื่อประเมินตัวประกอบลดกำลังสำหรับโครงสร้างในสภาวะนี้ตามมาตรฐาน โดยทำการทดสอบตัวอย่างทดสอบภายใต้กระบวนและกรรมวิธีการทดสอบความเสื่อมสภาพในด้านกำลังและสติเฟเนสตามมาตรฐาน ASTM D2247 ซึ่งในการศึกษาอาศัยตัวอย่างทดสอบจำนวน 30 ตัวอย่าง มีขนาด 152 x 254 x 2,740 มม. (กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วันมีค่าเท่ากับ 31 MPa และเหล็กเสริมมีหน่วยแรงดึงที่จุดคราก 414 MPa) เสริมเหล็กรับแรงดึงขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 15.9 มม. จำนวนสองเส้น และเหล็กรับแรงอัดขนาด 9.5 มม. จำนวนสองเส้น โดยแบ่งลักษณะของตัวอย่างทดสอบออกเป็น

1 ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กควบคุมที่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง จำนวน 2 ตัวอย่าง

2 ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กควบคุมที่มีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบ Plate และ Fabric อย่างละ 4 ตัวอย่าง

3 ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบ Plate และ Fabric อย่างละ 6 ตัวอย่างรวมทั้งสิ้น 12 ตัวอย่าง และเตรียมตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 100 อุณหภูมิ $38^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ เป็นเวลา 1,000 ชั่วโมง (4 ตัวอย่าง) 3,000 ชั่วโมง (4 ตัวอย่าง) และ 10,000 ชั่วโมง (4 ตัวอย่าง) โดยการเตรียมตัวอย่างในลักษณะดังกล่าวอ้างอิงตามมาตรฐาน ASTM D2247-10 (Standard Practice for Testing Water Resistance of Coatings in 100% Relative Humidity)

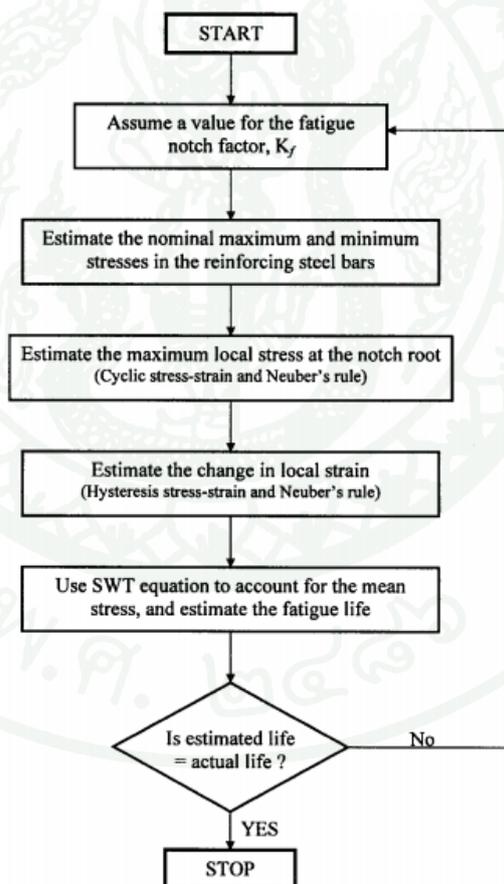
4 ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้มีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบ Plate และ Fabric อย่างละ 6 ตัวอย่างรวมทั้งสิ้น 12 ตัวอย่าง สำหรับการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ

ในส่วนของการทดสอบแบ่งออกเป็นการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต สำหรับตัวอย่างทดสอบที่อยู่ใต้อุณหภูมิความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 100 และการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำจำนวน 2,000,000 รอบ ด้วยความถี่ 3.25 Hz โดยแบ่งช่วงความกว้างของน้ำหนักบรรทุกออกเป็นร้อยละ 15 ร้อยละ 25 และ ร้อยละ 40 ของน้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบที่ได้มีการเสริมกำลัง จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ตัวอย่างทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกแบบสถิตมีลักษณะการวิบัติเป็นแบบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ทั้งหมด สำหรับตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และอยู่ภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 100 จากผลการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตแสดงให้เห็นถึงกำลังประลัยของตัวอย่างทดสอบที่อยู่ภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 100 เป็นเวลา 1,000 ชั่วโมงมีกำลังรับน้ำหนักประลัยเพิ่มขึ้นร้อยละ 8 เนื่องจากระยะเวลาดังกล่าวมีผลต่อการบวมของวัสดุเชื่อมประสานซึ่งส่งผลให้แรงยึดเหนี่ยวระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีตดีขึ้น ในส่วนของกำลังประลัยของตัวอย่างทดสอบที่อยู่ภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 100 เป็นเวลา 3,000 ชั่วโมงมีกำลังรับน้ำหนักประลัยลดลงร้อยละ 24 และกำลังประลัยของตัวอย่างทดสอบที่อยู่ภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 100 เป็นเวลา 10,000 ชั่วโมงมีกำลังรับน้ำหนักประลัยลดลงร้อยละ 37 การที่กำลังรับน้ำหนักประลัยมีค่าลดลงเกิดขึ้นเนื่องจากการหลุดล่อนของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ซึ่งเป็นผลมาจากการลดลงของหน่วยแรงเฉือนของวัสดุเชื่อมประสานเนื่องจากตัวอย่างทดสอบอยู่ภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์ 100 % สำหรับตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำแสดงให้เห็นว่า รอบกระทำซ้ำที่น้อยกว่า 2,000,000 รอบ ไม่ส่งผลถึงกำลังรับน้ำหนักประลัยของโครงสร้างที่ได้มีการเสริมกำลัง สุดท้ายสำหรับสภาวะภายใต้ความชื้นสัมพัทธ์ร้อยละ 100 ตัวประกอบลดกำลังสำหรับโครงสร้างในสภาวะรุนแรงดังกล่าวนี้มีค่าอยู่ระหว่าง 0.7 ถึง 0.9 สำหรับการเสริมกำลังดังกล่าว

Masound *et al.* (2005) ได้ทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับสมรรถนะภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำหลังจากการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเนื่องจากปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริม โดยมีคานตัวอย่างทดสอบจำนวน 10 ตัวอย่าง มีขนาด 152 x 254 x 3,200 มม และแบ่งประเภทของตัวอย่างทดสอบออกเป็น คานตัวอย่างทดสอบควบคุมจำนวน 1 ตัวอย่างคานตัวอย่างทดสอบซึ่งมีการเร่งการเกิดสนิมด้วยปฏิกิริยาทางไฟฟ้าเคมี และอยู่ภายใต้สภาวะแวดล้อมที่มีความชื้น 2 วันครั้ง และแห้งอีก 1 วัน แต่ไม่ได้มีการเสริมกำลังคานตัวอย่างทดสอบซึ่งมีการเร่งการเกิดสนิมด้วยปฏิกิริยาทางไฟฟ้าเคมีและอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่มีความชื้น 2 วันครั้ง และแห้งอีก 1 วันแต่มีการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดแก้วแบบ U-Shaped ตลอดความยาวคาน สุดท้ายคานตัวอย่างทดสอบซึ่งมีการเร่ง

การเกิดสนิมการเกิดสนิมด้วยปฏิกิริยาทางไฟฟ้าเคมีและอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่มีความชื้น 2 วันครั้ง และแห้งอีก 1 วันแต่มีการซ่อมแซมและเสริมกำลัง โครงสร้างด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิด แก้วแบบ U-Shaped และเสริมกำลังรับแรงคัตด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ตลอดความยาวคาน สำหรับการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำโดยมีน้ำหนักบรรทุกต่ำสุด 6 kN สูงสุด 54 kN ด้วยความถี่ 1.7 Hz สำหรับความถี่ของน้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบเป็นการจำลองความถี่ และน้ำหนักบรรทุกทุกจากสภาวะการใช้งานของสะพานซึ่งสอดคล้องกับงานวิจัยของ Mays และ Tilly (1982)

การวิเคราะห์ผล โดยอาศัยการคำนวณค่าตัวประกอบแรงกระทำซ้ำเทียบเท่า (Fatigue Notch Factor, K_f) โดยมีขั้นตอนดังแสดงในภาพที่ 3



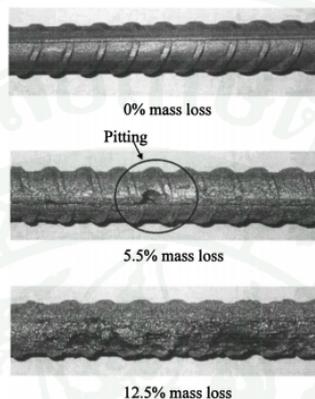
ภาพที่ 3 ขั้นตอนการคำนวณค่าตัวประกอบแรงกระทำซ้ำเทียบเท่า (K_f)

ที่มา: Masound *et al.* (2005)

1. สมมุติค่าตัวประกอบแรงกระทำซ้ำเทียบเท่า (K_f)
2. ประมาณค่าหน่วยแรงสูงสุด S_{max} และหน่วยแรงต่ำสุด S_{min} ของเหล็กเสริมโดยคำนวณจากหน้าตัดของตัวอย่างทดสอบแตกร้า
3. ประมาณค่าหน่วยแรงเฉพาะสูงสุด σ_{max} โดยอาศัยความสัมพันธ์ของ Cyclic Stress-Strain Curve และ Neuber's Hyperbola
4. ประมาณค่าความเครียดเฉพาะสูงสุด ϵ_{max} โดยอาศัยความสัมพันธ์ของ Cyclic Stress-Strain Curve และ Neuber's hyperbola
5. อาศัยสมการเพื่อหาค่าหน่วยแรงเฉลี่ยและประมาณค่าอายุการใช้งาน
6. ถ้าอายุการใช้งานที่คำนวณได้จากสมการตรงกับอายุการใช้งานจริงจากผลการทดลอง แสดงว่าค่า K_f ที่สมมุติถูกต้อง แต่ถ้าค่าที่ได้ไม่เท่ากันให้เริ่มสมมุติค่า K_f ในขั้นตอนที่ 1 ใหม่

ผลการทดสอบและการวิเคราะห์โดยอาศัยค่าตัวประกอบแรงกระทำซ้ำเทียบเท่า (K_f) แสดงให้เห็นว่าการเกิดสนิมในเหล็กเสริมหลักแบบเม็ด (Pits) ดังแสดงในภาพที่ 4 จะส่งผลต่ออายุการใช้งานที่ลดลงของโครงสร้างภายใต้รับแรงกระทำแบบซ้ำ ในส่วนของการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดแก้วแบบ U-Shaped มีได้ส่งผลในทางที่ดีขึ้นสำหรับอายุการใช้งานของโครงสร้างภายใต้รับแรงกระทำแบบซ้ำในทุก ๆ ระดับของการเกิดสนิม สำหรับการซ่อมแซมและเสริมกำลังโครงสร้างด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดแก้วแบบ U-Shaped และเสริมกำลังรับแรงดัดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ มีส่วนสำคัญในการเพิ่มอายุการใช้งานของโครงสร้างภายใต้รับแรงกระทำแบบซ้ำ โดยจากผลการทดสอบและการวิเคราะห์ตัวอย่างทดสอบที่ได้มีการเสริมกำลังในลักษณะดังกล่าว จะมีอายุการใช้งานมากกว่าคานตัวอย่างทดสอบที่ไม่ได้มีการเสริมกำลัง 2.5 เท่า สำหรับการวิเคราะห์ตัวประกอบแรงกระทำซ้ำเทียบเท่า (K_f) สำหรับคานตัวอย่างทดสอบควบคุมมีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 1.94 คานตัวอย่างทดสอบที่ไม่ได้มีการเสริมกำลังและที่ได้มีการเสริมกำลังแบบด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดแก้วแบบ U-Shaped มีค่าเฉลี่ยเท่ากับ 2.16 เหตุผลที่ค่าตัวประกอบแรงกระทำซ้ำเทียบเท่า (K_f) มีค่าเพิ่มมากขึ้นเนื่องจากผลของการเกิดสนิมแบบเม็ด ซึ่งทำให้อายุการใช้งานของโครงสร้างลดลง สุดท้ายคานตัวอย่างทดสอบที่เสริมกำลัง

โครงสร้างด้วย ด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดแก้วแบบ U-Shaped และเสริมกำลังรับแรงดัดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าตัวประกอบแรงกระทำซ้ำเทียบเท่า (K_f) เฉลี่ยเท่ากับ 2.33 การเพิ่มขึ้นของค่าตัวประกอบแรงกระทำซ้ำเทียบเท่า (K_f) เมื่อเปรียบเทียบกับตัวอย่างควบคุม เป็นผลมาจากการเสริมกำลังรับแรงดัดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ตลอดความยาว



ภาพที่ 4 การเกิดสนิมในเหล็กเสริมหลักตามระดับร้อยละของการสูญเสียมวลในเหล็กเสริม

ที่มา: Masound *et al.* (2005)

Soudki *et al.* (2007) ได้ทำการศึกษาและวิจัยเกี่ยวกับผลกระทบที่เกิดขึ้นของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยด้วยวัสดุคาร์บอนคอมโพสิตเสริมเส้นใย เนื่องจากปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริม โดยพิจารณาถึงกำลังรับแรงดัดและกำลังรับแรงยึดเหนี่ยวเมื่อโครงสร้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำ โดยอาศัยคานตัวอย่างทดสอบจำนวน 18 ตัวอย่าง มีขนาด 152 x 254 x 2,000 มม. เร่งการเกิดสนิมตั้งแต้อายุ 0 ถึง ร้อยละ 5 % (Mass Loss) และทำการเสริมกำลังโดยแบ่งออกเป็นกลุ่ม กลุ่ม F ทำการออกแบบและเสริมกำลังรับแรงดัดโดยเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยตลอดความยาวคานและรัดด้วย U-Shaped ที่ปลายคานทั้งสองข้าง และกลุ่ม B ทำการออกแบบและเสริมกำลังเพื่อทดสอบกำลังการยึดเหนี่ยวโดยการรัดด้วย U-Shaped ที่ปลายคานทั้งสองข้างบริเวณ Anchorage Zone หลังจากการเตรียมตัวอย่างจึงทำการทดสอบตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ (Sine Wave Load Cycle) ควบคุมโดยเครื่อง MTS 407 ที่ความถี่ระหว่าง 1.5 และ 3 Hz โดยมีน้ำหนักบรรทุกทุกต่ำสุดที่ร้อยละ 8 ของค่าที่ออกแบบตัวอย่างทดสอบกลุ่ม F และร้อยละ 10 ของตัวอย่างทดสอบกลุ่ม B

จากผลการทดสอบจำนวนรอบที่ทำให้เกิดการวิบัติอยู่ระหว่าง 1,000 ถึง 1,000,000 รอบ โดยที่การวิบัติของคานคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำเกิดขึ้นเนื่องจากการขาดของเหล็กเสริม ส่วนคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เน้นศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการยึดเหนี่ยวเกิดการวิบัติเนื่องจากรอยแตกร้าวของคอนกรีตตลอดแนวเหล็กเสริมบริเวณปลายคาน ในส่วนของการเร่งการเกิดสนิมที่ปริมาณร้อยละ 5 ตามทฤษฎีการสูญเสียเสถียรภาพของเหล็กเสริม ส่งผลให้คานคอนกรีตเสริมเหล็กมีจำนวนรอบสำหรับการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำลดลงประมาณร้อยละ 10 และคอนกรีตเสริมเหล็กที่เน้นศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมการยึดเหนี่ยวมีจำนวนรอบสำหรับการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำลดลงประมาณร้อยละ 20

5. แบบจำลองโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้พฤติกรรมความล้า

5.1 แบบจำลองโดยมาตรฐานการออกแบบ

1) มาตรฐานประเทศสหรัฐอเมริกา ACI215R-74 (1997) เสนอช่วงของหน่วยแรงสูงสุดในเหล็กเสริมที่มีสภาพตรงสำหรับการออกแบบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำ แสดงดังสมการที่

$$S_r = 1611 - 0.33S_{\min} \quad (17)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} S_r &= \text{ช่วงของหน่วยแรงในเหล็กเสริมคอนกรีต} \\ S_{\min} &= \text{หน่วยแรงน้อยที่สุดที่กระทำถาวรต่อเหล็กเสริม} \end{aligned}$$

2) มาตรฐานกรมทางหลวงประเทศสหรัฐอเมริกา AASHTO (2004) เสนอช่วงของหน่วยแรงสูงสุดในเหล็กเสริม สำหรับการออกแบบสะพานคอนกรีตเสริมเหล็ก แสดงดังสมการที่

$$S_r = 145 - 0.33S_{\min} + 55(r/h) \quad (18)$$

โดยที่

$(r/h) =$ Ratio of Base Radius to Height of Rolled-On Transverse Deformations (มีค่าเท่ากับ 0.3 ถ้าไม่ทราบค่าที่แท้จริง)

3) มาตรฐานประเทศแคนาดา CSA (2000) เสนอช่วงของหน่วยแรงสูงสุดในเหล็กเสริม สำหรับการออกแบบสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กมีค่าเท่ากับ

$$S_r = 125 \quad \text{MPa}$$

5.2 แบบจำลองจากผลการทดสอบ

1) Helgason และ Hanson (1974) ได้ทำการศึกษาและเสนอแบบจำลอง S-N Curve เพื่อวิเคราะห์อายุการใช้งานภายใต้แรงกระทำซ้ำของเหล็กเสริม จากผลการทดสอบแรงดึง ได้ความสัมพันธ์แสดงดังสมการที่

$$\text{Log}N = 6.969 - 0.0055f_r \quad (19)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} N &= \text{จำนวนรอบของการกระทำซ้ำ} \\ f_r &= \text{ช่วงของหน่วยแรง (MPa)} \end{aligned}$$

2) Moss (1980) ทำการศึกษาและเสนอแบบจำลอง S-N Curves จากผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 16 มม. และ 40 มม. โดยทำการทดสอบที่ความถี่สูง 150 Hz ภายใต้ช่วงของความเค้น 200 MPa และอาศัยการวิเคราะห์ถดถอย (Regression Analysis) จากผลการทดสอบได้ความสัมพันธ์แสดงดังสมการ

$$N(\sigma_r)^m = K \quad (20)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} N &= \text{จำนวนรอบของการกระทำซ้ำ} \\ \sigma_r &= \text{ช่วงของความเค้น} \\ m &= \text{ความชันของช่วงความเค้น (มีค่าเท่ากับ 9.5)} \\ K &= \text{Mean Minus Two Standard Deviation มีค่าเท่ากับ } 1.0 \times 10^{29} \end{aligned}$$

ดังนั้น แบบจำลอง S-N Curve ที่เสนอโดย Moss (1980) มีความสัมพันธ์แสดงดังสมการที่

$$N(\sigma_r)^{9.5} = 1.0 \times 10^{29} \quad (21)$$

3) Moss (1982) ทำศึกษาและเสนอแบบจำลอง S-N Curve จากผลการทดสอบแรงดึงของเหล็กเสริมขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 16 มม. ฟังในคอนกรีตเสริม โดยอาศัยตัวอย่างทดสอบจำนวน 118 ตัวอย่าง (กำลังอัดประลัยของคอนกรีตที่ 28 วัน 57.6 MPa และมีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน 3.95 MPa) ทำการทดสอบที่ความถี่ 3 Hz ภายใต้วงความกว้างน้ำหนักรบรรทุกคงที่ (Constant Load Amplitude) และอาศัยการวิเคราะห์รีเกรสชัน (Regression Analysis) จากผลการทดสอบได้ความสัมพันธ์แสดงดังสมการ

$$N(\sigma_r)^m = K \quad (22)$$

โดยที่

$$K = \text{Mean Minus Two Standard Deviation มีค่าเท่ากับ } 0.59 \times 10^{27}$$

ดังนั้น แบบจำลอง S-N Curve ที่เสนอโดย Moss (1982) มีความสัมพันธ์แสดงดังสมการ

$$N(\sigma_r)^{8.7} = 0.59 \times 10^{27} \quad (23)$$

4) Mallett (1991) ศึกษารวบรวมและเสนอแบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์อายุการใช้งานของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้พฤติกรรมแบบล้า โดยแบ่งตามขนาดของเหล็กเสริมในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก มีความสัมพันธ์แสดงดังสมการที่

$$\text{Class R1} \quad \phi < 16 \text{ mm} \quad (\sigma_r)^m N = 0.75 \times 10^{27} \quad (24)$$

$$\text{Class R2} \quad \phi > 16 \text{ mm} \quad (\sigma_r)^m N = 0.07 \times 10^{27} \quad (25)$$

โดยที่

$$m = \begin{cases} \text{ความชันของช่วงความเค้น} \\ \text{มีค่าเท่ากับ 5 เมื่อ } N < 1,000,000 \text{ รอบ} \\ \text{มีค่าเท่ากับ 9 เมื่อ } 1,000,000 \leq N \leq 10,000,000 \\ \text{มีค่าเท่ากับ 11 เมื่อ } N > 10,000,000 \text{ รอบ} \end{cases}$$

สำหรับผลการทดสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยชนิดต่าง ๆ ภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำ สามารถรวบรวมโดยแยกวิธีการทดสอบออกเป็น การทดสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำ หลังจากการทดสอบภายใต้น้ำหนักกระทำแบบซ้ำจึงทำการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบสถิตจนตัวอย่างทดสอบวิบัติ และการทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำจนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ ดังแสดงในตารางที่ 4 และตารางที่ 5 ในส่วนของแบบจำลอง S-N Curves ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้พฤติกรรมแบบล้าจากมาตรฐานและผลการทดสอบสามารถรวบรวมและจัดทำเป็น กราฟความสัมพันธ์ S-N Curves ของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำ ดังแสดงในภาพที่ 5

ตารางที่ 4 ผลการทดสอบโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับการเสริมกำลังภายใต้น้ำหนักกระทำแบบซ้ำและทดสอบภายใต้น้ำหนักกระทำแบบสถิตจนตัวอย่างทดสอบวิบัติ

เอกสารอ้างอิง	รายละเอียดคานตัวอย่างทดสอบ			รายละเอียดการเสริมกำลัง FRP		รายละเอียดของวัสดุเชื่อมประสาน		การทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำแบบซ้ำ (Fatigue Test)			การทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบสถิต (Monotonic Test)		ความเสียหายเนื่องจากความล้า (%)	รูปแบบการวิบัติ (Mode of Failure)		
	ตัวอย่างทดสอบ	ความยาว (ม.)	ความเสียหายเบื้องต้นหรือ การป้องกันการวิบัติแบบแรงเฉือน	รูปแบบ	จำนวนชั้น / ความหนา (mm)	f_{fu} (GPa)	E_f (GPa)	f_a (MPa)	E_a (MPa)	ความถี่ (Hz)	ช่วงของน้ำหนักสูงสุด	จำนวนรอบทดสอบ			อัตราการให้น้ำหนักบรรทุก (kN/s)	น้ำหนักบรรทุกสูงสุด (kN)
Gheorghiu et al. (2007)	NA	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	-	P_u	-	0.1	55.6	-	D
	NB	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	-	P_u	-	0.1	56.7	-	D
	L400A	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	15% P_y - 35% P_y	400,000	0.1	56.6	ไม่มีความเสียหาย	D
	L400B	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	15% P_y - 35% P_y	400,000	0.1	54.7	ไม่มีความเสียหาย	D
	L800A	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	15% P_y - 35% P_y	800,000	0.1	56.5	ไม่มีความเสียหาย	D
	L800B	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	15% P_y - 35% P_y	800,000	0.1	55.0	ไม่มีความเสียหาย	D
	L800C	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	15% P_y - 35% P_y	800,000	0.1	57.2	ไม่มีความเสียหาย	D
	L2000A	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	15% P_y - 35% P_y	2,000,000	0.1	58.7	ไม่มีความเสียหาย	D
	L2000B	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	15% P_y - 35% P_y	2,000,000	0.1	59.4	ไม่มีความเสียหาย	D
	H400A	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	35% P_y - 75% P_y	400,000	0.1	62.2	ไม่มีความเสียหาย	D
	H400B	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	35% P_y - 75% P_y	400,000	0.1	F (203,000)	ไม่มีความเสียหาย	I
	H800A	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	35% P_y - 75% P_y	800,000	0.1	59.	ไม่มีความเสียหาย	D

ตารางที่ 4 (ต่อ)

เอกสารอ้างอิง	รายละเอียดคานตัวอย่างทดสอบ			รายละเอียดการเสริมกำลัง FRP				รายละเอียดของวัสดุเชื่อมประสาน				การทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบซ้ำ (Fatigue Test)			การทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบสถิต (Monotonic Test)		ความเสียหายเนื่องจากความล้า (%)	รูปแบบการวิบัติ (Mode of Failure)
	ตัวอย่างทดสอบ	ความยาว (ม.)	ความเสียหายเบื้องต้นหรือการป้องกันการวิบัติแบบแรงเฉือน	รูปแบบ	จำนวนชั้น / ความหนา (mm)	f_{fu} (GPa)	E_f (GPa)	f_a (MPa)	E_a (MPa)	ความถี่ (Hz)	ช่วงของน้ำหนักสูงสุด	จำนวนรอบทดสอบ	อัตราการให้น้ำหนักบรรทุก (kN/s)	น้ำหนักบรรทุกสูงสุด (kN)				
H800B	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	35%P _y - 75%P _y	800,000	0.1	F (709,000)	ไม่มีความเสียหาย	I			
	H2000A	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	35%P _y - 75%P _y	2,000,000	0.1	F (243,000)	ไม่มีความเสียหาย	I		
	H2000B	1.10	Unbonded Middle	CFRP (Sika)	สองชั้น / 1.2	2.4	155	-	-	3-0.05	35%P _y - 75%P _y	2,000,000	0.1	62.1	ไม่มีความเสียหาย	D		
K. Harries และ J. Aidoo (2005)	ACS	9.15	-	CFRP	หนึ่งชั้น / 1.4	2.8	155	47	2069	-	P _u	-	-	-	ไม่มีความเสียหาย	D		
	ACF	9.15	-	CFRP	หนึ่งชั้น / 1.4	2.8	155	47	2069	1.2	DL - AASHTO 2004	2,000,000	-	-	ไม่มีความเสียหาย	-		
	QCS	4.75	-	CFRP	หนึ่งชั้น / 1.4	2.8	155	47	2069	-	P _u	-	-	-	ไม่มีความเสียหาย	D		
	QCH	4.75	-	CFRP	หนึ่งชั้น / 1.4	2.8	155	47	2069	1.2	221 MPa (F _y Reinforcement)	600,000	-	-	ไม่มีความเสียหาย	S → D		
	QCL	4.75	-	CFRP	หนึ่งชั้น / 1.4	2.8	155	47	2069	1.2	156 MPa (F _y Reinforcement)	2,000,000	-	-	ไม่มีความเสียหาย	S → D		

ตารางที่ 4 (ต่อ)

เอกสารอ้างอิง	รายละเอียดคานตัวอย่างทดสอบ			รายละเอียดการเสริมกำลัง FRP				รายละเอียดของวัสดุเชื่อมประสาน			การทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระแบบซ้ำ (Fatigue Test)		การทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบสถิต (Monotonic Test)		ความเสียหายเนื่องจากความล้า (%)	รูปแบบการวิบัติ (Mode of Failure)
	ตัวอย่างทดสอบ	ความยาว (ม.)	ความเสียหายเบื้องต้นหรือ การป้องกันการวิบัติแบบแรงเฉือน	รูปแบบ	จำนวนชั้น / ความหนา (mm)	f_{fu} (GPa)	E_f (GPa)	f_a (MPa)	E_a (MPa)	ความถี่ (Hz)	ช่วงของน้ำหนักสูงสุด	จำนวนรอบทดสอบ	อัตราการให้น้ำหนักบรรทุก (kN/s)	น้ำหนักบรรทุกสูงสุด (kN)		
Gheorghiu et al. (2004)	S0	1.10	-	-	-	-	-	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	25.7	ไม่มีความเสียหาย	D
	C1	1.10	-	CFRP (Sika)	หนึ่งชั้น / 1.20	2.4	155	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	64.2	ไม่มีความเสียหาย	D
	C2	1.10	-	CFRP (Sika)	หนึ่งชั้น / 1.20	2.4	155	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	60.1	ไม่มีความเสียหาย	D
	CW	1.10	13 รอบเปียกสลับแห้ง (น้ำ)	CFRP (Sika)	หนึ่งชั้น / 1.20	2.4	155	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	63.2	ไม่มีความเสียหาย	D
	CW-S	1.10	13 รอบเปียกสลับแห้ง (น้ำเกลือ 4%)	CFRP (Sika)	หนึ่งชั้น / 1.20	2.4	155	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	69.2	ไม่มีความเสียหาย	D
	CI	1.10	แช่ในน้ำ 160 วัน	CFRP (Sika)	หนึ่งชั้น / 1.20	2.4	155	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	67.4	ไม่มีความเสียหาย	D
	CI-s	1.10	แช่ในน้ำเกลือ 160 วัน (น้ำเกลือ 4%)	CFRP (Sika)	หนึ่งชั้น / 1.20	2.4	155	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	67.4	ไม่มีความเสียหาย	D
	R1	1.10	-	CFRP (Mitsu)	หนึ่งชั้น / 0.11	3.4	230	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	37.5	ไม่มีความเสียหาย	D
	R2	1.10	-	CFRP (Mitsu)	หนึ่งชั้น / 0.11	3.4	230	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	55.7	ไม่มีความเสียหาย	D
	RW	1.10	13 รอบเปียกสลับแห้ง (น้ำ)	CFRP (Mitsu)	หนึ่งชั้น / 0.11	3.4	230	-	-	2-0.05	15%P _y -35%P _y	400,000	0.1	59.9	ไม่มีความเสียหาย	D

ตารางที่ 4 (ต่อ)

เอกสารอ้างอิง	รายละเอียดคานตัวอย่างทดสอบ			รายละเอียดการเสริมกำลัง FRP				รายละเอียดของวัสดุเชื่อมประสาน			การทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระแบบซ้ำ (Fatigue Test)			การทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกแบบสถิต (Monotonic Test)		รูปแบบการวิบัติ (Mode of Failure)
	ตัวอย่างทดสอบ	ความยาว (ม.)	ความเสียหายเบื้องต้นหรือการป้องกันการวิบัติแบบแรงเฉือน	จำนวนชั้น / ความหนา (mm)	f_{fu} (GPa)	E_f (GPa)	f_a (MPa)	E_a (MPa)	ความถี่ (Hz)	ช่วงของน้ำหนักสูงสุด	จำนวนรอบทดสอบ	อัตราการให้น้ำหนักบรรทุก	น้ำหนักบรรทุกสูงสุด (kN)	ความเสียหายเนื่องจากความล้า (%)		
RW-S	1.10	13 ขอบเบี่ยงกลับแห้ง (น้ำหนักล้า 4%)	CFRP (Mitsu)	หนึ่งชั้น / 0.11	3.4	230	-	-	2-0.05	15%P _y , -35%P _y	400,000	0.1	53.1	ไม่มีความเสียหาย	D	
RI	1.10	แช่น้ำ 160 วัน	CFRP (Mitsu)	หนึ่งชั้น / 0.11	3.4	230	-	-	2-0.05	15%P _y , -35%P _y	400,000	0.1	55.7	ไม่มีความเสียหาย	D	
RI-S	1.10	แช่น้ำน้ำหนักล้า 160 วัน (น้ำหนักล้า 4%)	CFRP (Mitsu)	หนึ่งชั้น / 0.11	3.4	230	-	-	2-0.05	15%P _y , -35%P _y	400,000	0.1	55.0	ไม่มีความเสียหาย	D	

หมายเหตุ

F : การวิบัติระหว่างการทดสอบแบบกระทำซ้ำ

S : รูปแบบการวิบัติแบบการขาดของเหล็กเสริมเนื่องจากความล้า (Steel Fracture)

R : รูปแบบการวิบัติแบบการขาดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเนื่องจากความล้า (FRP Rupture)

D : รูปแบบการวิบัติแบบการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย (Debonding Failure of FRP)

I : รูปแบบการวิบัติแบบการสูญเสียการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตกับวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

C : รูปแบบการวิบัติแบบการหลุดล่อนของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเนื่องจากรอยแตกร้าวของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม (Concrete Clear Cover Peel Off)

ตารางที่ 5 ผลการทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำจนตัวอย่างทดสอบวิบัติ

เอกสารอ้างอิง	รายละเอียดคานตัวอย่างทดสอบ		รายละเอียดการเสริมกำลัง FRP				รายละเอียดของวัสดุเชื่อมประสาน				การทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำ (Fatigue Test)		รูปแบบการวิบัติ (Mode of Failure)
	ตัวอย่างทดสอบ	ความยาว (ม.)	ความเสียหายเบื้องต้น	รูปแบบ	จำนวนชั้น / ความหนา (mm.)	f_{fu} (GPa)	E_f (GPa)	f_a (MPa)	E_a (MPa)	ความถี่ (Hz)	ช่วงของน้ำหนักสูงสุด	จำนวนรอบทดสอบ	
			หรือ การป้องกันการวิบัติแบบแรงเฉือน										
Khaled A. Soudki at el. (2007)	F-C-72	1.8	-	-	-	-	-	-	-	1.5 - 3	72 % P_u	120,800	S
	F-C-57	1.8	-	-	-	-	-	-	-	1.5 - 3	57 % P_u	311,748	S
	F-C-47	1.8	-	-	-	-	-	-	-	1.5 - 3	47 % P_u	681,089	S
	F-CD-72	1.8	สนิม (5%)	-	-	-	-	-	-	1.5 - 3	72 % P_u	73,744	S
	F-CD-57	1.8	สนิม (5%)	-	-	-	-	-	-	1.5 - 3	57 % P_u	198,669	S
	F-CD-47	1.8	สนิม (5%)	-	-	-	-	-	-	1.5 - 3	47 % P_u	399,448	S
	F-CR-72	1.8	สนิม (5%) / U Wrap	CFRP (SIKAWRAP 103C)	หนึ่งชั้น / 1.016	0.717	65.087	-	-	1.5 - 3	72 % P_u	114,604	S → R
	F-CR-57	1.8	สนิม (5%) / U Wrap	CFRP (SIKAWRAP 103C)	หนึ่งชั้น / 1.016	0.717	65.087	-	-	1.5 - 3	57 % P_u	386,648	S → R
	F-CR-47	1.8	สนิม (5%) / U Wrap	CFRP (SIKAWRAP 103C)	หนึ่งชั้น / 1.016	0.717	65.087	-	-	1.5 - 3	47 % P_u	827,956	S → R

ตารางที่ 5 (ต่อ)

เอกสารอ้างอิง	รายละเอียดคานตัวอย่างทดสอบ		รายละเอียดการเสริมกำลัง FRP				รายละเอียดของวัสดุเชื่อมประสาน		การทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำ (Fatigue Test)			รูปแบบการวิบัติ (Mode of Failure)	
	ตัวอย่างทดสอบ	ความยาว (ม.)	ความเสียหายเบื้องต้น หรือ การป้องกันการวิบัติแบบแรงเฉือน	รูปแบบ	จำนวนชั้น / ความหนา (mm.)	f_{fu} (GPa)	E_f (GPa)	f_a (MPa)	E_a (MPa)	ความถี่ (Hz)	ช่วงของน้ำหนักสูงสุด		จำนวนรอบทดสอบ
A	0.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	183,674	S
A-1-4-80	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	หนึ่งชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	80% F_y	131,619	C
A-1-4-70	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	หนึ่งชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	70% F_y	287,594	S → D
A-1-4-60	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	หนึ่งชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	60% F_y	778,734	S → C
B-1-2-80	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	หนึ่งชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	80% F_y	290,307	S → D
B-1-2-70	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	หนึ่งชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	70% F_y	336,873	S → D
B-1-2-60	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	หนึ่งชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	60% F_y	>4,000,000	Not Failure
B-2-2-70	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	สองชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	70% F_y	150,000	C
B-2-2-60	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	สองชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	60% F_y	>2,000,000	Not Failure
C-1-2-80S	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	หนึ่งชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	80% F_y	326,775	S → D
C-1-2-70S	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	หนึ่งชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	70% F_y	440,193	S → D
C-1-2-60S	0.9	-	-	CFRP (MBrace C-130)	หนึ่งชั้น / 0.17	3.8	260	-	-	4	60% F_y	>4,000,000	Not Failure

ตารางที่ 5 (ต่อ)

เอกสารอ้างอิง	รายละเอียดตามตัวอย่างทดสอบ			รายละเอียดการเสริมกำลัง FRP				รายละเอียดของวัสดุเชื่อมประสาน		การทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำ (Fatigue Test)			รูปแบบการวิบัติ (Mode of Failure)
	ตัวอย่างทดสอบ	ความยาว (ม.)	ความเสียหายเบื้องต้น หรือ การป้องกันการวิบัติแบบแรงเฉือน	รูปแบบ	จำนวนชั้น / ความหนา (mm.)	f_{fu} (GPa)	E_f (GPa)	f_a (MPa)	E_a (MPa)	ความถี่ (Hz)	ช่วงของน้ำหนักสูงสุด	จำนวนรอบทดสอบ	
Masoud et al. (2005)	11-RI	3.00	สนิม(ไฟฟ้า) / U GFRP Wrap	-	-	-	-	-	-	1.7	95% F_y	118,000	S
	12-RI	3.00	สนิม(ไฟฟ้า) / U GFRP Wrap	-	-	-	-	-	-	1.7	95% F_y	94,800	S
	13-RI	3.00	สนิม(ไฟฟ้า) / U GFRP Wrap	-	-	-	-	-	-	1.7	95% F_y	101,000	S
	11-RII	3.00	สนิม(ไฟฟ้า) / U GFRP Wrap	CFRP	หนึ่งชั้น / 1.00	0.96	73.10	-	-	1.7	80% F_y	232,000	S → R
	12-RII	3.00	สนิม(ไฟฟ้า) / U GFRP Wrap	CFRP	หนึ่งชั้น / 1.00	0.96	73.10	-	-	1.7	80% F_y	209,000	S → R
	13-RII	3.00	สนิม(ไฟฟ้า) / U GFRP Wrap	CFRP	หนึ่งชั้น / 1.00	0.96	73.10	-	-	1.7	80% F_y	216,000	S → R
P.J. Hefferman และ M.A.Erki (2004)	CFa-L	3	-	CFRP	หนึ่งชั้น	-	233	-	-	3	60% F_y	4,890,000	S → D
	CFb-L	3	-	CFRP	หนึ่งชั้น	-	233	-	-	3	60% F_y	6,440,000	S → D
	CFa-M	3	-	CFRP	หนึ่งชั้น	-	233	-	-	3	70% F_y	900,000	S → D

หมายเหตุ

F : การวิบัติระหว่างการทดสอบแบบกระทำซ้ำ

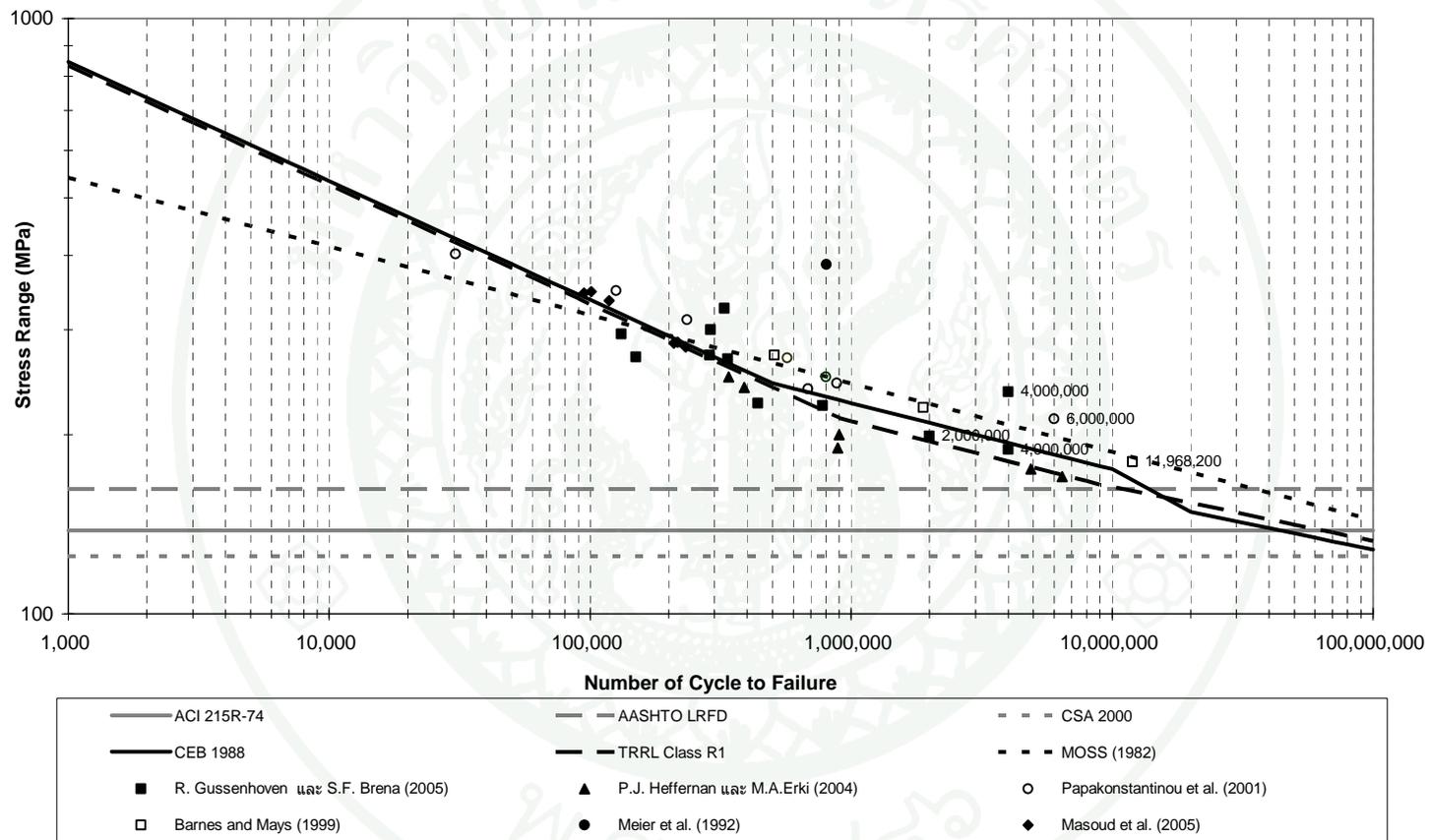
S : รูปแบบการวิบัติแบบการขาดของเหล็กเสริมเนื่องจากความล้า (Steel Fracture)

R : รูปแบบการวิบัติแบบการขาดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเนื่องจากความล้า (FRP Rupture)

D : รูปแบบการวิบัติแบบการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย (Debonding Failure of FRP)

I : รูปแบบการวิบัติแบบการสูญเสียการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตกับวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

C : รูปแบบการวิบัติแบบการหลุดหล่อนของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเนื่องจากรอยแตกร้าวของคอนกรีตหุ้มเหล็กเสริม (Concrete Clear Cover Peel Off)



ภาพที่ 5 แบบจำลอง S-N Curves จากผลการทดสอบและมาตรฐาน

อุปกรณ์และวิธีการ

อุปกรณ์

- 1) ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กจำนวน 14 ตัวอย่าง
- 2) อุปกรณ์จำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงระบบน้ำขึ้นน้ำลง
- 3) เครื่องทดสอบด้วยวิธีครึ่งเซลล์ (Corrosion Analysing Instrument Proceq Testing)
- 4) เครื่องทดสอบแบบแรงสถิตขนาด 250 ตัน (UTM-HYD Instron)
- 5) เครื่องทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำขนาด 15 kN (Instron)
- 6) อุปกรณ์วัดความเครียดประเภท FLA-5-11-1L และ PL-90-11-1L (Strain Gauges)
- 7) อุปกรณ์วัดการเคลื่อนตัว (TML Displacement Transducer)
- 8) เครื่องบันทึกผลการทดสอบ Digital Dynamic Strain Meter (TSK รุ่น SDA-810C และ KYOWA รุ่น PCD-300A)
- 9) เครื่องวัดอุณหภูมิพื้นผิวด้วยแสงอินฟราเรด (Infrared Thermography) และอุปกรณ์ให้ความร้อน
- 10) กล้องจุลทรรศน์ดิจิทัลแบบพกพา (Dino-Lite Digital Microscope)
- 11) เครื่องคอมพิวเตอร์

วิธีการ

การดำเนินงานวิจัยเพื่อศึกษาพฤติกรรมความล้าของสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกโดยคาร์บอนไฟเบอร์สามารถแบ่งขั้นตอนการศึกษาออกเป็น 9 ส่วนหลัก ๆ ดังต่อไปนี้

- 1) ศึกษาบททวนงานวิจัยที่ผ่านมาและการออกแบบตัวอย่างทดสอบ
- 2) การสร้างตัวอย่างสำหรับทดสอบในห้องปฏิบัติการ
- 3) การจำลองสภาวะแวดล้อมในห้องปฏิบัติการ
- 4) การทดสอบโอกาสของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วยวิธีครึ่งเซลล์ (Half-Cell Instrument)
- 5) การทดสอบตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Monotonically)
- 6) การทดสอบตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ (Fatigue Test)
- 7) การตรวจสอบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากแรงกระทำซ้ำ
- 8) การวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ
- 9) การวิเคราะห์และประเมินค่าความเครียด สำหรับการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
- 10) การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีทาง Finite Element Method

1. ศึกษาทบทวนงานวิจัยที่ผ่านมาและการออกแบบตัวอย่างทดสอบ

การศึกษาทบทวนงานวิจัยที่ผ่านมา มีจุดประสงค์เพื่อรวบรวมผลงานวิจัยที่เกี่ยวกับการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ความคงทนของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้างและความชื้น พฤติกรรมความล้าของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ รวมทั้งศึกษาหลักการวิเคราะห์และออกแบบคานสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

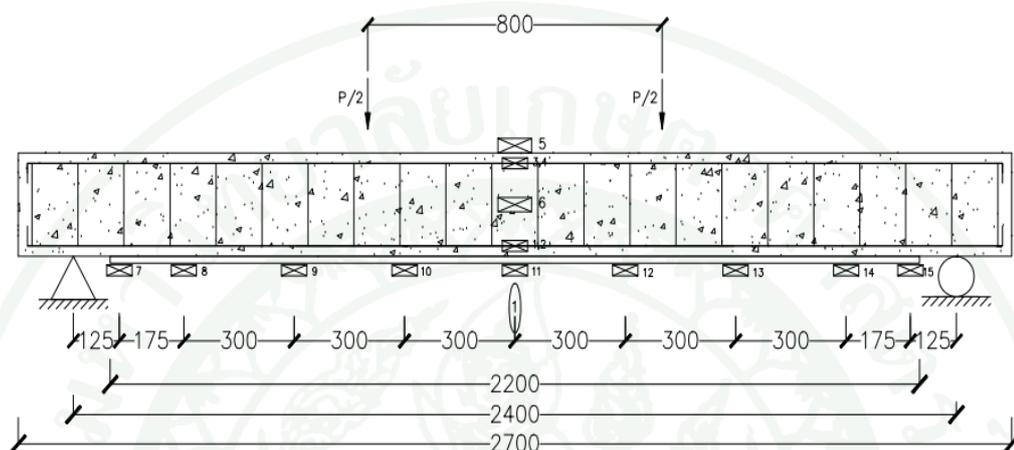
2. การสร้างตัวอย่างสำหรับทดสอบในห้องปฏิบัติการ

ตัวอย่างทดสอบที่ใช้ในการวิจัยฉบับนี้แบ่งออกเป็น 2 ประเภทคือ ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังรับแรงดัดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เพื่อศึกษาถึงพฤติกรรมความล้าภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้างและความชื้น และตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสานเพื่อศึกษาถึงการเสื่อมสภาพของวัสดุเชื่อมประสานเนื่องจากสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเนื่องจากความชื้น

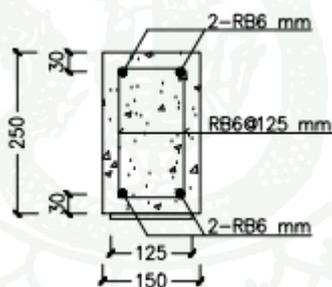
2.1 ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังรับแรงดัดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 150 x 250 x 2,400 มม. คอนกรีตมีกำลังอัดประลัยที่ 28 วันของตัวอย่างทดสอบรูปทรงกระบอกมาตรฐาน 30 MPa เสริมเหล็กเส้นกลมขนาด 6 มม. รับแรงดึงจำนวน 2 เส้นและรับแรงอัดจำนวน 2 เส้น มีกำลังแรงดึงที่จุดคราก 240 MPa และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น 200 GPa เสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ตามมาตรฐานของประเทศสหรัฐอเมริกา ACI 440.2R (2002) โดยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีความหนา 0.165 มม. กว้าง 125 มม. มีกำลังรับแรงดึง 3,482 MPa และค่าโมดูลัสยืดหยุ่น 235 GPa ติดตั้ง Strain Gauges ประเภท FLA-5-11-1L ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของเหล็กเสริมทั้ง 4 ตำแหน่งก่อนการหล่อตัวอย่าง ติดตั้ง Strain Gauges ประเภท PL-90-11-1L ที่ผิวบนและด้านข้างของคอนกรีตอย่างละ 1 ตำแหน่ง ติดตั้ง Strain Gauges ประเภท FLA-5-11-1L ที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ 9 ตำแหน่ง รวมทั้งหมด 15 Strain Gauges สำหรับหนึ่งตัวอย่างทดสอบพร้อมทั้งติดตั้ง TML

Displacement Transducer (SDP-50C) สำหรับวัดการโก่งตัวที่ตำแหน่งกึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ และศึกษาพฤติกรรมการรับน้ำหนักของตัวอย่างขณะทำการทดสอบ สำหรับอุปกรณ์และรายละเอียดการเตรียมตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในภาพที่ 6 7 และ 8



ก) รูปตามยาวของตัวอย่างทดสอบ



ข) รูปตัดของตัวอย่างทดสอบ

ภาพที่ 6 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์



ภาพที่ 7 อุปกรณ์ Strain Gauges ประเภท FLA-5-11-1L สำหรับติดเหล็กเสริมและประเภท PL-90-11-1L สำหรับติดคอนกรีต

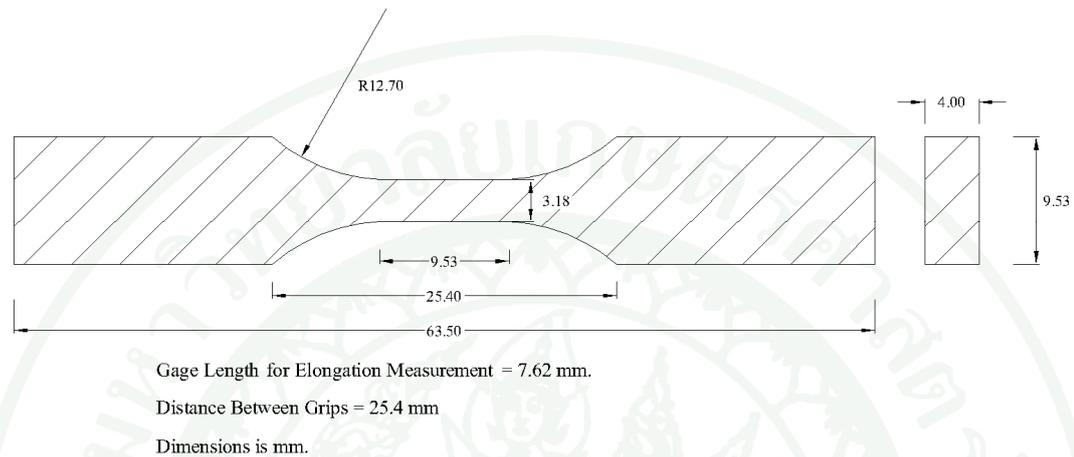


ภาพที่ 8 อุปกรณ์ TML Displacement Transducer (SDP-50C) และสายเคเบิล

2.2 ตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน (Epoxy Specimen)

สำหรับตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน เพื่อทดสอบหากำลังรับแรงดึงตามมาตรฐาน ASTM D 638-03 ประเภทที่ 5 โดยการผสมวัสดุเชื่อมประสานตามอัตราส่วน 3:1 (Part A และ Part B) ที่อุณหภูมิห้อง โดยมีช่วงเวลาที่เรซินที่ผสมแล้วยังคงมีความหนืด (Viscosity) ต่ำเพียงพอที่จะใช้งาน (Pot Life) 15 นาที ตามคำแนะนำของคู่มือการใช้และเป็นอัตราส่วนเดียวกับวัสดุ

เชื่อมประสานที่ใช้ในการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เพื่อ
 จำลองในส่วนดังกล่าว ภาพที่ 9 แสดงรายละเอียดของตัวอย่างทดสอบเชื่อมประสาน

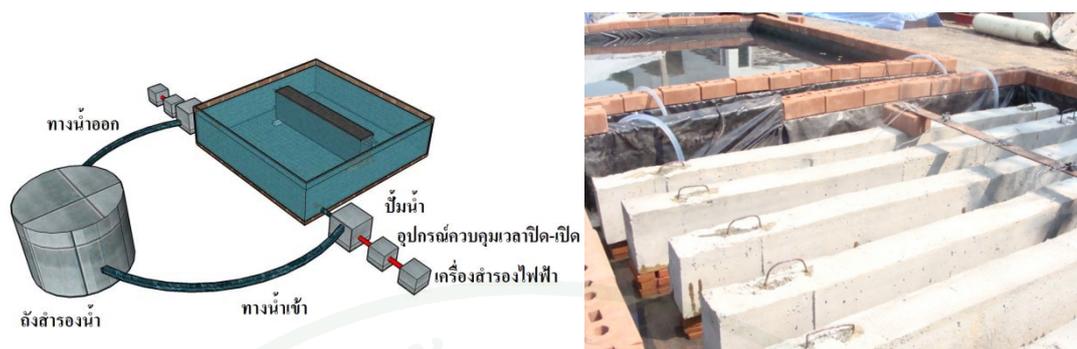


ภาพที่ 9 รายละเอียดตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน

3. การจำลองสภาวะแวดล้อมในห้องปฏิบัติการ

การจำลองสภาวะแวดล้อมในห้องปฏิบัติการแบ่งออกเป็น 2 ประเภทดังต่อไปนี้

3.1 การจำลองสภาวะแวดล้อมในห้องปฏิบัติการสำหรับตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ แบ่งออกเป็น สภาวะแวดล้อมควบคุม (อุณหภูมิห้อง) และสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงโดยแช่ตัวอย่างทดสอบในน้ำเกลือ (NaCl) ความเข้มข้นร้อยละ 5 และจำลองสภาวะแวดล้อมน้ำขึ้นน้ำลง โดยใน 1 รอบของการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง ประกอบไปด้วยรอบของสภาวะเปียก 12 ชั่วโมงและแห้ง 12 ชั่วโมง การจำลองสภาวะแวดล้อมในห้องปฏิบัติการมีอุณหภูมิต่ำสุด 26 °C และสูงสุด 36 °C ภาพที่ 10 แสดงลักษณะการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงของตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์



ภาพที่ 10 การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงสำหรับตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงคดด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

3.2 การจำลองสภาวะแวดล้อมในห้องปฏิบัติการสำหรับตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน แบ่งออกเป็นสภาวะแวดล้อมควบคุม (อุณหภูมิห้อง) สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงโดยแช่ตัวอย่างทดสอบในน้ำและจำลองสภาวะแวดล้อมน้ำขึ้นน้ำลง โดยมีรอบของสภาวะเปียก 12 ชั่วโมงและแห้ง 12 ชั่วโมง และสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงโดยแช่ตัวอย่างทดสอบในน้ำเกลือ (NaCl) ความเข้มข้นร้อยละ 5 และจำลองสภาวะแวดล้อมน้ำขึ้นน้ำลง โดยใน 1 รอบของการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง ประกอบไปด้วยรอบของสภาวะเปียก 12 ชั่วโมงและแห้ง 12 ชั่วโมง การจำลองสภาวะแวดล้อมในห้องปฏิบัติการมีอุณหภูมิต่ำสุด 26°C และสูงสุด 36°C ภาพที่ 11 แสดงการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงสำหรับตัวอย่างวัสดุเชื่อมประสาน



ภาพที่ 11 การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงสำหรับตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน

4. การทดสอบโอกาสของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วยวิธีครึ่งเซลล์ (Half-Cell Potential Measurement)

การทดสอบโอกาสของการเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วยวิธีครึ่งเซลล์ วิธีการทดสอบด้วยวิธีดังกล่าวอาศัยหลักการทางเคมีไฟฟ้าวัดค่าความต่างศักย์ทางไฟฟ้าที่เกิดขึ้นเนื่องจากการไหลของอิเล็กตรอนระหว่างโลหะต่างชนิดกัน แล้วทำการวิเคราะห์เปรียบเทียบกับค่ามาตรฐานซึ่งจะกำหนดขอบเขตความเสี่ยงหรือความน่าจะเป็นของการเกิดสนิม ณ บริเวณดังกล่าว ดังนั้น การทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมสามารถประเมินได้จากค่าความต่างศักย์ทางไฟฟ้าระหว่างจุด 2 จุดบนตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริม หากพบการเกิดสนิมของเหล็กเสริมกำลังดำเนินการอยู่ (Active Corrosion) ค่าความต่างศักย์ที่วัดได้จะมีค่าเป็นลบ และยังมีค่าความต่างศักย์เป็นลบมากก็แสดงว่าเหล็กเสริมน่าจะเกิดสนิมขึ้นมา ดังแสดงในตารางที่ 6 สำหรับการทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมในงานวิจัยฉบับนี้ อาศัยการตรวจวัดด้วยเครื่องมือแบบ CSE Type (Copper/Copper Sulfate) ตามมาตรฐาน ASTM C 876 โดยใช้ด้านที่ต่อกับเหล็กเสริมเป็นขั้วบวก (Anode) และใช้ด้านผิวคอนกรีตเป็นขั้วลบ (Cathode) โดยต่อกับผิวคอนกรีตและปล่อยกระแสไฟฟ้าความต่างศักย์ประมาณ 0.5V หรือ มากกว่าเข้าไป ทำให้เกิดปฏิกิริยาอานอดและคาโทดซึ่งช่วยให้สามารถวัดและประมาณค่าการเกิดสนิมของเหล็กเสริมได้ ภาพที่ 12 และภาพที่ 13 แสดงอุปกรณ์เครื่องทดสอบด้วยวิธีครึ่งเซลล์ และการทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมด้วยการตรวจสอบโดยวิธีครึ่งเซลล์



ภาพที่ 12 อุปกรณ์เครื่องทดสอบด้วยวิธีครึ่งเซลล์ (Canin Proceq Testing Instrument)



ภาพที่ 13 การทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมด้วยการตรวจสอบโดยวิธีครึ่งเซลล์ (Half-Cell Potential Measurement)

สำหรับการทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมด้วยการตรวจสอบโดยวิธีครึ่งเซลล์ มีลำดับขั้นตอนและวิธีการในการทดสอบดังต่อไปนี้

4.1 ทำการแบ่งตำแหน่งตัวอย่างทดสอบโดยการตีเส้นแบบกริด ตามตำแหน่งของเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอกดังแสดงด้วยเครื่องหมายสีแดงและสีดำในภาพที่ 14 เพื่อนำค่าความต่างศักย์ที่วัดได้จากเครื่องทดสอบด้วยวิธีครึ่งเซลล์มาสร้างแสดงเส้นชั้นค่าความต่างศักย์ (Potential Gradient) หรือที่เรียก Corrosion Mapping ซึ่งจะหมายถึงขอบเขตพื้นที่ความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมเกิดการผุกร่อนเป็นสนิม

4.2 เตรียมผิวของคอนกรีตให้มีความชื้นเพียงพอ เพื่อสามารถวัดค่าความต่างศักย์ที่ผิวของคอนกรีตได้ โดยการแช่ตัวอย่างทดสอบเป็นเวลา 12 ชั่วโมง

4.3 เตรียมสารละลายคอปเปอร์ซัลเฟตอิ่มตัว (CuSO_4) โดยใช้อัตราส่วนคอปเปอร์ซัลเฟต 39.2 กรัมต่อน้ำกลั่น 100 มม.

4.4 เตรียมเหล็กเสริมโดยการขัดเหล็กเสริมด้วยแปรงลวดทองเหลือง และต่อเหล็กเสริมเข้ากับขั้วบวกของอุปกรณ์เครื่องทดสอบด้วยวิธีครึ่งเซลล์

4.5 ทำการทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมด้วยอุปกรณ์เครื่องทดสอบด้วยวิธีครึ่งเซลล์ ตามตำแหน่งกริดที่ได้เตรียมไว้ โดยค่าที่อ่านได้ต้องมีความแปรปรวนไม่เกิน 0.02 โวลต์

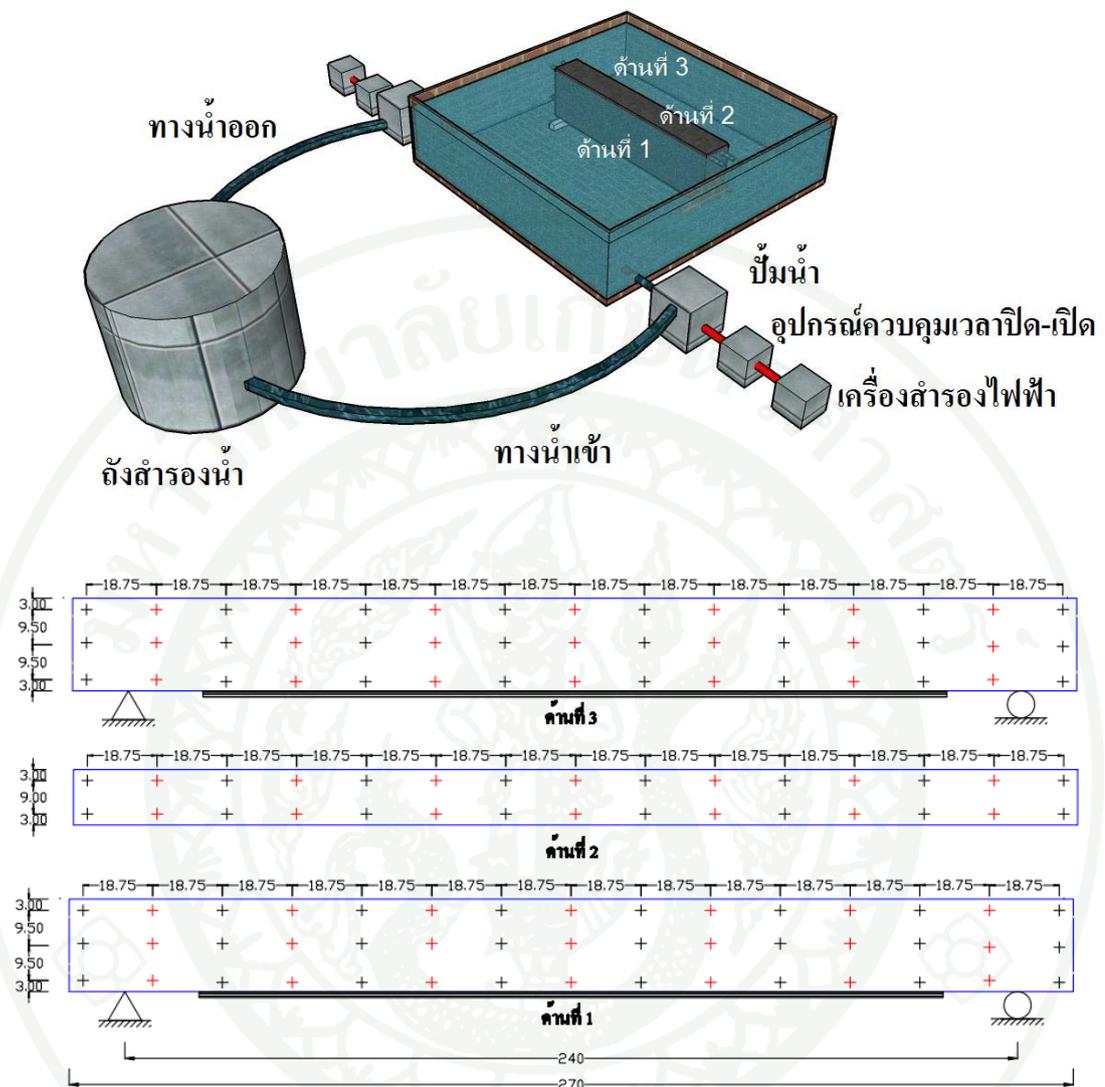
4.6 ประเมินค่าความต่างศักย์เป็นค่าความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิม ตามมาตรฐาน ASTM C 876 ดังแสดงในตารางที่ 6 และสร้างเส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์เพื่อทราบถึงขอบเขตพื้นที่ความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมเกิดการผุกร่อนเป็นสนิม

ตารางที่ 6 เกณฑ์การประเมินความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมตามมาตรฐาน ASTM C 876

ค่าความต่างศักย์	ความน่าจะเป็นของสภาวะการเกิดสนิม
น้อยกว่า -0.20 V	มากกว่าร้อยละ 90 ที่เหล็กเสริมไม่เกิดสนิม
มากกว่า -0.20 V แต่น้อยกว่า -0.35 V	มีความเสี่ยงที่จะเกิดสนิม
มากกว่า -0.35 V	มากกว่าร้อยละ 90 ที่เหล็กเสริมเกิดสนิม

ที่มา: ASTM C876-91 (Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete)

อย่างไรก็ตามการทดสอบด้วยวิธีนี้ไม่สามารถบอกอัตราการผุกร่อนหรือพื้นที่หน้าตัดที่เหลื่ออยู่ของเหล็กเสริม เป็นเพียงการตรวจสอบถึงแนวโน้มหรือความน่าจะเป็นของการผุกร่อนของเหล็กเสริมเท่านั้น นอกจากนี้ยังไม่สามารถตรวจสอบการผุกร่อนของลวดอัดแรง (Post Tension) และในกรณีที่เหล็กเสริมไม่ต่อเนื่องกัน



ภาพที่ 14 ตำแหน่งในการทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมด้วยเครื่อง Half-Cell v Instrumentation

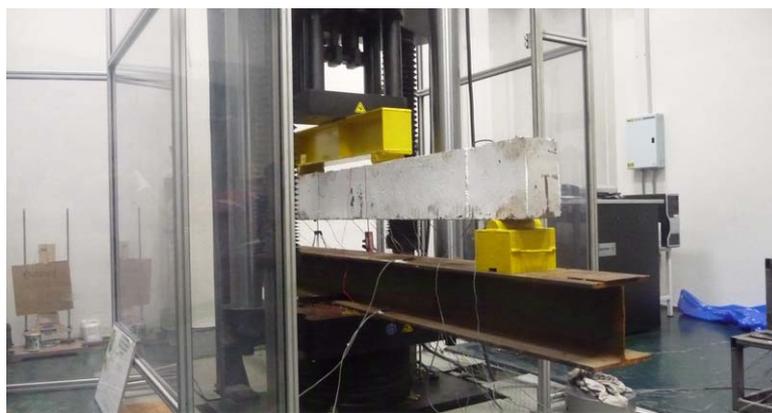
5. การทดสอบตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต (Monotonic)

5.1 การทดสอบกำลังรับน้ำหนักของตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงค้ำด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในห้องปฏิบัติการ ประกอบด้วยตัวอย่างทดสอบควบคุมจำนวน 2 ตัวอย่าง (CM-1 และ CM-2) และตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 วันหรือจำนวนรอบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ

จำนวน 1 ตัวอย่าง (DM3) 240 วันหรือจำนวนรอบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ จำนวน 1 ตัวอย่าง (DM8) และ 360 วันหรือจำนวนรอบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบ จำนวน 2 ตัวอย่าง (DM12-1 และ DM12-2) โดยมีรายละเอียดของการเตรียมตัวอย่างทดสอบก่อนทำการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 7 ทำการทดสอบโครงสร้างแบบทำลายภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสองจุด (Four-Point Bending) ด้วยเครื่อง UTM-HYD (Instron) ขนาด 250 ตัน มีอัตราการทดสอบ 2.0 มม./นาที และทำการบันทึกผลระหว่างการทดสอบทุก ๆ 1 วินาทีด้วย Digital Dynamic Strain Meter (TSK รุ่น SDA-810C และ KYOWA รุ่น PCD-300A) ภาพที่ 15 แสดงรายละเอียดการทดสอบตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในห้องปฏิบัติการภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสองจุด

ตารางที่ 7 รายละเอียดการเตรียมตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ก่อนทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

ประเภทของ ตัวอย่างทดสอบ	จำนวนรอบการจำลอง สภาวะแวดล้อมน้ำขึ้นน้ำลง	จำนวน ตัวอย่าง	ชื่อตัวอย่างทดสอบ
ตัวอย่างทดสอบควบคุม	-	2	CM-1, CM-2
ตัวอย่างทดสอบภายใต้ การจำลองสภาวะแวดล้อม	90	1	DM3
	240	1	DM8
ที่รุนแรงในน้ำเกลือ	360	2	DM12-1, DM12-2



ภาพที่ 15 การทดสอบตัวอย่างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในห้องปฏิบัติการภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสองจุด

5.2 การทดสอบหาค่ารับแรงดึงของตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน (Epoxy Specimen) ในห้องปฏิบัติการ ประกอบด้วยตัวอย่างทดสอบควบคุม ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงในน้ำและน้ำเกลือ โดยมีรายละเอียดของการเตรียมตัวอย่างทดสอบก่อนทำการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 8 ทำการทดสอบโครงสร้างแบบทำลาจดังแสดงในภาพที่ 16 ตามมาตรฐาน ASTM D 638-03 ภายใต้แรงกระทำแบบสถิตด้วยอัตราการทดสอบ 1 มม./นาที

ตารางที่ 8 รายละเอียดการเตรียมตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสานก่อนทำการทดสอบ

ประเภทของตัวอย่าง	จำนวนรอบการจำลอง	จำนวน	ชื่อตัวอย่างทดสอบ
ทดสอบวัสดุเชื่อม ประสาน	สภาวะแวดล้อมน้ำขึ้นน้ำลง	ตัวอย่าง	
ตัวอย่างทดสอบควบคุม	-	3	EC-1,EC-2,EC-3
ตัวอย่างทดสอบภายใต้	90	3	ES3-1,ES3-2,ES3-3
การจำลองสภาวะ	150	3	ES5-1,ES5-2,ES5-3
แวดล้อมที่รุนแรงในน้ำ	240	3	ES8-1,ES8-2,ES8-3
	360	3	ES12-1,ES12-2,ES12-3
ตัวอย่างทดสอบภายใต้	90	3	EW3-1,EW3-2,EW3-3
การจำลองสภาวะ	150	3	EW5-1,EW5-2,EW5-3
แวดล้อม	240	3	EW8-1,EW8-2,EW8-3
ที่รุนแรงในน้ำเกลือ	360	3	EW12-1,EW12-
ความเข้มข้นร้อยละ 5			2,EW12-3



ภาพที่ 16 การทดสอบตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสานในห้องปฏิบัติการ

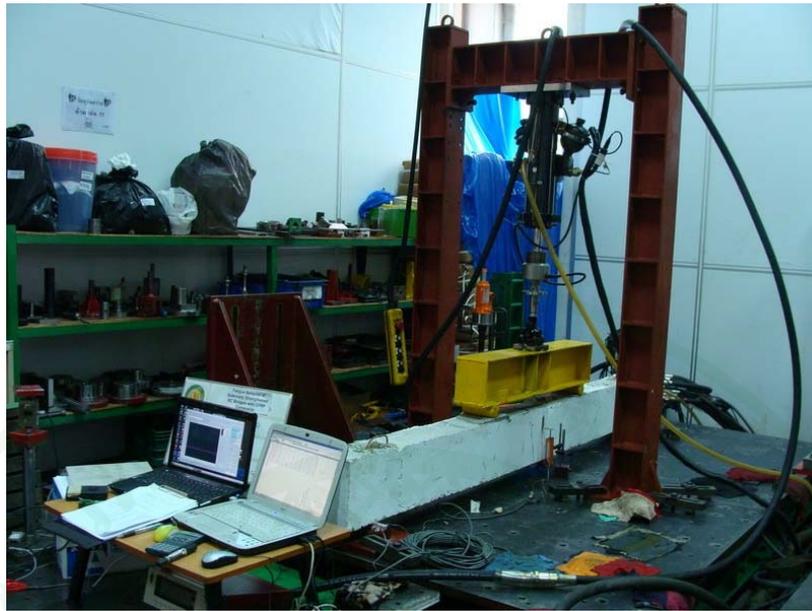
6. การทดสอบตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ (Fatigue Test)

การทดสอบแบบแรงกระทำซ้ำภายใต้แรงกระทำสองจุด (Four-Point Bending Fatigue Test) ประกอบด้วยตัวอย่างทดสอบควบคุมจำนวน 2 ตัวอย่าง (CF-1 และ CF-2) และตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 วัน หรือจำนวนรอบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบจำนวน 3 ตัวอย่าง (DF3-1 DF3-2 และ DF3-3) ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 วัน หรือจำนวนรอบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ จำนวน 3 ตัวอย่าง (DF8-1 DF8-2 และ DF8-3) โดยมีรายละเอียดของการเตรียมตัวอย่างทดสอบก่อนทำการทดสอบดังแสดงในตารางที่ 9 ก่อนการทดสอบโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ ทุกตัวอย่างทดสอบมีการให้น้ำหนักบรรทุกเริ่มต้นจนความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าเท่ากับ ร้อยละ 70 ของความเครียดที่จุดคราก หรือมีค่าประมาณ 20.05 – 24.29 kN เพื่อให้โครงสร้างคอนกรีตเกิดรอยแตกริ้วเริ่มต้น ทำการทดสอบโครงสร้างภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ จำนวน 200,000 รอบ ที่ความถี่ 5 Hz โดยมีน้ำหนักบรรทุกสูงสุด 15 kN หรือคิดเป็นร้อยละ 79.31 ของ P_y และน้ำหนักบรรทุกต่ำสุด 3.75 kN หรือคิดเป็นร้อยละ 19.83 ของ P_y ด้วยเครื่อง Instron ขนาด 15 kN ดังแสดงในภาพที่ 17 ในระหว่างการทดสอบบันทึกผลการทดสอบด้วยเครื่อง Digital Dynamic Strain Meter (TSK รุ่น SDA-810C และ KYOWA รุ่น PCD-300A) ทุก ๆ 200 รอบ จนถึงรอบที่ 1,000 ภายหลังจากรอบการทดสอบที่ 1,000 บันทึกผลการทดสอบทุก ๆ 10,000 รอบจนถึงรอบการทดสอบที่ 50,000 และทุก ๆ 50,000 รอบจนครบ 200,000 รอบ โดยมีอัตราการบันทึกผล

การทดสอบ 50 Hz (Sample Rate) การทดสอบทั้งหมดใช้เวลาประมาณ 2 วันต่อ 1 ตัวอย่างทดสอบ หลังจากทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำครบ 200,000 รอบ จึงทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสองจุด (Four-Point Bending) ด้วยเครื่อง UTM-HYD (Instron) ขนาด 250 ตัน มีอัตราการทดสอบ 2.0 มม./นาที และทำการบันทึกผลระหว่างการทดสอบทุก ๆ 1 วินาที ด้วยเครื่อง Digital Dynamic Strain Meter (TSK รุ่น SDA-810C และ KYOWA รุ่น PCD-300A) จนตัวอย่างทดสอบวิบัติ

ตารางที่ 9 รายละเอียดการเตรียมตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ก่อนทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ

ประเภทของ ตัวอย่างทดสอบ	จำนวนรอบการจำลอง สภาวะแวดล้อม น้ำขึ้นน้ำลง	จำนวน ตัวอย่าง	ชื่อตัวอย่างทดสอบ
ตัวอย่างทดสอบควบคุม	-	2	CF-1, CF-2
ตัวอย่างทดสอบผ่านการจำลอง	90	3	DF3-1, DF3-2, DF3-3
สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง	240	3	DF8-1, DF8-2, DF8-3



ภาพที่ 17 การทดสอบตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในห้องปฏิบัติการการภายใต้แรงกระทำซ้ำ

7. การตรวจสอบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากแรงกระทำซ้ำ

การตรวจสอบการหลุดร่อนหรือการสูญเสียการยึดเกาะของการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หลังจากการทดสอบตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ โดยทำการตรวจสอบพื้นผิวด้วยตาว่า มีการบวม ฟองอากาศ หาความเปลี่ยนแปลงของสี การหลุดร่อน การลอก การพอง การแตกร้าว และสิ่งผิดปกติอื่นๆ ว่ามีการหลุดร่อนหรือไม่ ถ้าสงสัยว่ามีช่องว่างหรือกระเปาะอากาศภายใน ให้ทำการเคาะและฟังเสียงด้วยวัตถุแข็งเพื่อหาบริเวณที่มีการหลุดร่อน สำหรับผลกระทบจากการหลุดร่อนหรือการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในงานวิจัยนี้ หลังจากการตรวจสอบพื้นผิวด้วยตา ปรากฏว่าไม่พบสิ่งผิดปกติที่

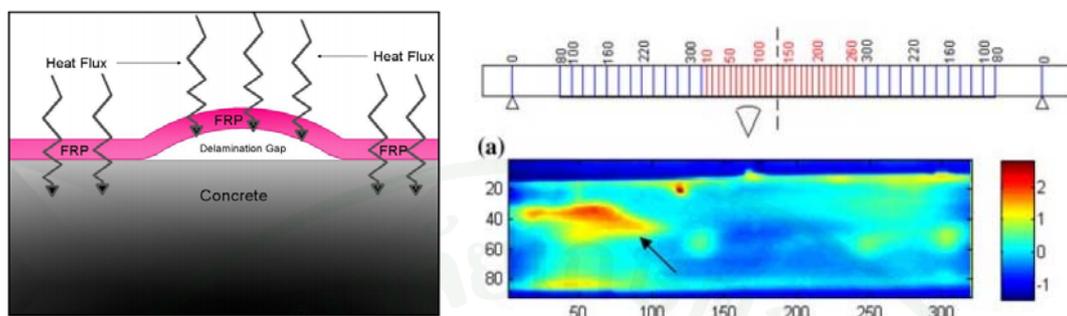
คาดว่าจะเป็นการหลุดร่อนหรือการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ แต่ถึงอย่างไรก็ตามเพื่อยืนยันผลการตรวจสอบ ในการศึกษาได้ทำการตรวจสอบการหลุดร่อนหรือการสูญเสียการยึดเกาะด้วยการวัดอุณหภูมิพื้นผิวจากการตรวจจับรังสีอินฟราเรดหรือการถ่ายภาพความร้อน (Infrared Thermography) ซึ่งเป็นการทดสอบโครงสร้างด้วยการเก็บภาพถ่ายความร้อน (Thermal Image) โดยการทดสอบด้วยวิธีดังกล่าวไม่ได้เป็นการวัดอุณหภูมิที่ผิวของวัตถุโดยตรง แต่อาศัยหลักการที่ว่าพื้นผิวของวัตถุซึ่งมีอุณหภูมิสูงกว่า 0 องศาสมบูรณ์จะคายรังสีออกมาในรูปของคลื่นแม่เหล็กไฟฟ้า ณ อุณหภูมิห้อง การกระจายรังสีนี้จะอยู่ในช่วงรังสีอินฟราเรด ดังนั้น ถ้าหากใช้เครื่องมือที่สามารถตรวจจับรังสีอินฟราเรด ก็จะสามารถตรวจจับการคายรังสีแล้วทำการแปลงข้อมูลโดยอาศัยค่าสภาพการเปล่งรังสี (Emissivity) ซึ่งเป็นอัตราส่วนการคายรังสีของวัตถุชนิดดังกล่าวเทียบกับวัตถุดำ เป็นค่าความแตกต่างของอุณหภูมิที่ผิวได้ โดยหลักการดังกล่าวสามารถนำมาประยุกต์ใช้กับการประเมินการสูญเสียการยึดเกาะของการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หลังจากการทดสอบตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ โดยเมื่อให้ความร้อนผ่านผิวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ด้วยเครื่องให้ความร้อนขนาด 1,000 วัตต์ (Active Thermography) ตรงบริเวณที่เกิดจุดบกพร่องหรือเกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จะสามารถสังเกตเห็นความแตกต่างของอุณหภูมิ (Hot Spots) ดังแสดงในภาพที่ 18

สำหรับในงานวิจัยนี้อาศัยการวัดอุณหภูมิพื้นผิวด้วยการตรวจจับรังสีอินฟราเรดหรือการถ่ายภาพความร้อนด้วยเครื่อง NEC TH7800 และเครื่อง CEM DT-8855 Infrared Thermometer ดังแสดงในภาพที่ 19 และทำการทดสอบตามมาตรฐาน ASTM D4788-03 โดยมีลำดับขั้นตอนดังต่อไปนี้

7.1 ทำการทดสอบเบื้องต้นเพื่อหาระยะเวลาในการให้ความร้อนที่เหมาะสมสำหรับการวัดอุณหภูมิพื้นผิวด้วยการตรวจจับรังสีอินฟราเรด

7.2 ให้ความร้อนด้วยเครื่องให้ความร้อนขนาด 1,000 วัตต์ เป็นระยะเวลาเท่ากับผลการทดสอบเบื้องต้นเพื่อหาระยะเวลาในการให้ความร้อนที่เหมาะสมสำหรับการวัดอุณหภูมิพื้นผิวด้วยการตรวจจับรังสีอินฟราเรด ทำการวัดอุณหภูมิพื้นผิวด้วยการตรวจจับรังสีอินฟราเรด ดังแสดงในภาพที่ 20 โดยการกำหนดให้ค่าสภาพการเปล่งรังสี (Emissivity) มีค่าเท่ากับ 0.96 ตามคำแนะนำของกลุ่มเครื่องทดสอบและสอดคล้องกับงานวิจัยของ Zadeh (2009)

7.3 ทำการแปลงข้อมูลและวิเคราะห์ผลที่ได้จากการทดสอบ



ภาพที่ 18 บริเวณที่เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จากภาพถ่ายความร้อน

ที่มา: Zadeh (2009); Valluzzi *et al.* (2009)



ภาพที่ 19 เครื่อง NEC TH7800 และเครื่อง CEM DT-8855 Infrared Thermometer



ภาพที่ 20 การทดสอบวัดอุณหภูมิพื้นผิวด้วยการตรวจจับรังสีอินฟราเรดของตัวอย่างทดสอบ

8. การวิเคราะห์ข้อมูลที่ได้จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ

จากผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการค่าที่บันทึกได้จาก Strain Gauges และ TML Displacement Transducer สามารถนำมาวิเคราะห์พฤติกรรมการรับน้ำหนักของตัวอย่างขณะทำการทดสอบจนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ ประกอบไปด้วยความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัว ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการกระจายความเครียดที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุด โดยความสามารถในการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนระหว่างคอนกรีตและแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สามารถคำนวณได้จากหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยโดยประมาณจาก Bizindavyi and Neale (1999) ในการศึกษาใช้ค่า $t_f = 0.165$ มม และ $E_f = 230,500$ MPa ดังแสดงในตารางที่ 13

$$\tau_{i-j} = \frac{t_f E_f (g_i - g_j)}{\Delta L_{i-j}} \quad (26)$$

โดยที่ τ_{i-j} = หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยระหว่าง Strain Gauges
 t_f = ความหนาของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
 E_f = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
 g_i = ความเครียดจาก Strain Gauge i

ΔL_{i-j} = ระยะห่างระหว่าง Strain Gauges i และ j

ค่าของหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยสามารถนำมาใช้แสดงให้เห็นถึงการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ในระหว่างการทดสอบหรือการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ขึ้นอยู่กับระยะการติดตั้ง Strain Gauges แต่อย่างไรก็ตาม หน่วยแรงเฉือนซึ่งสามารถคำนวณได้จากสมการที่ 26 แสดงให้เห็นถึงการขยายตัวหรือการเพิ่มขึ้นของรอยแตกร้าวในแต่ละช่วง สำหรับค่าการลื่นหลุดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 27 และสมการที่ 28

$$s_j = s(x_i) - \frac{(g_i - g_j)(\Delta L_{i-j})^2}{2(\Delta L_{i-j})} + g_j \Delta L_{i-j} \quad (27)$$

$$s_{i-j} = \frac{s_i + s_j}{2} \quad (28)$$

9. การวิเคราะห์และประเมินค่าความเครียด สำหรับการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

การวิเคราะห์และประเมินค่าความเครียดในงานวิจัยนี้ อาศัยแนวทางการคำนวณที่ได้เสนอไว้โดยเอกสารทางเทคนิค มาตรฐานการออกแบบ และงานวิจัยที่ผ่านมา เพื่อประเมินกำลังรับโมเมนต์ดัดที่คำนวณได้เปรียบเทียบกับผลการทดสอบ

สำหรับการออกแบบเสริมกำลังภายนอกเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย (FRP) ซึ่งมีรูปแบบการวิบัติเป็นแบบสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยโดยเริ่มต้นที่ตำแหน่งรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดและขยายตัวไปยังบริเวณปลายแผ่นวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย (Midspan Debonding) แบ่งออกเป็น 2 ลักษณะคือ การควบคุมความเครียด (ϵ_f) หรือหน่วยแรง (f_f) สูงสุดที่ยอมให้ในวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย และคำนวณกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของหน้าตัด โดยกำหนดให้ค่าความเครียดของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยมีค่าเท่ากับค่าความเครียดหรือหน่วยแรงควบคุม และการควบคุมหน่วยแรงเฉือน (Bond Stress) ระหว่างคอนกรีตกับวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย โดยการคำนวณหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นระหว่างคอนกรีตกับวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยอาศัยหลักการและทฤษฎีทางกลศาสตร์ของวัสดุ

แบบจำลองสำหรับการวิเคราะห์และประเมินค่าความเครียดจากมาตรฐาน เอกสารทางเทคนิค และผลงานวิจัยที่ผ่านมา ได้เสนอแบบจำลองและสมการสำหรับใช้ในการคำนวณค่าความเครียด หน่วยแรงในแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และหน่วยแรงเฉือน สำหรับการคำนวณกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย ประกอบไปด้วย

9.1 มาตรฐาน ACI 440.2R (2002) ของประเทศสหรัฐอเมริกา กำหนดความเครียดควบคุมสำหรับคำนวณกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของหน้าตัด ดังแสดงในสมการที่ 29 โดยความเครียดที่คำนวณได้จากสมการดังกล่าวขึ้นอยู่กับค่าโมดูลัสยืดหยุ่นและความหนาของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเพียงอย่างเดียว

$$\varepsilon_f \leq K_m \varepsilon_{fu} \quad (29)$$

$$\text{โดยที่ } K_m = \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 \quad \text{เมื่อ } nE_f t_f \leq 180,000 \text{ N/mm}$$

$$K_m = \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 \quad \text{เมื่อ } nE_f t_f > 180,000 \text{ N/mm}$$

ε_f	=	ความเครียดที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเกิดการสูญเสียการยึดเกาะ
n	=	จำนวนแผ่นของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
E_f	=	โมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
t_f	=	ความหนาของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
ε_{fu}	=	ความเครียดที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเกิดการขาด

9.2 เอกสารทางเทคนิค FIB Bulletin 14 (2001) แบ่งแนวทางการออกแบบเป็น 2 แนวทางคือการกำหนดค่าความเครียดควบคุมของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและหน่วยแรงเฉือนควบคุมระหว่างคอนกรีตกับวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ค่าความเครียดควบคุมมีค่าระหว่าง 0.65 % ถึง 0.85 %

ค่าน้อยแรงเฉือนควบคุม

$$\tau_b = \frac{\Delta T_f}{b_f \Delta x} \leq 1.8 f_t \quad (30)$$

โดยที่

τ_b	=	หน่วยแรงเฉือนระหว่างคอนกรีตกับวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
ΔT_f	=	แรงดึงที่เกิดขึ้นที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
b_f	=	ความกว้างของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย
f_t	=	หน่วยแรงดึงของคอนกรีต

9.3 มาตรฐาน JSCE (2001) ของประเทศญี่ปุ่น กำหนดค่าความเครียดควบคุมของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย โดยค่าความเครียดควบคุมดังกล่าวขึ้นอยู่กับ ค่าพลังงานการแตกหัก โมดูลัสยืดหยุ่นและความหนาของวัสดุคอมโพสิตเสริม ซึ่งสามารถคำนวณได้จาก

$$\varepsilon_f \leq \sqrt{\frac{2G_f}{n_f t_f E_f}} \quad (31)$$

โดยที่

G_f	=	ค่าพลังงานการแตกหักของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยมีค่าเท่ากับ 0.5 N/mm
-------	---	---

9.4 เอกสารทางเทคนิค SIA166 (2003) ของประเทศสวิสเซอร์แลนด์ แบ่งแนวทางการออกแบบเป็น 2 แนวทางคือการกำหนดค่าความเครียดควบคุมของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและหน่วยแรงเฉือนควบคุมระหว่างคอนกรีตกับวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ค่าความเครียดควมมีเท่ากับหรือน้อยกว่า 0.80 %

ค่าหน่วยแรงเฉือนควม

$$\tau_b \leq 2.5\tau_{cd} \quad (32)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} \tau_{cd} &= 0.3\sqrt{f'_c} \\ f'_c &= \text{หน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต} \end{aligned}$$

9.5 เอกสารทางเทคนิค TR55 (2004) ของประเทศอังกฤษแบ่งแนวทางการออกแบบเป็น 2 แนวทางคือการกำหนดค่าความเครียดควมของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและหน่วยแรงเฉือนควมระหว่างคอนกรีตกับวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย มีรายละเอียดดังต่อไปนี้

ค่าความเครียดควมมีค่าเท่ากับหรือน้อยกว่า 0.80 %

ค่าหน่วยแรงเฉือนควมมีค่าเท่ากับหรือน้อยกว่า 0.8 N/mm²

9.6 ผลงานวิจัยของ Teng *et al.* (2003) ซึ่งเสนอสมการสำหรับการคำนวณความเครียดที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเกิดการสูญเสียการยึดเกาะ โดยอาศัยหลักการวิเคราะห์ทางสถิติเพื่อปรับแก้แบบจำลองที่เสนอโดย Chen and Teng (2001) ความเครียดที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเกิดการสูญเสียการยึดเกาะสามารถคำนวณได้จาก

$$\varepsilon_{db} = 0.48\beta_p\beta_L\sqrt{\frac{\sqrt{f'_c}}{E_f t_f}} \quad (33)$$

โดยที่

$$\begin{aligned} L_e &= \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f'_c}}} \\ \beta_p &= \sqrt{\frac{2-b_f/b_c}{1+b_f/b_c}} \end{aligned}$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{เมื่อ } L \geq L_e \\ \sin \frac{\pi L}{2L_e} & \text{เมื่อ } L < L_e \end{cases}$$

ε_{db} = ความเครียดที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเกิดการสูญเสียการยึดเกาะ

b_c = ความกว้างของหน้าตัดคานอกนกริต

L = ความยาวของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

9.7 ผลงานวิจัยของ Teng *et al.* (2004) เสนอสมการสำหรับการคำนวณความเครียดที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเกิดการสูญเสียการยึดเกาะ โดยอาศัยหลักการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ (Finite Element Analysis Base on Smearred Crack) ความเครียดที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเกิดการสูญเสียการยึดเกาะสามารถคำนวณได้จาก

$$\varepsilon_{db} = 0.171\beta_p(4.32 - \alpha)f_t \sqrt{\frac{1}{E_f t_f}} \quad (34)$$

โดยที่

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2.25 - b_f / b_c}{1.25 + b_f / b_c}}$$

$$\alpha = \frac{1}{\frac{10.53}{\sqrt{f_t^3}} - \frac{2}{3}}$$

9.8 ผลงานวิจัยของ Arya and Farmer (2001) เสนอค่าความเครียดควมคุมที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเกิดการสูญเสียการยึดเกาะอย่างง่าย มีค่าเท่ากับ 0.6 %

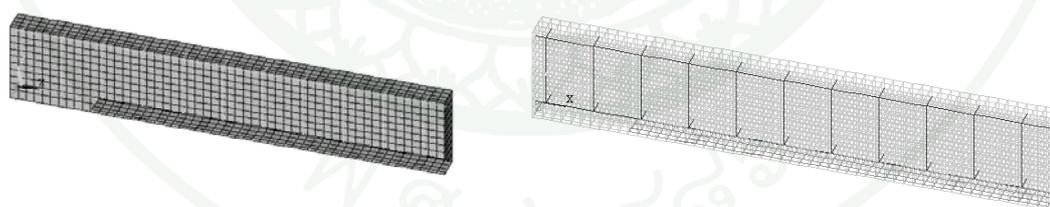
9.9 ผลงานวิจัยของ Shehata *et al.* (2001) เสนอค่าความเครียดควมคุมที่วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเกิดการสูญเสียการยึดเกาะอย่างง่าย มีค่าเท่ากับ 0.5 %

9.10 มาตรฐาน ACI 440.2R (2008) ของประเทศสหรัฐอเมริกา กำหนดความเครียดควบคุมสำหรับคำนวณกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของหน้าตัด โดยความเครียดที่คำนวณได้จากสมการดังกล่าวขึ้นอยู่กับค่าหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอก โมดูลัสยืดหยุ่นและความหนาของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย สมการที่ 35 แสดงสมการสำหรับการคำนวณความเครียดควบคุมซึ่งมีที่มาจาก การปรับแก้สมการคำนวณความเครียดควบคุมที่เสนอโดย Teng *et al.* (2003, 2004)

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f_c'}{nE_f t_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu} \quad (35)$$

10. การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์

ทำการสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ เพื่อวิเคราะห์และตรวจสอบค่าที่ได้จากการผลทดสอบกับค่าทางทฤษฎี ดังแสดงในภาพที่ 21 เพื่อเป็นแนวทางในศึกษาถึงอิทธิพลที่เกิดขึ้นจากสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงและประเมินอายุการใช้งานเบื้องต้นของโครงสร้างต่อไป



ภาพที่ 21 การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการและกรรมวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์

10.1 คุณสมบัติของวัสดุ (Material Property)

10.1.1 คอนกรีต

วัสดุคอนกรีตสำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบสามมิติ (Solid element) โดยมีลักษณะคล้ายกล่องมีจุดต่อ (Node) ทั้งหมด 8 จุดต่อ ซึ่งแต่ละจุดต่อมีความอิสระในการเคลื่อนที่ (Degree of Freedom) 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z โดยที่เอลิเมนต์มีคุณสมบัติเท่ากันทุกทิศทางในช่วงเส้นตรง (Linear isotropic) และอาศัยเกณฑ์การวิบัติที่เสนอโดย William และ Warnke ในปี ค.ศ. 1975 ในการระบุสถานะการวิบัติของวัสดุคอนกรีต สำหรับการศึกษาค้นคว้าครั้งนี้คุณสมบัติของวัสดุประกอบไปด้วย กำลังรับแรงอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอก ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต (E_c) และ Poisson's ratio (ν) อาศัยค่าจากผลการทดสอบกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตรูปทรงกระบอกตามมาตรฐาน ASTM C 39 และวิเคราะห์ผลตามมาตรฐาน ASTM C469 สำหรับคุณสมบัติในการรับแรงดึงของคอนกรีตอาศัยจากผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงตามมาตรฐาน ASTM C293 คุณสมบัติของคอนกรีตทั้งหมดสำหรับการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงในตารางที่ 10

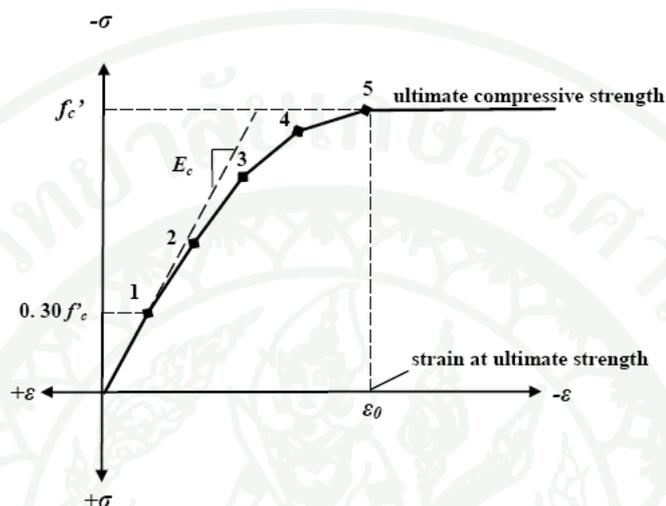
ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวสำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ อาศัยความสัมพันธ์ตามสมการที่ 36 ซึ่งถูกเสนอโดย Desayi and Krishnan ในปี ค.ศ. 1964 ดังแสดงในภาพที่ 22 ในส่วนของตารางที่ 11 และภาพที่ 23 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดที่คำนวณได้จากสมการที่ 36 และสมการที่ 37 โดยอาศัยคุณสมบัติของวัสดุที่ได้จากการทดสอบ

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad (36)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f_c'}{E_c} \quad (37)$$

โดยที่

- f = หน่วยแรงของคอนกรีต
 E_c = ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีต
 ε = ความเครียดของคอนกรีต



ภาพที่ 22 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียดภายใต้แรงอัดแกนเดียวของคอนกรีต

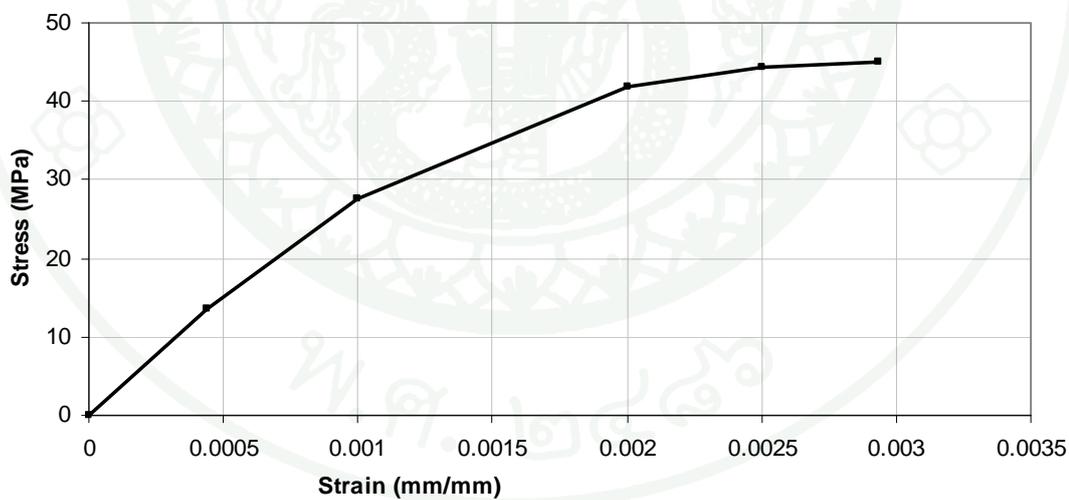
ที่มา: Kachlakev (2001)

ตารางที่ 10 คุณสมบัติของคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

Compressive Strength (f'_c)	Modulus of Elasticity (E_c)	Modulus of Rupture	Poisson's Ratio (ν)
MPa	MPa	MPa	
44.99	30,700.89	3.98	0.183

ตารางที่ 11 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้น-ความเครียด สำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

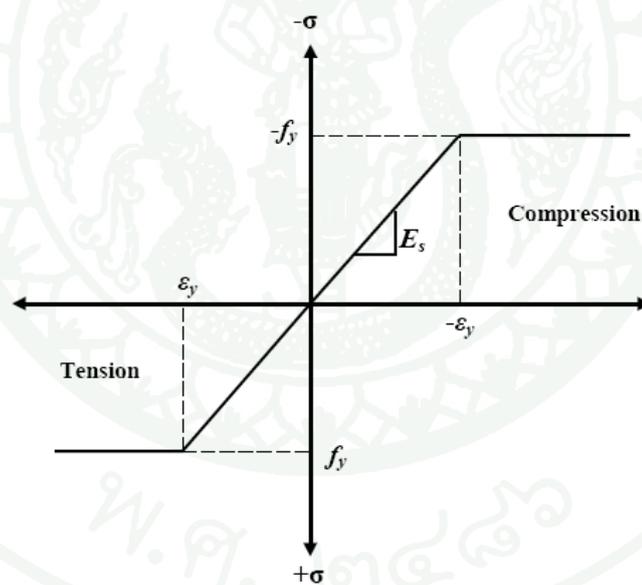
Point	Strain mm/mm	Stress MPa
1	0.000440	13.50
2	0.001000	27.50
3	0.002000	41.90
4	0.002500	44.43
5	0.002931	44.99



ภาพที่ 23 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

10.1.2 เหล็กเสริมและเหล็กปลอก

เหล็กเสริมสำหรับการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ถูกจำลองโดยอาศัยเอลิเมนต์แบบแท่ง (Truss Element) ทั้งเหล็กเสริมตามยาว (Main Reinforcement) และเหล็กปลอก (Stirrup) โดยที่เอลิเมนต์แบบแท่งประกอบไปด้วย 2 จุดต่อ แต่ละจุดต่อ มีความอิสระในการเคลื่อนที่ 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z มีคุณสมบัติในรับแรงดึงและแรงอัดตามแนวแกน โดยความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดของเหล็กเสริมสมมุติให้เป็นแบบ Elastic Perfectly Plastic กล่าวคือ เมื่อเหล็กเสริมรับแรงดึงจะมีพฤติกรรมแบบเชิงเส้น จนเหล็กเสริมถึงจุดครากและไม่พิจารณาผลของการแข็งตัวเพิ่มเนื่องจาก Strain hardening สำหรับพฤติกรรมการรับแรงดึงและแรงอัดของเหล็กเสริมสำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ดังแสดงในภาพที่ 24 และคุณสมบัติของเหล็กเสริมจากผลการทดสอบทั้งหมดสำหรับการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์แสดงในตารางที่ 12



ภาพที่ 24 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับเหล็กเสริมและเหล็กปลอก

ที่มา: Kachlakev (2001)

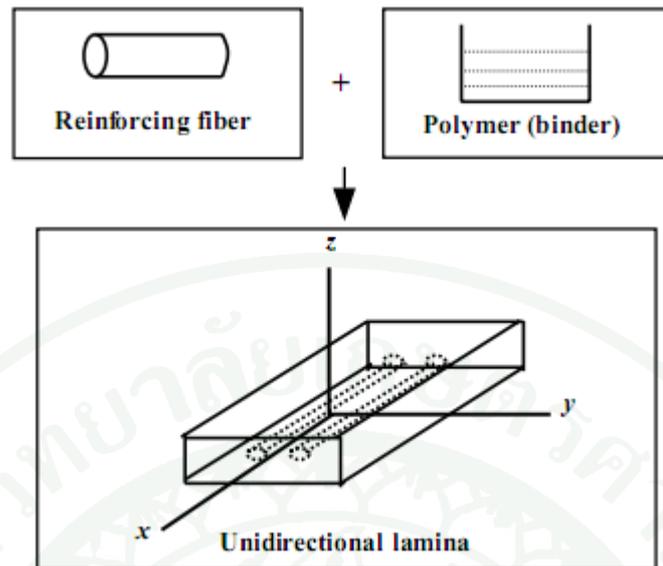
ตารางที่ 12 คุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีตสำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

Diameter	Cross-Section Area (A_s)	Yield Strength (f_y)	Ultimate Tensile Strength (f_u)	Modulus of Elasticity (E_s)	Poisson's Ratio (ν)
mm	mm ²	MPa	MPa	MPa	-
5.52	23.95	412.79	550.39	201,194.61	0.3

10.1.3 วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยประเภทคาร์บอน หรือแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยเป็นระบบของวัสดุที่ประกอบไปด้วยวัสดุ 2 ชนิด ซึ่งมีการเชื่อมประสานวัสดุดังกล่าวเข้าไว้ด้วยกัน สำหรับวัสดุคอมโพสิตเสริมใยในระบบของการเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ประกอบไปด้วยเส้นใยที่ต่อเนื่อง (Continuous Fibers) และมีเมทริกซ์ (Matrix) เป็นวัสดุเชื่อมประสาน สมรรถนะของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยขึ้นอยู่กับวัสดุที่ใช้ การจัดเรียงเส้นใยหลักที่ใช้ในการรับแรงอันตรกิริยา (Interaction) ระหว่างวัสดุที่ใช้ ปัจจัยหลักที่กระทบต่อสมรรถนะของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยได้แก่ ทิศทางการเรียงตัวของเส้นใย (Fiber Orientation) ความยาว รูปร่างและอัตราส่วนผสมของเส้นใย คุณสมบัติเชิงกลของเมทริกซ์เรซิน แรงยึดเหนี่ยวระหว่างเส้นใยและเมทริกซ์

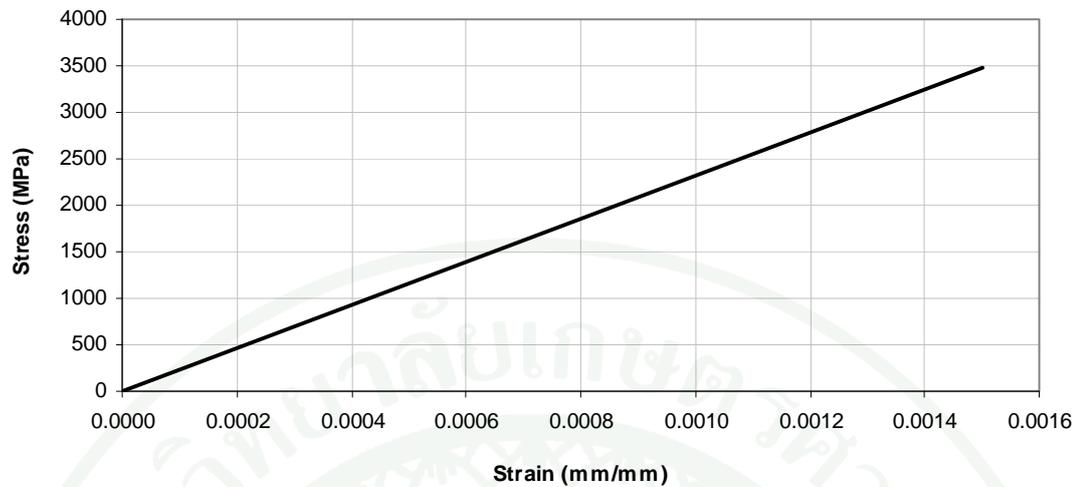
วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยที่ใช้ในการเสริมกำลังสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยแบบแผ่นคาร์บอนและมีการจัดเรียงเส้นใยแบบทิศทางเดียว (Unidirectional or One-Dimensional Fiber Arrangement) การจัดเรียงเส้นใยแบบทิศทางเดียวจะส่งผลให้วัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยมีคุณสมบัติเป็นแบบแอนไอโซทรอปิก (Anisotropic) กล่าวคือ ทิศทางการจัดเรียงตัวของเส้นใยจะทำให้เกิดกำลังรับน้ำหนักและโมดูลัสสูงสุดในทิศทางตามแกนของเส้นใย ส่วนในทิศทางอื่นจะมีค่าลดลง



ภาพที่ 25 ลักษณะของวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใย

ที่มา: Kachlakev (2001)

ภาพที่ 25 แสดงลักษณะของวัสดุคอมโพสิตเสริมที่มีการจัดเรียงเส้นใยแบบทิศทางเดียว โดยมีแกนอ้างอิงหลักคือแกน X ซึ่งเป็นทิศทางเดียวกับการจัดเรียงเส้นใย ส่วนแกน Y และแกน Z เป็นแกนที่ตั้งฉากกับแกน X หรือตั้งฉากกับทิศทางการจัดเรียงเส้นใย เนื่องจากวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยมีคุณสมบัติเป็นแบบแอนไอโซทรอปิก ดังนั้น คุณสมบัติทางกลในแกน X ซึ่งเป็นทิศทางเดียวกับการจัดเรียงเส้นใยจึงเป็นทิศทางหลักในการรับแรงและมีคุณสมบัติในการรับแรงดึงดีที่สุด ภาพที่ 26 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในทิศทางเดียวกับการจัดเรียงเส้นใยหรือแกน X ในส่วนของทิศทางที่ตั้งฉากกับทิศทางการจัดเรียงเส้นใยหรือ แกน Y และ Z จะมีคุณสมบัติในการรับแรงที่น้อยกว่าแกน X



ภาพที่ 26 ความสัมพันธ์ระหว่างความเค้นและความเครียดสำหรับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ ถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบชั้นสามมิติ (Layer Solid Element) โดยมีลักษณะคล้ายกล่องมีจุดต่อ ทั้งหมด 8 จุดต่อ แต่ละจุดต่อมีความอิสระในการเคลื่อนที่ 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z โดยที่เอลิเมนต์แบบชั้นสามมิติ สามารถแบ่งชั้นของวัสดุที่มีความแตกต่างกันได้ 100 ชั้น ตารางที่ 13 แสดงคุณสมบัติของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ ประกอบไปด้วยค่าอัตราตึงโมดูลัส Poisson' Ration หน่วยแรงดึง และความหนาซึ่งเป็นคุณสมบัติจากมาตรฐานของผู้ผลิต ในส่วนของค่าโมดูลัสแรงเฉือนอาศัยทฤษฎีกลศาสตร์ในการคำนวณดังแสดงในสมการที่ 38

$$G = \frac{E_f}{2(1+\nu)} \quad (38)$$

โดยที่

- | | | |
|-------|---|---|
| G | = | ค่าโมดูลัสแรงเฉือนของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ |
| E_f | = | ค่าโมดูลัสยืดหยุ่นของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ |
| ν | = | Poisson's ratio |

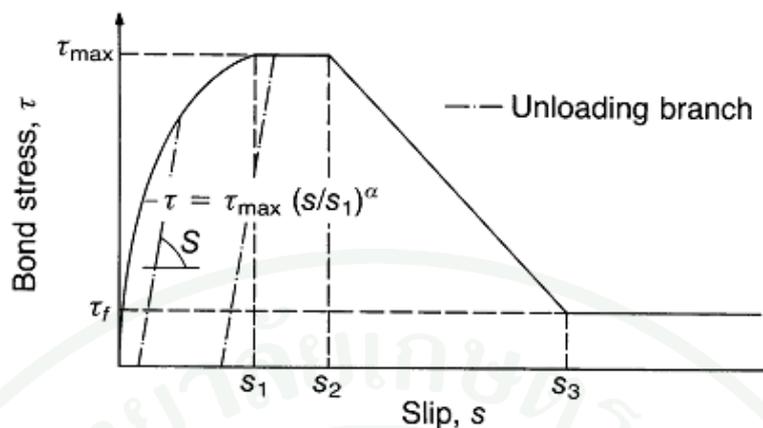
ตารางที่ 13 คุณสมบัติของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

Local Axis	Elastic Modulus (E_p) MPa	Major Poisson' Ratio (ν)	Tensile Strength (f_{tu}) MPa	Shear Modulus (G) MPa	Thickness of Laminate (t_p) mm
X	230,500	0.34	3,482	86,007.46	
Y	3,034	0.40	54	19.29	0.165
Z	3,034	0.40	54	82,321.43	

10.2 การพิจารณาเลือกแบบจำลองหน่วยแรงยึดเหนี่ยว

10.2.1 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมและคอนกรีต

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond stress) และการครูดหรือลื่นหลุด (Slip) ของเหล็กเสริม อาศัยแบบจำลองความสัมพันธ์ของมาตรฐาน CEB-FIP Model Code (1990) ดังแสดงในภาพที่ 27 สมการที่ 39 ถึงสมการที่ 43 แสดงสมการสำหรับการคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว และการครูด หรือลื่นหลุด ของเหล็กเสริมแบบผิวเรียบตามมาตรฐาน CEB-FIP Model Code (1990)



ภาพที่ 27 แบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต

ที่มา: CEB-FIP (1990)

$$\tau = \tau_{max} (s / s_1)^\alpha \quad (39)$$

$$\tau_{max} = 0.15\sqrt{f_{ck}} \quad (40)$$

$$f_{ck} = f'_c - 8 \quad (41)$$

$$s_1 = s_2 = s_3 = 0.01 \quad (42)$$

$$\alpha = 0.5 \quad (43)$$

โดยที่

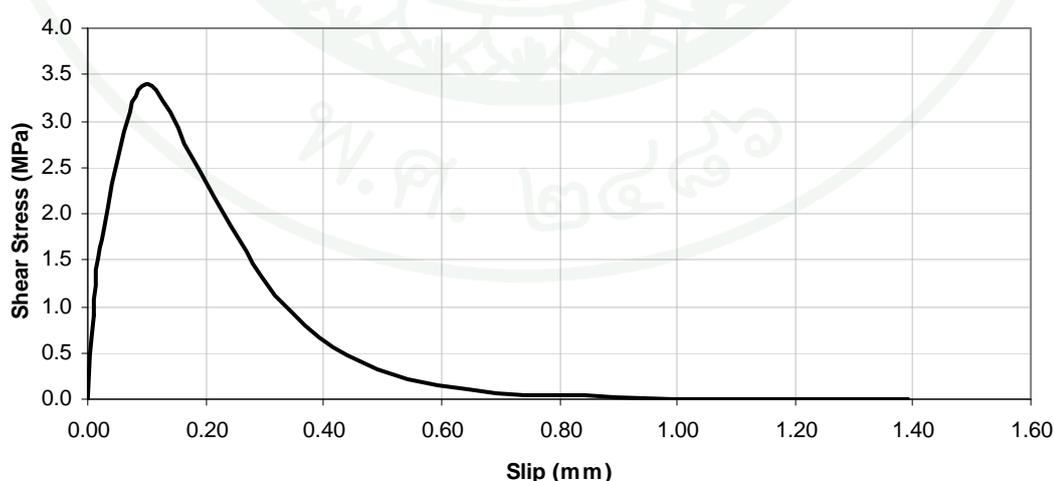
- τ = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต
 τ_{max} = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวสูงสุดระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต
 f'_c = กำลังอัดประลัยของคอนกรีตรูปทรงกระบอก
 s_1, s_2, s_3 = ระยะการครูดหรือระยะการลื่นหลุดระหว่างเหล็กเสริมและคอนกรีต

การจำลองหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของเหล็กเสริมและคอนกรีตสำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบสปริง 2 จุดต่อ (Combin 39) เอลิเมนต์สามารถแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวได้ เอลิเมนต์สามารถรองรับการวิเคราะห์ได้ทั้ง 1 มิติ 2 มิติ และ 3 มิติ โดยที่ปลายจุดต่อจะมีความอิสระใน

การเคลื่อนที่ได้ 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z และสามารถหมุนได้รอบแกน ทั้ง 3 ทิศทางสามารถยึดและหลุดตามแนวของเอลิเมนต์ได้ แต่ไม่สามารถรับแรงดัดได้ เอลิเมนต์ ชนิดนี้ไม่มีความยาว (Zero Dimension) ใช้เชื่อมจุดต่อระหว่างคอนกรีตและจุดต่อของเหล็กเสริม ตามยาวของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์

10.2.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต

ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว และการลื่นหลุด ของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ อาศัยการปรับแก้แบบจำลองที่เสนอโดย Dai (2005) ดังแสดงในภาพที่ 28 การปรับแก้แบบจำลองอาศัยการคำนวณพลังงานการแตกหักของการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต (Fracture Energy) (Ferracuti et al., 2007; Yang et.al., 2007) จากผลการทดสอบ ตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ซึ่งพลังงานการแตกหักของการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคอนกรีตคือ พื้นที่ใต้กราฟของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยว และการลื่นหลุด ดังนั้น เมื่อคำนวณพลังงานการแตกหักจากพื้นที่ใต้กราฟ และอาศัยแบบจำลองตามสมการที่ 44 ถึงสมการที่ 47 จึงสามารถสร้างแบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีตสำหรับใช้ในการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของตัวอย่างทดสอบได้



ภาพที่ 28 แบบจำลองความสัมพันธ์หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต

$$\tau = 2BG_f(e^{-Bs} - e^{-2Bs}) \quad (44)$$

$$\tau_{\max} = 0.5BG_f \quad (45)$$

$$s_{\max} = \frac{\ln 2}{B} \quad (46)$$

$$B = 6.846(E_f t_f)^{0.108} \left(\frac{G_a}{t_a} \right) 0.833 \quad (47)$$

โดยที่

$$\frac{G_a}{t_a} = \frac{G_p G_{ad}}{G_p t_{ad} + G_{ad} t_p}$$

τ = หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต

G_f = พลังงานการแตกหักของการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต

s = ระยะการครูดหรือระยะการลื่นหลุดระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต

E_f = ค่าอีลาสติกโมดูลัสของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

t_f = ความหนาของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

G_a = โมดูลัสแรงเฉือนของวัสดุเชื่อมประสาน

t_a = ความหนาของวัสดุเชื่อมประสาน

G_{ad} = โมดูลัสแรงเฉือนของอีพ็อกซี่

t_{ad} = ความหนาของอีพ็อกซี่มีค่าเท่ากับ 0.52 มม

G_p = โมดูลัสแรงเฉือนของวัสดุรองพื้น

t_{ad} = ความหนาของวัสดุรองพื้นมีค่าเท่ากับ 0.25 มม

การจำลองหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต สำหรับการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบสปริง 2 จุดต่อ (Combin 39) เอลิเมนต์ดังกล่าวสามารถแสดงพฤติกรรมแบบไม่เชิงเส้นของความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการเคลื่อนตัวได้ เอลิเมนต์สามารถรองรับการวิเคราะห์ได้ทั้ง 1 มิติ 2 มิติ และ 3 มิติโดยที่ปลายจุดต่อจะมีความอิสระในการเคลื่อนที่ได้ 3 ทิศทางคือในทิศทางตามแนวแกน X, Y และ Z และสามารถหมุนได้รอบแกนทั้ง 3 ทิศทางสามารถยึดและหกดัดตามแนวของเอลิเมนต์ได้ แต่ไม่

สามารถรับแรงคัดได้ เอลิเมนต์ชนิดนี้ไม่มีความยาว ใช้เชื่อมจุดต่อระหว่างคอนกรีตและจุดต่อของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์

10.3 การพิจารณาเลือกจำนวนเอลิเมนต์

การวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ อาศัยหลักการในการแบ่งโครงสร้างออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ (Mesh) ต่อเนื่องกันตามรูปร่างของโครงสร้างเดิม แล้วสร้างสมการของแต่ละเอลิเมนต์ย่อยๆ ขึ้นมา นำสมการที่ได้มารวมกัน ก่อให้เกิดเป็นระบบสมการของโครงสร้าง กล่าวอีกนัยหนึ่งก็คือการนำเอาเอลิเมนต์ย่อยมาประกอบรวมเข้าด้วยกันก่ให้เกิดเป็นรูปร่างลักษณะของโครงสร้างเดิม ทำการกำหนดเงื่อนไขขอบเขตที่ให้มาลงไปในระบบสมการชุดใหญ่แล้วจึงทำการแก้สมการดังกล่าว ก่อให้เกิดผลเฉลยโดยประมาณที่ต้องการของโครงสร้าง ซึ่งความถูกต้องของผลเฉลย ที่ได้มาจากการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ขึ้นอยู่กับข้อผิดพลาดที่อาจเกิดขึ้นในการวิเคราะห์โครงสร้างด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ สามารถแบ่งได้เป็นสามประการ คือ Numerical Error, Modeling Error และ Discrezation Error

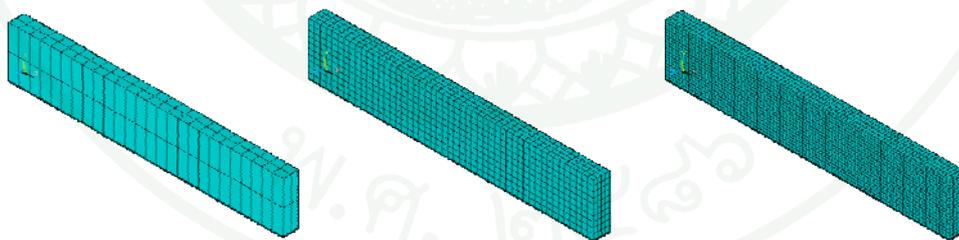
ความผิดพลาดจาก Numerical Error คือ ข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นอยู่กับขีดความสามารถของเครื่องมือคอมพิวเตอร์ รวมถึงโปรแกรมไฟไนต์เอลิเมนต์ที่ใช้ในการวิเคราะห์ หากเลือกใช้โปรแกรมที่มาตรฐานสูงหรือเป็นที่ยอมรับ ข้อผิดพลาดที่กล่าวมานี้มีค่าน้อยมากเมื่อเทียบกับ Modeling Error และ Discrezation Error

ความผิดพลาดจาก Modeling Error คือ ข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์มีความไม่สอดคล้องกับระบบทางกายภาพของโครงสร้าง สามารถลดข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นได้ โดยการสร้างแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ให้มีความสอดคล้องกับโครงสร้างให้มากที่สุด

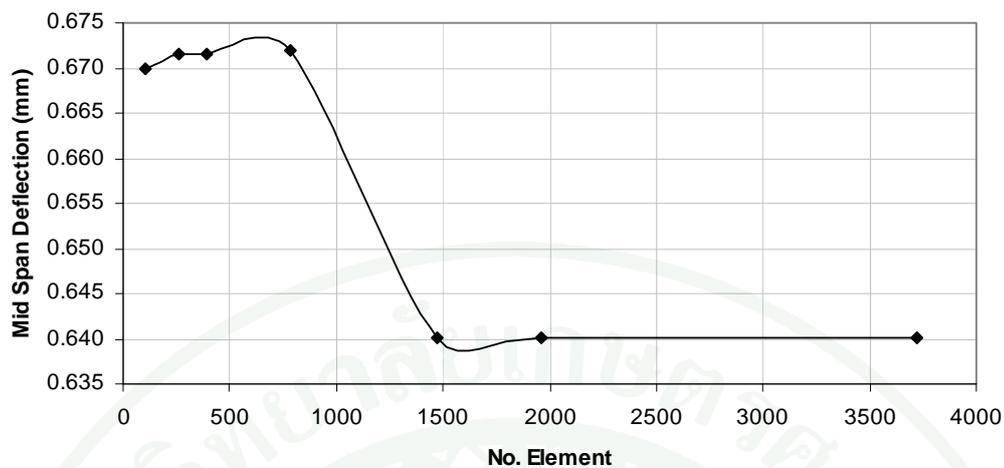
ความผิดพลาดจาก Discrezation Error เป็นข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นจากแบบจำลองทางคณิตศาสตร์เนื่องมาจากการแบ่งโครงสร้างออกเป็นเอลิเมนต์ย่อยๆ มีความละเอียดไม่เพียงพอสามารถลดข้อผิดพลาดที่เกิดขึ้นได้ โดยการเพิ่มจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยให้มากขึ้น ผลเฉลยที่ได้จะใกล้เคียงกับผลเฉลยแม่นยำ (Exacts Solution) มากขึ้น

ในวิทยานิพนธ์ฉบับนี้ได้ทำการศึกษาการลู่เข้าของผลเฉลยที่ถูกต้อง (Converged Solution) เพื่อลดความผิดพลาดของแบบจำลองดั่งที่กล่าวมาข้างต้น โดยวิเคราะห์แบบจำลองคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรงในช่วงเชิงเส้น (Linear Analysis) โดยแบบจำลองที่สร้างขึ้นมีขนาดเท่ากับหนึ่งในสี่ส่วนของคานจริง ทำการแบ่งเอลิเมนต์ย่อยออกเป็น 104 260 390 780 1,470 1960 และ 3,720 ตามลำดับดังแสดงในภาพที่ 29 ผลเฉลยที่ได้นำมาเขียนความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อย (Number of Elements) กับการโก่งที่กึ่งกลางคาน (Mid-Span Deflection) ดังแสดงในภาพที่ 30 และความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับหน่วยแรงส่วนบนสุดของคอนกรีตที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน ดังแสดงในภาพที่ 31

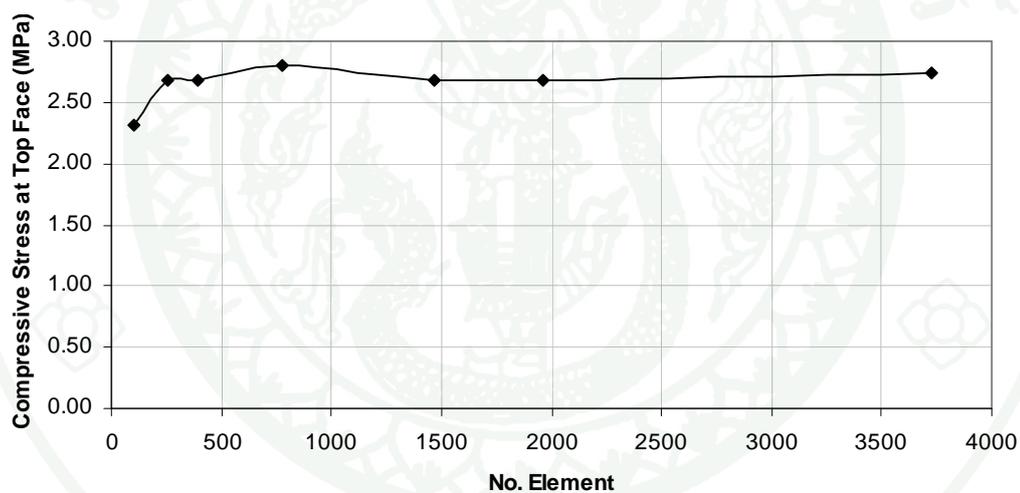
จากผลการวิเคราะห์และความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อย กับการโก่งที่กึ่งกลางคาน และความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับหน่วยแรงส่วนบนสุดของคอนกรีตที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน แสดงให้เห็นว่าค่าความชันของการโก่งตัวที่กึ่งกลางคานมีความต่อเนื่องและคงที่เมื่อแบบจำลองมีเอลิเมนต์ย่อยตั้งแต่ 1,470 เอลิเมนต์ขึ้นไป แสดงให้เห็นว่า การจำลองโครงสร้างทางไฟไนต์เอลิเมนต์เพื่อที่ผลเฉลยมีค่าลู่เข้าหาคำตอบที่ถูกต้องควรใช้เอลิเมนต์อย่างน้อย 1,470 เอลิเมนต์ ในการสร้างแบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ซึ่งจะให้ความถูกต้องต่างกับจำนวนเอลิเมนต์ขนาด 3,720 ประมาณร้อยละ 0.006248



ภาพที่ 29 แบบจำลองคานคอนกรีตไม่เสริมเหล็กรับแรงในช่วงเชิงเส้นเอลิเมนต์ย่อย 104, 1,470 และ 3,720



ภาพที่ 30 ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับการโก่งตัวที่กึ่งกลางคาน



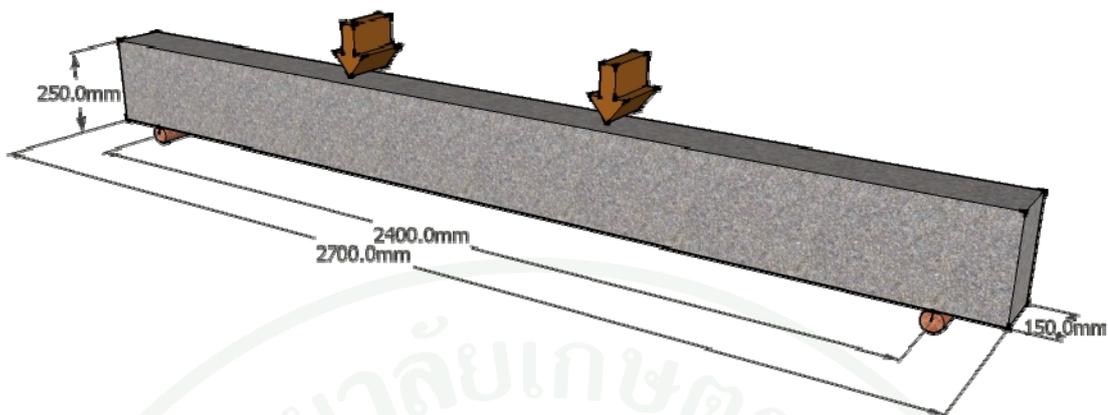
ภาพที่ 31 ความสัมพันธ์ระหว่างจำนวนของเอลิเมนต์ย่อยกับหน่วยแรงส่วนบนสุดของคอนกรีตที่ตำแหน่งกึ่งกลางคาน

10.4 เรขาคณิตของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์

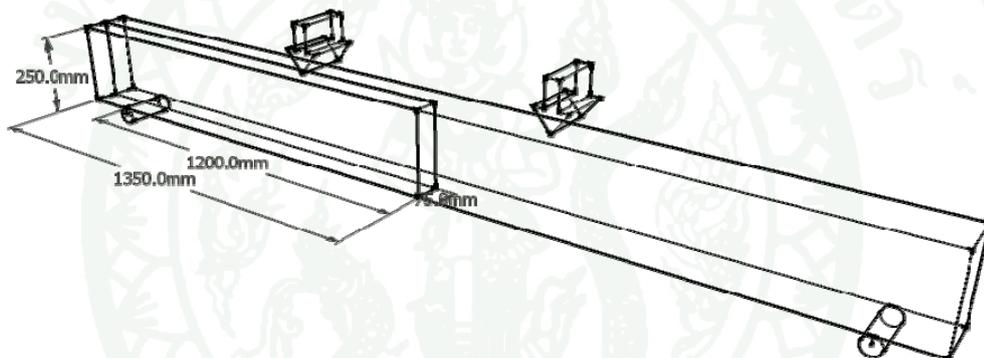
การสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จากการพิจารณาคำแหน่งของแรงกระทำ รายละเอียดการเสริมเหล็กและการเสริมกำลังจากตัวอย่างทดสอบ พบว่าตัวอย่างทดสอบอยู่ในลักษณะสมมาตร ดังแสดงในภาพที่ 42 ดังนั้นในการศึกษาจึงได้อาศัยหลักการความสมมาตรทางโครงสร้าง เพื่อสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์หนึ่งในสี่ส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ เพื่อเอื้อประโยชน์ในด้านระยะเวลาสำหรับการคำนวณที่รวดเร็วขึ้นดังแสดงในภาพที่ 33 ขนาดหน้าตัดและความยาวของตัวอย่างทดสอบเปรียบเทียบกับแบบจำลองดังแสดงในตารางที่ 14 สำหรับระบบพิกัดแกนในการสร้างแบบจำลองประกอบไปด้วย พิกัดแกน X เป็นพิกัดแกนตามแนวยาวของคาน พิกัดแกน Y และ Z เป็นพิกัดแกนตามความลึกและความกว้างของคานตัวอย่างทดสอบตามลำดับ สำหรับในสร้างแบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ คานคอนกรีตจะถูกจำลองโดยเอลิเมนต์ 3 มิติ จำนวน 2,160 เอลิเมนต์ดังแสดงในภาพที่ 34

ตารางที่ 14 ขนาดของคานตัวอย่างที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

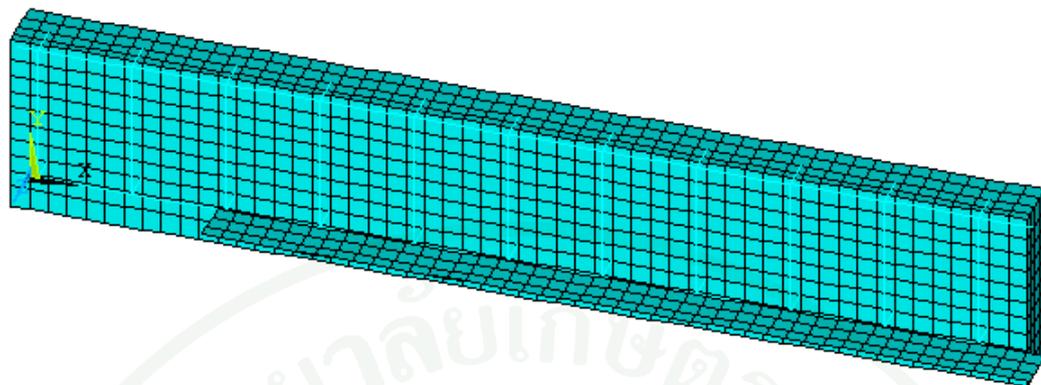
	ระบบพิกัดแกน	ตัวอย่างทดสอบ	แบบจำลอง
		มม.	มม.
ความยาว	X	2,700	1,350
ความลึก	Y	250	250
ความกว้าง	Z	150	62.5



ภาพที่ 32 ขนาดของคานตัวอย่างทดสอบ



ภาพที่ 33 ขนาดของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์หนึ่งในสี่ส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ



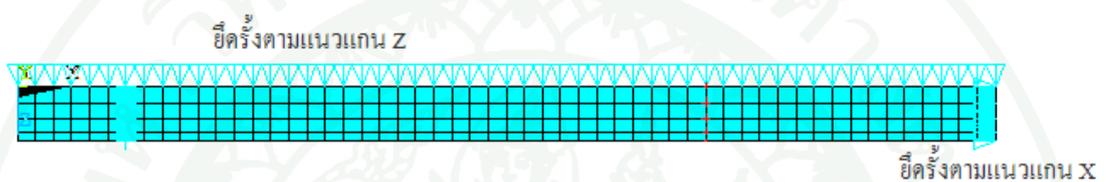
ภาพที่ 34 แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์หนึ่งในสี่ส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ

การสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ให้มีผลเฉลยที่ถูกต้องและแม่นยำ มีความจำเป็นที่ต้องพิจารณาถึงสถานะเงื่อนไขขอบเขตของฐานรองรับและน้ำหนักบรรทุกของแบบจำลอง ให้ใกล้เคียงกับพฤติกรรมการรับน้ำหนักของตัวอย่างทดสอบจริง ในการศึกษาที่ฐานรองรับ (Support) ของแบบจำลองจะถูกสร้างให้สามารถเคลื่อนได้ (Roller) ในแนวแกน X (แกนตามความยาวคาน) โดยการกำหนดให้ความอิสระในการเคลื่อนที่เป็นศูนย์ในแนวแกน Y และแกน Z ($U_y=0, U_z=0$) สถานะเงื่อนไขขอบของการยึดรั้งของฐานรองรับแสดงในภาพที่ 35



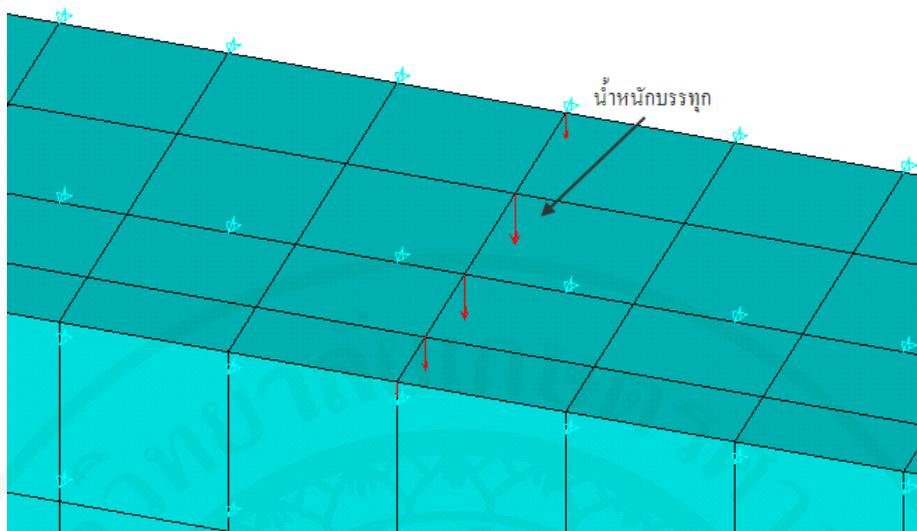
ภาพที่ 35 สภาพการยึดรั้งบริเวณฐานรองรับ

การประยุกต์ใช้หลักการสมมาตรของโครงสร้าง สำหรับการสร้างแบบจำลองคานหนึ่งในส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ มีความจำเป็นที่ต้องกำหนดสภาวะเงื่อนไขขอบเขตของแบบจำลองให้มีพฤติกรรมเหมือนกับคานตัวอย่างทดสอบมากที่สุด โดยการกำหนดให้ตำแหน่งสมมาตรที่กึ่งกลางคานมีความอิสระในการเคลื่อนที่เป็นศูนย์ในแนวแกน X ($U_x=0$) และกำหนดให้ตำแหน่งสมมาตรข้างคานมีความอิสระในการเคลื่อนที่เป็นศูนย์ในแนวแกน Z ($U_z=0$) กล่าวคือแบบจำลองสามารถเคลื่อนที่ได้ในทิศทางเดียว คือ ทิศทางในแกน Y สภาวะการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในส่วนดังแสดงในภาพที่ 36



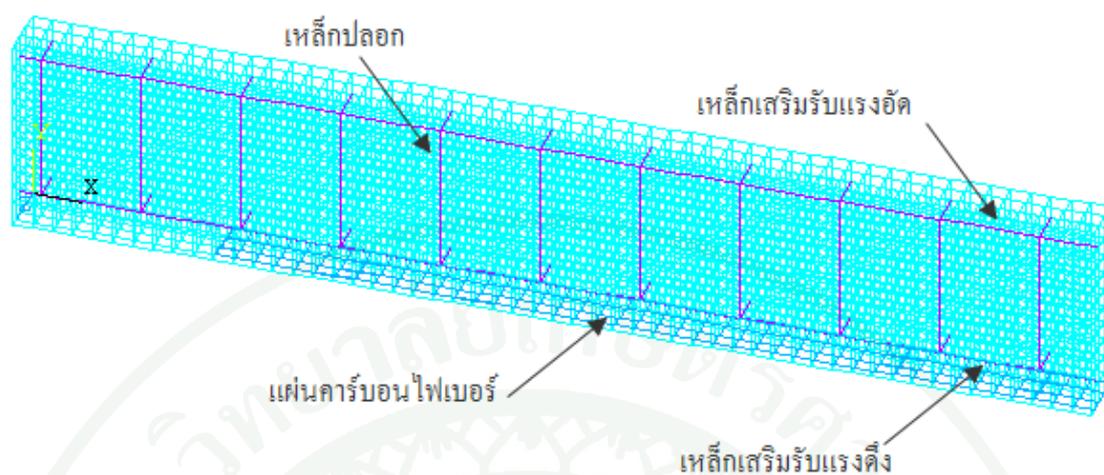
ภาพที่ 36 สภาวะการยึดรั้งของแบบจำลองหนึ่งในส่วนของคานจริง

สำหรับการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของแบบจำลองคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เนื่องจากแบบจำลองถูกจำลองขึ้นเพียงหนึ่งในส่วนของคานตัวอย่างทดสอบ ดังนั้นน้ำหนักบรรทุกทุกที่กระทำในแบบจำลองจึงมีค่าเป็นหนึ่งในสี่ส่วนคานที่กระทำจริงในคานตัวอย่างทดสอบและกระจายน้ำหนักบรรทุกทุกตามจุดต่อดังแสดงในภาพที่ 37

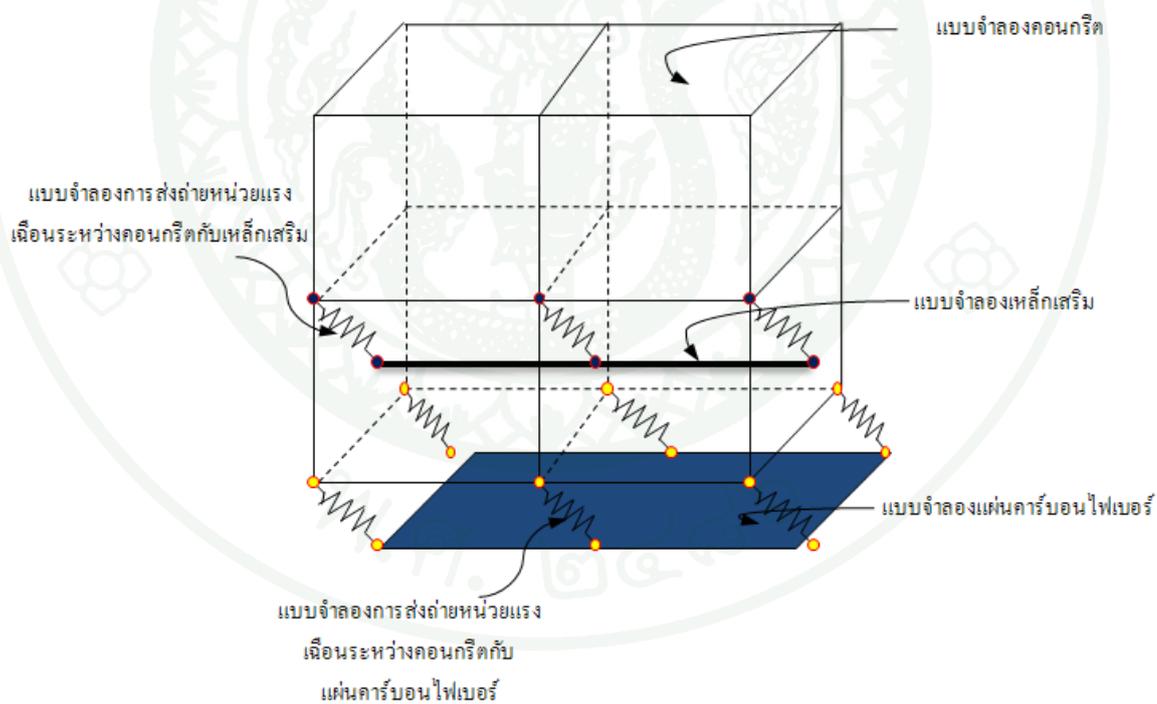


ภาพที่ 37 น้ำหนักที่กระทำในแบบจำลอง

คานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ถูกจำลองขึ้นด้วยแบบจำลอง 3 มิติ โดยใช้เอลิเมนต์ที่มีแตกต่างกันตามความเหมาะสมของรูปแบบและคุณสมบัติทางวิศวกรรมซึ่งประกอบไปด้วย คอนกรีตถูกจำลองด้วยเอลิเมนต์ 3 มิติ เหล็กเสริมตามยาวและเหล็กปลอกถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบแท่ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ถูกจำลองโดยเอลิเมนต์แบบชั้น 3 มิติ ดังแสดงในภาพที่ 38 สำหรับภาพที่ 39 แสดงรายละเอียดของแบบจำลองพฤติกรรมการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีตและแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคอนกรีตซึ่งถูกจำลองให้เป็นเอลิเมนต์แบบสปริง



ภาพที่ 38 รายละเอียดของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์



ภาพที่ 39 รายละเอียดการจำลองพฤติกรรมการครูดหรือลื่นหลุด ของเหล็กเสริม และแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับ โครงสร้างคอนกรีต

การสร้างแบบจำลองของคานคองกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีเอลิเมนต์รวมทั้งสิ้น 2,882 เอลิเมนต์ โดยแบ่งเป็นเอลิเมนต์สำหรับคองกรีตจำนวน 2,161 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์สำหรับเหล็กเสริมตามยาวจำนวน 108 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์สำหรับเหล็กปลอกจำนวน 132 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์สำหรับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จำนวน 132 เอลิเมนต์ เอลิเมนต์สำหรับแทนพฤติกรรมการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนระหว่างเหล็กเสริมกับคองกรีตจำนวน 109 เอลิเมนต์ และสูกท้ายเอลิเมนต์สำหรับแทนพฤติกรรมการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคองกรีตจำนวน 240 เอลิเมนต์ สำหรับรายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคองกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ดังแสดงในตารางที่ 15

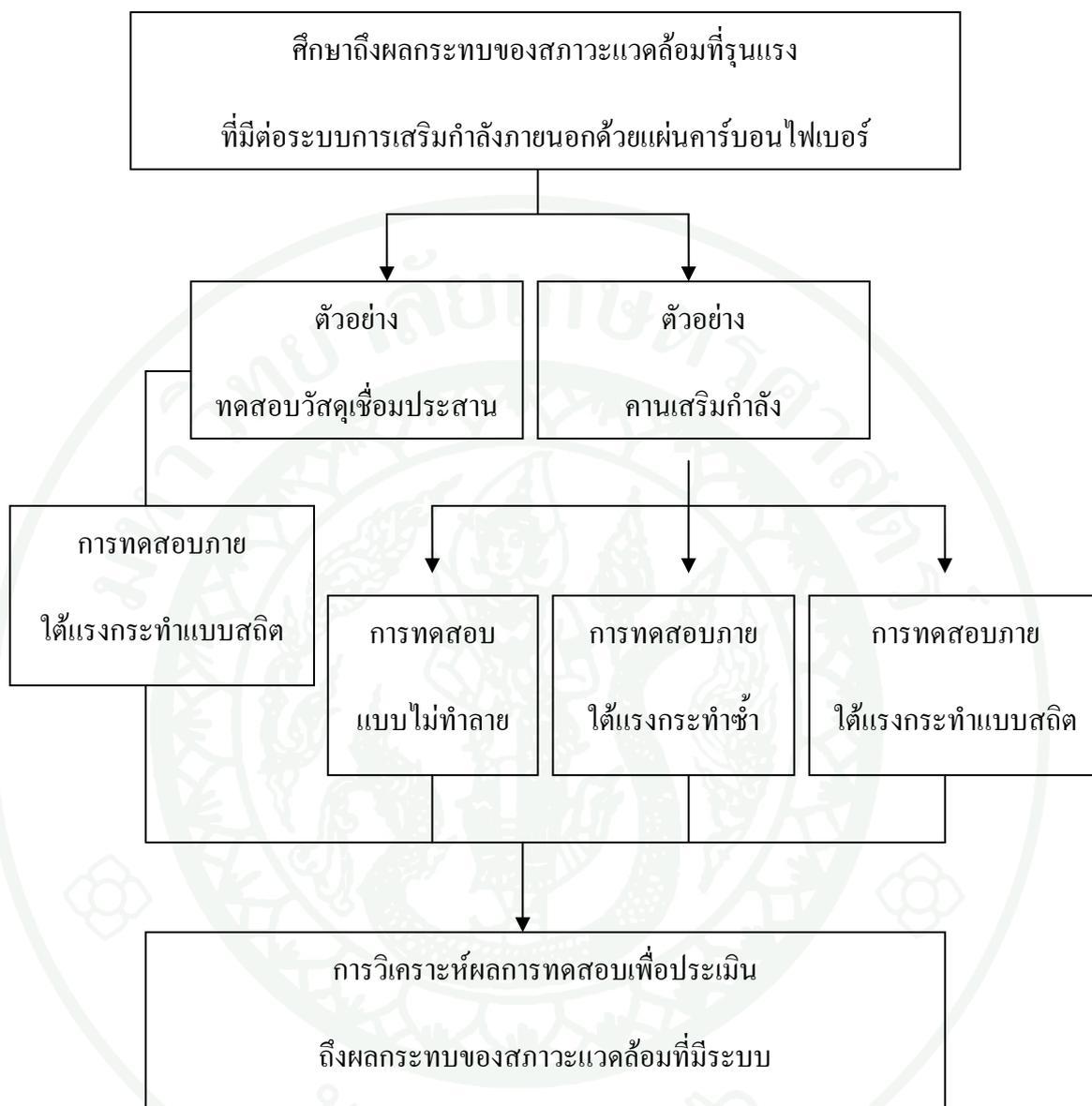
ตารางที่ 15 รายละเอียดและจำนวนของเอลิเมนต์ที่ใช้ในการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์

วัสดุ	ชนิดของเอลิเมนต์	จำนวนเอลิเมนต์
คองกรีต	Solid65	2,161
เหล็กเสริมตามยาว	Link8	108
เหล็กปลอก	Link8	132
แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์	Solid46	132
หน่วยแรงเฉือนเหล็กเสริม - คองกรีต	Combin39	109
หน่วยแรงเฉือนแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ – คองกรีต	Combin39	240
รวมจำนวนเอลิเมนต์		2,882

ผลและวิจารณ์การทดลอง

ข้อมูลที่ได้จากการทดสอบในห้องปฏิบัติการ สามารถนำมาวิเคราะห์เพื่อศึกษาถึงการเสื่อมสภาพของตัวอย่างทดสอบภายใต้สถานะแวดล้อมที่รุนแรง พฤติกรรมการรับน้ำหนักของตัวอย่างทดสอบขณะทำการทดสอบจนตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ ผลกระทบของสถานะแวดล้อมที่รุนแรงต่อประสิทธิภาพการยึดเกาะระหว่างผิวคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ พฤติกรรมของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในสถานะแวดล้อมที่รุนแรง ภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ และการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากแรงกระทำแบบซ้ำ โดยในการศึกษาได้แบ่งประเด็นสำคัญออกเป็นดังแสดงในภาพที่ 40 และมีหัวข้อดังต่อไปนี้

- 1) การทดสอบตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน
- 2) การทดสอบแบบไม่ทำลาย
- 3) การทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ 200,000 รอบ
- 4) การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต
- 5) การวิเคราะห์และประเมินค่าความเครียด สำหรับการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
- 6) การวิเคราะห์พลังงานการแตกหักสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
- 7) การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์



ภาพที่ 40 การนำเสนอผลและวิจารณ์การทดลอง

1. การทดสอบตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน (Epoxy Specimen)

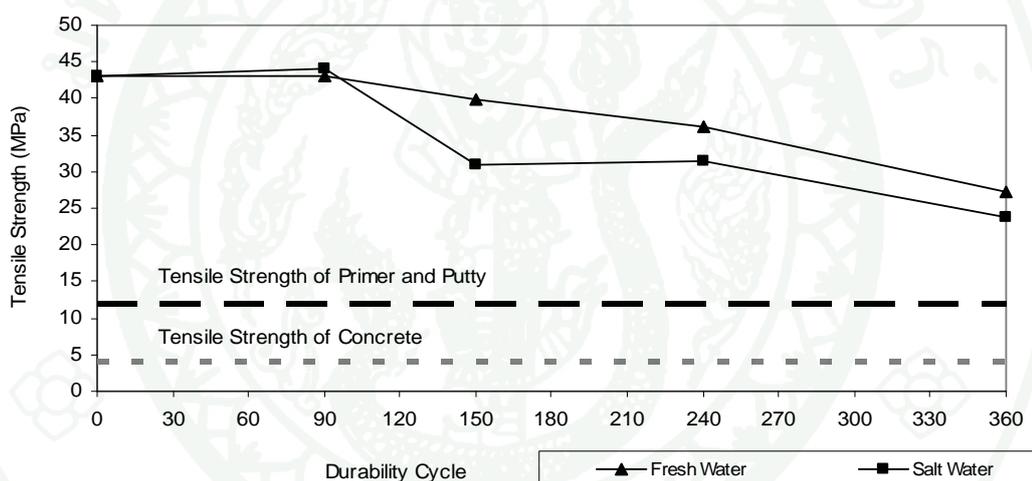
คานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ได้รับการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เมื่ออยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง อาจส่งผลให้เกิดการเสื่อมสภาพของคุณสมบัติการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน ดังนั้นในการศึกษาครั้งนี้ ได้จำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงในห้องปฏิบัติการเพื่อศึกษาถึงการเสื่อมสภาพของวัสดุเชื่อมประสานดังกล่าว โดยอาศัยผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงตามมาตรฐาน ASTM D 638-03 ประเภทที่ 5 ของตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน ซึ่งประกอบด้วยตัวอย่างทดสอบควบคุมซึ่งอยู่ในสภาวะแวดล้อมปกติจำนวน 3 ตัวอย่าง ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมเปียกสลับแห้งในน้ำจำนวน 12 ตัวอย่างและน้ำเกลือความเข้มข้นร้อยละ 5 จำนวน 12 ตัวอย่าง จากผลการทดสอบพบว่าตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสานควบคุมมีกำลังรับแรงดึงเฉลี่ยเท่ากับ 43.13 MPa และมีแนวโน้มที่กำลังรับแรงดึงลดน้อยลง เมื่อตัวอย่างทดสอบผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงทั้งในน้ำและน้ำเกลือ ดังแสดงในภาพที่ 41

ตารางผนวกที่ 17 แสดงผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน จากตารางแสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างทดสอบผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลา 150 รอบ ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมในน้ำและน้ำเกลือมีกำลังรับแรงดึงเฉลี่ยเท่ากับ 39.74 MPa และ 30.96 MPa หรือลดลงคิดเป็นร้อยละ 7.87 และร้อยละ 28.21 เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบควบคุมตามลำดับ

สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลา 240 รอบ ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมในน้ำและน้ำเกลือมีกำลังรับแรงดึงเฉลี่ยเท่ากับ 36.07 MPa และ 31.38 MPa หรือลดลงคิดเป็นร้อยละ 16.38 และร้อยละ 27.25 เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบควบคุมตามลำดับ และเมื่อตัวอย่างทดสอบผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลา 360 รอบ ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมในน้ำและน้ำเกลือมีกำลังรับแรงดึงเฉลี่ยเท่ากับ 27.32 MPa และ 23.86 MPa หรือลดลงคิดเป็นร้อยละ 36.66 และร้อยละ 44.69 เมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบควบคุมตามลำดับ

จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ากำลังรับแรงดึงของวัสดุเชื่อมประสานมีค่าลดลงเมื่อวัสดุเชื่อมประสานอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่มีความชื้น เนื่องจากความชื้นที่สะสมในวัสดุเชื่อมประสานส่งผลให้กำลังรับแรงดึงของวัสดุเชื่อมประสานมีค่าลดลง อีกทั้งการสะสมของความชื้นใน

บริเวณดังกล่าวยังทำให้เกิดไอน้ำซึ่งเป็นสาเหตุสำคัญที่ทำให้กำลังรับแรงดึงของวัสดุเชื่อมประสานมีค่าลดลง และสอดคล้องกับผลงานวิจัยของ Morgan *et al.* (1980); Zanni-Deffarges and Shanahan (1995), Loh *et al.* (2005) และ Zhenyu and Baolin (2008) ที่กล่าวมาข้างต้นการซึมผ่านของความชื้นเป็นสาเหตุของการเสื่อมสภาพของคุณสมบัติด้านยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน การลดลงของคุณสมบัติดังกล่าวมีผลต่อต่อกลไกการยึดเกาะ ซึ่งเป็นกลไกสำคัญสำหรับการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและวัสดุเชื่อมประสานของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงในน้ำเกลือส่งผลกระทบต่อกำลังรับแรงดึงของวัสดุเชื่อมประสานมากกว่าสภาวะแวดล้อมในน้ำ เนื่องจากการดูดซึมของเกลือส่งผลให้เกิดฟองอากาศในบริเวณผิวของวัสดุเชื่อมประสาน

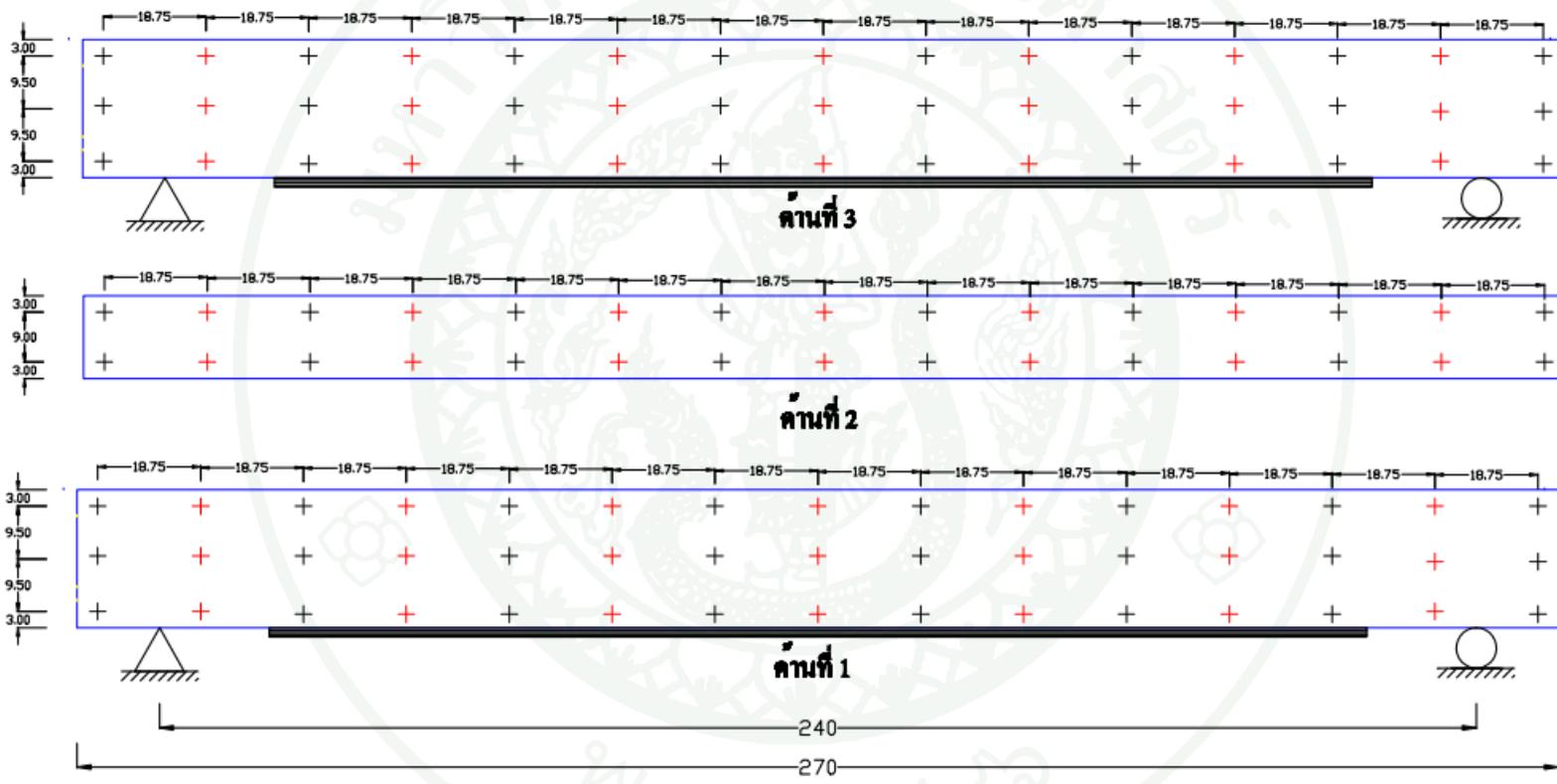


ภาพที่ 41 ความสัมพันธ์ระหว่างกำลังรับแรงดึงเฉลี่ยกับระยะเวลาการจำลองสภาวะแวดล้อมในน้ำและน้ำเกลือของตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน

2. การทดสอบแบบไม่ทำลาย

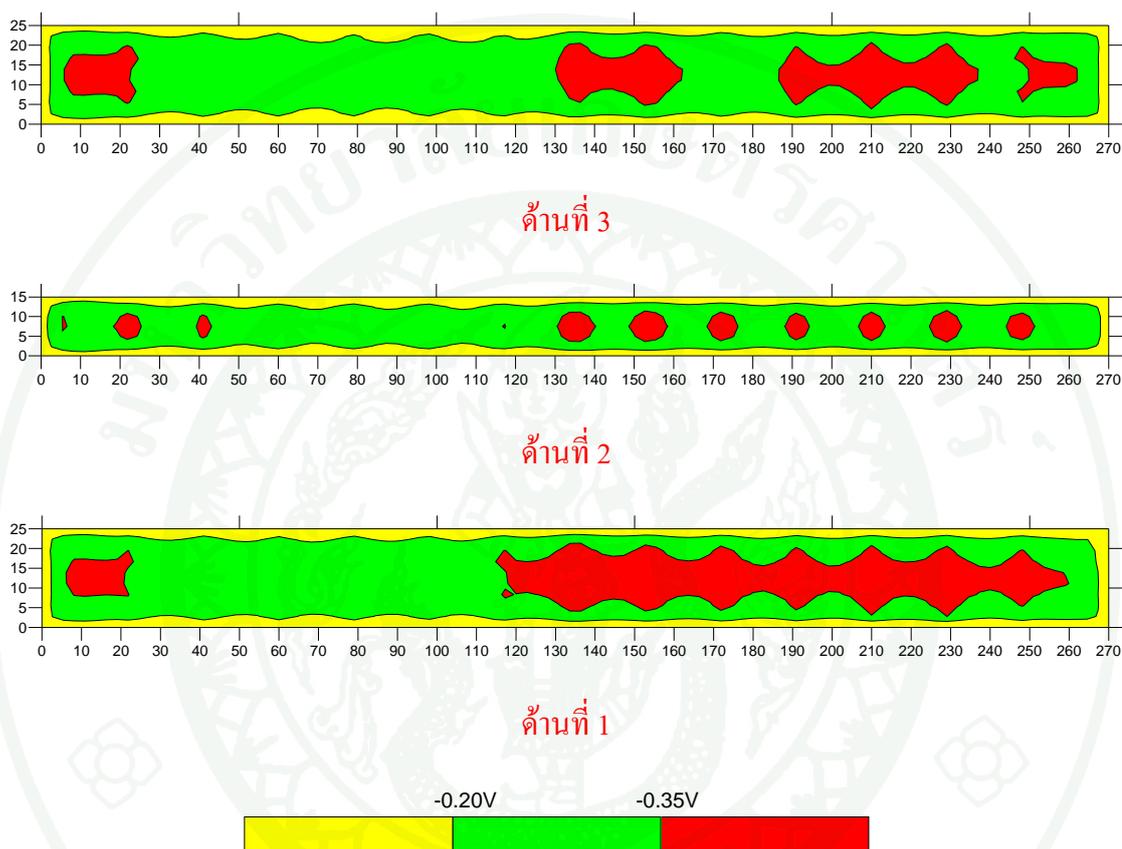
2.1 ผลการทดสอบการเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วยวิธีครึ่งเซลล์

ผลทดสอบการเกิดสนิมของเหล็กเสริมด้วยวิธีครึ่งเซลล์ สามารถประเมินค่าความต่างศักย์เป็นค่าความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิม ตามมาตรฐาน ASTM C 876 และสร้างเส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์เพื่อทราบถึงขอบเขตพื้นที่ความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมเกิดการผุกร่อนเป็นสนิม โดยภาพที่ 42 แสดงตำแหน่งการแบ่งดีเอ็นแบบกริดของตัวอย่างทดสอบตามตำแหน่งของเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอกซึ่งแสดงด้วยเครื่องหมายสีแดงและสีดำตามลำดับ



ภาพที่ 42 ตำแหน่งในการทดสอบความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมด้วยเครื่อง Half-Cell Instrumentation

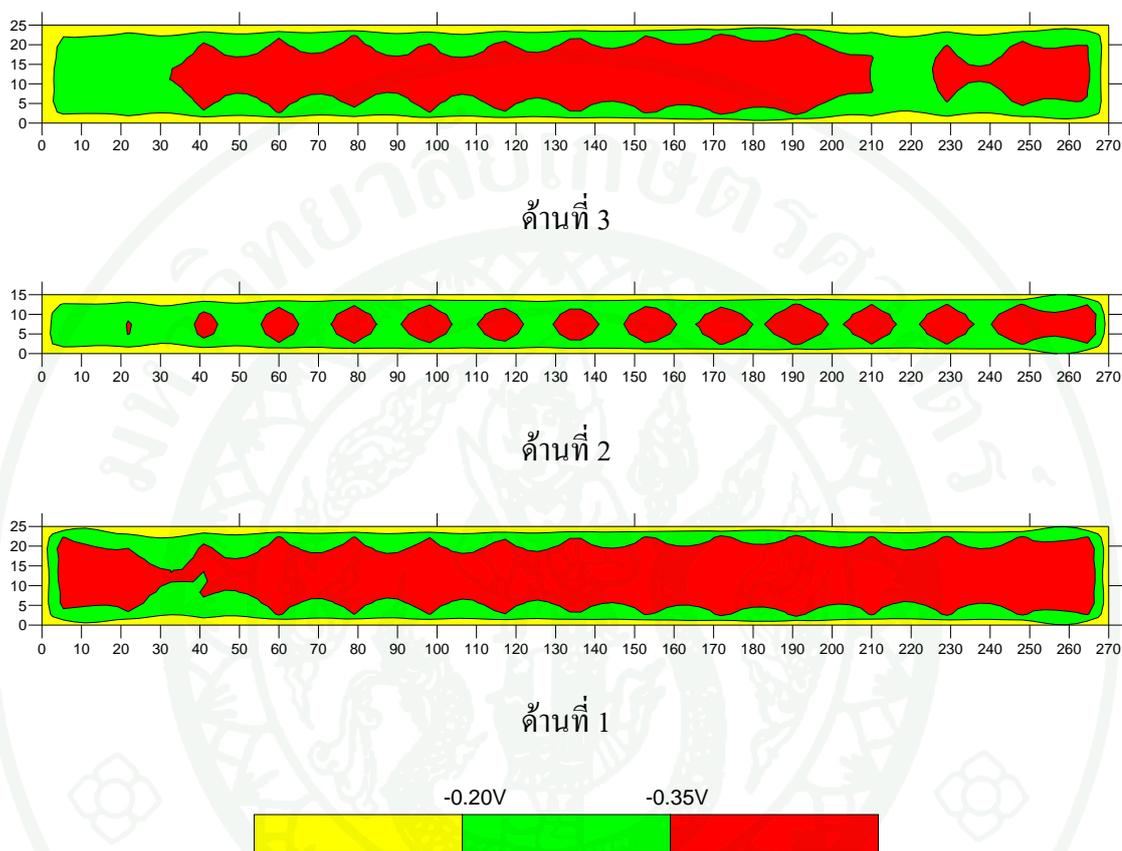
2.1.1 ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 วันหรือจำนวนการจำลองสภาวะน้ำขึ้นน้ำลง 90 รอบ ก่อนทำการทดสอบโครงสร้างแบบทำลายภายใต้แรงกระทำแบบสถิต



ภาพที่ 43 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM3 อุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 24 °C

จากผลการทดสอบและประเมินค่าความต่างศักย์เป็นค่าความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิม ของตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 วันหรือจำนวนการจำลองสภาวะน้ำขึ้นน้ำลง 90 รอบ แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบเริ่มมีความเสี่ยงที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมและในบริเวณตำแหน่งเหล็กปลอกและเหล็กเสริมหลักบางส่วน มีความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมมากกว่าร้อยละ 90 ดังแสดงในภาพที่ 43 สำหรับตัวอย่างทดสอบ DF3-1 DF3-2 และ DF3-3 มีผลการทดสอบและประเมินค่าความต่างศักย์สอดคล้องกับตัวอย่างทดสอบ DM3 ดังแสดงในภาคผนวก ค

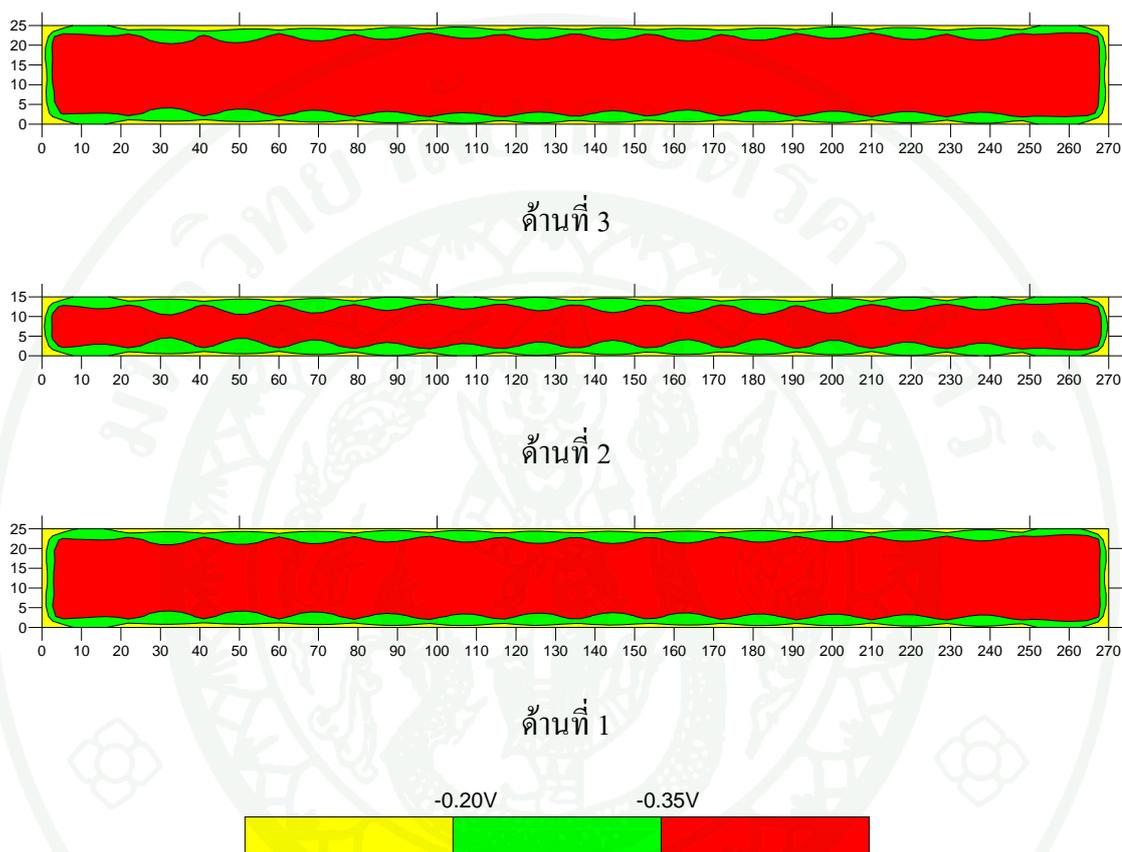
2.1.2 ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 วันหรือจำนวนการจำลองสภาวะน้ำขึ้นน้ำลง 240 รอบ ก่อนทำการทดสอบโครงสร้างแบบทำลายภายใต้แรงกระทำแบบสถิต



ภาพที่ 44 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM8 อุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C

จากผลการทดสอบและประเมินค่าความต่างศักย์เป็นค่าความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิม ของตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 วันหรือจำนวนการจำลองสภาวะน้ำขึ้นน้ำลง 240 รอบ พบตัวอย่างทดสอบเริ่มมีความเสี่ยงที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมและในบริเวณตำแหน่งเหล็กปลอกและเหล็กเสริมหลักมีความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมมากกว่าร้อยละ 90 เพิ่มมากขึ้นเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 วัน ดังแสดงในภาพที่ 44 สำหรับตัวอย่างทดสอบ DF8-1 DF8-2 และ DF8-3 มีผลการทดสอบและประเมินค่าความต่างศักย์สอดคล้องกับตัวอย่างทดสอบ DM8 ดังแสดงในภาคผนวก ก

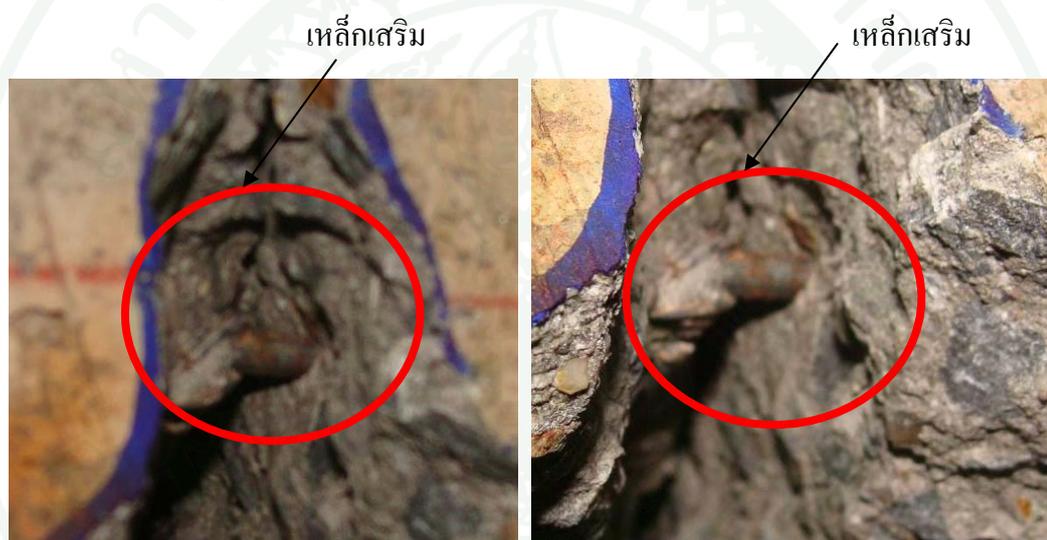
2.1.3 ตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 วันหรือจำนวนการจำลองสภาวะน้ำขึ้นน้ำลง 360 รอบ ก่อนทำการทดสอบโครงสร้างแบบทำลายภายใต้แรงกระทำแบบสถิต



ภาพที่ 45 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM12-2 อุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 25 °C

สำหรับตัวอย่างทดสอบที่ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 วันหรือจำนวนการจำลองสภาวะน้ำขึ้นน้ำลง 360 รอบ จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่ามีความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมมากกว่าร้อยละ 90 ทั้งในบริเวณเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอกตลอดช่วงความยาวของตัวอย่างทดสอบ ดังแสดงในภาพที่ 45 สำหรับตัวอย่างทดสอบ DM12-1 มีผลการทดสอบและประเมินค่าความต่างศักย์สอดคล้องกับตัวอย่างทดสอบ DM12-2 ดังแสดงในภาคผนวก ก

จากผลการทดสอบและการประเมินค่าความต่างศักย์เป็นค่าความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมตามมาตรฐาน ASTM C 876 แสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบเริ่มมีความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมมากกว่าร้อยละ 90 โดยเฉพาะในบริเวณตำแหน่งเหล็กปลอก เมื่อตัวอย่างทดสอบอยู่ในสภาวะการจำลองน้ำขึ้นน้ำลงเป็นเวลา 90 วันและตัวอย่างทดสอบมีความน่าจะเป็นที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมมากกว่าร้อยละ 90 ทั้งในบริเวณเหล็กเสริมหลักและเหล็กปลอกตลอดช่วงความยาวนาน เมื่อตัวอย่างทดสอบอยู่ในสภาวะการจำลองน้ำขึ้นน้ำลงเป็นเวลา 360 วัน อย่างไรก็ตามเมื่อทำการทดสอบโครงสร้างแบบทำลายภายใต้แรงกระทำแบบสถิตของตัวอย่างทดสอบ DM12-2 ซึ่งผ่านการจำลองสภาวะน้ำขึ้นน้ำลงเป็นเวลา 360 วัน ในบริเวณที่เกิดรอยแตกกว้างเนื่องจากแรงคัตที่กึ่งกลางคาน เหล็กเสริมหลักไม่ได้เกิดสนิม ดังแสดงในภาพที่ 46



ภาพที่ 46 เหล็กเสริมภายในคอนกรีตของตัวอย่างทดสอบ DM12-2

1.2 ผลการตรวจสอบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากแรงกระทำซ้ำ

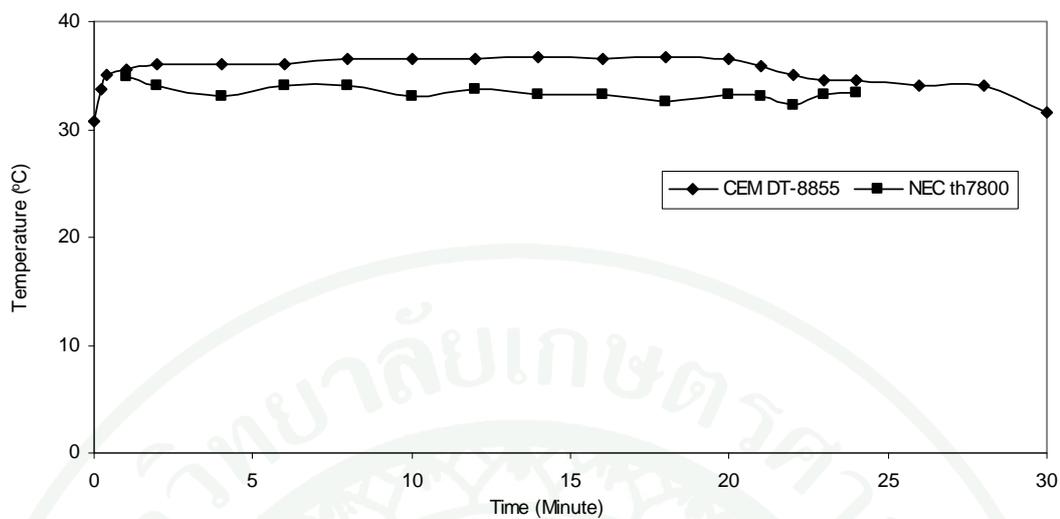
การตรวจสอบการหลุดร่อนหรือการสูญเสียการยึดเกาะด้วยการวัดอุณหภูมิพื้นผิวจากการตรวจจับรังสีอินฟราเรดหรือการถ่ายภาพความร้อน (Infrared Thermography) แบ่งออกเป็น 2 ส่วนดังต่อไปนี้

2.2.1 ผลทดสอบเบื้องต้นเพื่อหาระยะเวลาในการให้ความร้อนที่เหมาะสม

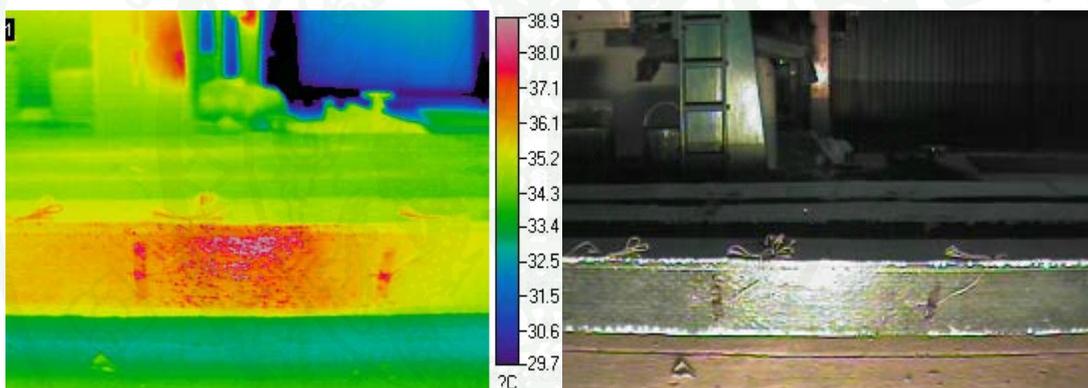
การหาระยะเวลาที่เหมาะสมสำหรับการทดสอบแบบไม่ทำลายด้วยการวัดอุณหภูมิพื้นผิวจากการตรวจจับรังสีอินฟราเรดหรือการถ่ายภาพความร้อน คือการหาระยะเวลาที่อุณหภูมิพื้นผิวของตัวอย่างทดสอบเริ่มมีค่าคงที่ เมื่อมีการให้ความร้อนกับพื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

การทดสอบเบื้องต้นเพื่อหาระยะเวลาในการให้ความร้อนที่เหมาะสมสำหรับการวัดอุณหภูมิพื้นผิวด้วยการตรวจจับรังสีอินฟราเรด ทำการทดสอบด้วยเครื่อง NEC TH7800 และเครื่อง CEM DT-8855 โดยทำการให้ความร้อน 1,000 วัตต์ มีระยะห่างจากผิวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ 1.00 เมตร เป็นระยะเวลานาน 20 นาที ทำการบันทึกอุณหภูมิทุก ๆ 20 วินาที จนกระทั่งระยะเวลาผ่านไป 2 นาที จึงทำการบันทึกอุณหภูมิทุก ๆ 2 นาที จนครบ 20 นาที ภายใต้อุณหภูมิห้อง 30.70 องศาเซลเซียส เพื่อหาระยะเวลาประสิทธิภาพที่เหมาะสมสำหรับการตรวจสอบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากแรงกระทำซ้ำ

จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าอุณหภูมิพื้นผิวที่สามารถบันทึกได้ด้วยเครื่อง NEC TH7800 และเครื่อง CEM DT-8855 มีค่าคงที่เมื่อเวลาในการให้ความร้อนผ่านไป 2 นาที ดังแสดงในภาพที่ 47 ดังนั้น จากผลการทดสอบสามารถสรุปได้ว่าระยะเวลาประสิทธิภาพที่เหมาะสมที่ใช้สำหรับการตรวจสอบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากแรงกระทำซ้ำมีค่าเท่ากับ 2 นาที ภาพที่ 48 ถึงภาพที่ 50 แสดงภาพถ่ายความร้อนเมื่อเวลาในการให้ความร้อนผ่านไป 1 นาที 2 นาที และ 20 นาที ตามลำดับ



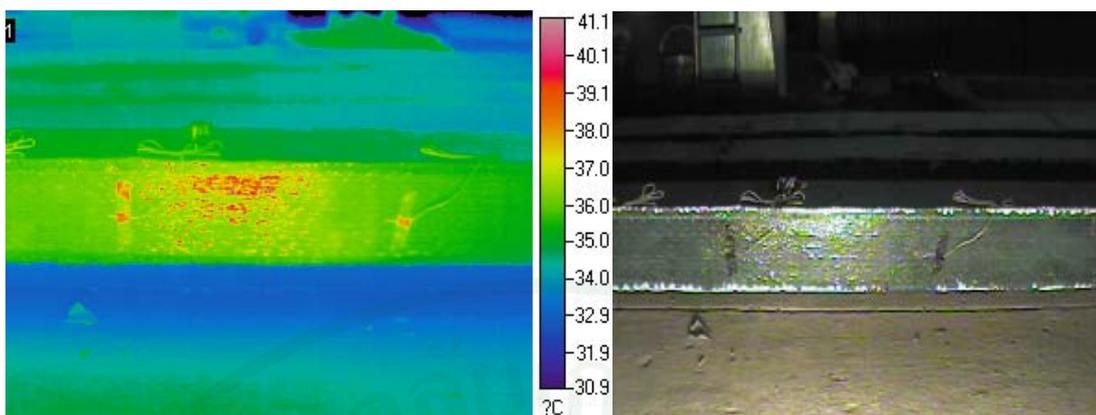
ภาพที่ 47 ผลการทดสอบระยะเวลาในการให้ความร้อนที่เหมาะสมสำหรับการถ่ายภาพความร้อน



ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

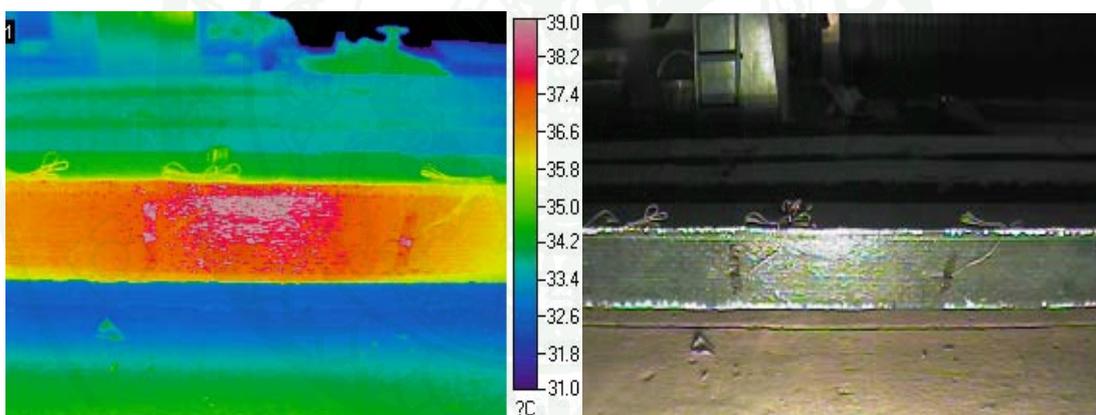
ภาพที่ 48 ภาพถ่ายความร้อนเมื่อเวลาในการให้ความร้อนผ่านไป 1 นาที



ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

ภาพที่ 49 ภาพถ่ายความร้อนเมื่อเวลาในการให้ความร้อนผ่านไป 2 นาที



ก) ภาพถ่ายความร้อน

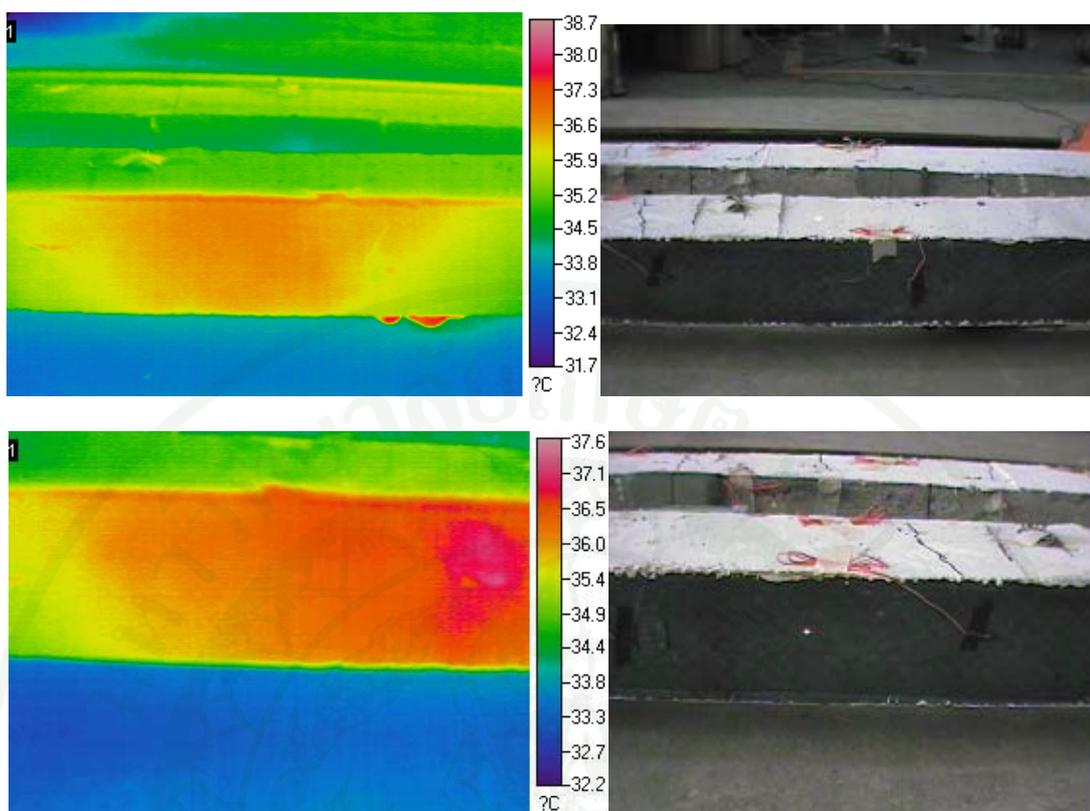
ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

ภาพที่ 50 ภาพถ่ายความร้อนเมื่อเวลาในการให้ความร้อนผ่านไป 20 นาที

2.2.2 ผลการตรวจสอบการสูญเสียการยึดเกาะด้วยการถ่ายภาพความร้อน

ผลการตรวจสอบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากแรงกระทำซ้ำด้วยการวัดอุณหภูมิพื้นผิวจากการตรวจจับรังสีอินฟราเรดหรือการถ่ายภาพความร้อน ทำการทดสอบด้วยเครื่อง NEC TH7800 และเครื่อง CEM DT-8855 โดยทำการให้ความร้อน 1,000 วัตต์ มีระยะห่างจากผิวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ 0.40 เมตร เป็นระยะเวลา 2 นาที ภายใต้ อุณหภูมิห้อง 30 ถึง 31.5 องศาเซลเซียส เพื่อหาความแตกต่างของอุณหภูมิ (Hot Spots) ในบริเวณที่เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากแรงกระทำภายใต้แรงกระทำสอง จุด โดยทำการบันทึกภาพแบ่งออกเป็นทางด้านซ้ายและทางด้านขวาจากกึ่งกลางของแต่ละตัวอย่าง ทดสอบ ภาพที่ 51 ถึงภาพที่ 53 แสดงภาพถ่ายความร้อนของอย่างทดสอบ CF-2 DF3-2 และ DF3-3 สำหรับตัวอย่างทดสอบอื่นมีผลการตรวจสอบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เนื่องจากแรงกระทำซ้ำด้วยการวัดอุณหภูมิพื้นผิวจากการตรวจจับรังสีอินฟราเรดหรือการถ่ายภาพ ความร้อนที่สอดคล้องกันดังแสดงในภาคผนวก ค

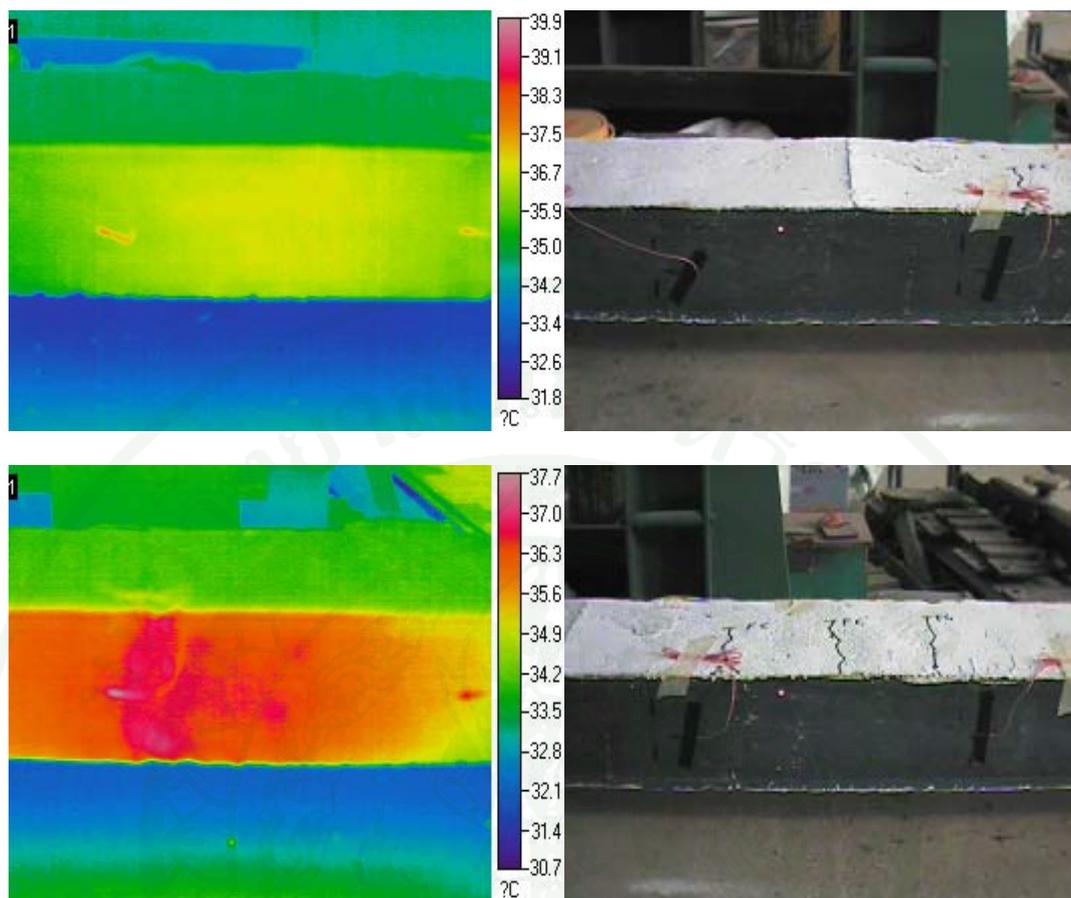
จากข้อมูลและการวิเคราะห์ผลภาพถ่ายความร้อนที่ได้แสดงให้เห็นว่า ทุกตัวอย่างทดสอบไม่มีความแตกต่างของอุณหภูมิ ดังนั้นจึงสามารถสรุปได้ว่าตัวอย่างทดสอบที่ ผ่านการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ 200,000 รอบ ไม่พบการหลุดร่อนหรือการสูญเสียการยึด เกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ภายใต้ความสามารถในการตรวจสอบด้วยวิธีการวัดอุณหภูมิพื้นผิว จากการตรวจจับรังสีอินฟราเรดหรือการถ่ายภาพความร้อน



ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

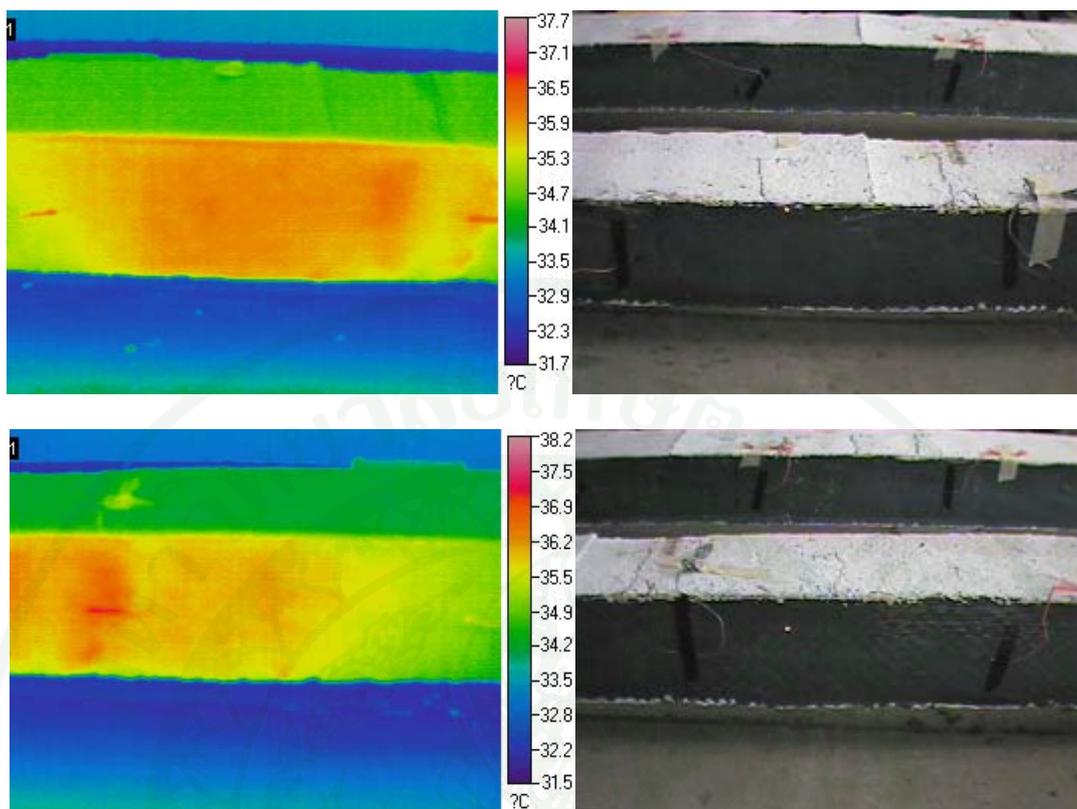
ภาพที่ 51 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ CF-2



ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

ภาพที่ 52 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF3-2



ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

ภาพที่ 53 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF8-2

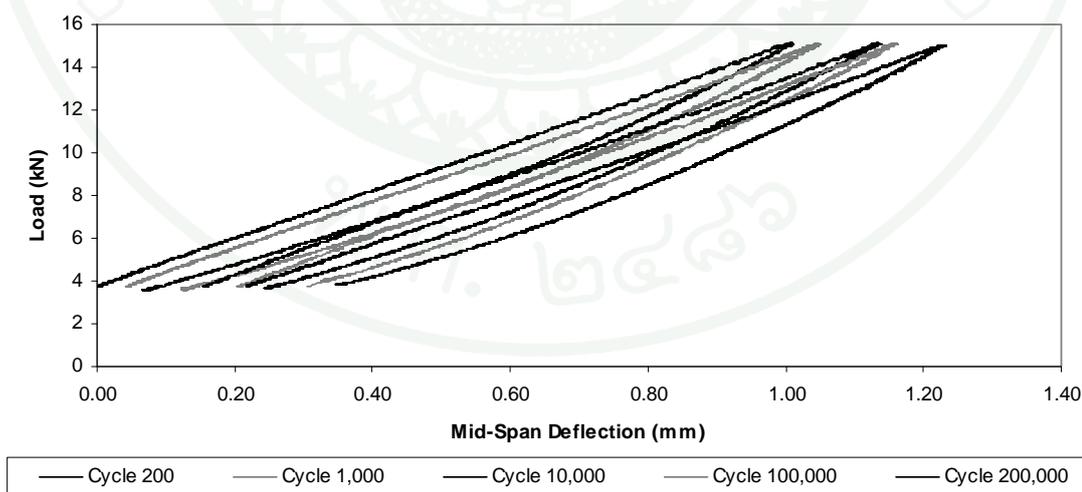
3. การทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ 200,000 รอบ

ความสามารถในการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับ โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้พฤติกรรมความล้า ถือเป็นองค์ประกอบสำคัญในการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำที่เพิ่มขึ้นอาจส่งผลให้เสถียรภาพของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและระยะการเคลื่อนตัว (Bond Slips) มีค่าลดลง ดังนั้น การสูญเสียการยึดเกาะเบื้องต้นเนื่องจากพฤติกรรมความล้าของโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เป็นสิ่งสำคัญที่ต้องพิจารณา

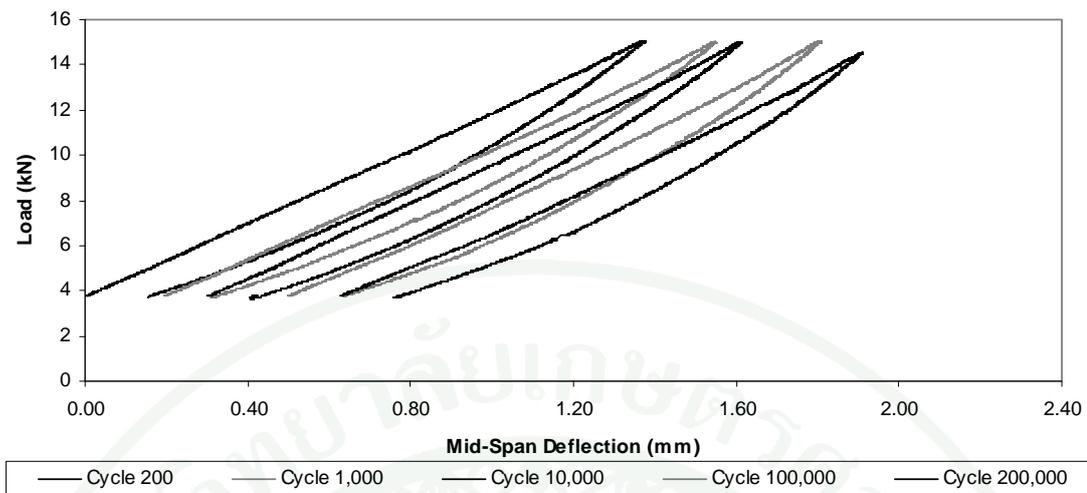
จากผลการทดสอบได้นำเสนอความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบกระทำซ้ำและการตอบสนองความเครียดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

3.1 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำ

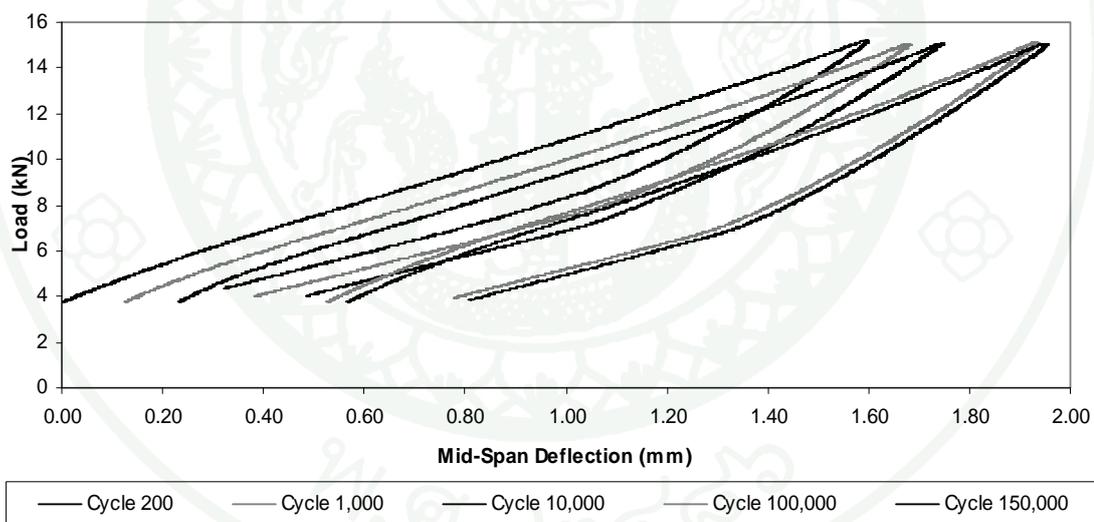
พฤติกรรมการรับแรงแบบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ สามารถแสดงได้โดยความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำซ้ำตั้งแต่เริ่มทำการทดสอบจนถึงรอบกระทำซ้ำที่ 200,000 รอบ ภาพที่ 54 ถึงภาพที่ 56 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ CF-2 DF3-2 และ DF8-2 จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าเมื่อเริ่มทำการทดสอบตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กจะเกิดการโก่งตัว โดยทุกจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวมีรูปแบบเป็น Sine Wave และมีพฤติกรรมรับน้ำหนักคล้ายคลึงกัน กล่าวคือ เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบจะมีค่าเพิ่มขึ้น และการโก่งตัวจะมีค่าลดลงเมื่อลดน้ำหนักบรรทุก แต่ถึงอย่างไรก็ตามการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นเมื่อจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำเพิ่มขึ้น เนื่องจากโครงสร้างเกิดการโก่งตัวคงค้าง (Residual Deflection) ในทุกจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำ ส่งผลให้โครงสร้างเกิดการโก่งตัวเพิ่มขึ้นทุก ๆ รอบของแรงกระทำซ้ำ



ภาพที่ 54 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ CF-2



ภาพที่ 55 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF3-2

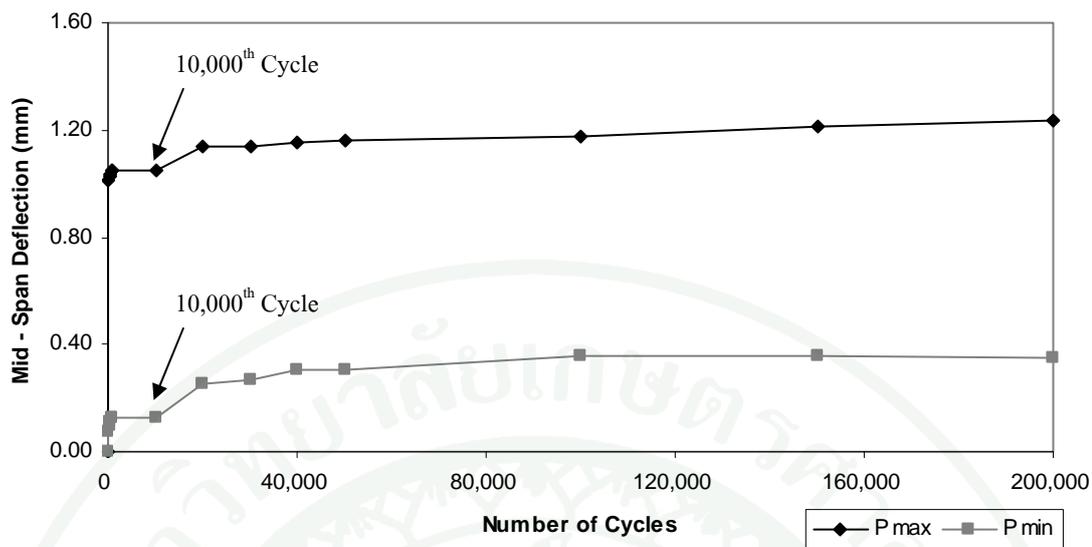


ภาพที่ 56 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF8-2

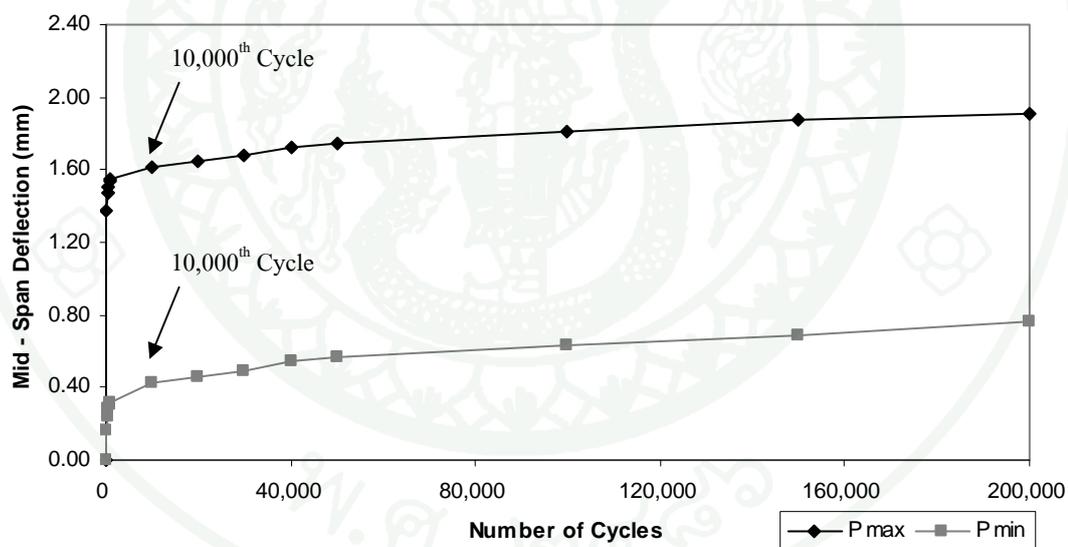
ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ CF-2 เมื่อเริ่มทำการทดสอบค่าการโก่งตัวมีค่าอยู่ระหว่าง 0.07 ถึง 1.01 มม. และเมื่อทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำจนถึงรอบที่ 200,000 ค่าการโก่งตัวมีค่าอยู่ระหว่าง 0.35 ถึง 1.23 มม. หรือการโก่งตัวสูงสุดเพิ่มขึ้นคิดเป็นร้อยละ 17.94 ดังแสดงในภาพที่ 57 สำหรับตัวอย่างทดสอบ DF3-2 เมื่อเริ่มทำการทดสอบค่าการโก่งตัวมีค่าอยู่ระหว่าง 0.16 ถึง 1.38 มม. และเมื่อทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำจนถึงรอบที่ 200,000 ค่าการโก่งตัวมีค่าอยู่ระหว่าง 0.76 ถึง 1.91 มม. หรือการโก่งตัวสูงสุดเพิ่มขึ้นคิดเป็นร้อยละ 27.95 ดังแสดงในภาพที่ 58 และสุดท้ายตัวอย่างทดสอบ DF8-2 เมื่อเริ่มทำการทดสอบค่าการโก่งตัวมีค่าอยู่ระหว่าง 0.21 ถึง 1.60 มม. และเมื่อทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำจนถึงรอบที่ 200,000 ค่าการโก่งตัวมีค่าอยู่ระหว่าง 0.81 ถึง 1.96 มม. หรือการโก่งตัวสูงสุดเพิ่มขึ้นคิดเป็นร้อยละ 27.95 ดังแสดงในภาพที่ 59

จากผลการทดสอบและความสัมพันธ์แสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างทดสอบเริ่มทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ ตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดการโก่งตัวและมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำ จนตัวอย่างทดสอบมีจำนวนรอบกระทำซ้ำเกิน 10,000 รอบ การโก่งและเริ่มมีค่าคงที่ การโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นตามจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำแสดงให้เห็นว่าตัวอย่างทดสอบเกิดการสูญเสียสติฟเนสเนื่องจากการโก่งตัวคงค้าง (Residual Deflection) ในทุกจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำ และการสูญเสียสติฟเนสจะมีค่ามากเมื่อตัวอย่างทดสอบมีจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำเกิน 10,000 รอบ และเริ่มมีค่าคงที่เมื่อเทียบกับการสูญเสียสติฟเนสเมื่อเริ่มทำการทดสอบ

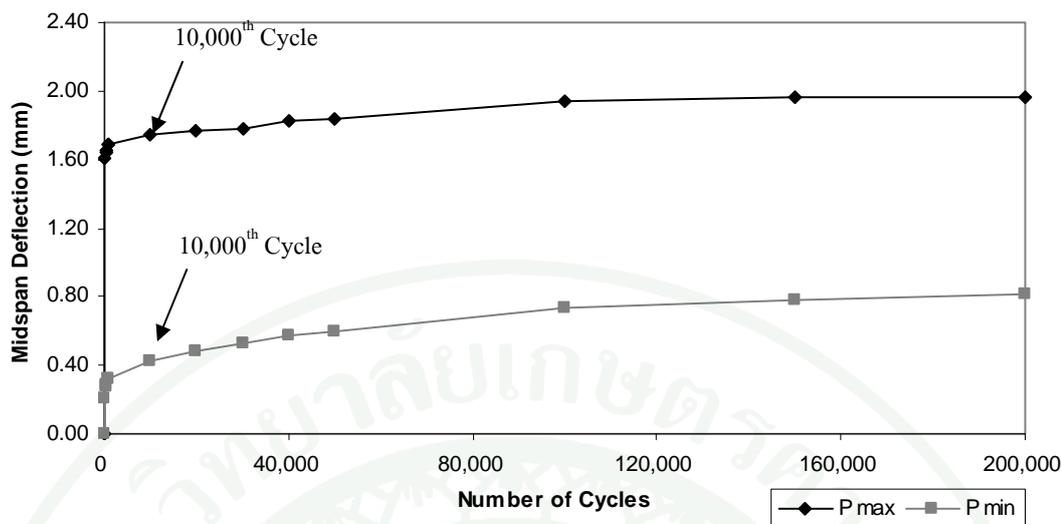
สภาวะแวดล้อมแวดล้อมที่รุนแรง จากการจำลองสภาวะน้ำขึ้นน้ำลงภายใต้ น้ำเกลือที่มีความเข้มข้นร้อยละ 5 เป็นเวลา 90 และ 240 วัน ไม่ได้ส่งผลกระทบต่อความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำ สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบอื่นดังแสดงในภาคผนวก ค มีผลที่สอดคล้องกันทุกตัวอย่างทดสอบ



ภาพที่ 57 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ CF-2



ภาพที่ 58 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF3-2



ภาพที่ 59 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF8-2

3.2 ความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดกับจำนวนรอบกระทำซ้ำ

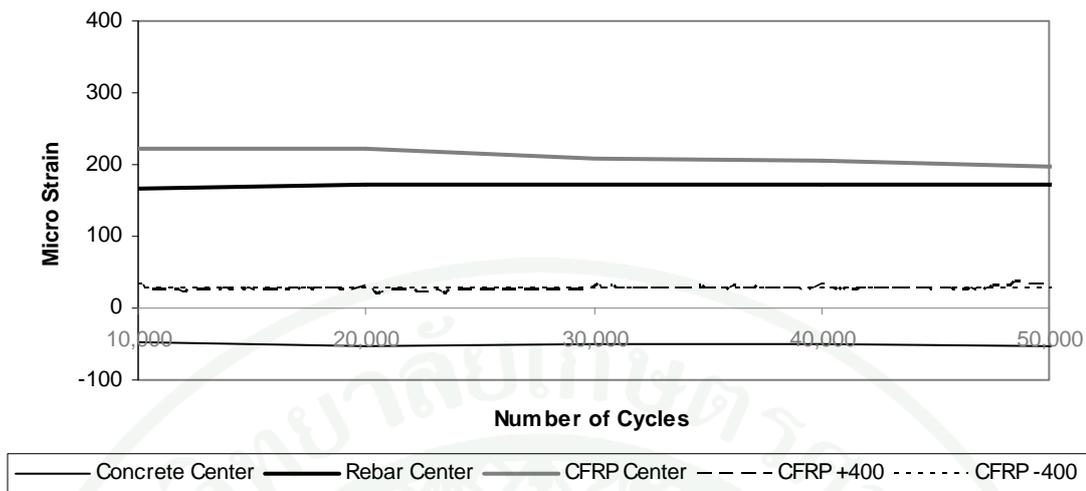
การตอบสนองความเครียดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CF-2 DF3-2 และ DF8-2 ภายใต้แรงกระทำซ้ำตั้งแต่ 10,000 รอบจนถึง 50,000 ดังแสดงในภาพที่ 60 ถึงภาพที่ 62 ซึ่งประกอบไปด้วยการตอบสนองความเครียดที่ตำแหน่งกึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ โดยมีความเครียดที่เหล็กเสริมรับแรงดึง คอนกรีต และแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ใต้แรงกระทำซ้ำ

จากผลการทดสอบของตัวอย่างทดสอบในสภาวะควบคุม CF-2 การตอบสนองความเครียดภายใต้แรงกระทำซ้ำ 10,000 รอบจนกระทั่ง 50,000 รอบ ที่ตำแหน่งกึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ โดยความเครียดที่เหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าอยู่ระหว่าง 167.52 ถึง 837.58 $\mu\epsilon$ ที่รอบกระทำซ้ำ 10,000 และมีค่าอยู่ระหว่าง 172.30 ถึง 804.08 $\mu\epsilon$ และความเครียดที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ มีค่าอยู่ระหว่าง 223.04 ถึง 1,112.31 $\mu\epsilon$ ที่รอบกระทำซ้ำ 10,000 และมีค่าอยู่ระหว่าง 197.19 ถึง 1073.06 $\mu\epsilon$ ดังแสดงในภาพที่ 60 การกระจายความเครียดจากผลการทดสอบไม่ได้มีค่าเพิ่มขึ้นตามจำนวนรอบของการกระทำซ้ำที่เพิ่มขึ้น ซึ่งแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมความล้าภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบสำหรับการศึกษาในครั้งนี้ ไม่ได้ส่งผลกระทบต่อตัวอย่างทดสอบในสภาวะควบคุม

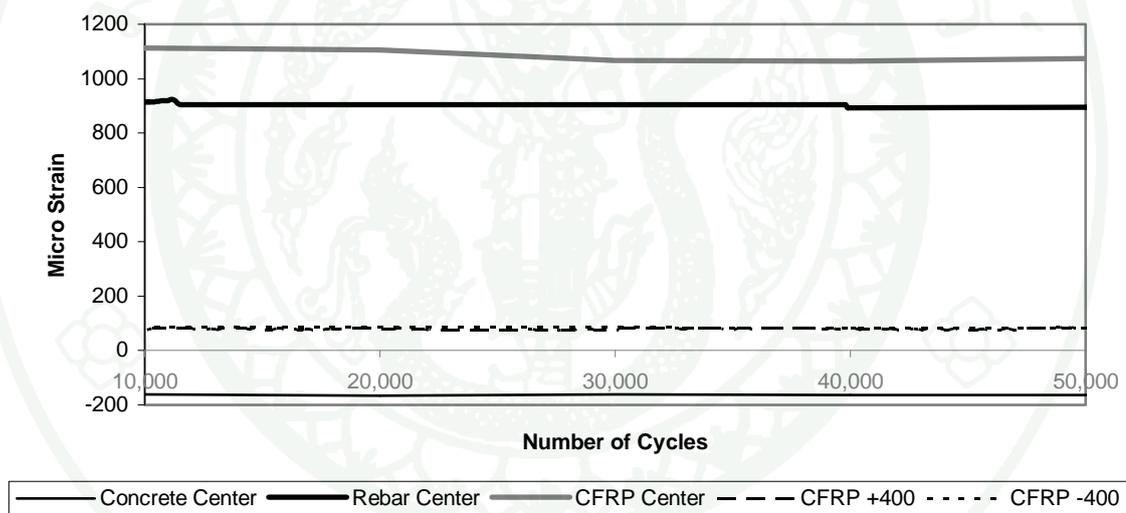
สำหรับตัวอย่างทดสอบภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง DF3-2 จากผลของการทดสอบและการกระจายค่าความเครียดดังแสดงในภาพที่ 61 แสดงให้เห็นว่าการกระจายค่าความเครียดจากผลการทดสอบที่ไม่ได้มีค่าเพิ่มขึ้นตามจำนวนรอบของการทำซ้ำที่เพิ่มขึ้น ดังนั้นแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมความล้าภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการทดสอบสำหรับการศึกษาในครั้งนี้ ไม่ได้ส่งผลกระทบต่อตัวอย่างทดสอบที่ผ่านสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลา 90 วัน

แต่เมื่อตัวอย่างทดสอบอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลา 240 วัน (DF8-2) การตอบสนองของความเครียดภายใต้แรงกระทำซ้ำ 10,000 รอบจนกระทั่ง 50,000 รอบ มีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำเพิ่มขึ้นที่รอบกระทำซ้ำ 10,000 ค่าความเครียดสูงสุดและต่ำสุดที่ตำแหน่งกึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงมีค่าอยู่ระหว่าง 153.16 ถึง 622.20 $\mu\epsilon$ และ 153.16 ถึง 607.84 $\mu\epsilon$ ตามลำดับ ค่าความเครียดสูงสุดและต่ำสุดที่ตำแหน่งกึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าอยู่ระหว่าง 293.87 ถึง 1,405.22 $\mu\epsilon$ และ 331.20 ถึง 1,359.27 $\mu\epsilon$ ตามลำดับ และค่าความเครียดสูงสุดและต่ำสุดที่ตำแหน่งภายใต้แรงกระทำที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าอยู่ระหว่าง 277.60 ถึง 1,108.80 $\mu\epsilon$ และ 341.41 ถึง 1,127.13 $\mu\epsilon$ ตามลำดับ ดังแสดงในภาพที่ 62

การเพิ่มขึ้นของความเครียดของตัวอย่างทดสอบที่อยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลา 240 วัน แสดงให้เห็นถึงการลดลงของสติเฟนภายใต้แรงกระทำซ้ำ โดยเมื่อตัวอย่างทดสอบรับน้ำหนักบรรทุกทุกกระทำแบบซ้ำการตอบสนองของความเครียดภายใต้แรงกระทำซ้ำมีค่าเพิ่มขึ้นเมื่อจำนวนรอบของการกระทำซ้ำเพิ่มขึ้น ดังนั้นจากผลการทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ 200,000 รอบ สามารถสรุปได้ว่าไม่พบการเสื่อมสภาพของตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากพฤติกรรมความล้าเพียงอย่างเดียวเนื่องจากแรงกระทำซ้ำไม่ได้ส่งผลกระทบต่อความสามารถในการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ แต่สามารถพบการเสื่อมสภาพเนื่องจากพฤติกรรมความล้าของตัวอย่างทดสอบเมื่อตัวอย่างทดสอบมีการเสื่อมสภาพเนื่องจากสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงภายใต้ความชื้นเป็นเวลา 240 รอบ ดังแสดงในภาพที่ 62

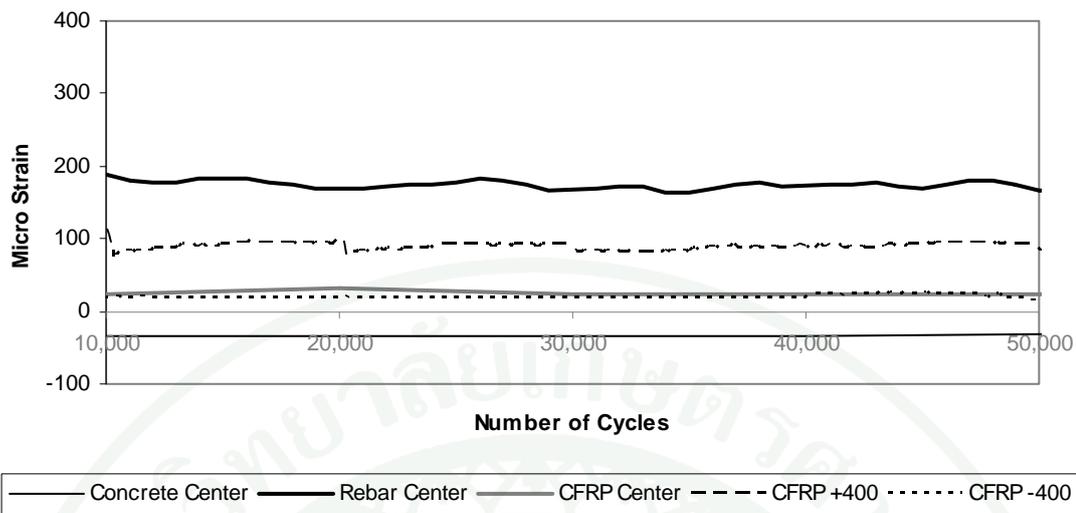


ก) ความเครียดต่ำสุด

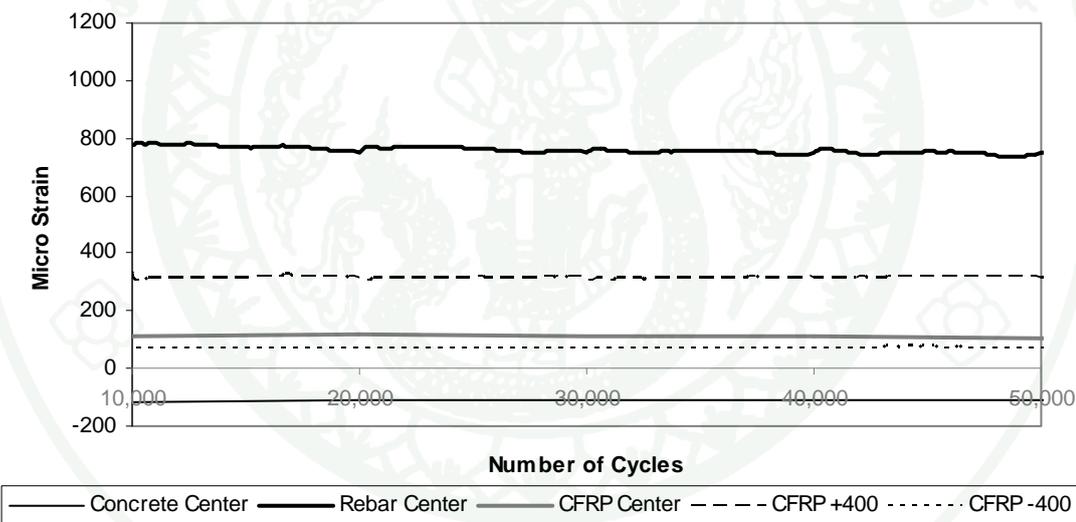


ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพที่ 60 การตอบสนองความเครียดของตัวอย่างทดสอบ CF-2

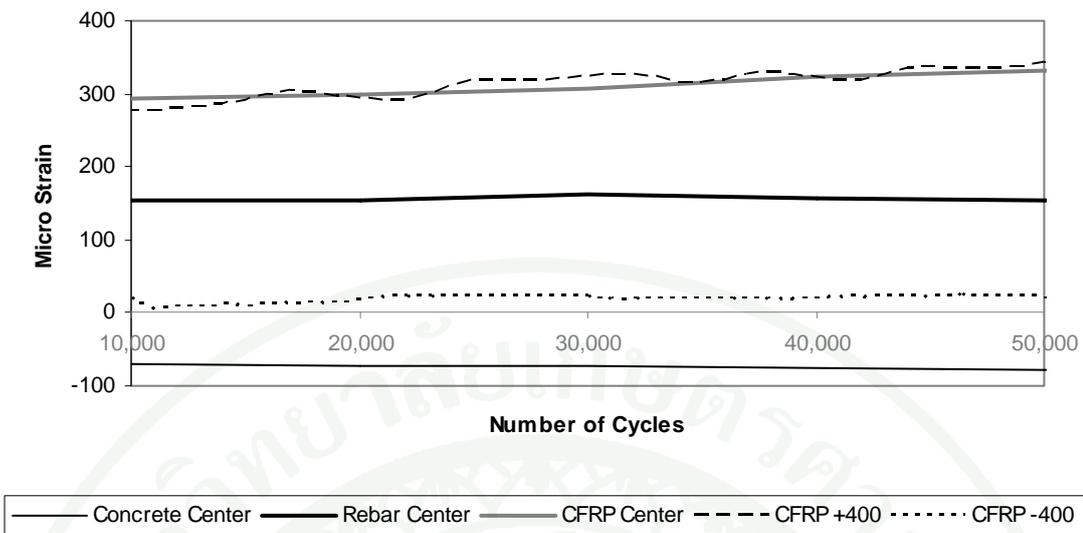


ก) ความเครียดต่ำสุด

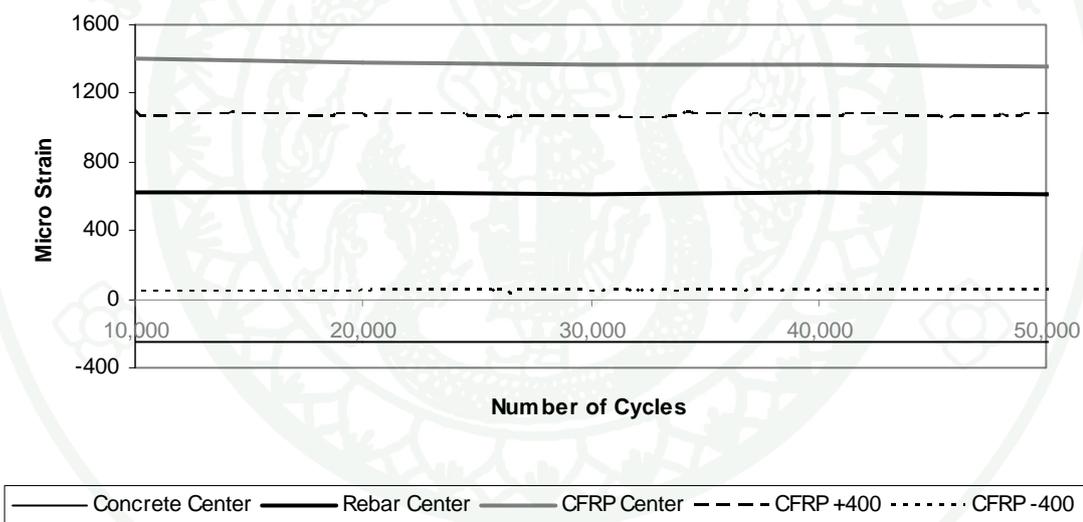


ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพที่ 61 การตอบสนองความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF3-2



ก) ความเครียดต่ำสุด



ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพที่ 62 การตอบสนองความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF8-2

4. การทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

4.1 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ

การเสริมกำลังโครงสร้างด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ มีผลทำให้กำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างดีขึ้น อย่างไรก็ตามกำลังรับน้ำหนักของโครงสร้างถูกจำกัดด้วยคุณสมบัติด้านแรงยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุเสริมกำลังกับคอนกรีต สำหรับรูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบแสดงให้เห็นว่ารูปแบบการวิบัติเป็นแบบการสูญเสียหน่วยแรงยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และจะเกิดภายใต้น้ำหนักบรรทุกที่ต่ำกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่คำนวณได้จากกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของหน้าตัด เมื่อกำหนดให้ค่าความเครียดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าเท่ากับค่าความเครียดที่เส้นใยขาด (Fiber Breaking Strain) และบนสมมุติฐานที่ว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุคอมโพสิตเสริมเส้นใยและคอนกรีตเป็นไปอย่างสมบูรณ์

รูปแบบการวิบัติจากผลการทดสอบของตัวอย่างทดสอบควบคุม (CM) และตัวอย่างทดสอบที่ผ่านภาวะแวดล้อมที่รุนแรง (DM3 DM8 และ DM12) ภายใต้การทดสอบแบบแรงกระทำแบบสถิต แสดงให้เห็นว่ารูปแบบการวิบัติเป็นแบบการสูญเสียหน่วยแรงยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ดังแสดงในภาพที่ 63 เมื่อตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดบริเวณช่วงการเอียงของตัวอย่างทดสอบ ตำแหน่งดังกล่าวจะเกิดหน่วยแรงขมขม (Stress Concentration) (Maalej and Bian, 2001) ส่งผลให้เกิดหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดึงที่บริเวณรอยต่อระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคอนกรีต หน่วยแรงดึงจะถูกส่งถ่ายไปยังเหล็กเสริมเนื่องจากความสมดุลของหน้าตัด (Arduini and Nanni, 1997) หลังจากโครงสร้างรับน้ำหนักบรรทุกจนเหล็กเสริมถึงจุดคราก ส่งผลให้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ต้องรับหน่วยแรงดึงซึ่งเพิ่มขึ้นเนื่องจากการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก หน่วยแรงดึงดังกล่าวจะถูกส่งถ่ายมายังแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์โดยผ่านทางหน่วยแรงเฉือนที่บริเวณผิวของคอนกรีต กลไกดังกล่าวส่งผลให้เกิดหน่วยแรงเฉือนที่สูง และเมื่อหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีค่ามากกว่าหน่วยแรงยึดเหนี่ยววิกฤติ การสูญเสียการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จะเริ่มขึ้นที่บริเวณดังกล่าว ซึ่งสามารถสังเกตเห็นการสูญเสียการยึดเกาะได้อย่างชัดเจน และขยายตัวไปยังบริเวณที่มีค่าโมเมนต์ลดลงหรือปลายของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จนโครงสร้างวิบัติ (Teng *et al.*, 2003; Wu and Niu 2007)



ภาพที่ 63 รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบ

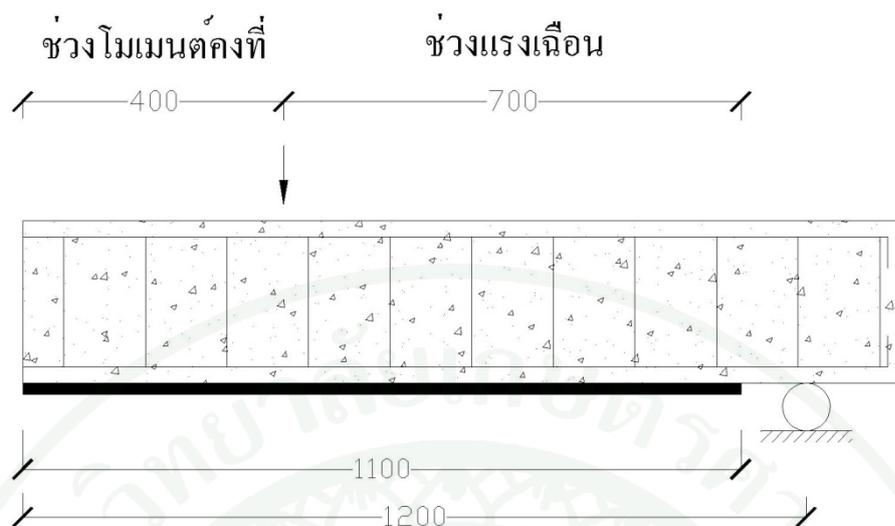
สำหรับสมมติฐานที่กล่าวว่า การยึดเหนี่ยวระหว่างโครงสร้างและวัสดุเสริมกำลัง เป็นไปอย่างสมบูรณ์ เมื่อโครงสร้างเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด สมมติฐานดังกล่าวจะไม่ใช่จริงที่บริเวณรอยแตกร้าว โดยที่บริเวณปลายของรอยแตกร้าวจะเกิดหน่วยแรงขมมุมบริเวณรอยต่อระหว่างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และมักจะเกิดขึ้นที่บริเวณรอยต่อฝั่งของคอนกรีต หน่วยแรงขมมุมที่เกิดขึ้นจากรอยแตกร้าวดังกล่าวประกอบไปด้วยหน่วยแรงสองลักษณะคือ หน่วยแรงเฉือนบริเวณรอยต่อระหว่างโครงสร้างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และหน่วยแรงดึงเนื่องจากการยึดเกาะของมวลรวมหยาบบริเวณรอยแตกร้าว

ผลกระทบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงที่มีต่อรูปแบบการวิบัติ โดยทั่วไปรูปแบบของการสูญเสียการยึดเกาะของตัวอย่างทดสอบที่ไม่ได้ผ่านสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง การวิบัติจะเป็นแบบการสูญเสียการยึดเกาะของคอนกรีต แต่ถ้าหากโครงสร้างผ่านสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลานาน อาจส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน ดังนั้น ในงานวิจัยฉบับนี้ ได้อาศัยการเทคนิคการถ่ายภาพเพื่อระบุถึงรูปแบบการวิบัติที่แตกต่างกันเนื่องจากสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง โดยแบ่งขอบเขตการถ่ายภาพเป็น 2 ช่วงตามพฤติกรรมการเกิดโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบ คือช่วงโมเมนต์คงที่ซึ่งในช่วงที่การสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เกิดขึ้นจากการเกิดหน่วยแรงขมมุมบริเวณรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัดเพียงอย่างเดียวและบริเวณช่วงแรงเฉือนซึ่งการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เกิดขึ้นได้จากการเกิด

หน่วยแรงขมุนุมบริเวณรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงคัดและหน่วยแรงเฉือนระหว่างรอยต่อของคอนกรีตและแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ภาพที่ 64 แสดงตำแหน่งการแบ่งขอบเขตระหว่างช่วงโมเมนต์คดงที่ และช่วงแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบ

จากผลการถ่ายภาพและการวิเคราะห์ที่แสดงให้เห็นว่าเมื่อตัวอย่างทดสอบผ่านสภาวะแวกล้อมที่รุนแรง รูปแบบการวิบัติมีแนวโน้มเป็นแบบการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน โดยบริเวณสีน้ำตาล ดังแสดงในภาพที่ 65 ถึงภาพที่ 72 คือบริเวณพื้นที่ของการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน ซึ่งจากผลการวิเคราะห์พื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสานที่มีค่ามากที่สุดโดยใช้วิธีการหาพื้นที่จากโปรแกรม AutoCAD พบว่าตัวอย่างทดสอบที่ผ่านสภาวะแวกล้อมที่รุนแรง 12 เดือน ในช่วงโมเมนต์คดงที่มีพื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะเท่ากับ $5,906 \text{ มม.}^2$ และช่วงแรงเฉือนมีค่าเท่ากับ $14,758 \text{ มม.}^2$ ดังแสดงในตารางที่ 18 หรือคิดเป็นร้อยละ 9.84 และร้อยละ 12.30 ดังแสดงในภาพที่ 73 และภาพที่ 74

สาเหตุที่รูปแบบการวิบัติเป็นแบบการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน เนื่องจากสภาวะแวกล้อมที่รุนแรงส่งผลให้เกิดการเสื่อมสภาพในการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน เนื่องจากสะสมของความชื้นในบริเวณดังกล่าวก่อให้เกิดไอน้ำและแรงดัน ส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะเฉพาะในบริเวณดังกล่าว (Local Debonding) สำหรับสาเหตุที่พื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสานในช่วงโมเมนต์คดงที่มีค่าน้อยกว่าช่วงแรงเฉือน มีสาเหตุเนื่องจากพฤติกรรมการรับน้ำหนักและการกระจายของแรงเฉือนและโมเมนต์คดงตลอดความยาวคาน โดยในช่วงโมเมนต์คดงที่บริเวณดังกล่าวมีเฉพาะโมเมนต์คดง แต่ในช่วงของแรงเฉือนมีทั้งโมเมนต์คดงและแรงเฉือน ส่งผลให้การส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนที่บริเวณช่วงโมเมนต์คดงที่มีค่าน้อยกว่าช่วงแรงเฉือน



ภาพที่ 64 แผนภาพแสดงตำแหน่งระหว่างช่วงโมเมนต์คงที่กับช่วงแรงเฉือน



ภาพที่ 65 ภาพถ่ายได้ห้วงคานของตัวอย่างทดสอบควบคุมในบริเวณช่วงของโมเมนต์คงที่



ภาพที่ 66 ภาพถ่ายได้ท้องถิ่นของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบในบริเวณช่วงของโมเมนต์คงที่



ภาพที่ 67 ภาพถ่ายได้ท้องถิ่นของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบในบริเวณช่วงของโมเมนต์คงที่

การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน



ภาพที่ 68 ภาพถ่ายได้ห้องคานของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบในบริเวณช่วงของโมเมนต์คองที่



ภาพที่ 69 ภาพถ่ายได้ห้องคานของตัวอย่างทดสอบควบคุมในบริเวณช่วงแรงเฉือน



ภาพที่ 70 ภาพถ่ายได้ท้องถิ่นของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ ในบริเวณช่วงแรงเฉือน



ภาพที่ 71 ภาพถ่ายได้ท้องถิ่นของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ ในบริเวณช่วงแรงเฉือน

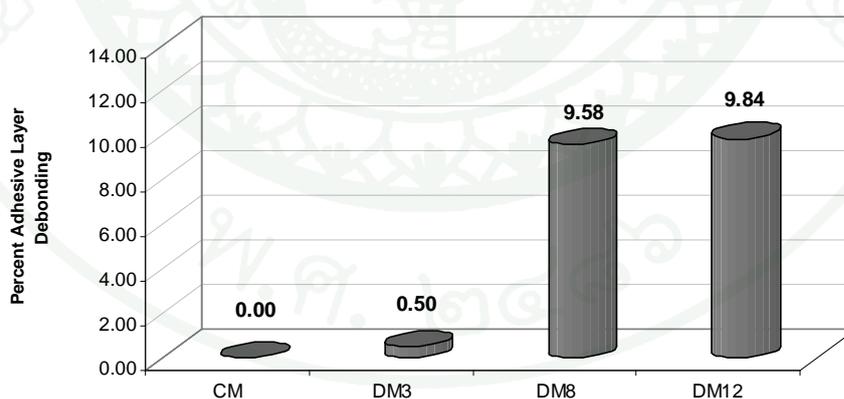
การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน



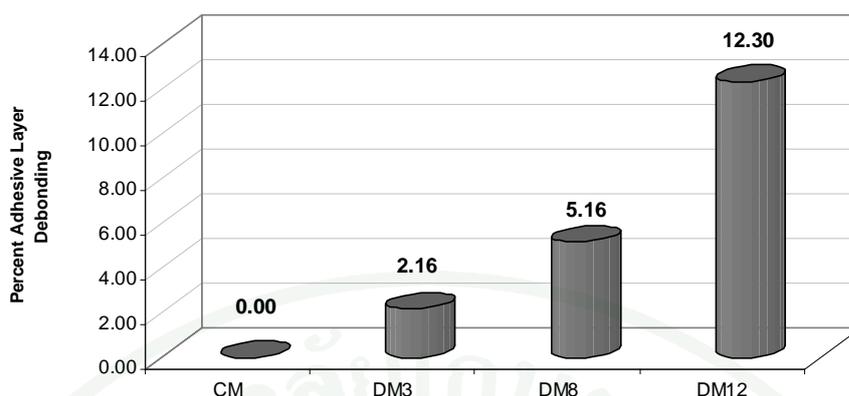
ภาพที่ 72 ภาพถ่ายได้ท้องถิ่นของตัวอย่างทดสอบภายใต้การจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบ ในบริเวณช่วงแรงเฉือน

ตารางที่ 16 พื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน

พื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน				
ตัวอย่างทดสอบ	ช่วงโมเมนต์ค้ำที่ 0 - 400 mm		ช่วงแรงเฉือน 400 - 1,100 mm	
	พื้นที่ (mm ²)	%	พื้นที่ (mm ²)	%
CM	0.00	0.00	0.00	0.00
DM3	297.83	0.50	2,586.84	2.16
DM8	5,749.85	9.58	6,186.30	5.16
DM12	5,906.39	9.84	14,758.50	12.30
รวม	60,000.00	100.00	120,000.00	100.00



ภาพที่ 73 ร้อยละของพื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสานในช่วงโมเมนต์ค้ำที่



ภาพที่ 74 ร้อยละของพื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสานในช่วงแรงเฉือน

สำหรับความแตกต่างระหว่างการสูญเสียการยึดเกาะในคอนกรีต กับการสูญเสียการยึดเกาะในวัสดุเชื่อมประสาน สามารถแยกรูปแบบการวิบัติได้อย่างชัดเจน โดยภาพที่ 75 แสดงแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หลังจากการทดสอบแบบทำลายของทุกตัวอย่างทดสอบ จากภาพแสดงให้เห็นว่าแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM 12 มีพื้นที่ของการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสานมากที่สุดเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบอื่น ซึ่งสอดคล้องกับผลการวิเคราะห์

ภาพที่ 76 แสดงภาพถ่ายที่กำลังขยาย 20 เท่าเปรียบเทียบระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CM และ DM 12 ซึ่งจากภาพแสดงให้เห็นอย่างชัดเจนว่าการสูญเสียการยึดเกาะของคอนกรีตจะมีลักษณะเป็นสี่เหลี่ยมซึ่งเป็นพื้นผิวการหลุดหล่อนของคอนกรีต และในส่วนของ การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมจะมีลักษณะเป็นสีน้ำเงินซึ่งเป็นพื้นผิวการหลุดหล่อนวัสดุเชื่อมประสาน

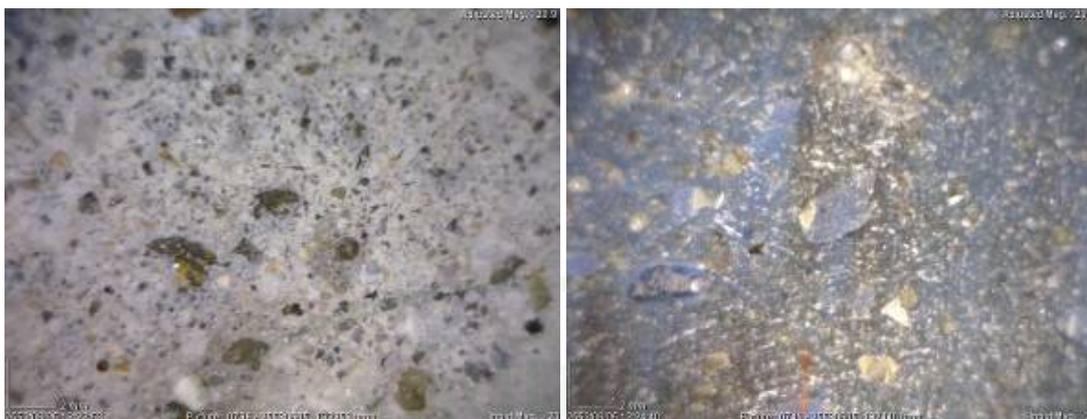


ภาพที่ 75 ลักษณะความเสียหายของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หลังการทดสอบแบบทำลายของทุกตัวอย่างทดสอบ



ก) ลักษณะความเสียหายของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต

ภาพที่ 76 ลักษณะความเสียหายของของคอนกรีตกับวัสดุเชื่อมประสานที่กำลังขยาย 20 เท่า



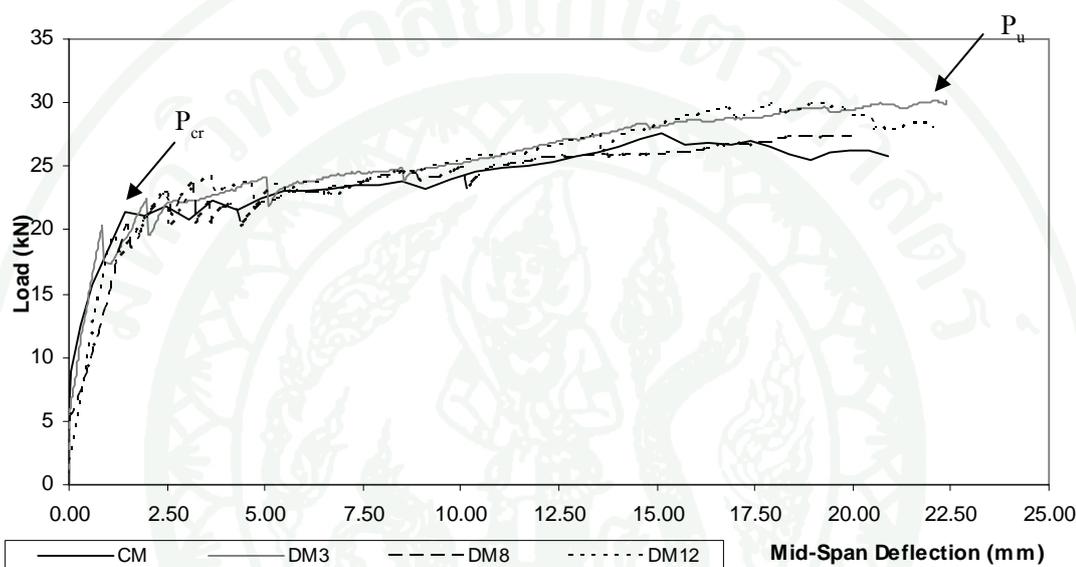
ข) ลักษณะความเสียหายของคอนกรีตและวัสดุเชื่อมประสาน

ภาพที่ 76 (ต่อ)

4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกับการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ

ภาพที่ 77 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวพบว่าตัวอย่างทดสอบ CM DM3 DM8 และ DM12 มีกำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเมื่อคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกร้าวเท่ากับ 21.45 20.31 20.50 และ 19.49 kN ในส่วนกำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยมีค่าเท่ากับ 27.67 30.13 27.38 และ 29.85 kN ตามลำดับ ทั้งนี้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยที่คำนวณได้จากสมการที่ 16 เมื่อกำหนดให้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เกิดการขาดที่จุดประลัยมีค่าเท่ากับ 36.44 kN ซึ่งมีค่าสูงกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ เนื่องจากตัวอย่างทดสอบเกิดการสูญเสียหน่วยแรงยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ส่งผลให้ความเครียดที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่เส้นใยขาดซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.015 มม./มม. โดยจากผลการทดสอบพบว่าความเครียดสูงสุดที่เกิดขึ้นที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบมีค่าอยู่ระหว่าง 0.005 มม./มม. ถึง 0.008 มม./มม. ดังนั้นค่าความเครียดสูงสุดที่วัดได้จากการผลทดสอบบริเวณกึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จะมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่เส้นใยขาด เนื่องจากผลของการเกิดหน่วยแรงชุมนุมที่บริเวณปลายของรอยแตกร้าว (Owen and Sami, 2008) เพราะฉะนั้นจึงส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกของตัวอย่างทดสอบต่ำกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์หน้าตัดเมื่อกำหนดให้ค่าความเครียดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าเท่ากับความเครียดที่เส้นใยขาด (Fiber Breaking Strain)

พฤติกรรมการรับน้ำหนักของตัวอย่างทดสอบในช่วงเริ่มต้นมีความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวเป็นเส้นตรง จนกระทั่งตัวอย่างทดสอบเกิดรอยแตกร้าวเริ่มต้นเนื่องจากแรงตัด พฤติกรรมการรับน้ำหนักของตัวอย่างทดสอบมีค่าลดลงและเพิ่มขึ้นเล็กน้อยเปรียบเสมือนกับการสลับขึ้นลงแบบฟันปลา ดังแสดงในภาพที่ 77 พฤติกรรมการรับน้ำหนักดังกล่าวเกิดขึ้นเนื่องจากการสูญเสียความเป็นคอมโพสิตในบริเวณที่รอยร้าวขยายไปถึง



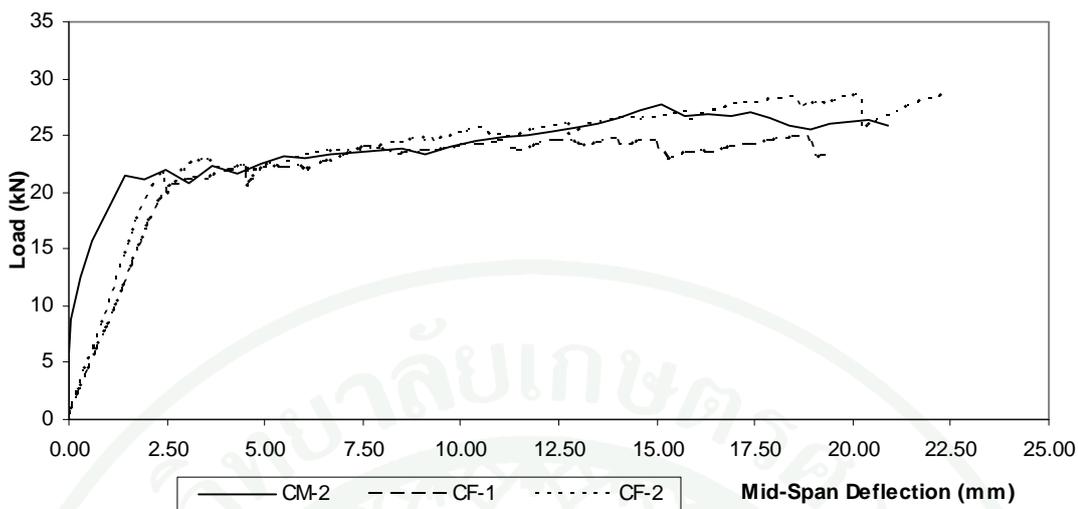
ภาพที่ 77 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

ผลกระทบของการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงในห้องปฏิบัติการ ต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนักและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต จากผลการทดสอบพบว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเมื่อคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกร้าว มีแนวโน้มที่ลดลงโดยที่ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตเมื่อผ่านการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบ กำลังรับน้ำหนักบรรทุกทุกเมื่อคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกร้าวลดลงเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบควบคุมคิดเป็นร้อยละ 9.12 เนื่องจากเมื่อมีการเสริมกำลังโครงสร้างด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยก่อนการติดตั้งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ได้มีการทาวาสคูเชื่อมประสานลงไปบนผิวของคอนกรีต วัสดุเชื่อมประสานจะเกิดการซึมผ่านลงไปบนผิวของคอนกรีต และหลังจากที่ได้มีการบ่มเรียบร้อยแล้วจะส่งผลให้เกิดแรงยึดเกาะระหว่างวัสดุเชื่อมประสานและคอนกรีต ผลของการยึดเกาะดังกล่าวประกอบไปด้วยกลไกการยึดเกาะทางกลศาสตร์ (Mechanical Contact) และแรงเสียดทาน (Friction Force) ซึ่งทั้ง 2

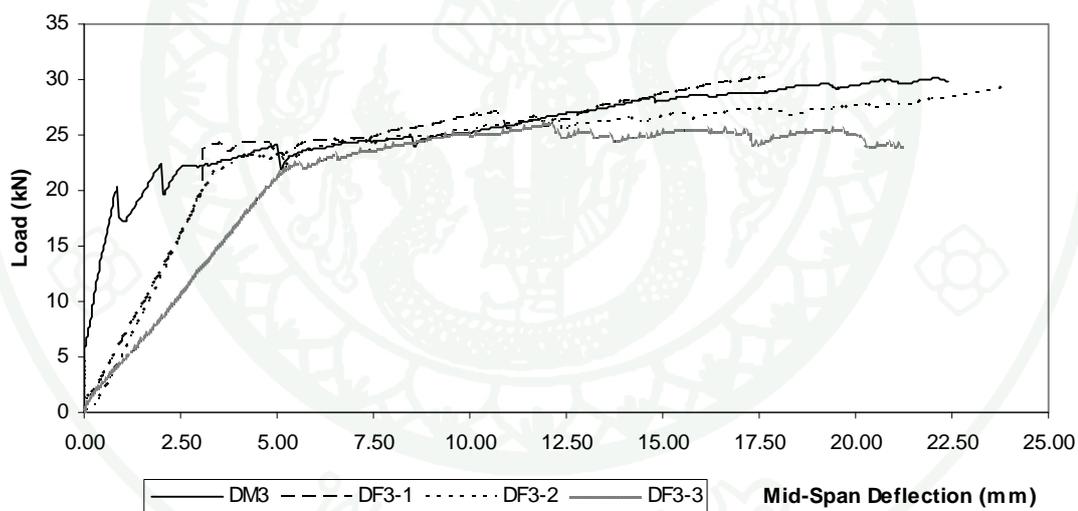
กลไกดังกล่าวจะรวมเป็น Cohesive Strength ระหว่างวัสดุเชื่อมประสานกับคอนกรีต ส่งผลให้กลายเป็นวัสดุคอมโพสิต (Ouyang and Wan, 2008) ดังนั้นเมื่อตัวอย่างทดสอบผ่านการจำลองสถานะแวดล้อมที่รุนแรง กำลังการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตและวัสดุเชื่อมประสานจะมีค่าลดน้อยลง ส่งผลกำลังการต้านทานน้ำหนักบรรทุกเมื่อคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกร้าวมีค่าลดลง หรือกล่าวอีกนัยหนึ่งก็คือเริ่มแนวโน้มของการสูญเสียความเป็นคอมโพสิตระหว่างคอนกรีตกับวัสดุเชื่อมประสานเมื่อตัวอย่างทดสอบผ่านกระบวนการจำลองสถานะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบ และสอดคล้องกับผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของวัสดุเชื่อมประสานภายใต้การจำลองสถานะแวดล้อมที่รุนแรง

สำหรับการโค้งตัวที่น้ำหนักบรรทุกแต่ละระดับ ตัวอย่างทดสอบมีค่าการโค้งตัวใกล้เคียงกัน เพราะการโค้งตัวที่น้ำหนักบรรทุกแต่ละระดับขึ้นอยู่กับสตีเฟนของคอนกรีตและเหล็กเสริมเป็นหลัก เนื่องจากที่สถานะประลัยคานคอนกรีตเสริมเหล็กได้สูญเสียคุณสมบัติการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เรียบร้อยแล้ว ดังนั้น ผลกระทบเนื่องจากการเสื่อมสภาพของคุณสมบัติการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จึงไม่ได้ส่งผลต่อการโค้งตัวที่น้ำหนักบรรทุกแต่ละระดับ

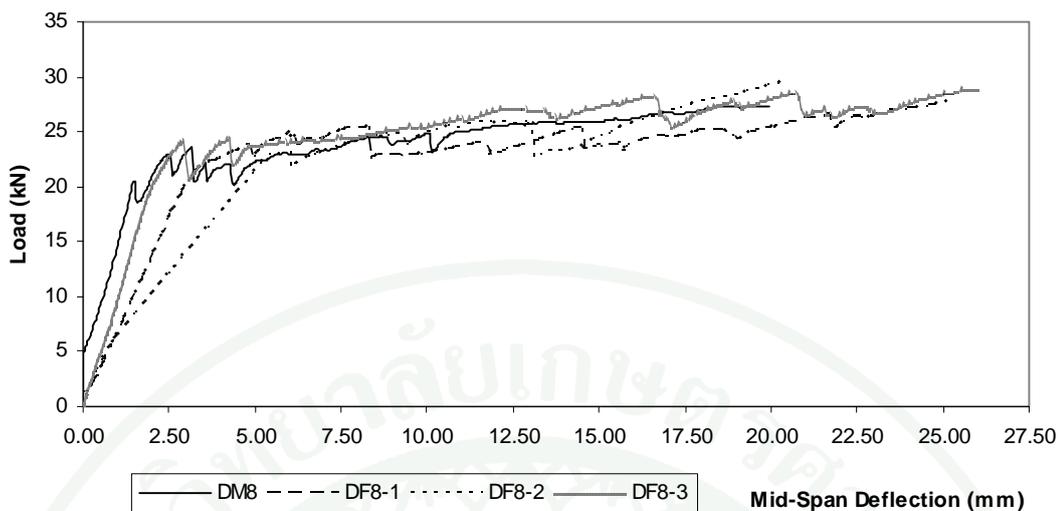
ในส่วน of ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำหลังจากทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำครบ 200,000 รอบ ที่ความถี่ 5 Hz โดยมีน้ำหนักบรรทุกสูงสุด 15 kN น้ำหนักบรรทุกต่ำสุด 3.75 kN จึงทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสองจุด (Four-Point Bending) จนตัวอย่างทดสอบวิบัติ ภาพที่ 78 ถึง ภาพที่ 80 แสดงพฤติกรรมการรับน้ำหนักและการโค้งตัวของตัวอย่างทดสอบ จากผลการทดสอบและความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโค้งตัวแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมการรับน้ำหนักภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำซ้ำหรือพฤติกรรมความล้าไม่ได้ส่งผลถึงกำลังรับน้ำหนักบรรทุกแต่ละระดับของตัวอย่างทดสอบ



ภาพที่ 78 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบควบคุม



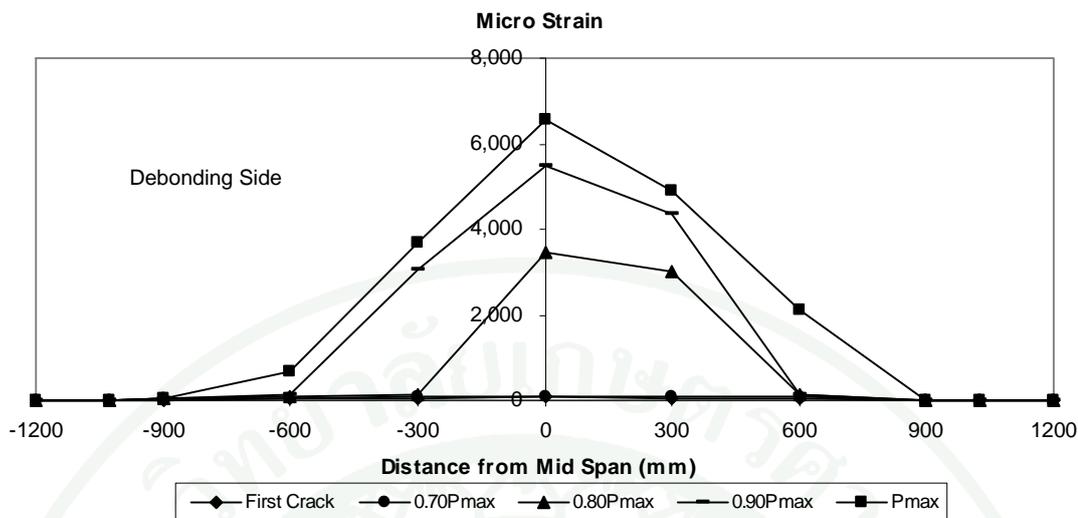
ภาพที่ 79 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบที่ผ่านสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ



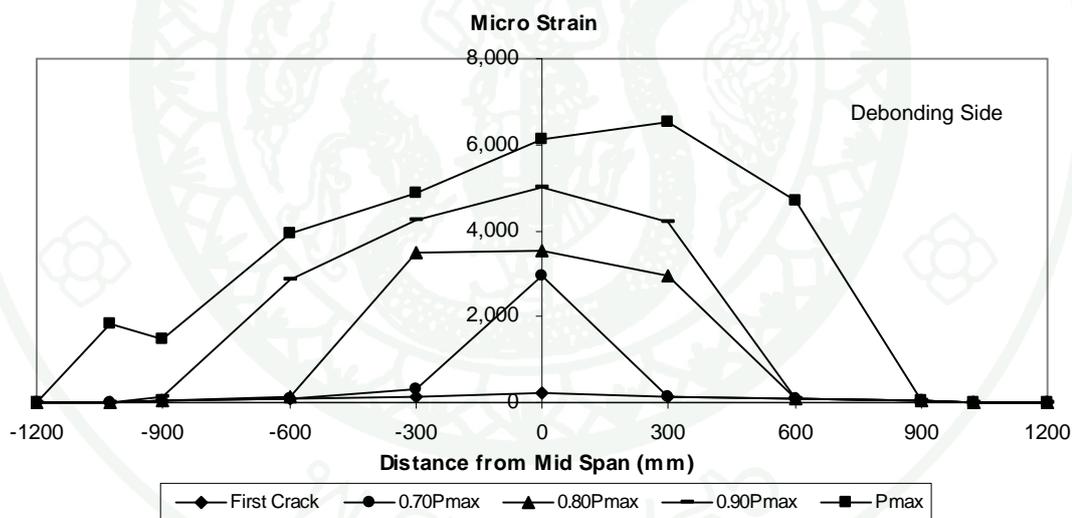
ภาพที่ 80 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบที่ผ่านสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ

4.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการกระจายความเครียดที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

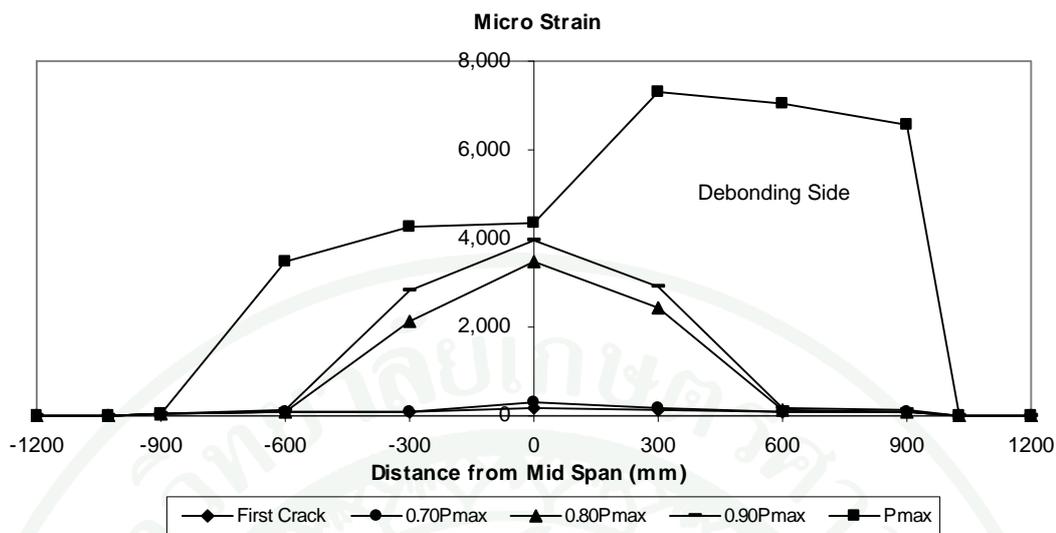
จากการทดสอบพบว่าความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการกระจายความเครียดที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในช่วงแรกก่อนโครงสร้างเกิดรอยแตกเริ่มขึ้น พฤติกรรมของโครงสร้างทั้งหมดยังคงเป็นอีลาสติกและหน่วยแรงดึงที่ผิวล่างของคอนกรีตและแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าน้อย และเมื่อคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกเริ่มหน่วยแรงดึงที่ผิวล่างจะถูกต้านทานโดยเหล็กเสริมจนเหล็กเสริมถึงจุดคราก หน่วยแรงดึงจะถูกส่งถ่ายไปยังแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เนื่องจากความสมดุลของหน้าตัด ภาพที่ 81 ถึงภาพที่ 84 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ตลอดความยาวของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต ภาพที่ 85 ถึงภาพที่ 87 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ตลอดความยาวของตัวอย่างทดสอบที่ผ่านแรงกระทำซ้ำและฝั่งที่เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (Debonding Side) ซึ่งในช่วงก่อนคอนกรีตเกิดการแตกเริ่ม การกระจายตัวของความเครียดมีค่าน้อยและยังคงเป็นเส้นตรง เมื่อเพิ่มน้ำหนักบรรทุกจนคอนกรีตเกิดรอยแตกเริ่ม ความเครียดจะมีค่าเพิ่มขึ้นและไม่เป็นเส้นตรง เนื่องจากบริเวณดังกล่าวเกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์



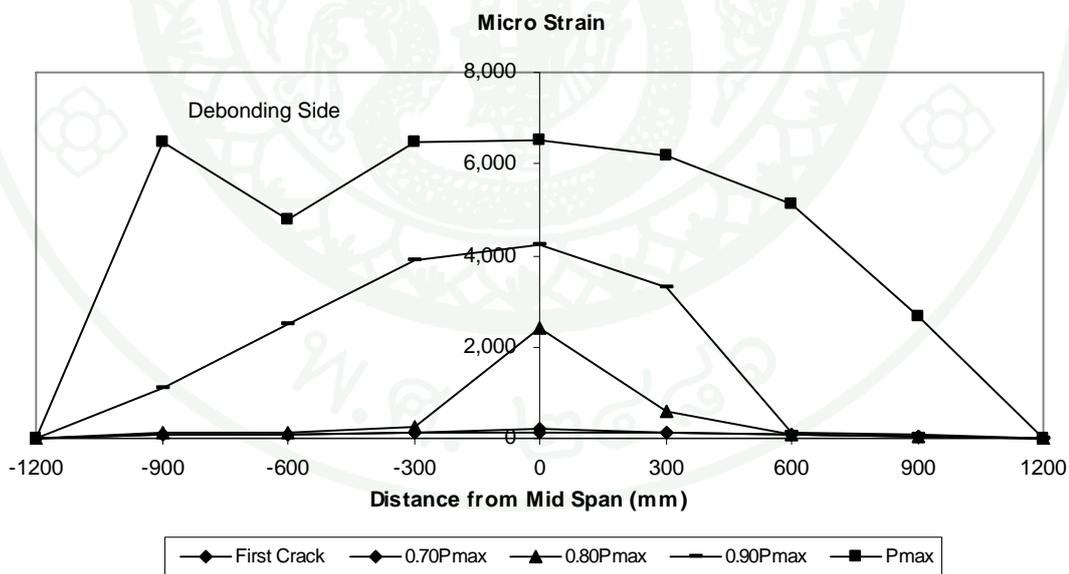
ภาพที่ 81 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CM



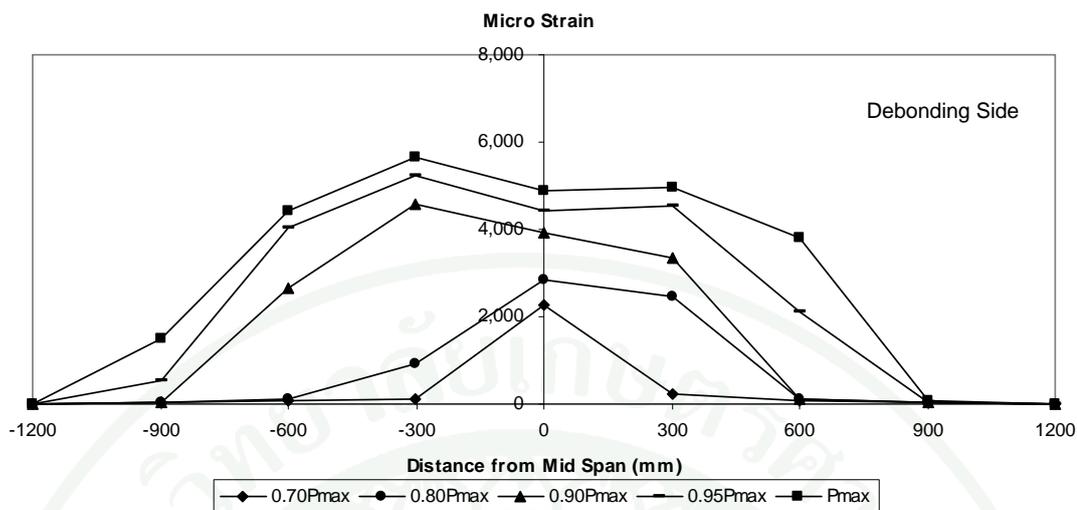
ภาพที่ 82 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM3



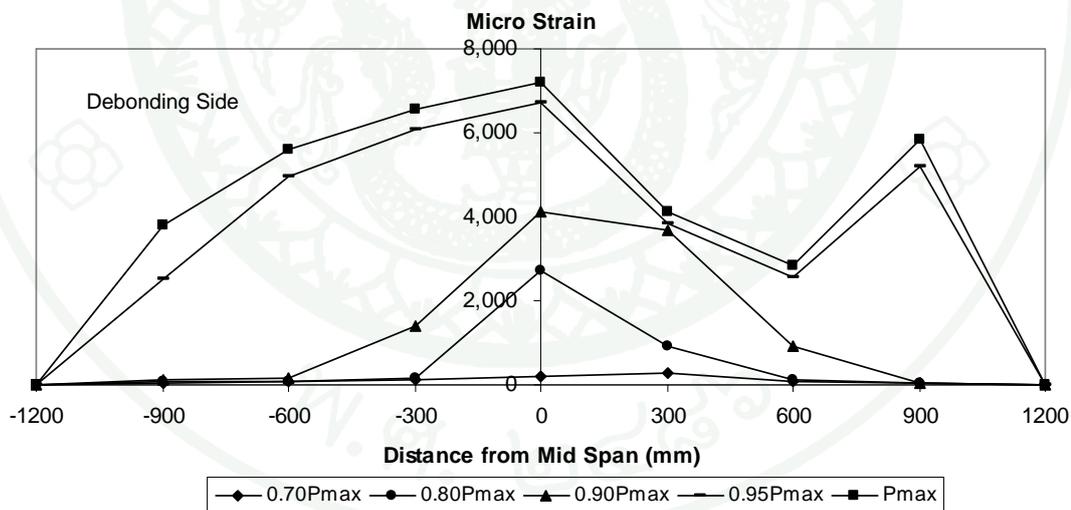
ภาพที่ 83 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM8



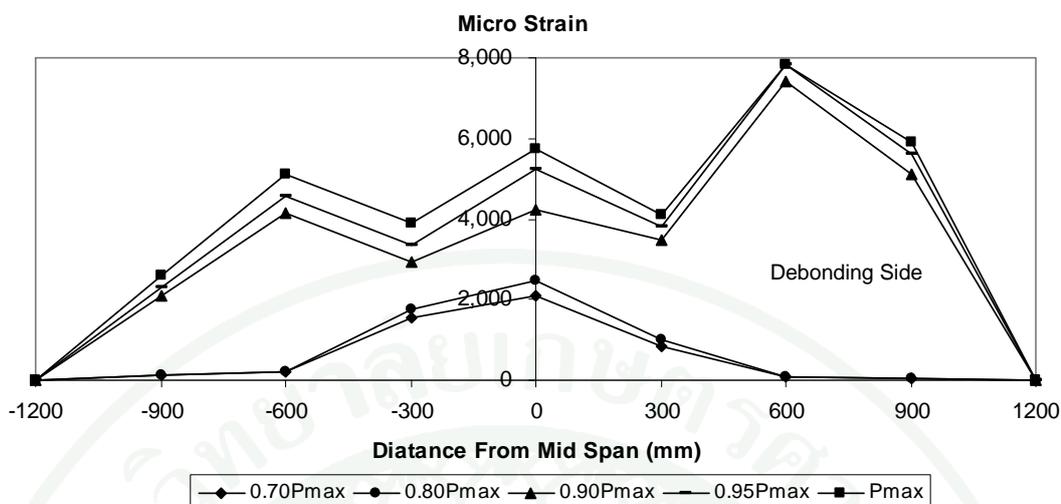
ภาพที่ 84 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM12-2



ภาพที่ 85 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CF-2

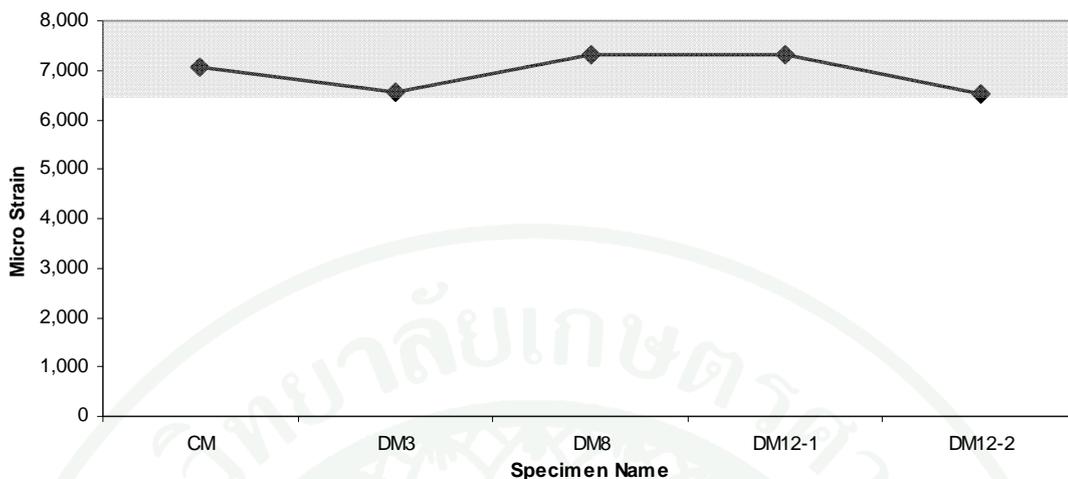


ภาพที่ 86 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-2

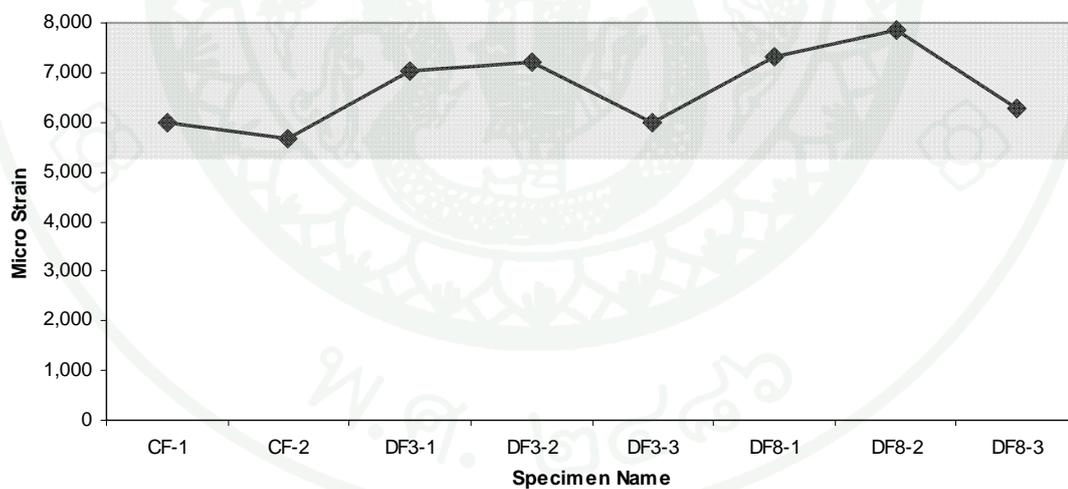


ภาพที่ 87 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-2

รูปแบบการวิบัติของตัวอย่างทดสอบเป็นแบบการสูญเสียหน่วยแรงยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ส่งผลให้ค่าความเครียดที่เกิดขึ้นมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่เส้นใยขาดจากการทดสอบรับแรงดึงตามทิศทางของไฟเบอร์ซึ่งมีค่าเท่ากับ $15,000 \mu\epsilon$ โดยจากผลการทดสอบพบว่าความเครียดที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ต่ำสุดและสูงสุดที่เกิดขึ้นของตัวอย่างทดสอบทั้งตัวอย่างทดสอบภายใต้น้ำหนักแบบสถิตและแบบกระทำซ้ำมีค่าประมาณ $5,000$ ถึง $8,000 \mu\epsilon$ ดังแสดงในภาพที่ 88 และ 89 จากภาพแสดงให้เห็นว่าค่าความเครียดสูงสุดที่วัดได้จากการผลทดสอบของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จะมีค่าน้อยกว่าความเครียดที่เส้นใยขาดซึ่งมีค่าเท่ากับ $15,000 \mu\epsilon$ เนื่องจากผลของการเกิดหน่วยแรงขมขมที่บริเวณปลายของรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด (Owen and Sami, 2008) ส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ก่อนที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จะเกิดการขาด เพราะฉะนั้นจึงส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักบรรทุกของตัวอย่างทดสอบต่ำกว่ากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่คำนวณได้จากการวิเคราะห์หน้าตัดเมื่อกำหนดให้ค่าความเครียดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าเท่ากับความเครียดที่เส้นใยขาด (Fiber Breaking Strain)



ภาพที่ 88 ค่าความเครียดสูงสุดที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์บริเวณกึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตสูงสุด



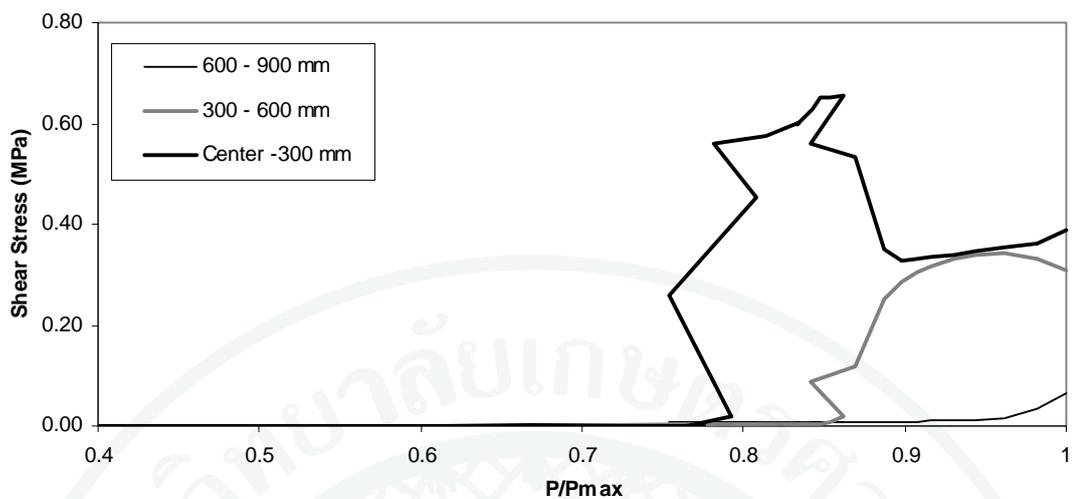
ภาพที่ 89 ค่าความเครียดสูงสุดที่แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์บริเวณกึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบที่ผ่านแรงกระทำซ้ำ

ในการออกแบบเพื่อเสริมกำลังรับแรงดัดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีความจำเป็นที่ต้องมีการกำหนดค่าความเครียด (ϵ_f) หรือหน่วยแรง (f_f) สูงสุดที่ยอมให้ในแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เพื่อคำนวณกำลังรับน้ำหนักสูงสุดของหน้าตัด โดยกำหนดให้ค่าความเครียดของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าเท่ากับค่าความเครียดหรือหน่วยแรงควบคุม และการควบคุมหน่วยแรงเฉือน (Bond Stress) ระหว่างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เพราะฉะนั้นผู้วิจัยจึงนำเสนอผลการวิเคราะห์และประเมินค่าความเครียดที่เหมาะสม สำหรับการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยจะกล่าวในหัวข้อต่อไป

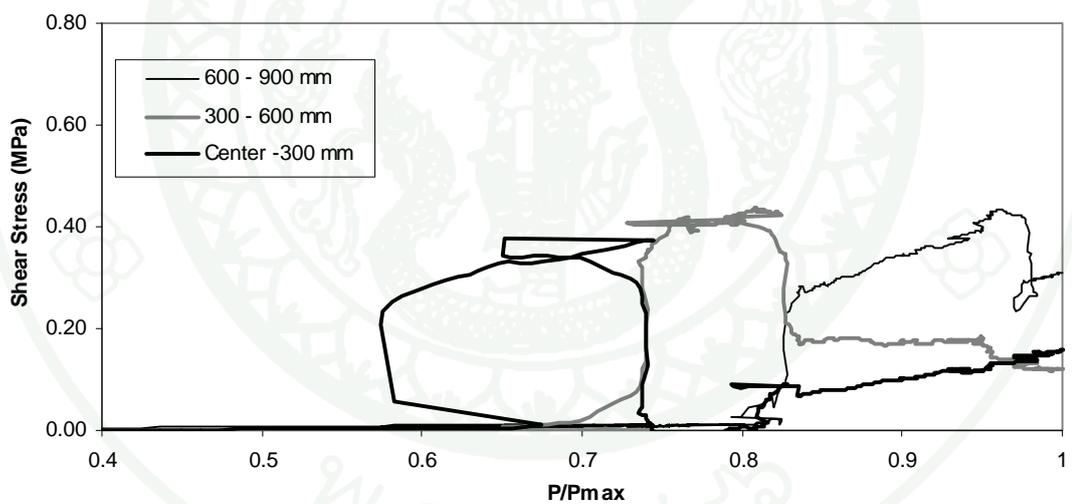
4.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

ค่าของหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยสามารถนำมาใช้แสดงให้เห็นถึงการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ในระหว่างการทดสอบหรือการเพิ่มน้ำหนักบรรทุก หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ขึ้นอยู่กับระยะการติดตั้ง Strain Gauges แต่อย่างไรก็ตามหน่วยแรงเฉือนซึ่งคำนวณได้จากสมการที่ 26 ยังแสดงให้เห็นถึงการขยายตัวหรือการเพิ่มขึ้นของรอยแตกร้าวในแต่ละช่วง ภาพที่ 90 ถึงภาพที่ 93 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต โดยหลังจากที่รอยแตกร้าวเคลื่อนที่ไปถึงตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gauges หน่วยแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นจนถึงค่าหน่วยแรงเฉือนวิกฤติ ณ ตำแหน่งดังกล่าวโครงสร้างจะเกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และหน่วยแรงเฉือนจะมีค่าลดลงเมื่อรอยแตกร้าวเคลื่อนที่ผ่านไปเรียบร้อยแล้ว

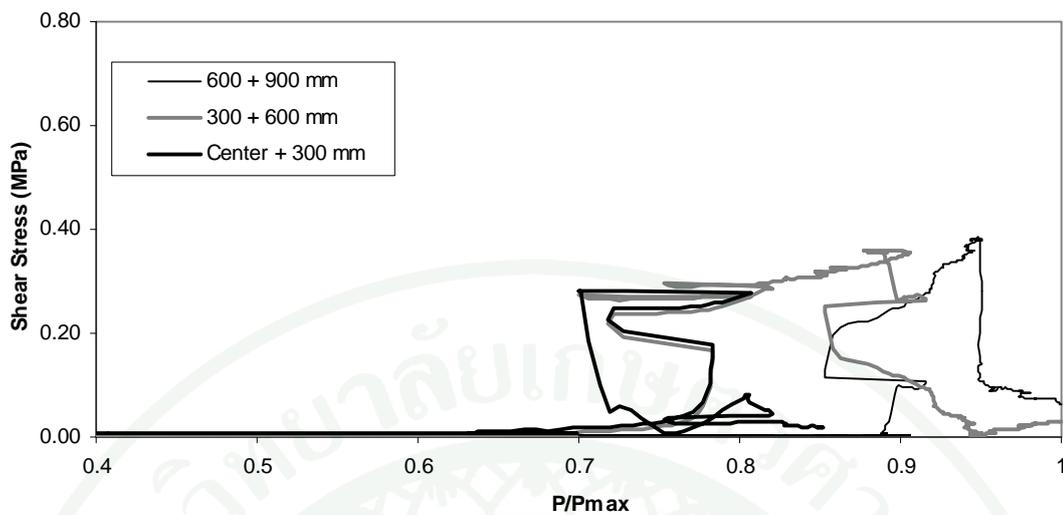
สำหรับภาพที่ 94 และภาพที่ 96 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ โดยที่ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำมีการให้น้ำหนักบรรทุกและเกิดรอยแตกร้าวเบื้องต้น ดังนั้นในตัวอย่างทดสอบ CF-2 และตัวอย่างทดสอบ DF8-2 หน่วยแรงเฉือนจะมีค่าเพิ่มขึ้นตั้งแต่เริ่มทำการทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต เนื่องจากเกิดรอยแตกร้าวเบื้องต้นในบริเวณตำแหน่งที่ติดตั้ง Strain Gauges ของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์



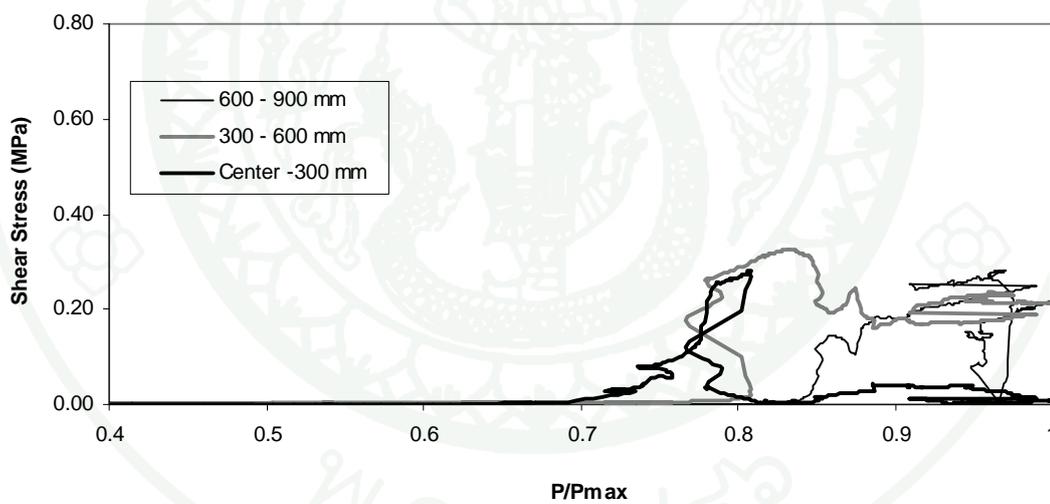
ภาพที่ 90 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CM



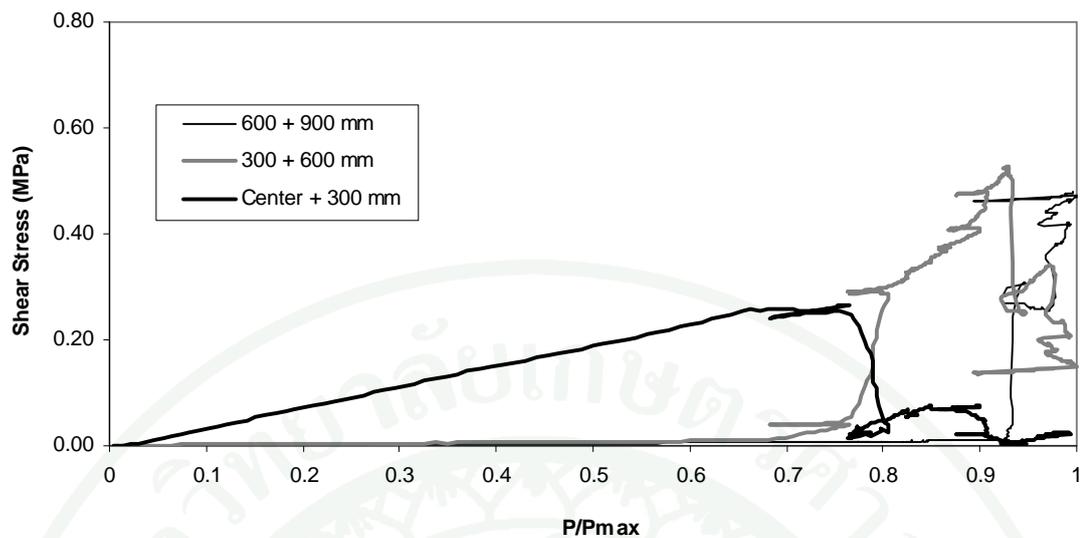
ภาพที่ 91 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM3



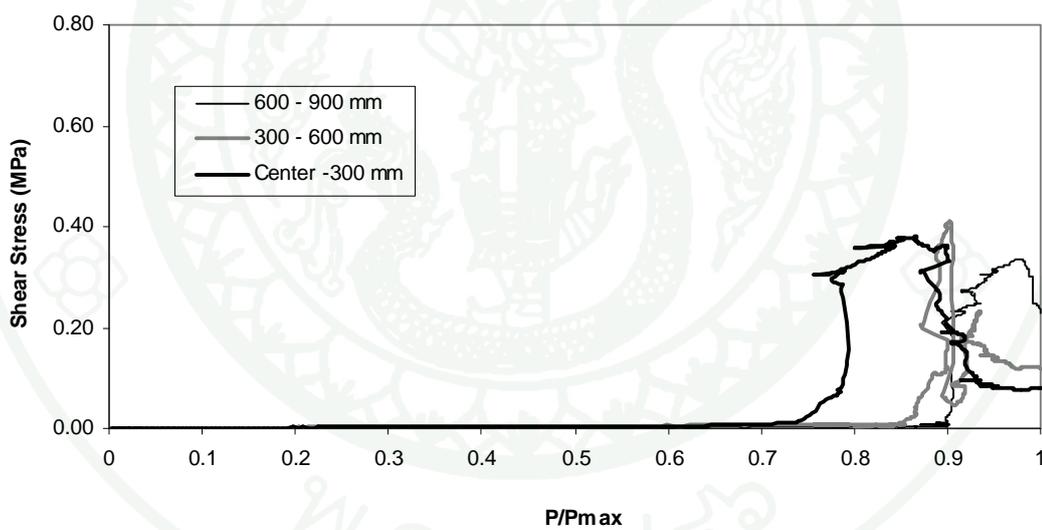
ภาพที่ 92 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM8



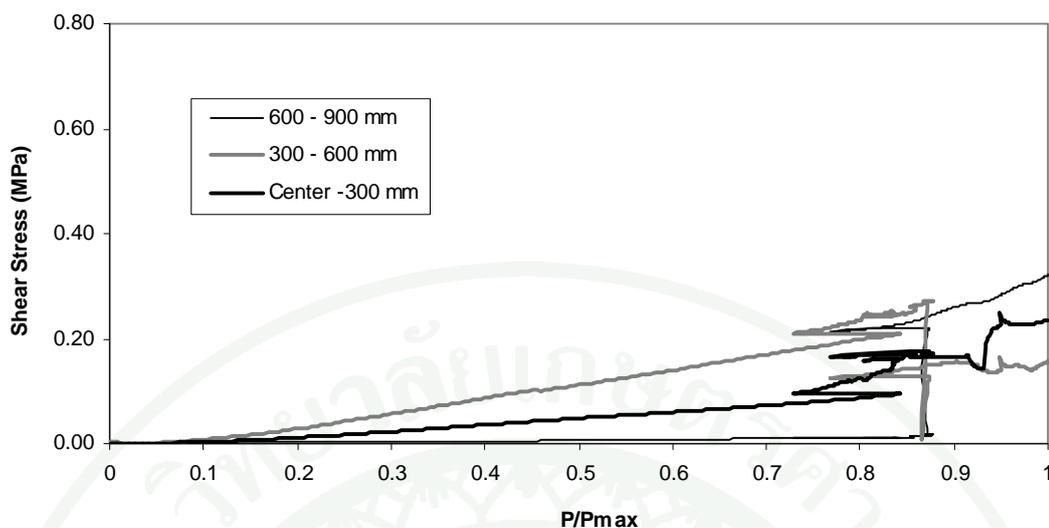
ภาพที่ 93 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM12-2



ภาพที่ 94 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของ ตัวอย่างทดสอบ CF-2



ภาพที่ 95 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของ ตัวอย่างทดสอบ DF3-2



ภาพที่ 96 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-2

สำหรับผลกระทบต่อความสามารถในการยึดเกาะและการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตดังแสดงในภาพที่ 97 โดยหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่มีค่ามากที่สุดของแต่ละตัวอย่างทดสอบ ซึ่งตัวอย่างทดสอบ CM มีค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุด 0.65 MPa ส่วนตัวอย่างทดสอบ DM3 DM8 และ DM12 มีค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดลดลงเหลือ 0.44 0.39 และ 0.34 MPa หรือลดลงคิดเป็นร้อยละ 32.90 40.75 และ 47.98 ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 19

สาเหตุที่การส่งถ่ายแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าลดลงในตัวอย่างที่อยู่ในสภาวะที่รุนแรง เนื่องจากสภาวะแวดล้อมดังกล่าวมีผลต่อกำลังการยึดเหนี่ยวระหว่างวัสดุเชื่อมประสานและคอนกรีตลดลง อีกทั้งการสะสมของความชื้นในบริเวณดังกล่าวก่อให้เกิดไอน้ำซึ่งส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะเฉพาะในบริเวณดังกล่าว (Local Debonding) จากการศึกษาของ Nabil and Mina (2005) พบว่าน้ำไม่ได้มีผลกระทบต่อแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ แต่จะส่งผลถึงความเสื่อมสภาพของความสามารถในการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคอนกรีต อีกทั้งการดูดซึมน้ำยังส่งผลถึงวัสดุเชื่อมประสาน ซึ่งจะทำให้อายุการใช้งานของวัสดุเชื่อมประสานเกิดการเปลี่ยนแปลงโครงสร้างพอลิเมอร์ ดังนั้นความชื้นจึงเป็นสาเหตุสำคัญของการเสื่อมสภาพในด้านคุณสมบัติการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสาน การลดลงของคุณสมบัติดังกล่าวมีผลต่อกลไกการยึดเกาะ ซึ่งถือเป็นกลไกสำคัญสำหรับการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและวัสดุเชื่อมประสาน แต่ถึงอย่างไรก็ตาม

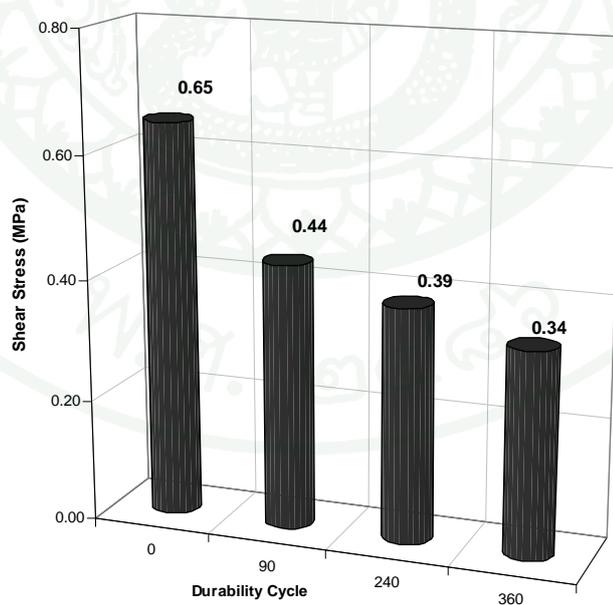
กลไกการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ประกอบไปด้วยความสามารถในการยึดเหนี่ยว (Adhesion) และกลศาสตร์การยึดเกาะ (Mechanical Interlocking) เมื่อโครงสร้างอยู่ในสถานะแรงแคดล้อมที่รุนแรง โครงสร้างจะเกิดการเสื่อมสภาพเนื่องจากกลไกการดูดซึม (Adsorption Mechanism) บริเวณรอยต่อระหว่างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ซึ่งกลไกดังกล่าวส่งผลให้เกิดการเสื่อมสภาพของความสามารถในการยึดเหนี่ยว ระหว่างวัสดุเชื่อมประสานกับคอนกรีต

สำหรับความเสียหายของการยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้นเนื่องมาจากความชื้นสัมพัทธ์ที่ผิว ส่งผลให้เกิดการลดลงของกำลังและสติฟเนส อีกทั้งยังก่อให้เกิดแรงดัน แต่อย่างไรก็ตาม ถึงแม้ว่ากลไกการดูดซึมจะส่งผลให้เกิดความเสียหายบริเวณผิวสัมผัสเนื่องจากความชื้น แต่ความสามารถในการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ยังมีความสามารถในการยึดเกาะเนื่องจากกลศาสตร์การยึดเกาะ ซึ่งไม่ได้เสื่อมสภาพลง ดังนั้นคุณสมบัติการยึดเกาะยังคงมีความสามารถในการต้านทานการสูญเสียการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบและงานวิจัยที่ผ่านมาของ Nguyen *et al.* (1998)

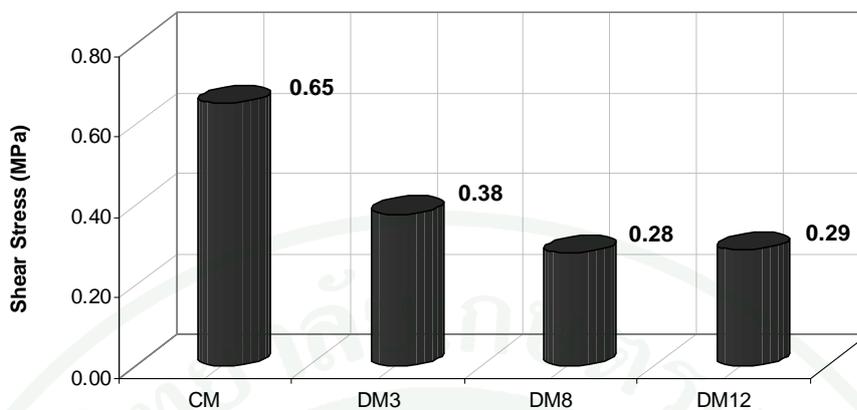
จากภาพที่ 98 ถึงภาพที่ 100 แสดงหน่วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตของแต่ละคู่ Strain Gauges คือ ตำแหน่งกึ่งกลางถึง 300 มม. 300 ถึง 600 มม. และ 600 ถึง 900 มม. เปรียบเทียบในตำแหน่งเดียวกันของแต่ละตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต ซึ่งจากภาพแสดงให้เห็นว่า หน่วยแรงเฉือนมีค่าไม่เท่ากันในแต่ละตำแหน่งของตัวอย่างทดสอบ เนื่องจากการเสื่อมสภาพของความสามารถในการยึดเกาะในแต่ละตำแหน่งมีค่าไม่เท่ากัน ส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะเฉพาะในบริเวณดังกล่าว (Local Debonding) แต่ไม่ได้ส่งผลให้กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของตัวอย่างทดสอบมีค่าลดลง เพราะการเสื่อมสภาพไม่ได้เกิดขึ้นทั่วทั้งบริเวณของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

ตารางที่ 17 หน่วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

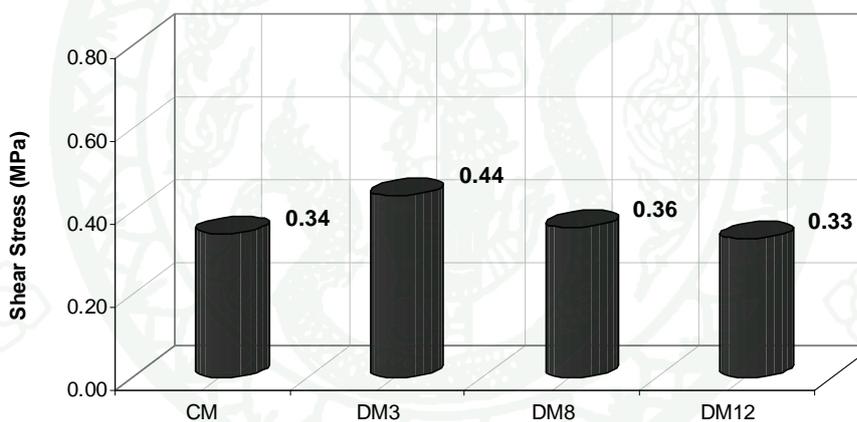
	ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต		
	หน่วยแรงเฉือน		
	กึ่งกลาง - 300	300 - 600	600 - 900
	MPa	MPa	MPa
CM	0.65	0.34	0.48
DM3	0.38	0.44	0.25
DM8	0.28	0.36	0.39
DM12	0.29	0.33	0.32



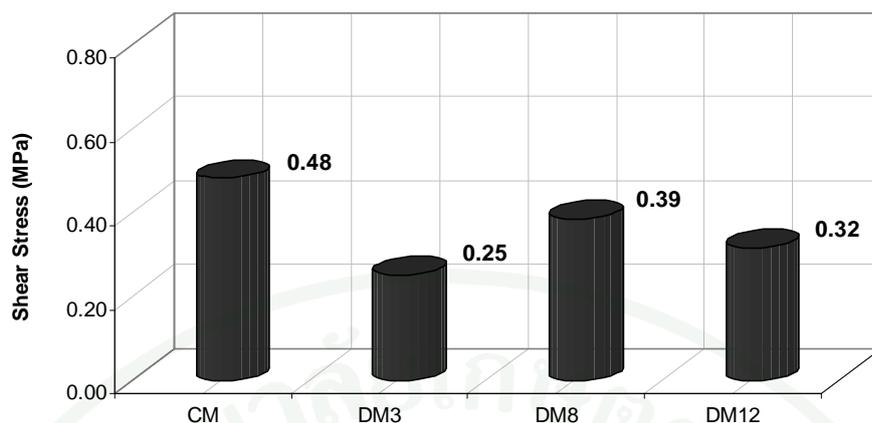
ภาพที่ 97 หน่วยแรงเฉือนสูงสุดของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต



ภาพที่ 98 หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่งกึ่งกลางถึง 300 มม. ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต



ภาพที่ 99 หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่ง 300 ถึง 600 มม. ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต



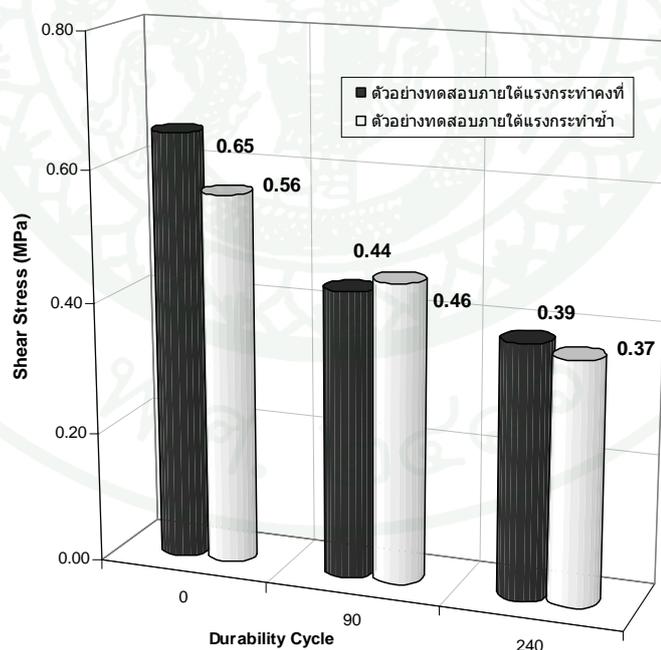
ภาพที่ 100 หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่ง 600 ถึง 900 มม. ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

สำหรับผลกระทบต่อความสามารถในการยึดเกาะและการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบเนื่องจากแรงกระทำแบบซ้ำหรือพฤติกรรมความล้า จากภาพที่ 101 แสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมความล้าภายใต้แรงกระทำซ้ำ 200,000 รอบ ส่งผลให้การส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนมีแนวโน้มลดลง โดยที่ตัวอย่างทดสอบควบคุมที่ทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตมีค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดเท่ากับ 0.65 MPa และตัวอย่างทดสอบควบคุมที่ทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำมีค่าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดเท่ากับ 0.56 MPa หรือลดลงคิดเป็นร้อยละ 13.36

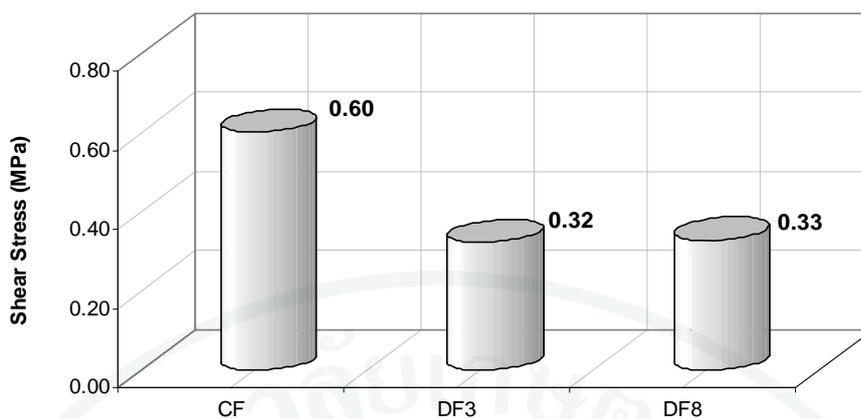
จากภาพที่ 102 ถึงภาพที่ 104 แสดงหน่วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำจากตำแหน่งกึ่งกลางถึง 300 มม. 300 ถึง 600 มม. และ 600 ถึง 900 มม. เปรียบเทียบในตำแหน่งเดียวกันของแต่ละตัวอย่างทดสอบ ซึ่งจากภาพแสดงให้เห็นว่า หน่วยแรงเฉือนมีค่าไม่เท่ากันในแต่ละตำแหน่งของตัวอย่างทดสอบ เนื่องจากการเสื่อมสภาพของความสามารถในการยึดเกาะในแต่ละตำแหน่งมีค่าไม่เท่ากัน ส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะเฉพาะในบริเวณดังกล่าว

ตารางที่ 18 หน่วยแรงเฉือนของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ

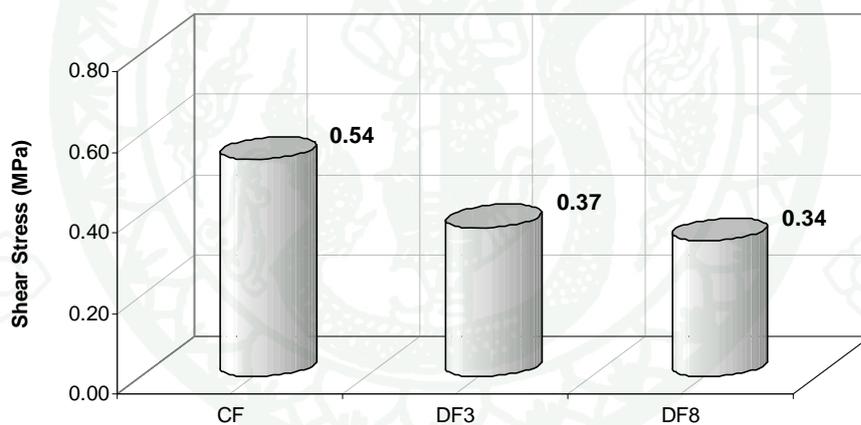
	ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ		
	หน่วยแรงเฉือน		
	กึ่งกลาง - 300	300 - 600	600 - 900
	MPa	MPa	MPa
CF	0.60	0.54	0.52
DF3	0.32	0.37	0.38
DF8	0.33	0.34	0.35



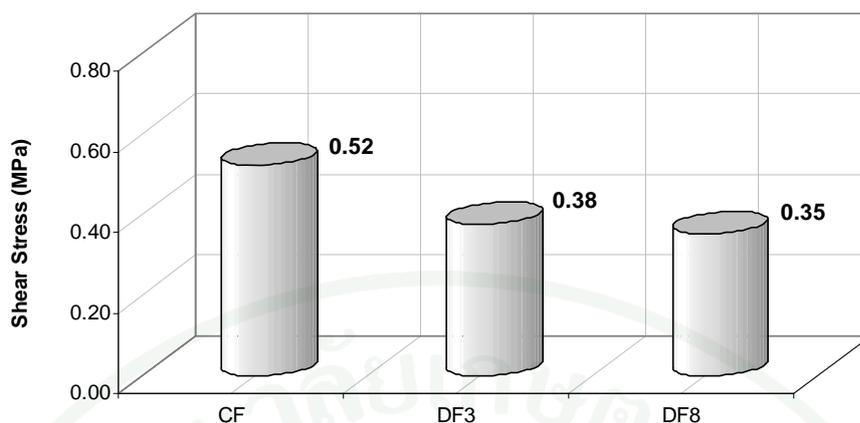
ภาพที่ 101 ผลกระทบต่อการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่มีค่ามากที่สุดเปรียบเทียบระหว่างตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสติดกับภายใต้แรงกระทำซ้ำ



ภาพที่ 102 หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่งกึ่งกลางถึง 300 มม. ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ



ภาพที่ 103 หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่ง 300 ถึง 600 มม. ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ



ภาพที่ 104 หน่วยแรงเฉือนของตำแหน่ง 600 ถึง 900 มม. ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ

5. การวิเคราะห์และประเมินค่าความเครียด สำหรับการออกแบบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

ผลการวิเคราะห์ประเมินค่าความเครียดจากมาตรฐานและงานวิจัยที่ผ่านมา สำหรับการคำนวณกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เปรียบเทียบกับผลการทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จำนวน 89 ตัวอย่าง ดังแสดงในตารางที่ 21 ถึง ประกอบไปด้วยมาตรฐาน ACI440.2R (2002) และ ACI440.2R (2008) ของประเทศสหรัฐอเมริกา JSCE (2001) ของประเทศญี่ปุ่น เอกสารทางเทคนิค SIA166 (2003) TR55 (2004) และเอกสารทางเทคนิค FIB Bulletin 14 (2001)

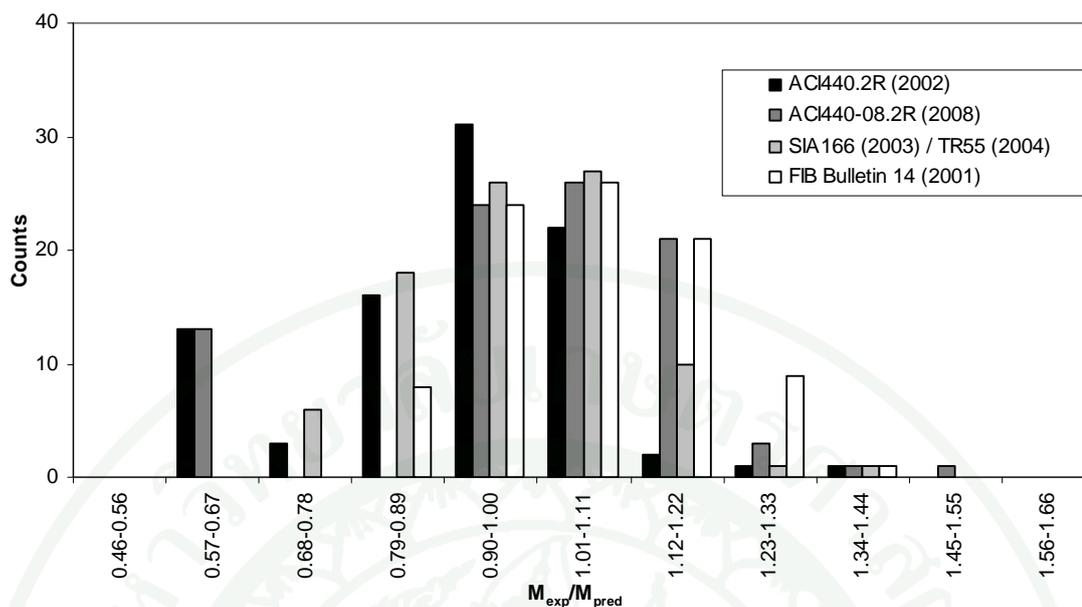
จากผลการวิเคราะห์พบว่า แนวทางการคำนวณที่เสนอโดย เอกสารทางเทคนิค SIA166 ของประเทศสวิตเซอร์แลนด์ และเอกสารทางเทคนิค TR55 ของประเทศอังกฤษ ซึ่งกำหนดให้ค่าความเครียดควบคุมมีเท่ากับหรือน้อยกว่า 0.80 % มีผลการคำนวณที่สอดคล้องไปในทางที่ปลอดภัย และใกล้เคียงกับกำลังรับโมเมนต์ดัดจากผลการทดสอบมากที่สุด โดยมีค่าเฉลี่ยของอัตราส่วนของกำลังรับโมเมนต์จากการคำนวณต่อกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบ 0.98 มีค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน 0.14 และมีค่าสัมประสิทธิ์ของการแปรปรวน (COV) ร้อยละ 14.00

ภาพที่ 105 แสดงการกระจายตัวของข้อมูลอัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากการคำนวณ เปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองจากมาตรฐานและเอกสารทางเทคนิคที่มีผลการคำนวณสอดคล้อง ใกล้เคียงกับกำลังรับโมเมนต์ดัดจากผลการทดสอบ รวมไปถึง

ถึงมีการกระจายตัวของข้อมูลที่เกาะกลุ่มและมีค่าสัมประสิทธิ์ของการแปรปรวนน้อยได้แก่ มาตรฐาน ACI440.2R (2002) และ ACI440.2R (2008) ของประเทศสหรัฐอเมริกา เอกสารทางเทคนิค SIA166 (2003) TR55 (2004) และเอกสารทางเทคนิค FIB Bulletin 14 (2001) สำหรับผลการวิเคราะห์และตารางโมเมนต์ดัดของแต่ละแบบจำลองรายละเอียดแสดงในภาคผนวก ค

ตารางที่ 19 ตัวแปรทางสถิติของอัตราส่วนกำลังรับโมเมนต์จากการคำนวณของมาตรฐานต่อกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบ

	แบบจำลอง				
	ACI440.2R (2002)	JSCE (2001)	SIA166 (2003) และ TR55 (2004)	FIB Bulletin 14 (2001)	ACI440.2R (2008)
ค่าสูงสุด	1.35	2.42	1.41	1.40	1.46
ค่าน้อยสุด	0.54	0.90	0.69	0.78	0.54
ค่าเฉลี่ย	0.91	1.36	0.98	1.05	1.00
ค่าเบี่ยงเบนมาตรฐาน	0.16	0.29	0.14	0.13	0.19
ค่าสัมประสิทธิ์ของ การแปรปรวน (%)	17.14	21.22	14.00	12.14	18.72



ภาพที่ 105 Histogram ของอัตราส่วนกำลังรับ โมเมนต์จากการคำนวณต่อกำลังรับ โมเมนต์จากผลการทดสอบทั้งหมด 89 ตัวอย่างทดสอบ

6. การวิเคราะห์พลังงานการแตกหักสำหรับคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

การวิเคราะห์พลังงานการแตกหักของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เพื่อใช้ในการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) โดยอาศัยการคำนวณพลังงานการแตกหักของการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต (Fracture Energy) จากผลการทดสอบตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ซึ่งนิยามของพลังงานการแตกหักของการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคอนกรีตคือพื้นที่ใต้กราฟของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการลื่นหลุด

วิธีการคำนวณพื้นที่ใต้กราฟของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการลื่นหลุดอาศัยหลักการกฎสี่เหลี่ยมคางหมู (Trapezoidal Rule) ในการหาพื้นที่ ตารางที่ 20 แสดงผลการคำนวณพลังงานการแตกหักสูงสุดในฝั่งที่เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เฉลี่ยในแต่ละชุดตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและภายใต้แรงกระทำซ้ำ

ตารางที่ 20 ผลการคำนวณพลังงานการแตกหักสูงสุดของแต่ละชุดตัวอย่างทดสอบ

พลังงานการแตกหัก				
	ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต		ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ	
	N/mm	จำนวนตัวอย่างทดสอบ	N/mm	จำนวนตัวอย่างทดสอบ
0	0.9022	1	0.9021	2
90	0.8756	1	0.6817	3
240	0.6337	1	0.5793	3
360	0.5593	2		

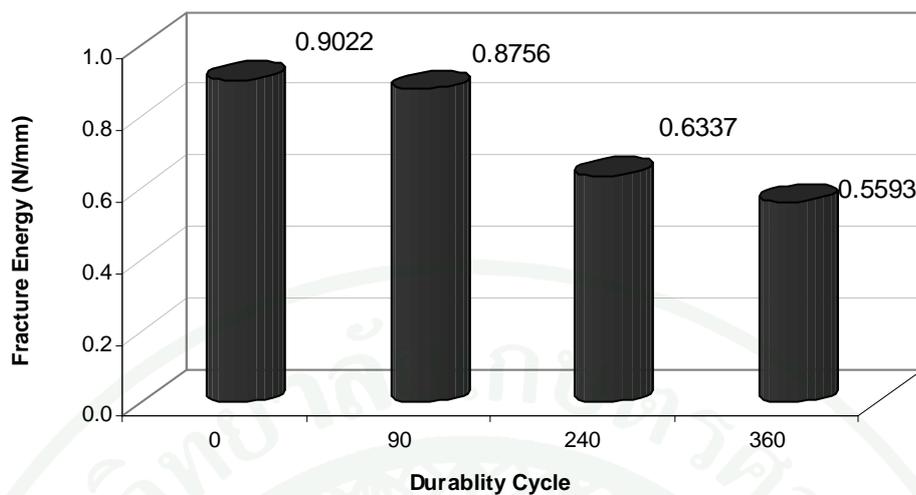
ผลการคำนวณแสดงให้เห็นว่า ตัวอย่างทดสอบควบคุมในสภาวะปกติภายใต้แรงกระทำแบบสถิต มีค่าพลังงานการแตกหักเท่ากับ 0.9022 N/mm แต่เมื่อตัวอย่างทดสอบอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลา 90 240 และ 360 วัน ตัวอย่างทดสอบมีค่าพลังงานการแตกหักเท่ากับ 0.8756 0.6337 และ 0.5593 N/mm หรือลดลงคิดเป็นร้อยละ 2.95 29.76 และ 38.01 ตามลำดับ ดังแสดงในตารางที่ 20 และภาพที่ 106

โดยที่ปกติถ้าหากตัวอย่างทดสอบไม่ได้อยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงพลังงานการแตกหักของคอนกรีตจะมีค่าน้อยกว่าพลังงานการแตกหักของการยึดเกาะระหว่างวัสดุเชื่อมประสานกับคอนกรีต ดังนั้นเมื่อตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ รูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นจะเป็นแบบการสูญเสียการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ แต่เมื่อตัวอย่างทดสอบอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงและความชื้นส่งผลให้พลังงานการแตกหักของการยึดเกาะระหว่างวัสดุเชื่อมประสานกับคอนกรีตมีค่าลดลง ดังนั้นเมื่อตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติ รูปแบบการวิบัติจึงเป็นแบบการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสานกับคอนกรีตดังแสดงในภาพที่ 65 ถึงภาพที่ 76 และผลการวิเคราะห์พื้นที่การสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสานดังแสดงในตารางที่ 16

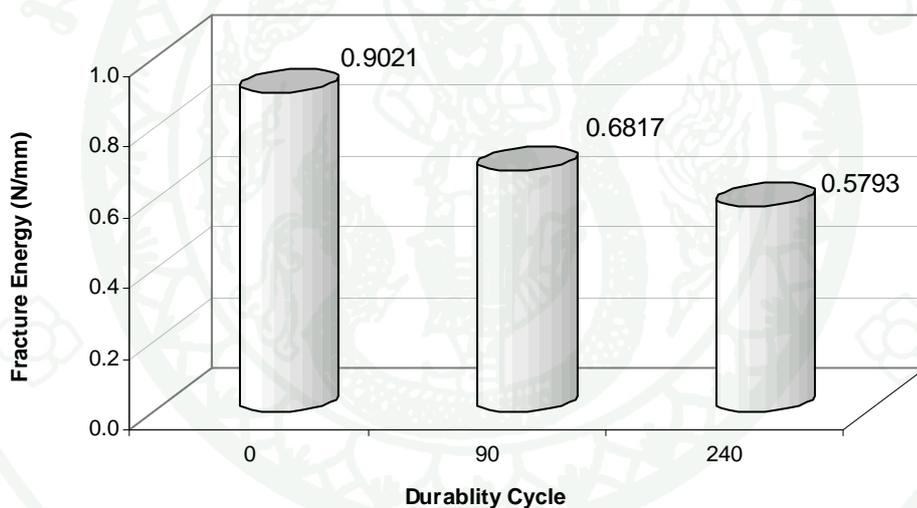
ความชื้นเนื่องจากสภาวะเปียกเป็นปัจจัยสำคัญที่ส่งผลถึงความคงทนของความสามารถในการยึดเหนี่ยวระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์กับคอนกรีต ความชื้นดังกล่าวส่งผลให้โครงสร้างที่มีการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีความสามารถในการส่งถ่ายหน่วยแรงเฉือนที่ลดน้อยลง มีการเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติ ซึ่งการเปลี่ยนแปลงรูปแบบการวิบัติดังกล่าวเกิดขึ้นเนื่องมาจากการลดลงของพลังงานการแตกหัก ความชื้นสัมพัทธ์ สภาวะแวดล้อม ซึ่งสอดคล้องกับผลงานวิจัยของ Chajes *et al.* (1995); Karbhari *et al.* (1997); Toutanji and Gomez (1997); Davalos *et al.* (2005); Ouyang and Wan (2009)

สำหรับตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ จากตารางที่ 20 และภาพที่ 107 แสดงผลการคำนวณพลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ ผลการคำนวณแสดงให้เห็นว่าพฤติกรรมความล้าภายใต้แรงกระทำซ้ำเพียงอย่างเดียวส่งผลกระทบต่อพลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบเพียงเล็กน้อยเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต แต่ถ้าหากตัวอย่างทดสอบผ่านสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลา 90 และ 240 วัน พลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบมีค่าเท่ากับ 0.6817 และ 0.5793 N/mm หรือลดลงคิดเป็นร้อยละ 24.44 และ 35.79 ตามลำดับเมื่อเทียบกับตัวอย่างทดสอบควบคุมในสภาวะปกติ แสดงให้เห็นว่าการเสื่อมสภาพของการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ผลการวิเคราะห์ภายใต้แรงกระทำซ้ำ จะเกิดขึ้นเมื่อตัวอย่างทดสอบอยู่ภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงจากความชื้น

ค่าพลังงานการแตกหักที่คำนวณได้โดยอาศัยการหาพื้นที่ใต้กราฟของความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวและการสิ้นหูลุมมีค่าอยู่ระหว่าง 0.5593 ถึง 0.9022 N/mm ซึ่งอยู่ในช่วงเดียวกันกับพลังงานการแตกหักจากผลงานวิจัยที่ผ่านมา (Zhishen and Hedong 2000) โดยจากผลงานวิจัยที่ผ่านมาพลังงานการแตกหักมีค่าอยู่ระหว่าง 0.38 ถึง 1.22 N/mm

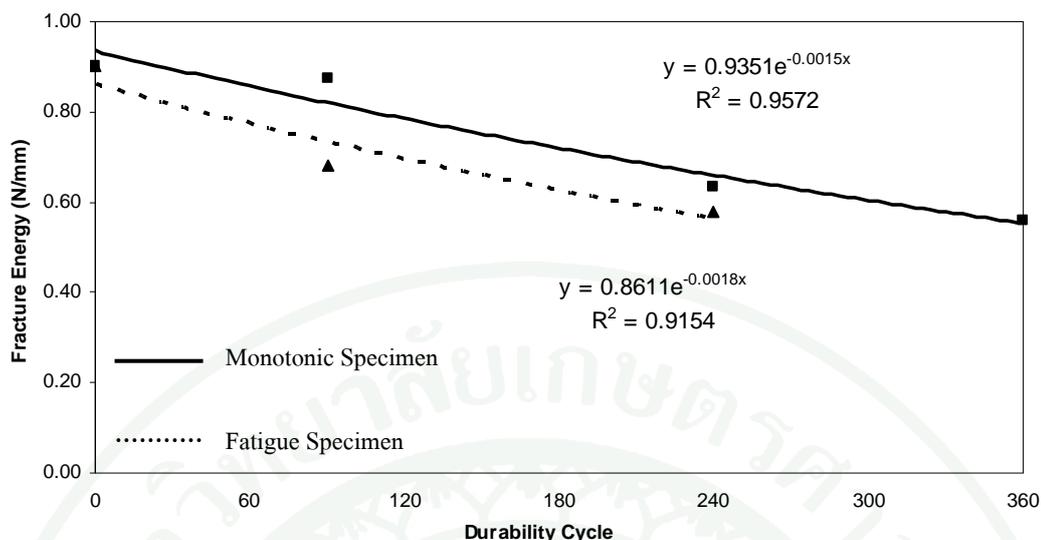


ภาพที่ 106 พลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต



ภาพที่ 107 พลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ

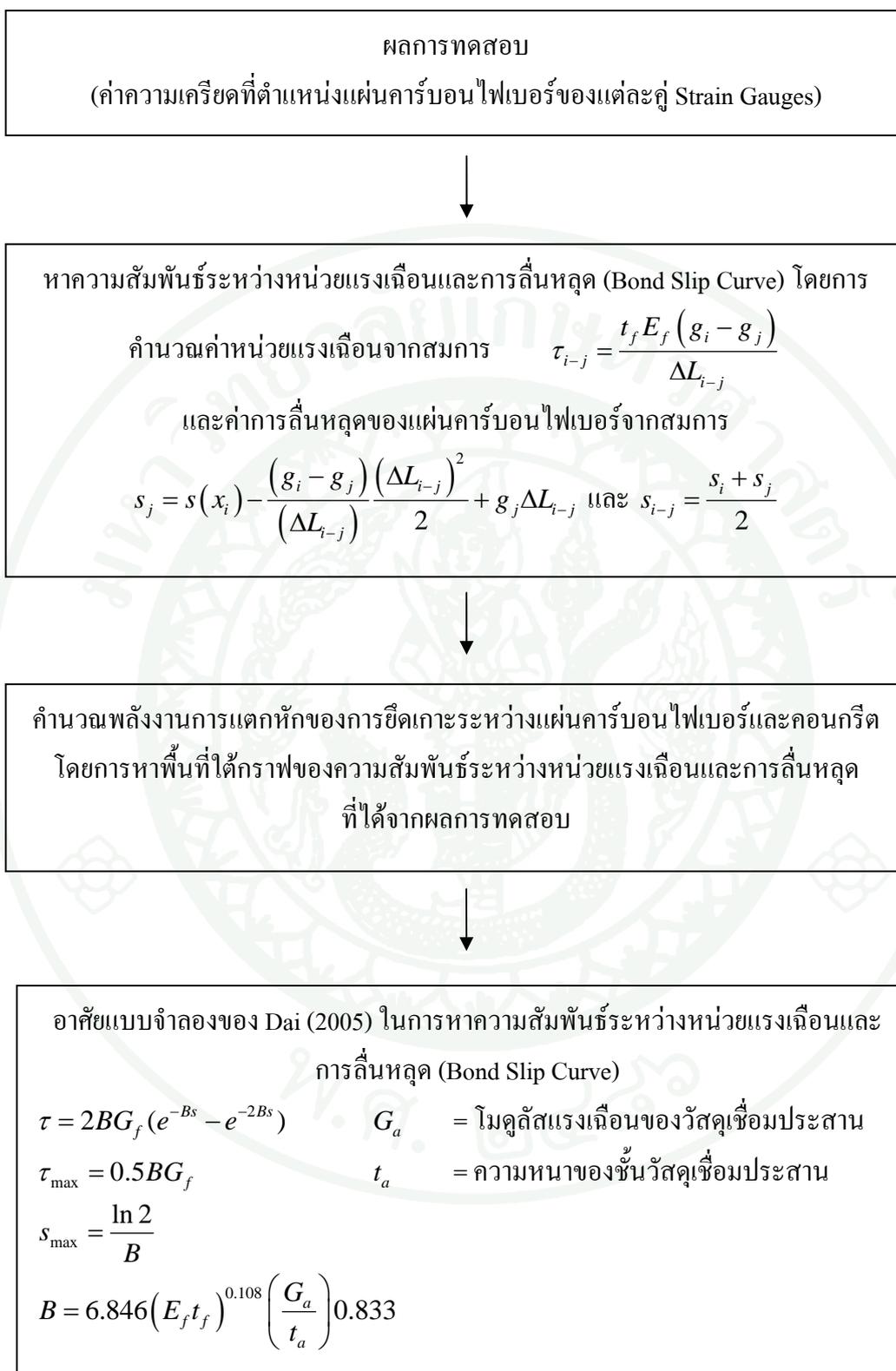
ผลการคำนวณพลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำสามารถนำมาหาความสัมพันธ์ระหว่าง จำนวนรอบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงกับพลังงานการแตกหัก โดยอาศัยสมการเอกซ์โปเนนเชียล (Exponential Equation) ดังแสดงในภาพที่ 108 เพื่อเป็นแนวทางในการทำนายพลังงานการแตกหักที่ลดลงเนื่องจากสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง



ภาพที่ 108 ความสัมพันธ์ระหว่างสถานะแวดล้อมที่รุนแรงกับพลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสติกและตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ

การปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) โดยอาศัยการคำนวณพลังงานการแตกหักของการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต เพื่อคำนวณหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสติกและแรงกระทำซ้ำ มีสาเหตุมาจากในการคำนวณหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดจากผลการทดสอบโดยอาศัยสมการที่ 26 ถึงสมการที่ 28 ค่าหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดที่คำนวณได้ขึ้นอยู่กับระยะห่างของการติด Strain Gauges ถ้าหาระยะห่างของการติด Strain Gauges มีค่ามากกว่าค่า Transfer Length ค่าหน่วยแรงเฉือนที่คำนวณได้จะมีค่าน้อยกว่าความเป็นจริงและค่าการลื่นหลุดจะมีค่ามากกว่าความเป็นจริง

ดังนั้นระยะห่างของการติด Strain Gauges จึงควรมีค่าน้อยกว่าระยะ Transfer Length แต่ถึงอย่างไรก็ตามจากงานวิจัยที่ผ่านแสดงให้เห็นว่าระยะ Transfer Length ยังมีความแปรปรวนอยู่มากคือมีระยะตั้งแต่ 45 มม. จนถึง 275 มม. (Dai, 2005) ดังนั้นงานวิจัยฉบับนี้จึงได้เสนอแนวทางการคำนวณความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดโดยอาศัยการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) มีลำดับขั้นตอนดังแสดงในภาพที่ 109



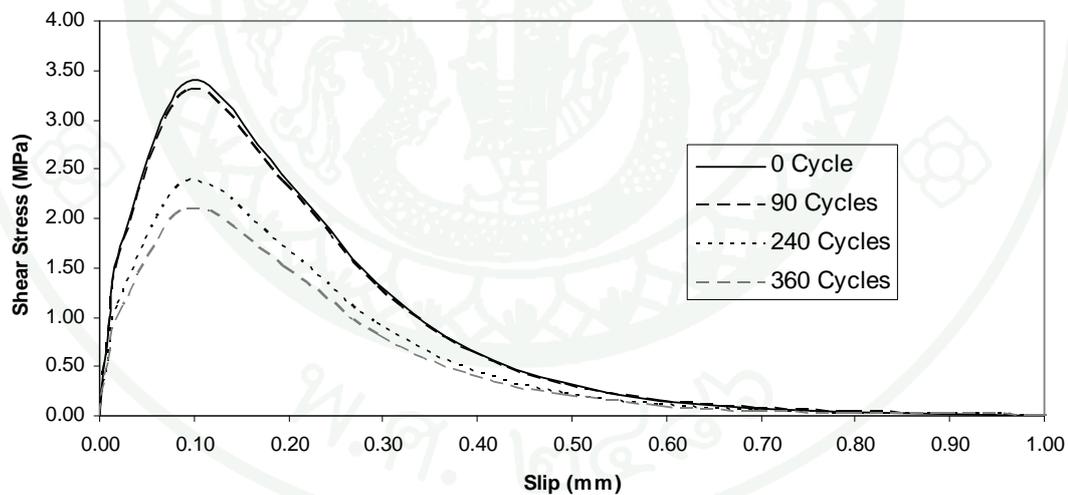
ภาพที่ 109 แผนภูมิการหาความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุด (Bond Slip Curve) จากการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005)

หน่วยแรงเฉือนที่คำนวณได้จากการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) โดยที่ตัวแปร B คือดัชนีความเหนียวของการยึดเกาะระหว่างแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต (Interfacial Ductility Index) มีค่าเท่ากับ 7.505 N/mm แสดงในตารางที่ 23 ของทั้งตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ ค่าหน่วยแรงเฉือนที่คำนวณได้โดยอาศัยการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) มีค่าอยู่ระหว่าง 2.099 ถึง 3.386 MPa ซึ่งอยู่ในช่วงเดียวกับกับค่าหน่วยแรงเฉือนจากผลงานวิจัยที่ผ่านมา (Zhishen and Hedong, 2000) โดยมีจากผลงานวิจัยที่ผ่านมาค่าหน่วยแรงเฉือนมีค่าอยู่ระหว่าง 1.50 ถึง 15.00 MPa ซึ่งแสดงให้เห็นว่าค่าหน่วยแรงเฉือนที่คำนวณได้จากการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) เป็นค่าที่เหมาะสมและสอดคล้องกับงานวิจัยที่ผ่านมา ถึงแม้ว่าจะติด Strain Gauge ท่างกว่าระยะของ Transfer Length ก็สามารถหาค่าหน่วยแรงเฉือนได้

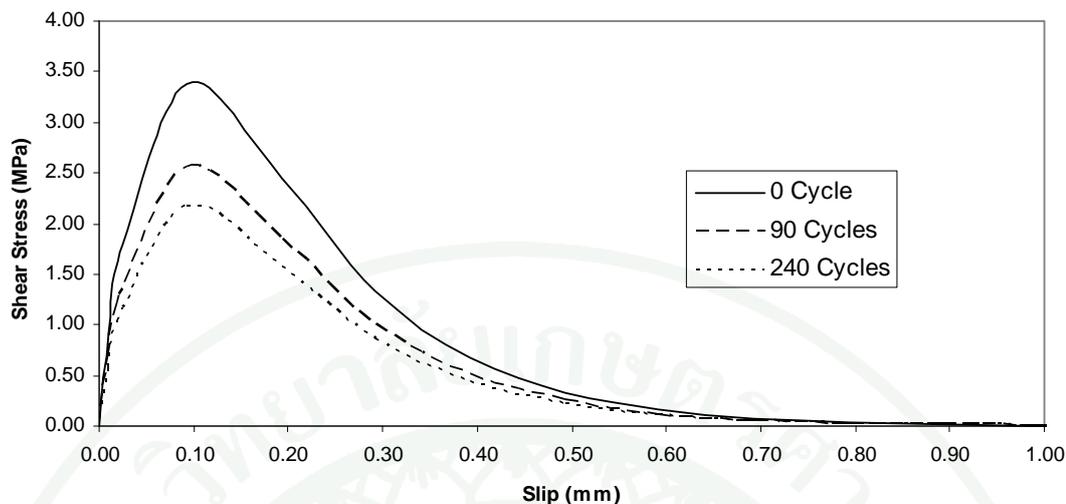
สำหรับความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดที่คำนวณได้จากการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) แสดงในภาพที่ 110 และ 111 ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิตและภายใต้แรงกระทำซ้ำ สามารถนำไปใช้ในการสร้างแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีต สำหรับแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์ของคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ต่อไป

ตารางที่ 21 ผลการคำนวณหน่วยแรงเฉือนจากการปรับแก้แบบจำลองของ J.G.Dai (2005)

หน่วยแรงเฉือน		
	ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต	ตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ
	MPa	MPa
0	3.386	3.385
90	3.286	2.558
240	2.378	2.174
360	2.099	-



ภาพที่ 110 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดจากการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต



ภาพที่ 111 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดจากการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) ของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ

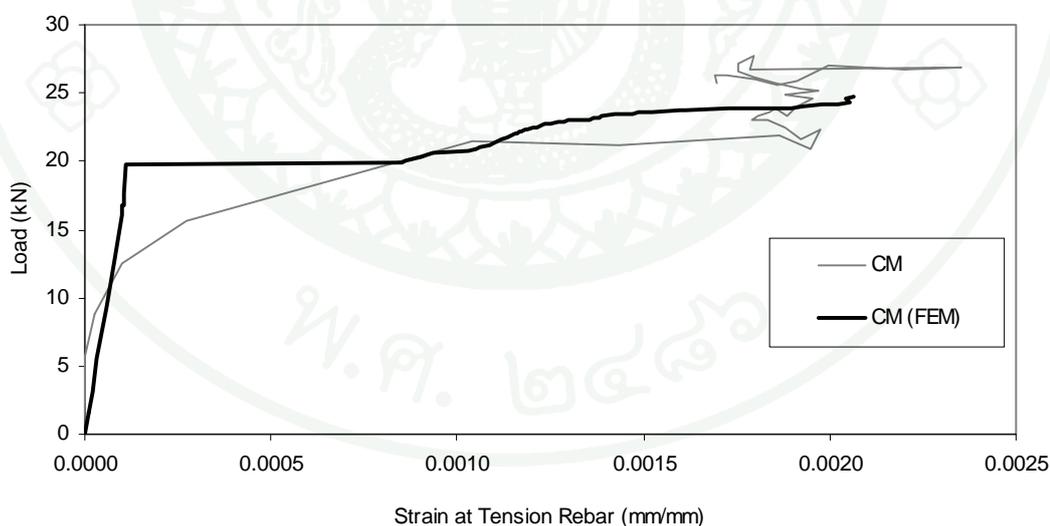
7. การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์โดยอาศัยหลักการทางไฟไนต์เอลิเมนต์

การสร้างแบบจำลองด้วยหลักการทางไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยอาศัยความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดที่คำนวณได้จากการปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) สามารถจำลองและแสดงผลรูปแบบการวิบัติ การกระจายของความเครียดในเหล็กเสริมรับแรงดึง เหล็กเสริมรับแรงอัด แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ คอนกรีตที่ตำแหน่งกึ่งกลางช่วงคาน และความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัว

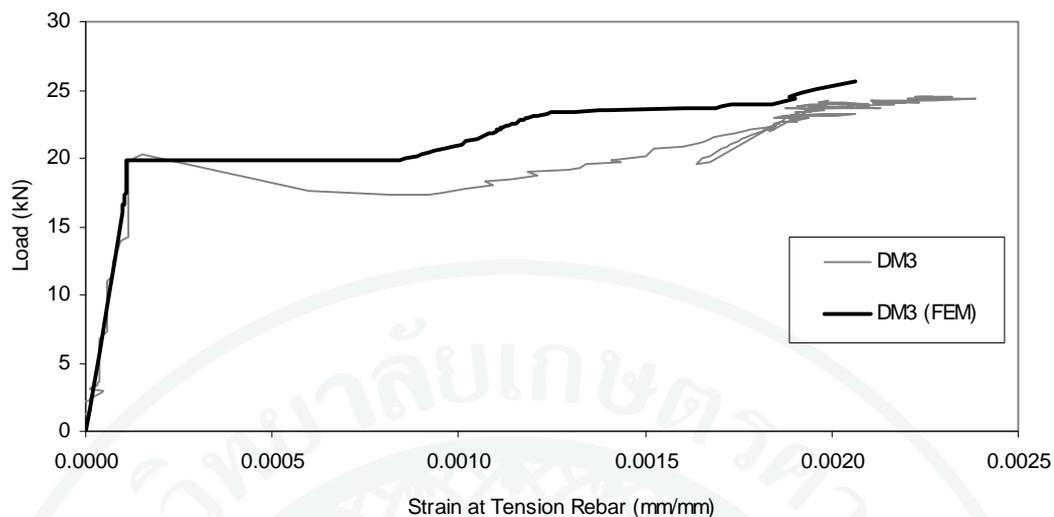
7.1 แบบจำลองของตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ภายใต้น้ำหนักกระทำแบบสถิต

7.1.1 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงดึง

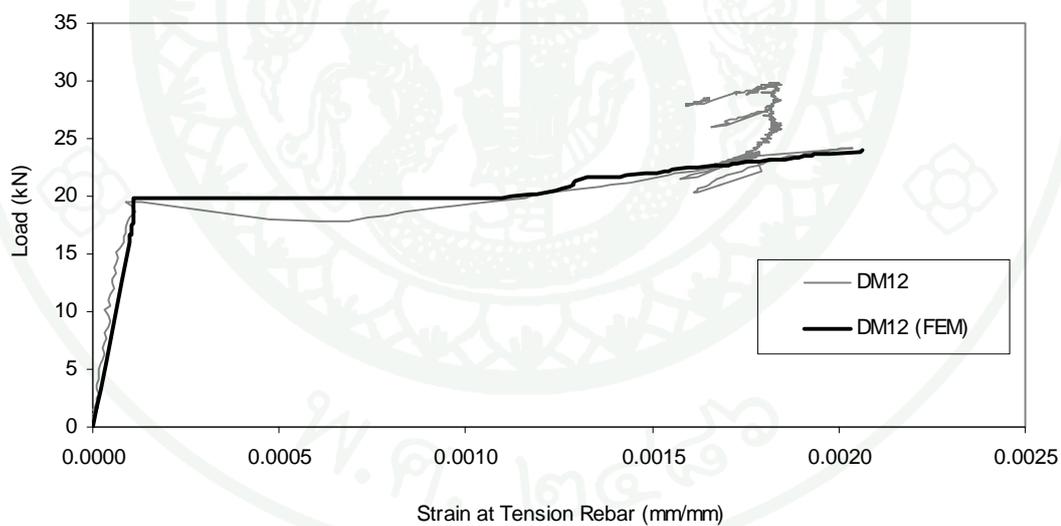
ภาพที่ 112 ถึงภาพที่ 114 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ CM DM3 และ DM12 ผลที่ได้จากการทดสอบและจากการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีผลที่สอดคล้องกัน โดยเมื่อตัวอย่างทดสอบรับน้ำหนักในช่วงเริ่มต้นก่อนที่ตัวอย่างทดสอบจะเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดึง ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงมีพฤติกรรมเป็นแบบเส้นตรง และเมื่อตัวอย่างทดสอบเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดึง แรงดึงจะถูกส่งถ่ายมายังเหล็กเสริมรับแรงดึงเนื่องจากความสมดุลของหน้าตัด ส่งผลให้ความเครียดที่เหล็กเสริมมีค่าเพิ่มมากขึ้น ดังแสดงได้จากผลการทดสอบและแบบจำลอง และเมื่อน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้น เหล็กเสริมจะถึงจุดครากและตัวอย่างทดสอบเกิดการวิบัติตามลำดับ สำหรับแบบจำลองของตัวอย่างทดสอบ CM DM3 และ DM12 มีกำลังรับน้ำหนักที่สถานะเหล็กเสริมถึงจุดครากเท่ากับ 22.80 kN 23.64 kN และ 22.00 kN ตามลำดับ



ภาพที่ 112 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ CM



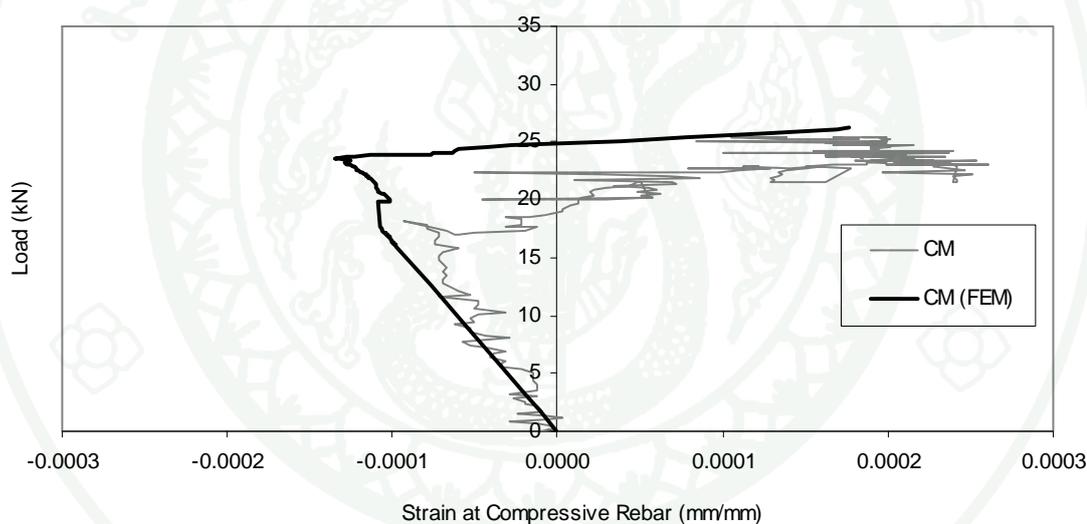
ภาพที่ 113 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM3



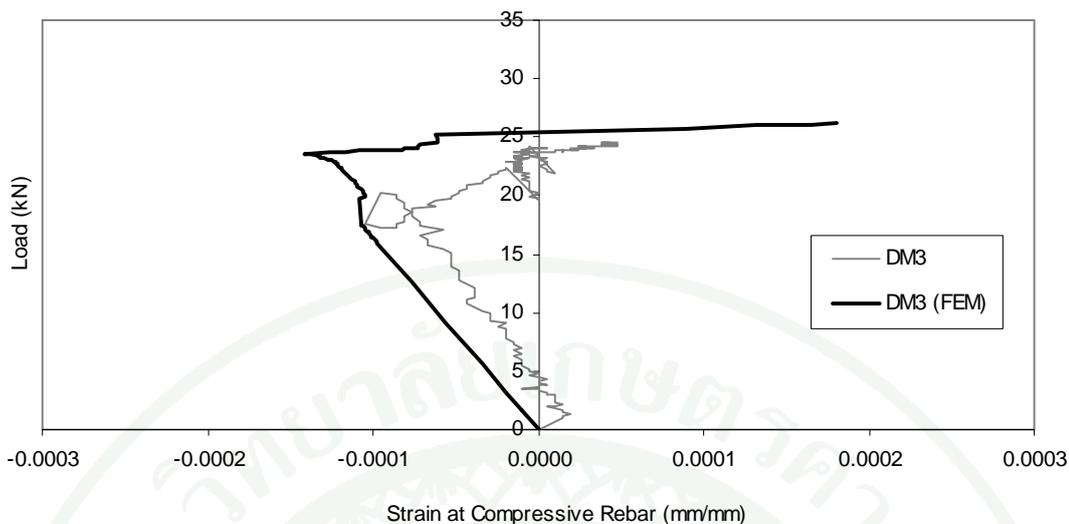
ภาพที่ 114 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงดึงสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM12

7.1.2 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงอัด

ภาพที่ 115 ถึงภาพที่ 116 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงอัดของตัวอย่างทดสอบ CM และ DM3 โดยที่พฤติกรรมในช่วงเริ่มต้นของการรับน้ำหนักบรรทุกทุกเหล็กเสริมบนทำหน้าที่รับแรงอัด แต่เมื่อตัวอย่างทดสอบรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มมากขึ้นส่งผลให้เกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด ทำให้แกนสะเทินของหน้าตัดเคลื่อนสูงขึ้น ดังนั้นเมื่อแกนสะเทินเคลื่อนสูงขึ้นจนกระทั่งสูงกว่าบริเวณตำแหน่งเหล็กเสริมรับแรงอัด ส่งผลให้เหล็กเสริมบนมีพฤติกรรมการรับน้ำหนักที่เปลี่ยนจากรับแรงอัดเป็นรับแรงดึง ดังแสดงได้จากผลการทดสอบและแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์



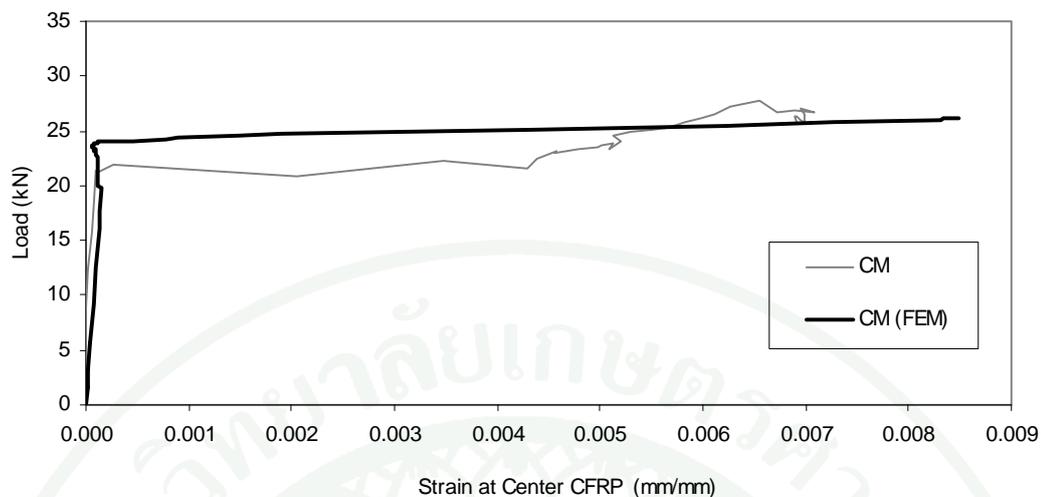
ภาพที่ 115 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงอัดสำหรับตัวอย่างทดสอบ CM



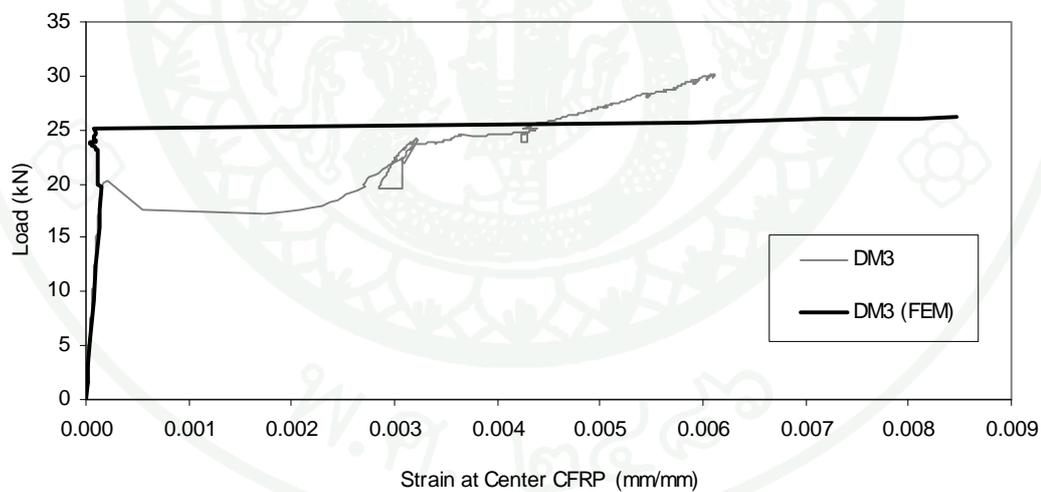
ภาพที่ 116 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของเหล็กเสริมรับแรงอัดสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM3

7.1.3 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

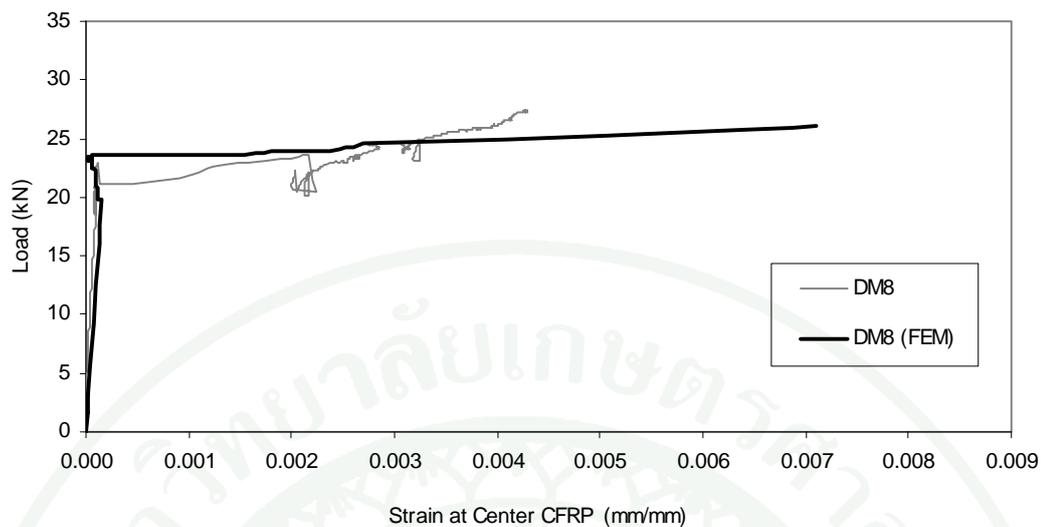
ภาพที่ 117 ถึงภาพที่ 120 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับตัวอย่างทดสอบ CM DM3 DM8 และ DM12 โดยที่พฤติกรรมในช่วงเริ่มต้นก่อนที่ตัวอย่างทดสอบจะเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีความสัมพันธ์เป็นแบบเส้นตรง และค่าความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าไม่มากนัก เมื่อตัวอย่างทดสอบเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด แรงดึงจะถูกส่งถ่ายมายังแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากความสมดุลของหน้าตัดดังแสดงได้จากผลการทดสอบและแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ และเมื่อตัวอย่างทดสอบรับน้ำหนักบรรทุกทุกเพิ่มมากขึ้นส่งผลให้ความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีค่าเพิ่มมากขึ้น



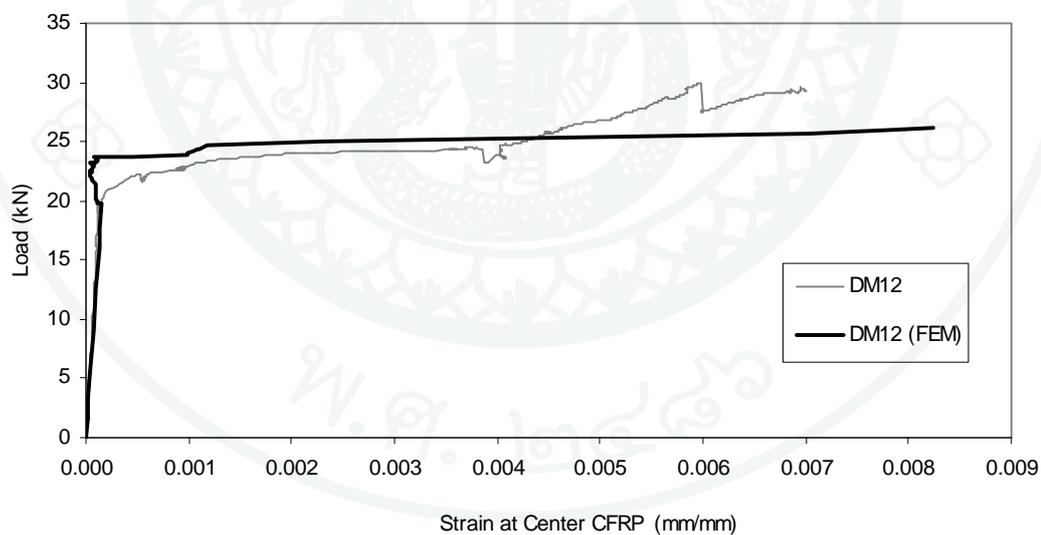
ภาพที่ 117 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับตัวอย่างทดสอบ CM



ภาพที่ 118 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับตัวอย่างทดสอบ DM3



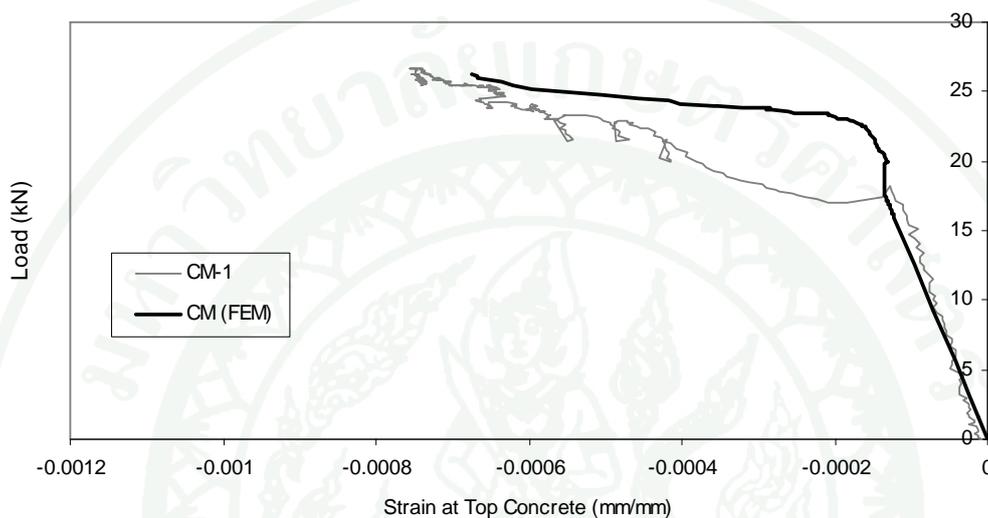
ภาพที่ 119 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับตัวอย่างทดสอบ DM8



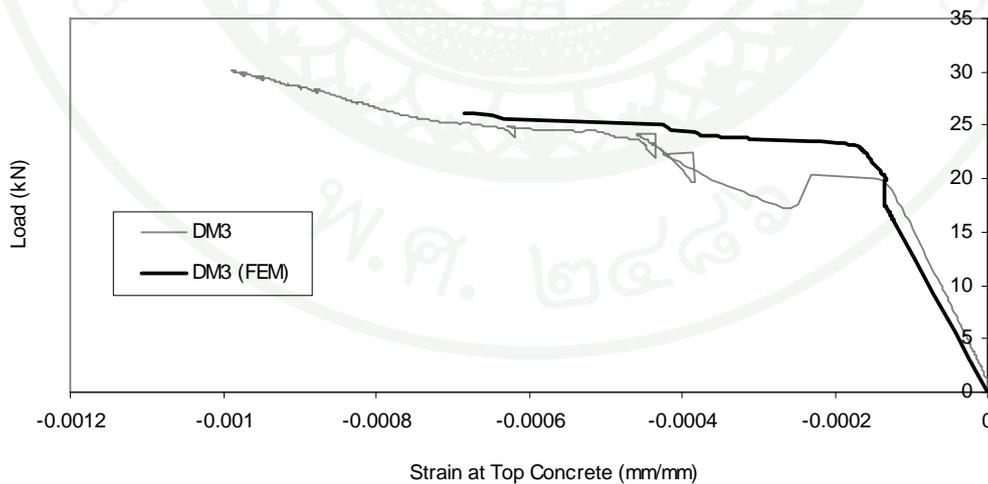
ภาพที่ 120 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์สำหรับตัวอย่างทดสอบ DM12

7.1.4 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่คอนกรีต

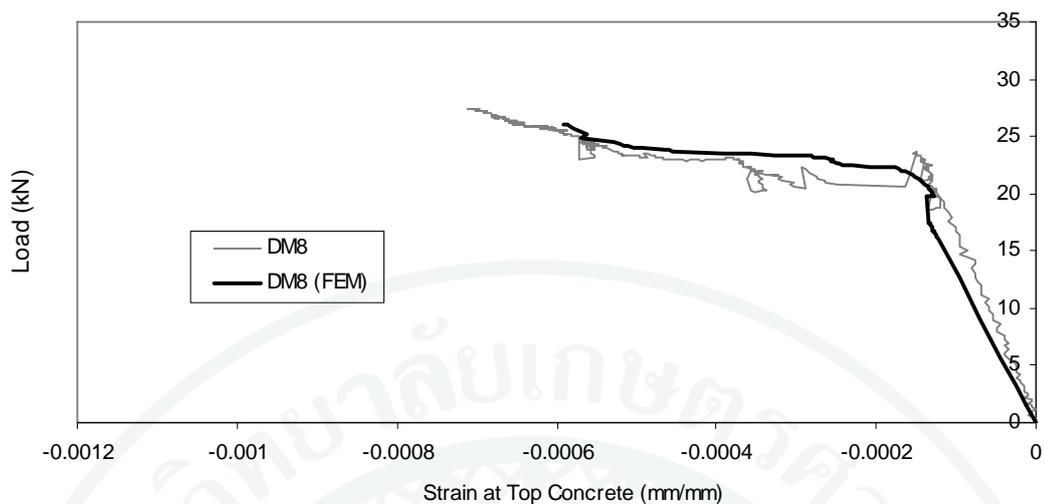
ภาพที่ 121 ถึงภาพที่ 124 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ต่ำแหน่งผิวบนของคอนกรีตสำหรับตัวอย่างทดสอบ CM DM3 และ DM12 ผลที่ได้จากการทดสอบและจากการสร้างแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีค่าที่สอดคล้องกัน



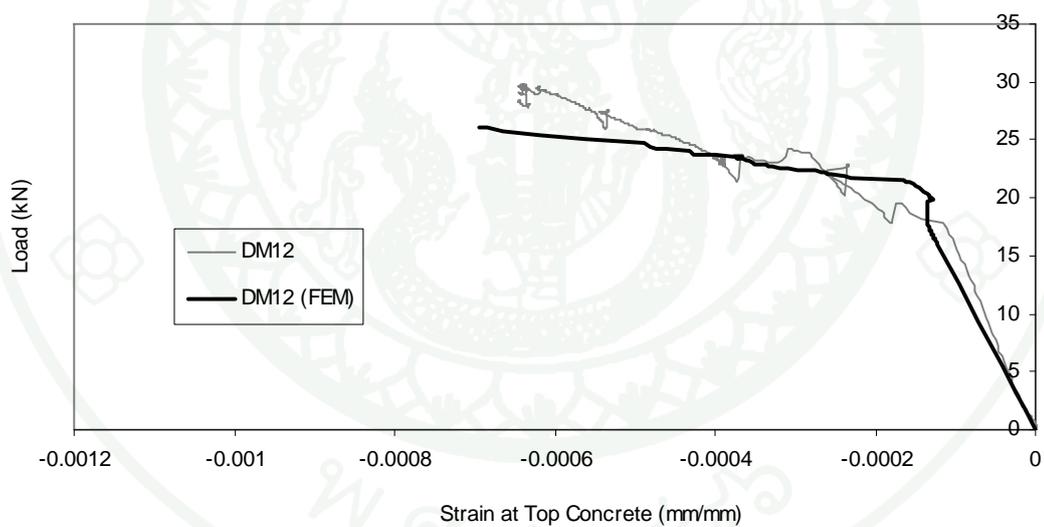
ภาพที่ 121 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของคอนกรีตสำหรับตัวอย่างทดสอบ CM



ภาพที่ 122 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของคอนกรีตสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM3



ภาพที่ 123 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของคอนกรีตสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM8

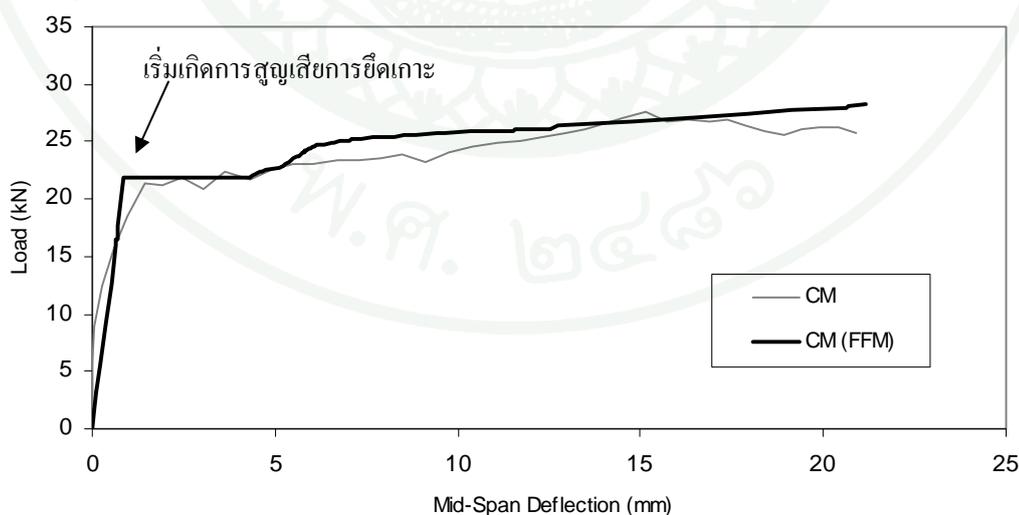


ภาพที่ 124 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่กึ่งกลางของคอนกรีตสำหรับตัวอย่างทดสอบ DM12

7.1.5 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ

ภาพที่ 125 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ CM โดยที่ผลจากการทดสอบและแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีกำลังรับน้ำหนักที่สภาวะคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกร้าวมีค่าเท่ากับ 21.45 kN และ 19.80 kN ตามลำดับ หรือแตกต่างกันร้อยละ 7.69 สำหรับกำลังรับน้ำหนักที่สภาวะเหล็กเสริมถึงจุดคราก 25.10 kN และ 24.80 kN ตามลำดับหรือแตกต่างกันร้อยละ 1.21 และสุดท้ายกำลังรับน้ำหนักที่สภาวะประลัยของตัวอย่างทดสอบและแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีค่าเท่ากับ 27.67 kN และ 26.20 ตามลำดับหรือแตกต่างกันร้อยละ 5.30

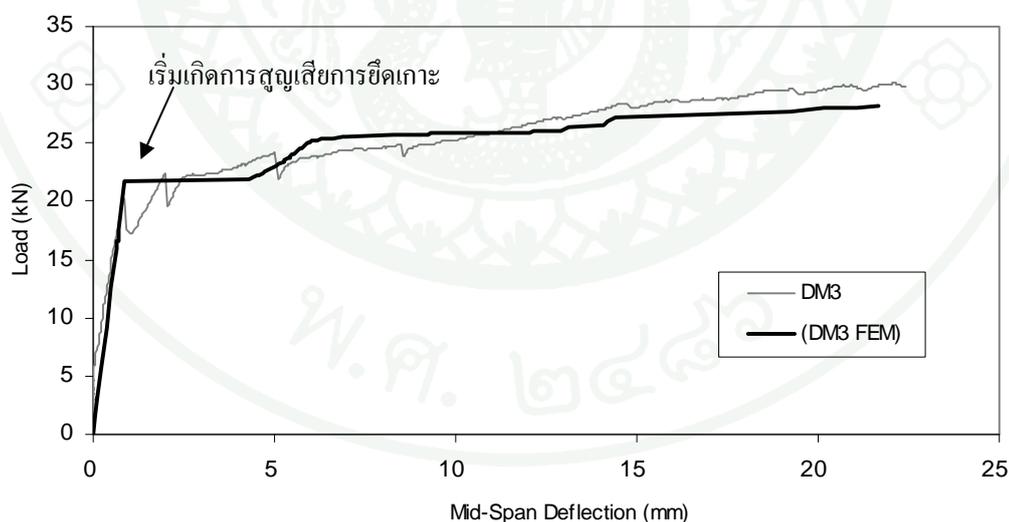
เมื่อคอนกรีตเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงคด ส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในตัวอย่างทดสอบ แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถจำลองพฤติกรรมการรับน้ำหนักหลังจากตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ได้สอดคล้องกับผลการทดสอบ ภาพที่ 129 ถึง 135 แสดงแบบจำลองการแตกร้าวของแบบจำลองตัวอย่างทดสอบ CM



ภาพที่ 125 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ CM

ภาพที่ 126 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางตัวอย่างทดสอบ DM3 โดยที่ผลจากการทดสอบและแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีกำลังรับน้ำหนักที่สถานะคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกไว้เท่ากับ 20.31 kN และ 19.80 kN ตามลำดับ หรือแตกต่างกันร้อยละ 2.51 สำหรับกำลังรับน้ำหนักที่สถานะเหล็กเสริมถึงจุดคราก 23.14 kN และ 25.64 kN ตามลำดับ หรือแตกต่างกันร้อยละ 10.80 และสุดท้ายกำลังรับน้ำหนักที่สถานะประลัยของตัวอย่างทดสอบและแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีค่าเท่ากับ 30.13 kN และ 26.20 kN ตามลำดับหรือแตกต่างกันร้อยละ 13.05

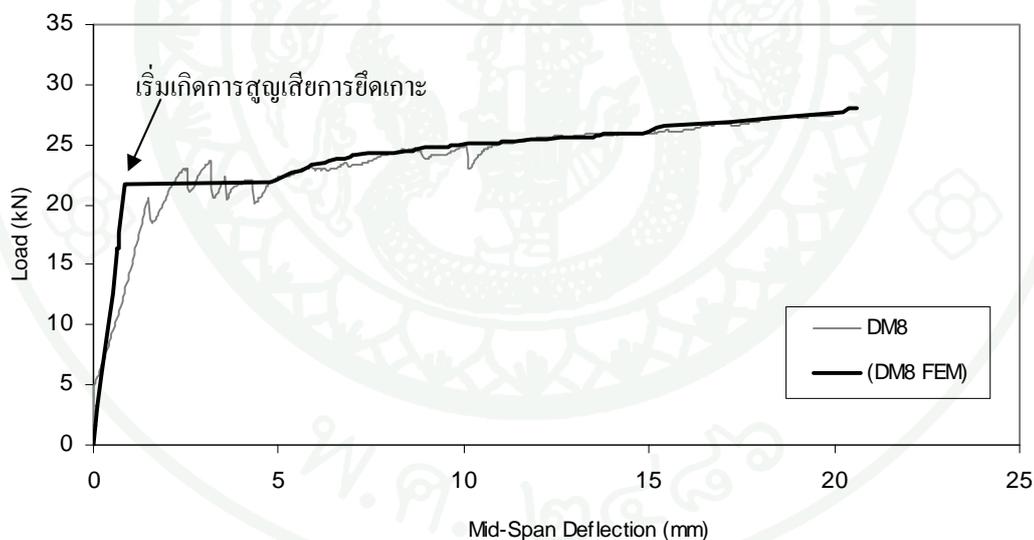
เมื่อคอนกรีตเกิดรอยแตกไว้เนื่องจากแรงดัด ส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในตัวอย่างทดสอบ แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถจำลองพฤติกรรมการรับน้ำหนักหลังจากตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ได้สอดคล้องกับผลการทดสอบ ภาพที่ 136 ถึง 142 แสดงแบบจำลองการแตกตัวของแบบจำลองตัวอย่างทดสอบ DM3



ภาพที่ 126 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ DM3

ภาพที่ 127 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางตัวอย่างทดสอบ DM8 โดยที่ผลจากการทดสอบและแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีกำลังรับน้ำหนักที่สถานะคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกไว้เท่ากับ 20.50 kN และ 19.75 kN ตามลำดับ หรือแตกต่างกันร้อยละ 3.67 สำหรับกำลังรับน้ำหนักที่สถานะประลัยของตัวอย่างทดสอบและแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีค่าเท่ากับ 27.38 kN และ 26.10 kN ตามลำดับหรือแตกต่างกันร้อยละ 4.67

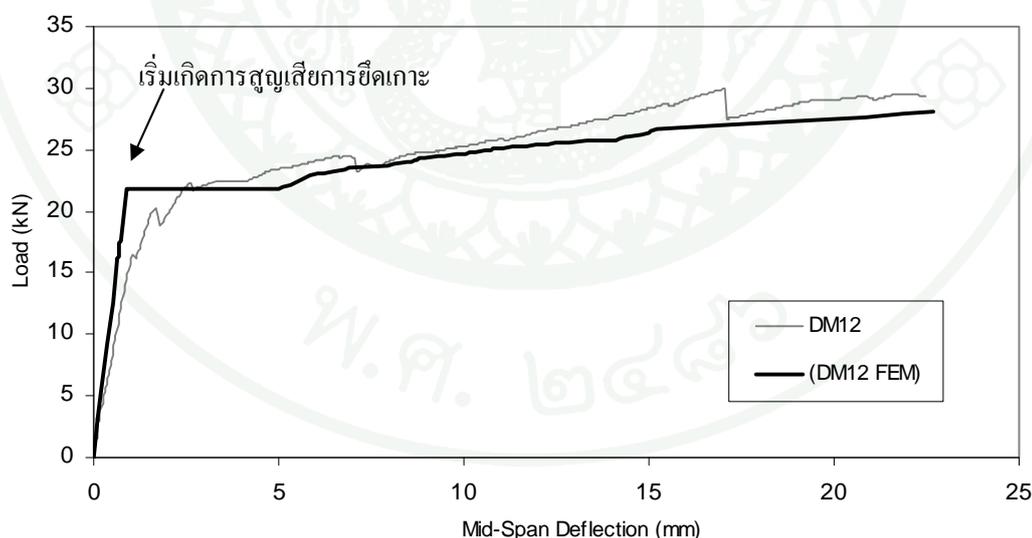
เมื่อคอนกรีตเกิดรอยแตกไว้เนื่องจากแรงดัด ส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในตัวอย่งทดสอบ แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถจำลองพฤติกรรมการรับน้ำหนักหลังจากตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ได้สอดคล้องกับผลการทดสอบ ภาพที่ 143 ถึง 149 แสดงแบบจำลองการแตกร้าวของแบบจำลองตัวอย่างทดสอบ DM8



ภาพที่ 127 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ DM8

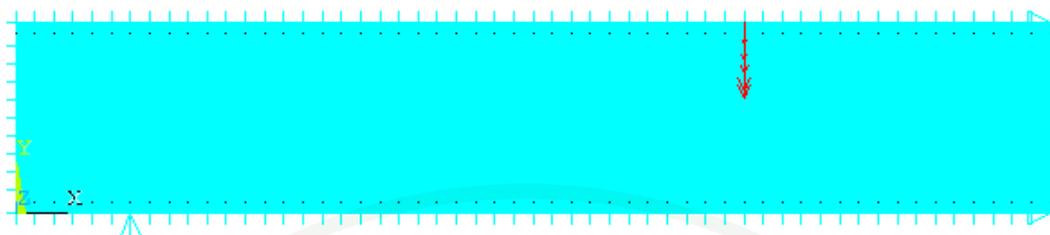
ภาพที่ 128 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ DM12 โดยที่ผลจากการทดสอบและแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีกำลังรับน้ำหนักที่สภาวะคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกร้าวเท่ากับ 19.86 kN และ 19.75 kN ตามลำดับหรือแตกต่างกันร้อยละ 1.32 สำหรับกำลังรับน้ำหนักที่สภาวะเหล็กเสริมถึงจุดคราก 24.23 kN และ 24.00 kN ตามลำดับหรือแตกต่างกันร้อยละ 0.95 และสุดท้ายกำลังรับน้ำหนักที่สภาวะประลัยของตัวอย่างทดสอบและแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์มีค่าเท่ากับ 30.06 kN และ 26.10 ตามลำดับหรือแตกต่างกันร้อยละ 12.55

เมื่อคอนกรีตเกิดรอยแตกร้าวเนื่องจากแรงดัด ส่งผลให้เกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ในตัวอย่างทดสอบ แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถจำลองพฤติกรรมการรับน้ำหนักหลังจากตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ได้สอดคล้องกับผลการทดสอบ ภาพที่ 150 ถึง 156 แสดงแบบจำลองการแตกร้าวของแบบจำลองตัวอย่างทดสอบ DM12

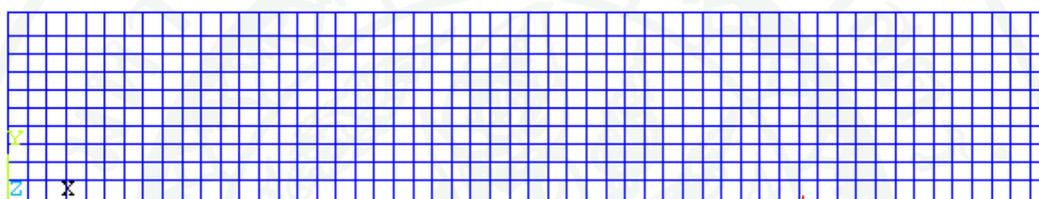


ภาพที่ 128 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวที่กึ่งกลางของตัวอย่างทดสอบ DM12

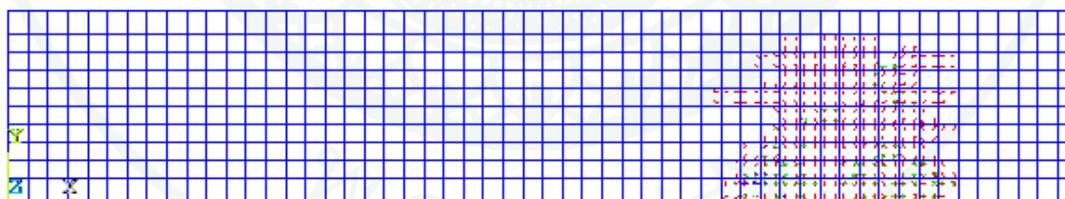
7.1.6 รูปแบบการแตกร้าว



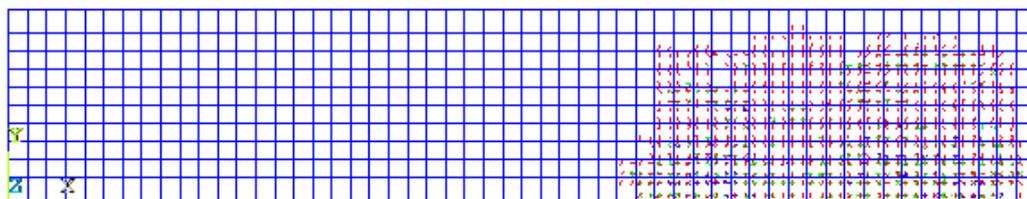
ภาพที่ 129 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของตัวอย่างทดสอบ CM



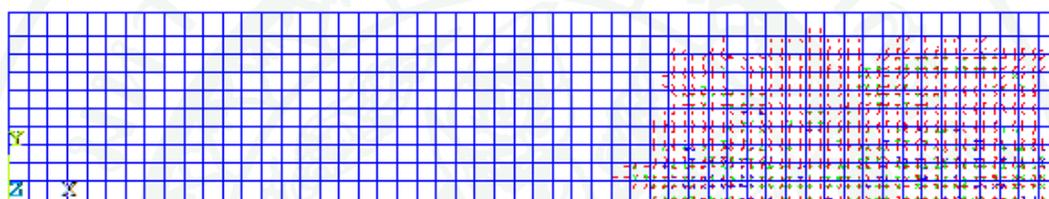
ภาพที่ 130 แบบจำลองการแตกร้าวเริ่มต้นของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนักบรรทุก
17.80 kN หรือ $0.736P_{\max}$ (First Crack)



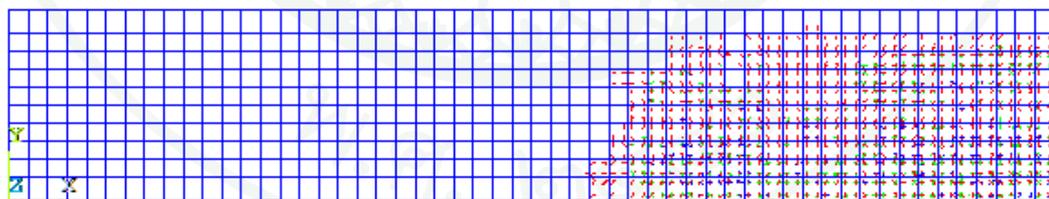
ภาพที่ 131 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 20.84 kN หรือ
 $0.861P_{\max}$ (Debonding 300 mm)



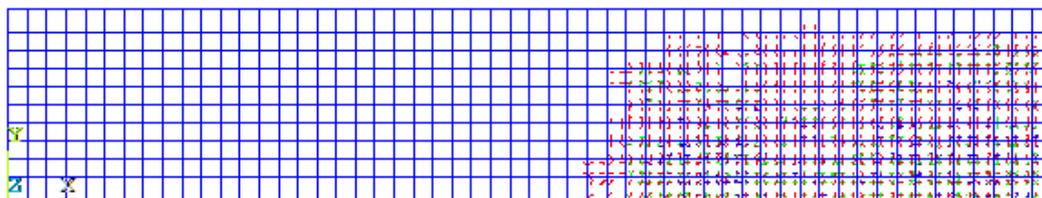
ภาพที่ 132 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 22.80 kN หรือ $0.942P_{\max}$ (First Yield)



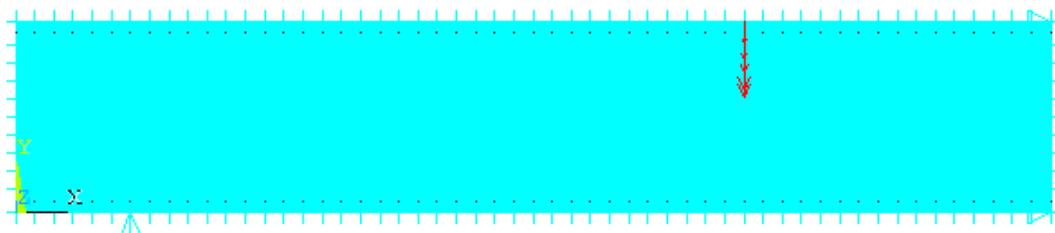
ภาพที่ 133 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 23.14 kN หรือ $0.956P_{\max}$ (Debonding 600 mm)



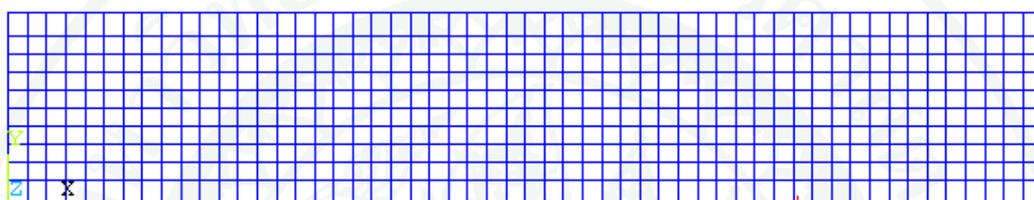
ภาพที่ 134 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนักบรรทุก 24.10 kN หรือ $0.996P_{\max}$ (Debonding 900 mm)



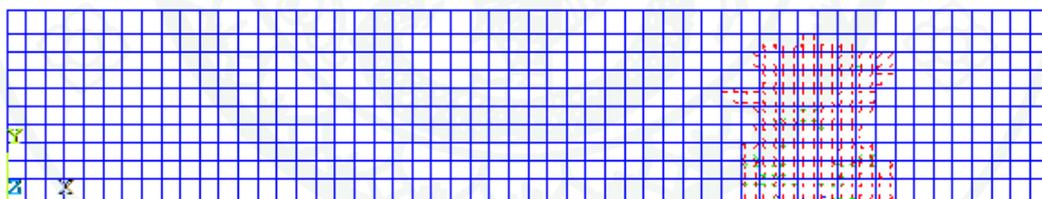
ภาพที่ 135 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ CM ภายใต้น้ำหนักบรรทุกสูงสุด
24.20 kN หรือ P_{\max} (Ultimate)



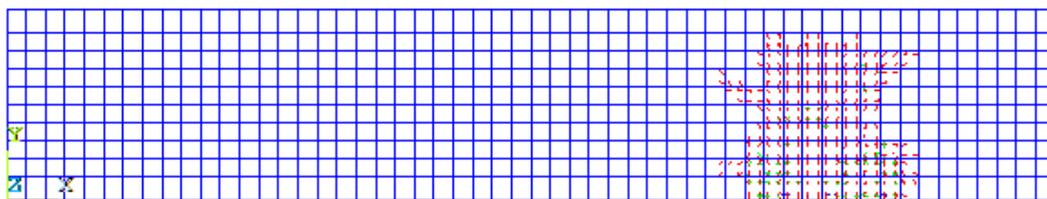
ภาพที่ 136 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของตัวอย่างทดสอบ DM3



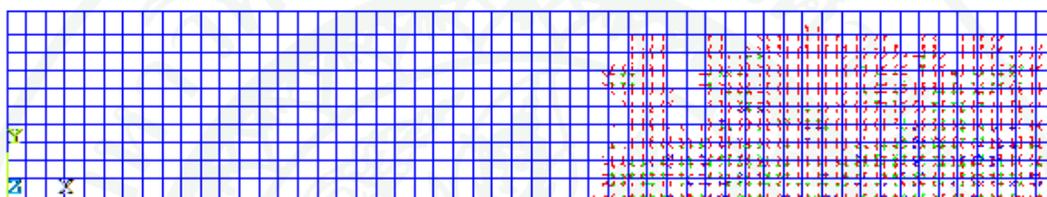
ภาพที่ 137 แบบจำลองการแตกร้าวเริ่มต้นของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก
17.80 kN หรือ $0.736P_{\max}$ (First Crack)



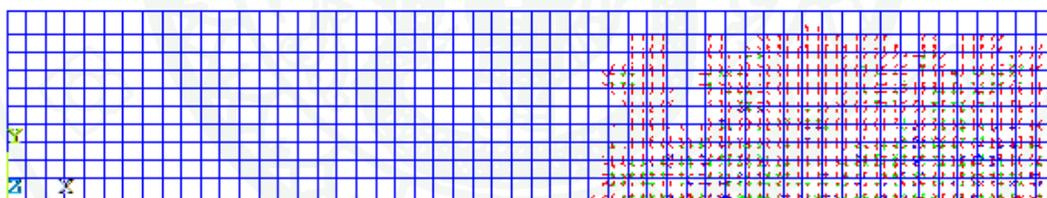
ภาพที่ 138 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก
18.00 kN หรือ $0.744P_{\max}$ (Debonding 300 mm)



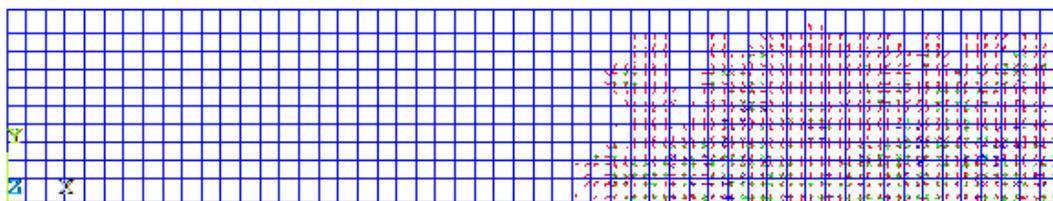
ภาพที่ 139 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุก 20.00 kN
หรือ $0.826P_{\max}$ (Debonding 600 mm)



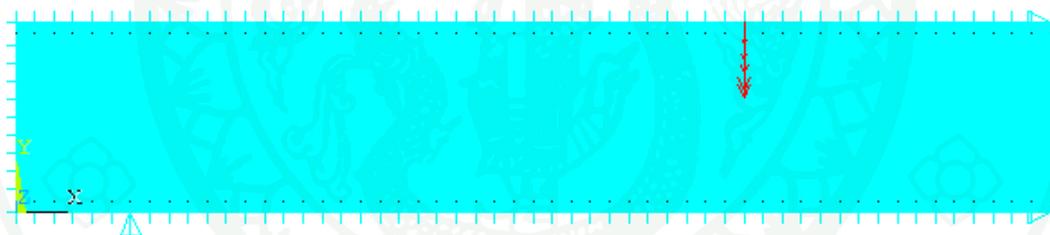
ภาพที่ 140 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุก 23.64 kN
หรือ $0.977P_{\max}$ (First Yield)



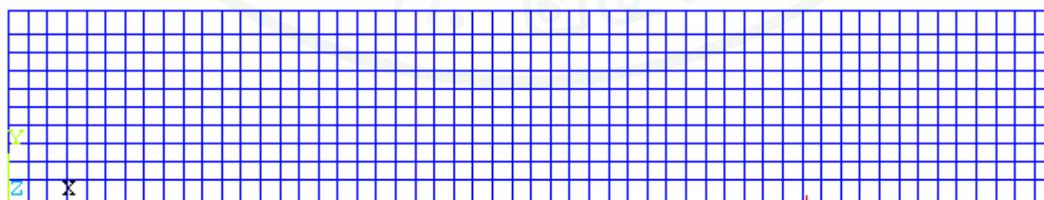
ภาพที่ 141 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุก 23.64 kN
หรือ $0.977P_{\max}$ (Debonding 900 mm)



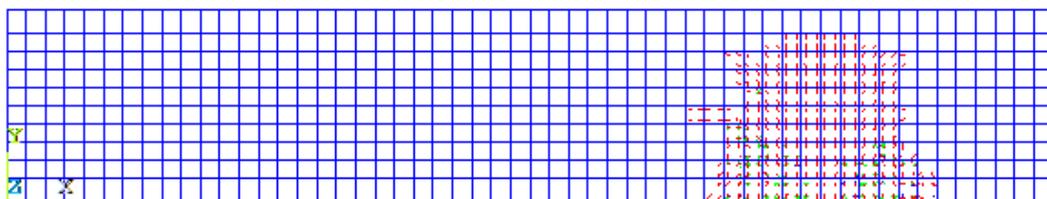
ภาพที่ 142 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM3 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกสูงสุด
24.20 kN หรือ P_{\max} (Ultimate)



ภาพที่ 143 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของตัวอย่างทดสอบ DM8

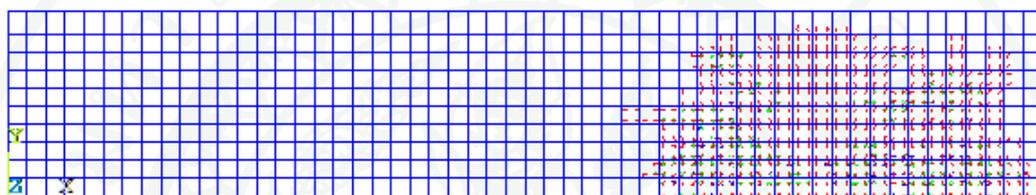


ภาพที่ 144 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก
17.75 kN หรือ $0.737P_{\max}$ (First Crack)



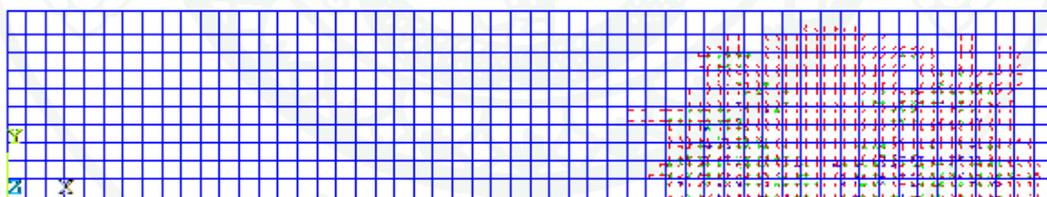
ภาพที่ 145 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก

19.45 kN หรือ $0.807P_{\max}$ (Debonding 300 mm)



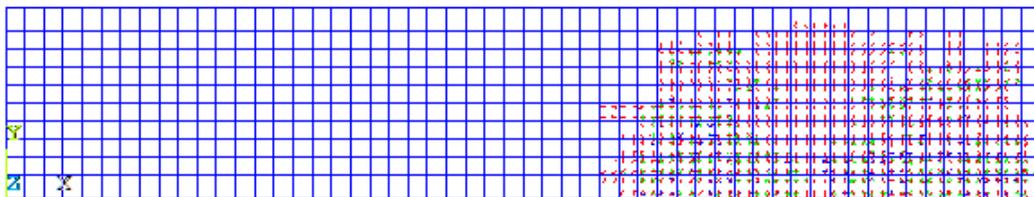
ภาพที่ 146 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก

21.65 kN หรือ $0.898P_{\max}$ (Debonding 600 mm)



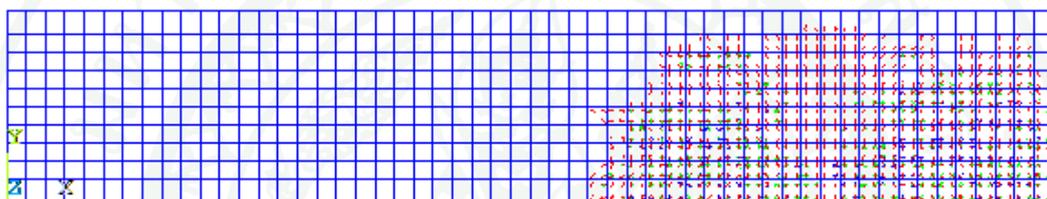
ภาพที่ 147 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก

21.65 kN หรือ $0.898P_{\max}$ (First Yield)



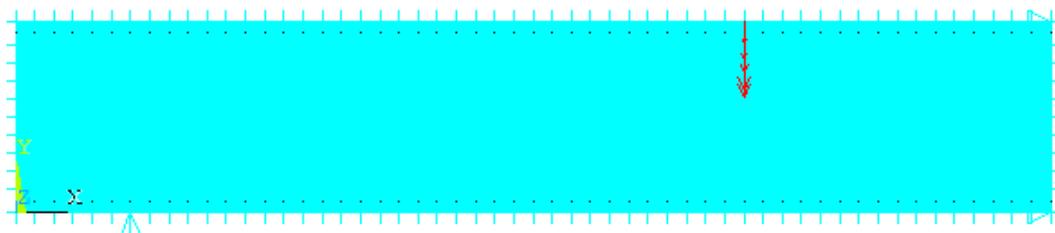
ภาพที่ 148 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุก

22.91 kN หรือ $0.898P_{\max}$ (Debonding 900 mm)

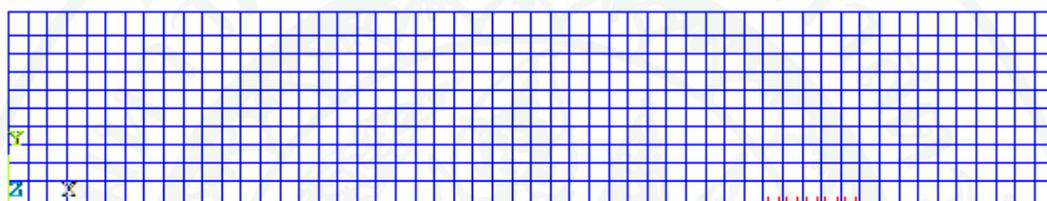


ภาพที่ 149 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM8 ภายใต้น้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุด

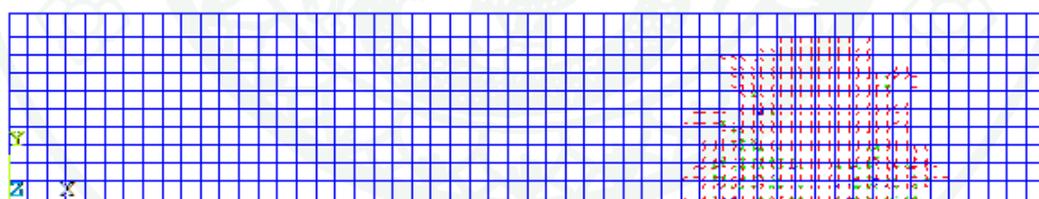
24.10 kN หรือ P_{\max} (Ultimate)



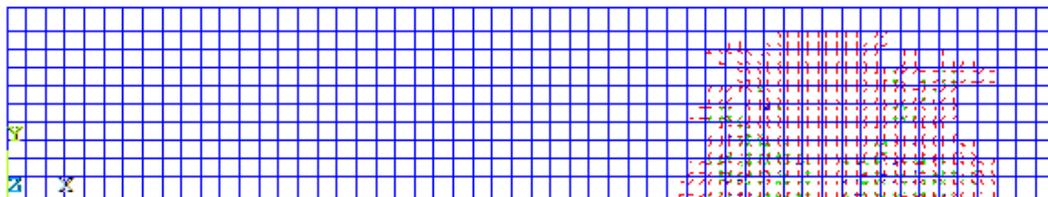
ภาพที่ 150 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของตัวอย่างทดสอบ DM12



ภาพที่ 151 แบบจำลองการแตกร้าวเริ่มต้นของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก
17.75 kN หรือ $0.737P_{\max}$ (First Crack)

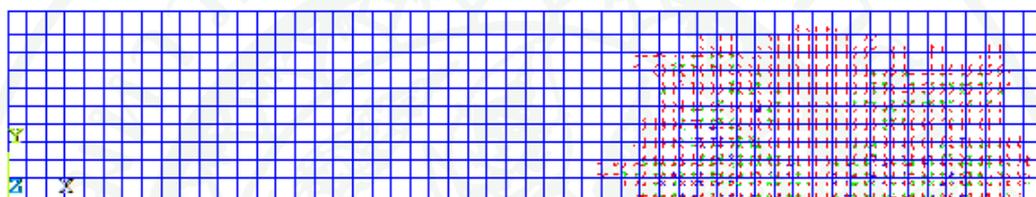


ภาพที่ 152 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก
19.45 kN หรือ $0.807P_{\max}$ (Debonding 300 mm)



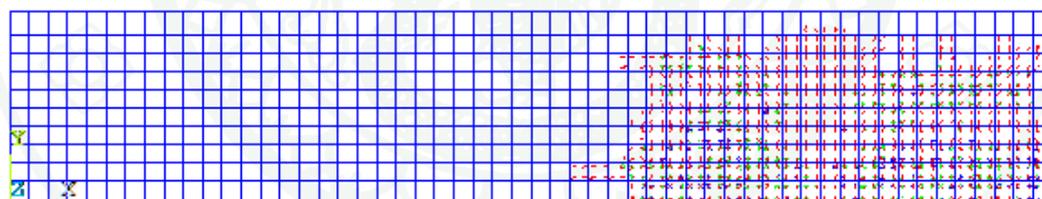
ภาพที่ 153 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก

20.20 kN หรือ $0.838P_{\max}$ (Debonding 600 mm)



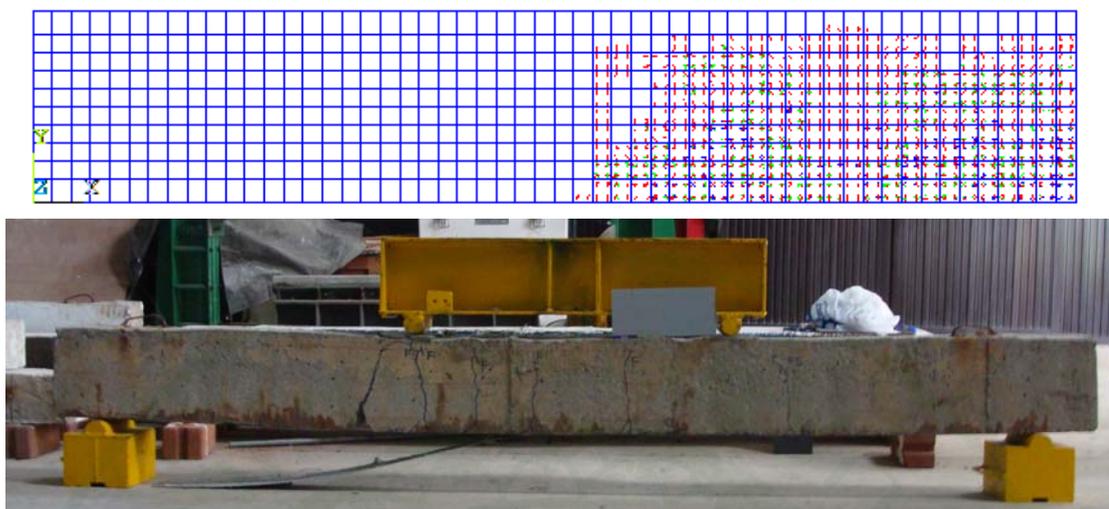
ภาพที่ 154 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก

22.00 kN หรือ $0.913P_{\max}$ (First Yield)



ภาพที่ 155 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก

23.35 kN หรือ $0.969P_{\max}$ (Debonding 900 mm)



ภาพที่ 156 แบบจำลองการแตกร้าวของตัวอย่างทดสอบ DM12 ภายใต้น้ำหนักบรรทุก
24.10 kN หรือ P_{max} (Ultimate)

ตารางที่ 22 กำลังรับน้ำหนักและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

Specimen	First Crack		First Yield		Ultimate	
	Load	Deflection	Load	Deflection	Load	Deflection
	kN	mm	kN	mm	kN	mm
CM-1	18.16	2.33	20.98	3.56	26.69	12.53
CM-2	21.45	1.42	25.10	11.73	27.67	20.92
DM3	20.31	0.85	23.14	4.10	30.13	22.40
DM8	20.50	1.50	22.99	5.37	27.38	19.96
DM12-1	19.49	1.18	NA	NA	29.85	22.08
DM12-2	20.23	1.67	NA	NA	30.27	28.36

ตารางที่ 23 กำลังรับน้ำหนักและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ

Specimen	First Yield		Ultimate	
	Load	Deflection	Load	Deflection
	kN	mm	kN	mm
CF-1	23.15	6.95	24.97	19.35
CF-2	22.93	3.43	28.60	22.29
DF3-1	24.15	3.61	30.22	17.67
DF3-2	21.38	3.34	29.23	23.80
DF3-3	23.39	6.96	26.04	21.25
DF8-1	22.47	3.89	27.74	25.14
DF8-2	21.75	6.08	29.64	20.45
DF8-3	NA	NA	28.94	26.06

หมายเหตุ NA: Strain Gauge เสีย

สรุปและข้อเสนอแนะ

สรุป

1. ผลการทดสอบและประเมินค่าความต่างศักย์เพื่อประเมินโอกาสที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมพบว่า ตัวอย่างทดสอบมีความเสี่ยงที่เหล็กเสริมจะเกิดสนิมเมื่อตัวอย่างทดสอบผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ และมีความน่าจะเป็นมากกว่าร้อยละ 90 ที่เหล็กเสริมอยู่ในสภาวะการเกิดสนิม เมื่อตัวอย่างทดสอบผ่านกระบวนการจำลองสภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบ

2. ผลการทดสอบพฤติกรรมความล้าของตัวอย่างคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ซึ่งทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบซ้ำ แสดงให้เห็นว่า ตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดการโก่งตัวและมีค่าเพิ่มมากขึ้นตามจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำ จนเมื่อตัวอย่างทดสอบมีจำนวนรอบกระทำซ้ำเกิน 10,000 รอบ การโก่งเริ่มมีค่าคงที่ การโก่งตัวที่เพิ่มขึ้นตามจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำแสดงให้เห็นว่า ตัวอย่างทดสอบเกิดการสูญเสียสติเฟนส์เนื่องจากการโก่งตัวคงค้าง ในทุกจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำ และอัตราการสูญเสียสติเฟนส์จะมีค่ามากเมื่อตัวอย่างทดสอบมีจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำเกิน 10,000 รอบ และเริ่มมีค่าคงที่เมื่อเทียบกับอัตราการสูญเสียสติเฟนส์เมื่อเริ่มทำการทดสอบ อย่างไรก็ตามพฤติกรรมภายใต้น้ำหนักกระทำแบบซ้ำจำนวน 200,000 รอบ ไม่ได้ส่งผลถึงกำลังรับน้ำหนักและการโก่งตัวที่น้ำหนักบรรทุกทุกละรอบ

3. การทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ 200,000 รอบ สามารถสรุปได้ว่าไม่พบการเสื่อมสภาพของตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เนื่องจากพฤติกรรมความล้าเพียงอย่างเดียว แต่สามารถพบการเสื่อมสภาพเนื่องจากพฤติกรรมความล้าของตัวอย่างทดสอบเมื่อตัวอย่างทดสอบมีการเสื่อมสภาพเนื่องจากสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเป็นเวลา 240 รอบ

4. พฤติกรรมความล้าภายใต้น้ำหนักกระทำแบบซ้ำ 200,000 รอบ ไม่ได้ส่งผลกระทบต่อการหลุดร่อนหรือการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เมื่อทำการตรวจสอบด้วยตาเปล่าและการวัดอุณหภูมิพื้นผิวจากการตรวจจับรังสีอินฟราเรดหรือการถ่ายภาพความร้อน

5. รูปแบบการวัดของทุกตัวอย่างทดสอบเป็นแบบ การสูญเสียหน่วยแรงยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยเริ่มต้นที่บริเวณรอยแตกกว้างเนื่องจากแรงตัดได้แรงกระทำของคาน ตัวอย่างทดสอบ และขยายตัวไปยังบริเวณปลายของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์จนโครงสร้างวิบัติ

6. ผลกระทบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงส่งผลต่อรูปแบบการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยมีแนวโน้มที่การสูญเสียการยึดเกาะเป็นแบบการสูญเสียการยึดเกาะของวัสดุเชื่อมประสานกับคอนกรีต

7. ผลกระทบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้าง ไม่ได้ส่งผลถึงกำลังรับน้ำหนักและการโก่งตัวที่น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ซึ่งทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต เมื่อตัวอย่างทดสอบอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงโดยจำลองในห้องปฏิบัติการเป็นเวลา 360 รอบ

8. ผลกระทบของสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงต่อปัญหาการเกิดสนิมของเหล็กเสริมภายในโครงสร้างถึงแม้ว่าไม่ได้ส่งผลถึงกำลังรับน้ำหนักและการโก่งตัวที่น้ำหนักบรรทุกทุกประลัยของตัวอย่างทดสอบ แต่จากผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงมีผลต่อประสิทธิภาพการยึดเกาะระหว่างคอนกรีตกับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ความสามารถในการส่งถ่ายแรงเฉือนและพลังงานการแตกหักที่ลดลงของระบบการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

9. แนวทางการคำนวณสำหรับการออกแบบเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่เสนอโดย เอกสารทางเทคนิค SIA166 ของประเทศสวิตเซอร์แลนด์ และเอกสารทางเทคนิค TR55 ของประเทศอังกฤษ ซึ่งกำหนดให้ค่าความเครียดควบคุมมีเท่ากับหรือน้อยกว่าร้อยละ 0.80 ให้ผลการคำนวณที่สอดคล้องไปในทางที่ปลอดภัย และใกล้เคียงกับกำลังรับโมเมนต์ตัดจากผลการทดสอบและงานวิจัยที่ผ่านมามากที่สุด

10. พฤติกรรมการรับน้ำหนักของแบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์เปรียบเทียบกับผลการทดสอบของตัวอย่างทดสอบมีค่าความคลาดเคลื่อนร้อยละ 1.32 ถึงร้อยละ 7.69 ที่สภาวะคอนกรีตเริ่มเกิดรอยแตกกว้าง มีค่าความคลาดเคลื่อนร้อยละ 0.95 ถึงร้อยละ 10.80 สำหรับกำลังรับน้ำหนักที่

สภาวะเหล็กเสริมถึงจุดคราก และมีค่าความคลาดเคลื่อนร้อยละ 4.67 ถึงร้อยละ 12.55 ที่สภาวะ
ประลัยของตัวอย่างทดสอบ

11. การสร้างแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ด้วยวิธีทางไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยอาศัยผลจากการ
ทดสอบและแบบจำลองความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนและการลื่นหลุดที่คำนวณได้จากการ
ปรับแก้แบบจำลองของ Dai (2005) ให้ผลที่สอดคล้องกับผลการทดลอง

12. แบบจำลองทางไฟไนต์เอลิเมนต์สามารถจำลองพฤติกรรมการรับน้ำหนักหลังจาก
ตัวอย่างทดสอบเริ่มเกิดการสูญเสียการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ได้สอดคล้องกับผลการ
ทดสอบ

ข้อเสนอแนะ

1. การศึกษาเรื่องความคงทนเนื่องจากสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงของการเสริมกำลัง
โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ควรมีระยะเวลาในการจำลองสภาวะ
แวดล้อมที่รุนแรงที่มากขึ้นและมีสภาวะแวดล้อมที่ใกล้เคียงกับสภาวะการใช้งานจริงของโครงสร้าง

2. การศึกษาเรื่องพฤติกรรมความดัดของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอก
ด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ควรมีจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำที่มากขึ้น และจำลองสภาวะในการ
ทดสอบให้ใกล้เคียงกับสภาวะการใช้งานของโครงสร้างมากยิ่งขึ้น

3. ผลการศึกษาที่ได้สามารถนำไปประยุกต์ใช้ และเป็นฐานข้อมูลในกรณีของการเสริม
กำลังโครงสร้างสะพานคอนกรีตเสริมเหล็กที่เสื่อมสภาพและอยู่ในสภาวะแวดล้อมที่รุนแรงด้วย
แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

4. การเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังภายนอกด้วยแผ่นคาร์บอนไฟ
เบอร์ภายใต้สภาวะแวดล้อมที่รุนแรงเนื่องจากความชื้น จำเป็นที่จะต้องพิจารณาถึงผลกระทบของ
ความชื้นที่มีต่อความสามารถในการยึดเกาะของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และต้องมีการตรวจสอบด้วย
วิธีการทดสอบแบบไม่ทำลาย หรือถึงทำลายที่ถูกต้องตามหลักวิศวกรรม

เอกสารและสิ่งอ้างอิง

- AASHTO. 2004. **AASHTOLRFD bridge design specifications (SI units)**. 3rd Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- ACI Committee 215. 1997. **Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading**. American Concrete Institute, ACI 215R-74 (Reapproved 1997), Farmington Hills, MI.
- Aram, M.R., C. Czaderski and M. Motavalli. 2008. Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams. **Composites:Part B**. 39: 826–841.
- Arduini, M. and A. Nanni. 1997. Behavior of precracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets. **Journal of Composites for Construction**. 1(2): 63–70.
- Arya, C. and N. Farmer. 2001. Design guide lines for flexural strengthening of concrete members using FRP composites. **Proc., 5th Int. Symp. on Fiber Reinforced Concrete Structures, Cambridge**. 167–176.
- American Concrete Institute. 2002. **Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures**. (ACI. 4402R-02)
- ASTM C 876-87. 2003. Standard test method for half cell potential of reinforcing steel in concrete. **American Society of Testing and Materials**.
- ASTM D4788-03. 2003. Standard test method for detecting delaminations in bridge decks using infrared thermography. **American Society of Testing and Materials**.
- ASTM D 638-03. 2003. Standard test method for tensile properties of plastics. **American Society of Testing and Materials**.

- Barnes, R.A. and G.C. Mays. 1999. Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates. **Journal of Composites for Construction**. 3(2): 63–72.
- Bizindavyi, L. and K.W. Neale. 1999. Transfer lengths and bond strengths for composites bonded to concrete. **Journal of Composites for Construction**. 3(4): 153–160.
- CEB-FIP Model Code. 1990. Thomas Telford, U.K. (1993).
- Chajes, M.J., T.A. Thomson, Jr., and C. A. Farschman. 1995. Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics. **Construction and Building Materials**. 9(3): 141–148.
- Chen, J.F. and J.G. Teng. 2001. Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. **Journal of Structural Engineering**. 127: 784-791.
- CSA. 2000. **Canadian highway bridge design code (CHBDC)**. CSAS6-00, CSA International, Toronto.
- Dai, J.G., E. Kato, M. Iwanami and H. Yokota. 2008. Durability of carbon strand sheet to concrete bond interface under moisture condition. **4th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008)**. Zurich, Switzerland.
- Dai, J.G., T. Ueda and Y. Sato. 2005. Development of the Nonlinear Bond Stress–Slip Model of Fiber Reinforced Pastics Sheet–Concrete Interfaces with a Simple Method. **Journal of Composites for Construction**. 9(1): 52-62.
- Davalos, J.F., S.S. Kodkani., I. Ray and D.M. Boyajian. 2005. A fracture mechanics approach for interface durability of bonded FRP to concrete. **Proc., 7th Int. Symp. on Fiber-Reinforced (FRP) Polymer Reinforcement for Concrete Structures**, Kansas City, Mo., ACI, Farmingdale Hills, Mich., 1465–1480.

- Desayi, P. and S. Krishnan. Equation. 1964. Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete. **Journal of the American Concrete Institute.** 61: 345-350
- Fib. 2001. **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures-Fib Bulletin 14**, International Federation for Structural Concrete.
- Ferracuti B., M. Savoia and C. Mazzotti. 2007. Interface law for FRP-concrete delamination. **Composite Structure.** 80: 523-531
- Gheorghiu, C., P. Labossiere and A. Raiche. 2004. Environmental fatigue and static behavior of RC beam strengthened with carbon-fiber-reinforced polymer. **Journal of Composites for Construction.** 8(3): 211-218.
- Gheorghiu, C., P. Labossiere and J. Proulx. 2007. Response of CFRP-strengthened beams under fatigue with different load amplitudes. **Construction and Building Material.** 21: 756-763.
- Gussenhoven, R. and S.F. Brena. 2006. Fatigue behavior of reinforced concrete beams strengthened with different FRP laminate configurations. **7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS7).**
- Harries, K. and J. Aidoo. 2005. Deterioration of FRP-To-concrete bond under fatigue loading. **Proceeding of the International Symposium on Bond Behavior of FRP in Structures.**
- Heffernan, P.J. and M.A. Erki. 2004. Fatigue Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber Reinforced Plastic Laminates. **Journal of Composites for Construction.** 8(2):132-140.

- Helgason T. and J.M. Hanson. 1974. Investigation of design factors affecting fatigue strength of reinforcing bars – statistical analysis. **Abeles Symposium on Fatigue of Concrete, SP-41, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI**, pp. 107-138.
- Hota, V.S.G., N. Taly and P.V. Vijay. 2007. **Reinforced concrete design with FRP composite**, Taylor & Francis Group, LLC., New York.
- Houssam, A. T. and W. Gomez. 1997. Durability characteristics of concrete beams externally bond with FRP composite sheet. **Cement and Concrete Composites**. 19: 351-358.
- JSCE. 2001. **Recommendations for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets**. Japan.
- Kachlakev, D.I., T. Miller, S. Yim, K. Chansawat and T. Potisuk. 2001 Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates – california polytechnic state university. **San Luis Obispo, CA and Oregon State University, Corvallis, OR for Oregon Department of Transportation**.
- Karbhari, V.M., M. Engineer and D.A. Eckel II. 1997. On the durability of composite rehabilitation schemes for concrete: use of a peel test. **Journal of Materials Science**. 32: 147–156.
- Loh, W.K., A.D.Crocombe, , M. M.A. Wahab and I.A. Ashroft. 2005. Modeling Anomalous Moisture Uptake, Swelling and Thermal Characteristics of a Rubber Toughened Epoxy adhesive. **International Journal of Adhesion and Adhesives**. 25: 1–12.
- Lu, X.Z., J.G. Teng, L.P. Ye and J.J. Jiang. 2007. Intermediate crack debonding in FRP-strengthened RC beam: FE analysis and strength Model. **Journal of Composites for Construction**. 11(2): 161-174

Maalej, M. and Y. Bian. n.d. Interfacial shear stress concentration in FRP-strengthened beams.

Journal of Composites for Construction. 54(4): 417-426.

Mallett, G.P. 1991. **Fatigue of reinforced concrete.** HMSO, London.

Manuel, A.G. S. and H. Biscaia. 2008. Degradation of bond between frp and rc beams.

Composite Structures. 85(2): 164-174.

Masound, S., K. Soudki and T. Topper. 2005. Post repair fatigue performance of FRP-repaired corroded RC beam: experimental and analytical investigation. **Journal of Composites for Construction.** 9(5): 441-449.

MBrace. 1998. **MBrace composite strengthening system: engineering design guide-lines.**

Master Builders, OH. Available Source:

Morgan, R., J.O. Neal and D. Fanter. 1980. The effect of moisture on the physical and mechanical integrity of epoxies. **Journal of Materials Science.** 15: 751-764.

Moss, D.S. 1980. Axial fatigue of high yield reinforcing bars in air. **Transport and Road Research Laboratory Report SR622.**

Moss, D.S. 1982. **Bending fatigue of high-yield reinforcing bars in concrete.** TRRL

Supplementary Rep. 748, Transport and Road Research Laboratory, Crowthome, U.K.

Grace, N.F. and M. Grace. 2005. Effect of repeated loading and long term humidity exposure on flexural response of CFRP strengthened concrete beams. **Proceedings of the**

International Symposium on Bond Behavior of FRP in Structure (BBFS).

Ouyang, Z. and B.Wan. 2008. Modeling of moisture diffusion in FRP strengthened concrete specimens. **Journal of Composites for Construction.** 12(4): 425-434.

- Ouyang, Z. and B. Wan. 2009. Nonlinear deterioration model for bond interfacial fracture energy of FRP-concrete joints in moist environments. **Journal of Composites for Construction**. 13(1): 425-434.
- Rosenboom, O. and S. Rizkalla. 2008. Modeling of IC debonding of FRP-strengthened concrete flexural members. **Journal of Composites for Construction**. 12(2): 168-179.
- Saadatmanesh, H. and A.M. Malek. 1998. Design guidelines for flexural strengthening of RC beams with FRP plates. **Journal of Composites for Construction**. 2(4).
- Saxena, P., H. Toutanji and A. Noumowe. 2008. Failure analysis of FRP-strengthened RC beams. **Journal of Composites for Construction**. 12(1).
- Shahawy, M. and T.E. Beitelman. 1999. Static and fatigue performance of RC beams strengthened with CFRP laminates. **Journal of Composites for Construction**. 8(2): 613–621.
- Shehata, I.A.E.M., E.C. Cerqueira, C.T.M. Pinto and L.C.D. Shehata. 2001. **Strengthening of RC beams in flexure and shear using CFRP laminates**. Proc. 5th Int.Symp.on Fiber Reinforced Concrete Structures, Cambridge, 97–106.
- Sim, J. and H. Oh. 2004. Structural behavior of strengthened bridge deck specimens under fatigue loading. **Engineering Structure**. 26: 2219-2230.
- SIA166. 2003. Klebebewehrungen (Externally bonded reinforcement). **Schweizerischer Ingenieurund Architektenverein SIA**.
- Sobhy Maso Khaled Soudki and Tim Topper. 2001. CFRP-strengthened and corroded RC beams under monotonic and fatigue Loads. **Journal of Composites for Construction**. 5(4).

- Soudki, K.A., A.A. Rteil, R. Al-Hammoud and T. H. Topper. 2007. Fatigue Strength of Fiber Reinforced Polymer Repaired Beams Subjected to Mild Corrosion. **Canadian Journal of Civil Engineering**. 34: 414-421.
- Soudki, K., E. EI-Salakawy and B. Craig. 2007. Behavior of CFRP strengthened reinforced concrete beams in corrosive environment. **Journal of Composites for Constructions**. 11(3): 291-298.
- Teng, J.G., S.T. Smith, J. Yao and J.F. Chen 2003. Intermediate crack induced debonding in RC beams and slabs. **Construction and Building Materials**. 17(6-7): 447-462.
- Teng J.G., X.Z. Lu, L.P. Ye and J.J. Jiang. 2004. Recent research on intermediate crack debonding in FRP-strengthened RC beams. **Proc. 4 th Int.Conf.on Advanced Composites Materials in Bridges and Structures ,Canada**.
- Toutanji, H.A. and W. Gomez. 1997. Durability characteristics of concrete beams externally bonded with FRP composite sheets. **Cement and Concrete composites**. 19: 351-358.
- TR55. 2004. **Design guidance for strengthening concrete structures using fibre composite materials**. Technical report no.55 of the Concrete Society,UK,2nd edition.
- Valluzzi, M.R., E. Grinzato, C. Pellegrino and C. Pellegrino. 2009. IR thermography for interface analysis of FRP laminates externally bonded to RC beams. **Materials and Structures**. 42: 25-34.
- Wei, A., H. Saadatmanesh and R.E. Mohammad. 1991. RC Beams strengthened with FRP plates II: analysis and parametric study. **Journal of Structure Engineering**. Vol. 117 No.11.
- Wu, Z. and H. Niu. 2000. Study on de bonding failure load of RC beams strengthened with FRP sheets. **Journal of Structure Engineering**.46:1431-1441.

- Wu, Z.S. and H.D. Niu. 2007. Prediction of crack-induced debonding failure in R/C structures flexurally strengthened with externally bonded FRP composites. **JSCE J. Materials, Concrete Structures, and Pavements**. 63(4): 620–639.
- Yand, D.S., S.N. Hong and S.K. Park. 2007. Experimental observation on bond slip behavior between concrete and CFRP plate. **International Journal of Concrete Structure and Materials**. 1(1): 37-43
- Zadeh, A.A. 2009. Practicality and capability of NDT in evaluation long-term durability of FRP repairs on concrete bridges. **B.A.Sc., University of British Columbia, Vancouver, Canada**.
- Zanni-Deffarges, M. and M. Shanahan. 1995. Diffusion of water into an epoxy adhesive: comparison between bulk behavior and adhesive joints. **International Journal of Adhesion and Adhesives**. 15: 137–142.





ภาคผนวก ก
คุณสมบัติของวัสดุสำหรับงานวิจัย

ตารางผนวกที่ ก 1 ผลการทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีต

Sample Number	Compressive Strength (f'_c)	Compressive Strain (ϵ_c)	Modulus of Elasticity (E_c)	Poisson's Ratio (ν)
No.	MPa	mm./mm.	MPa	
1	44.21	0.00224	31,217.90	0.187
2	45.78	0.00273	30,183.50	0.170
3	44.99	0.00260	30,701.29	0.193
Average	44.99	0.00252	30700.89	0.183

ตารางผนวกที่ ก2 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของคอนกรีต (f_t)

Specimen No.	Modulus of Rupture	Splitting Test
No.	MPa	MPa
1	4.22	3.70
2	4.23	3.92
3	4.18	3.27
Average	4.21	3.63

ตารางผนวกที่ ก3 ผลการทดสอบคุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีต

Specimen No.	Diameter	Cross-Section Area (A_s)	Yield Strength (f_y)	Ultimate Tensile Strength (f_u)	Modulus of Elasticity (E_s)
No.	mm.	mm ²	MPa	MPa	MPa
1	5.51	23.90	402.36	543.90	186,386.24
2	5.52	23.96	416.61	549.20	208,390.39
3	5.53	24.00	419.39	558.07	208,807.21
Average	5.52	23.95	412.79	550.39	201,194.61



ภาพผนวกที่ ก1 การทดสอบกำลังอัดประลัยของคอนกรีตและคุณสมบัติของเหล็กเสริมคอนกรีต



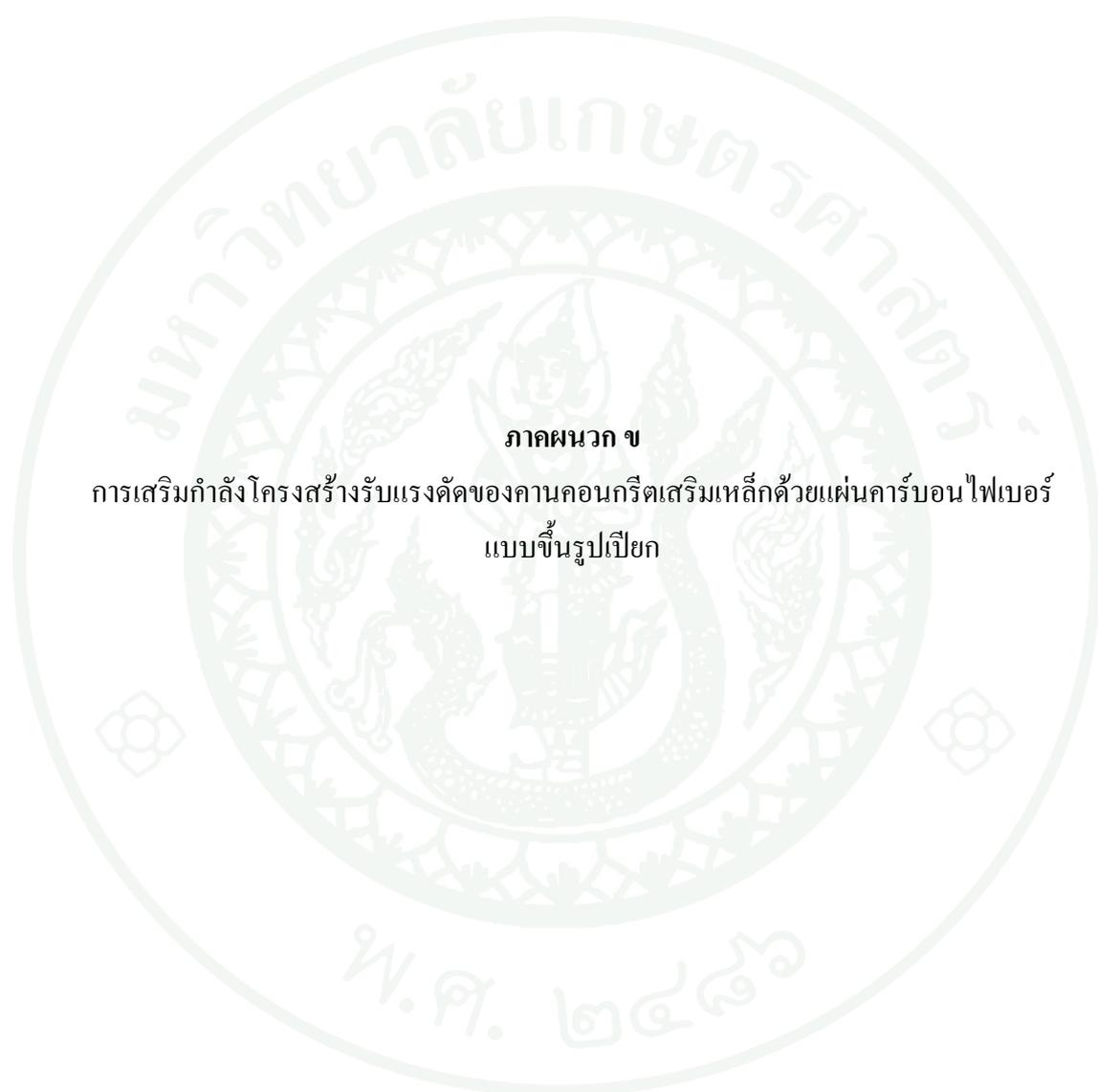
ภาพผนวกที่ ก2 การทดสอบกำลังรับแรงค้ำของคอนกรีต

ตารางผนวกที่ ก4 คุณสมบัติของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (degussa MBRACE CF130W)

Property	CFRP Sheet
Density, g/m ²	300
Tensile Strength, MPa (f_{fu}^*)	3,482
Tensile Modulus, MPa	230,500
Ultimate Tensile Elongation, % (ϵ_{fu}^*)	1.5
Thickness, mm	0.165

ตารางผนวกที่ ก5 ข้อมูลคุณสมบัติของวัสดุผู้ผลิต (degussa) สำหรับวัสดุรองพื้น (MBRACE Primer) วัสดุฉาบ (MBRACE Putty) และสารเคลือบเส้นใย (MBRACE Saturant)

Property	วัสดุรองพื้น (Primer)	วัสดุฉาบ (Putty)	สารเคลือบเส้นใย (Saturant)
Tensile Strength, MPa	12	12	54
Tensile Strain, %	3	1.5	2.5
Tensile Modulus, MPa	717	1,800	3,034
Flexural Strength, MPa	24	26	124
Flexural Modulus, MPa	593	903	3,731
Compressive Strength, MPa	24	24	86
Compressive Modulus, MPa	669	1,076	2,621



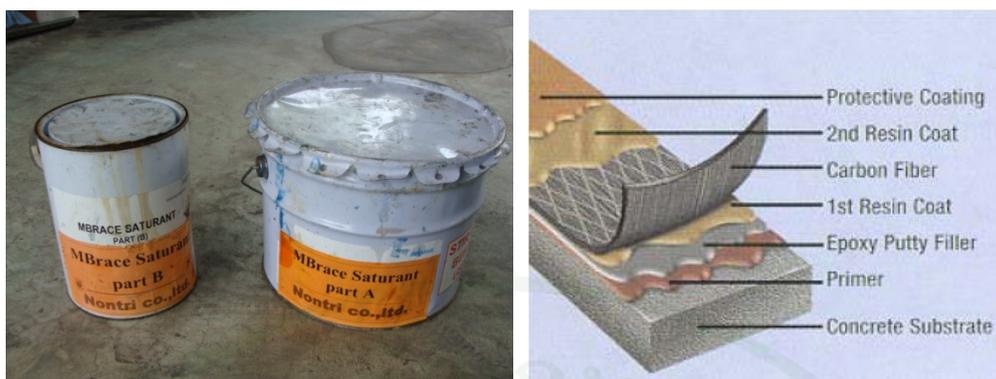
ภาคผนวก ข
การเสริมกำลัง โครงสร้างรับแรงค้ำของคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
แบบขึ้นรูปเปียก

การเสริมกำลังโครงสร้างรับแรงดัดของคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ แบบขึ้นรูปเปือก

การเสริมกำลังโครงสร้างคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบขึ้นรูปเปือก มีลำดับขั้นตอนที่สำคัญตั้งแต่การเก็บรักษาแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ การเตรียมพื้นผิวคอนกรีต การผสมและบ่มวัสดุรองพื้น (Primer) วัสดุฉาบ (Putty) สารเคลือบเส้นใย (Saturant) หรือวัสดุเชื่อมประสานรวมไปถึงการติดตั้งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยที่แต่ละขั้นตอนต้องปฏิบัติตามมาตรฐานและคำแนะนำของผู้ผลิตอย่างเคร่งครัด เพื่อให้การเสริมกำลังโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กเป็นไปอย่างสมบูรณ์ วัสดุที่ใช้ในการติดตั้งและรายละเอียดของการเสริมกำลังดังแสดงในภาพผนวกที่ ข1 และภาพผนวกที่ ข2 ในส่วนของการเสริมกำลังตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ มีขั้นตอนและวิธีการดังต่อไปนี้



ภาพผนวกที่ ข1 วัสดุรองพื้น และวัสดุฉาบ



ภาพผนวกที่ ข2 สารเคลือบเส้นใยหรือวัสดุเชื่อมประสาน และรายละเอียดของระบบการเสริมกำลัง

1. การเตรียมตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กก่อนการเสริมกำลัง โดยหลังจากการหล่อตัวอย่างทดสอบและบ่มด้วยน้ำเป็นเวลา 28 วัน นำตัวอย่างทดสอบขึ้นจากบ่อบ่มแล้วตากไว้ในอุณหภูมิห้องเป็นเวลา 7 วัน เพื่อให้แน่ใจว่าผิวของตัวอย่างทดสอบแห้งสนิท ภายหลังจากผิวของตัวอย่างทดสอบแห้งสนิทพลิกตัวอย่างทดสอบขึ้น ให้ด้านที่จะทำการเสริมกำลังอยู่ด้านบนเพื่อสะดวกในการทำงาน ทำการขัดผิวคอนกรีตที่ขรุขระ ไม่สม่ำเสมอ และส่วนที่ยื่นจากพื้นผิวดังแสดงในภาพผนวกที่ 5 ให้เรียบโดยมีส่วนที่ยื่นจากผิวไม่เกิน 1 มม. ขัดด้วยเครื่องแบบจานหมุนสำหรับบริเวณที่มีรู หรือบริเวณที่เว้าที่มีเส้นผ่านศูนย์กลางมากกว่า 13 มม. หรือลึกกว่า 3 มม. ต้องทำการอุดหรือฉาบด้วยปูนทรายชนิดอีพอกซีเรซิน หรือพอลิเมอร์คอนกรีตที่มีกำลังไม่น้อยกว่ากำลังของคอนกรีตเดิม และทำการบ่มส่วนที่ฉาบเป็นเวลาอย่างน้อย 7 วันหลังจากการขัดและซ่อมแซมพื้นผิวของคอนกรีตเสร็จ เตรียมผิวให้อยู่ในสภาพที่สะอาดเรียบ แบนราบเพื่อช่วยให้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์และคอนกรีตแนบติดกันสนิทตลอดแนว



ภาพผนวกที่ ข3 การเตรียมตัวอย่างทดสอบคานคอนกรีตเสริมเหล็กก่อนการเสริมกำลัง

2. การตรวจสอบสภาพแวดล้อมสำหรับการติดตั้ง ก่อนการเสริมกำลัง โครงสร้างต้องมีการตรวจสอบสภาพแวดล้อมในบริเวณที่จะทำการเสริมกำลัง โดยห้ามมิให้ทาว์สดูรองพื้น วัสดุฉาบ เรซิน หรือวัสดุเชื่อมประสาน บนพื้นผิวที่เย็น มีความชื้น หรือเปียก อุณหภูมิของอากาศโดยรอบและผิวคอนกรีตต้องอยู่ระหว่าง 10 ถึง 35 องศาเซลเซียส

3. ทาว์สดูรองพื้น และวัสดุฉาบดังแสดงในภาพผนวกที่ ข4 โดยการผสมวัสดุรองพื้นและวัสดุฉาบ ต้องทำการผสมทุกส่วนทั้งตัวสารหลักและสารทำให้แข็งตัวด้วยเครื่องกวนไฟฟ้าขนาดเล็ก ที่อัตราส่วน 3 ต่อ 1 จนได้การผสมที่ทั่วถึง มีสีและความชื้นสม่ำเสมอ ทาว์สดูรองพื้นด้วยลูกกลิ้งให้ทั่วบริเวณและสม่ำเสมอเพื่อให้ผิวนอกสุดของคอนกรีตมีความเรียบ แข็งแรง ช่วยในการยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตและแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ทาว์สดูฉาบทันทีที่วัสดุชั้นรองพื้นเริ่มแห้ง (และแล้วไม่คิดนิ้ว) ทาว์สดูฉาบเป็นชั้นบาง ๆ 1 หรือ 2 ชั้น และปาดผิวให้เรียบเพื่ออุดรู รอยร้าว หรือบริเวณที่ผิวไม่สม่ำเสมอ รอวัสดุฉาบให้แห้งสนิทเป็นเวลา 24 ชั่วโมง



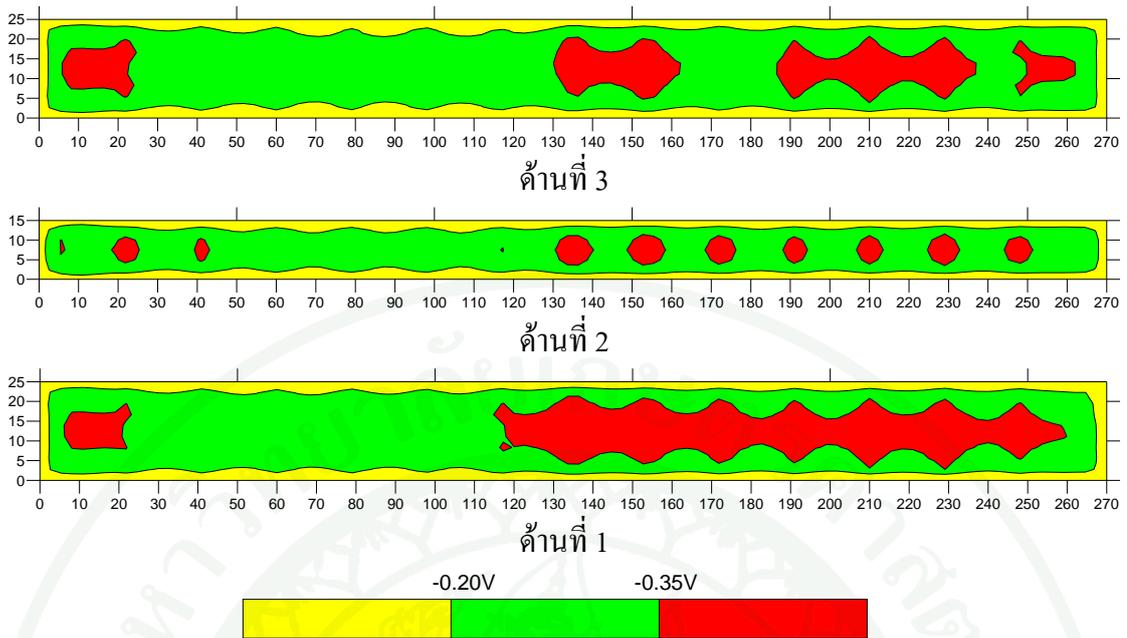
ภาพผนวกที่ ข4 การทาวัดตรงพื้น และวัดคุณภาพ

4. ติดตั้งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ดังแสดงในภาพผนวกที่ ข5 โดยทำการผสมสารเคลือบเส้นใยทั้งตัวสารหลักและสารทำให้แข็งตัวด้วยเครื่องกวนไฟฟ้าขนาดเล็ก ที่อัตราส่วน 3 ต่อ 1 จนได้ การผสมที่ทั่วถึง มีสีและความข้นสม่ำเสมอ ทาสารเคลือบเส้นใยให้สม่ำเสมอทั่วบริเวณที่จะติดตั้ง แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ติดตั้งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ โดยการกดแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์อย่างนุ่มนวล ลงบนสารเคลือบเส้นใยที่ทาไว้ ทำการรีดอากาศที่ถูกขังอยู่ระหว่างคอนกรีตและแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ตามทิศที่ขนานกับทิศของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ลงสารเคลือบเส้นใยทับแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ อีกชั้นให้มากพอที่จะทำให้แน่ใจได้ว่าชุ่มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์อย่างทั่วถึง

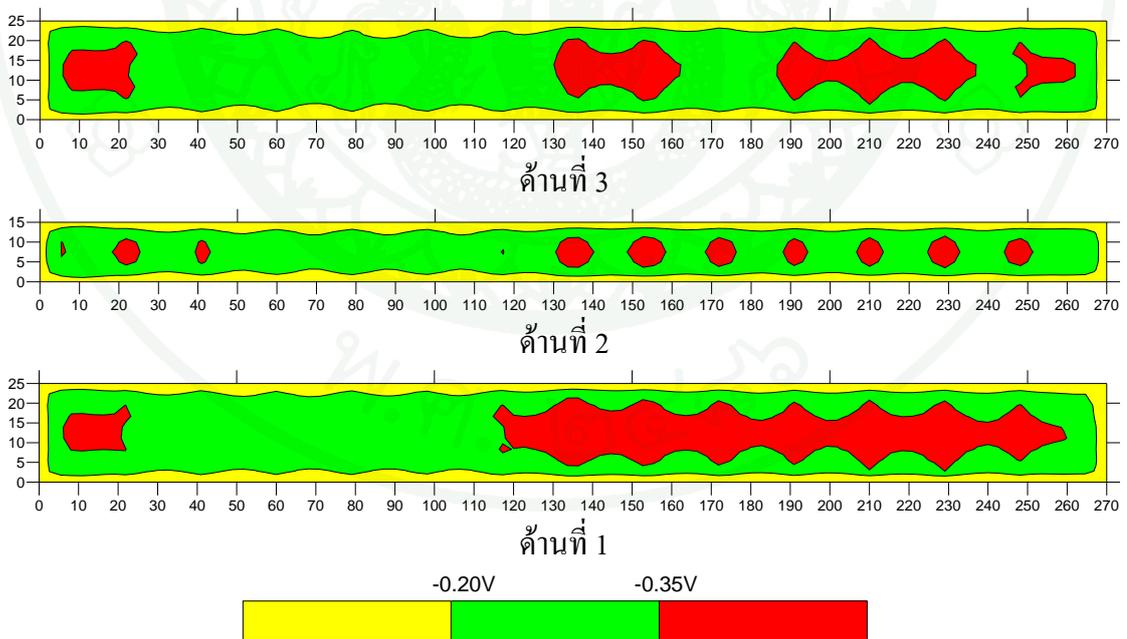


ภาพผนวกที่ ข5 การติดตั้งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์แบบขึ้นรูปเปียก

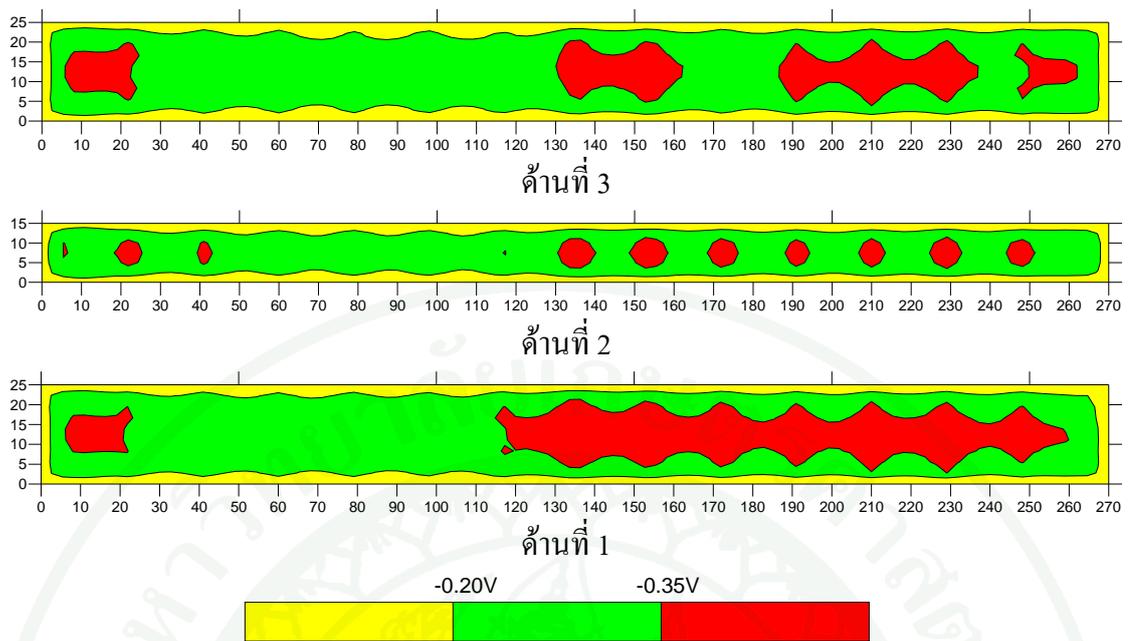




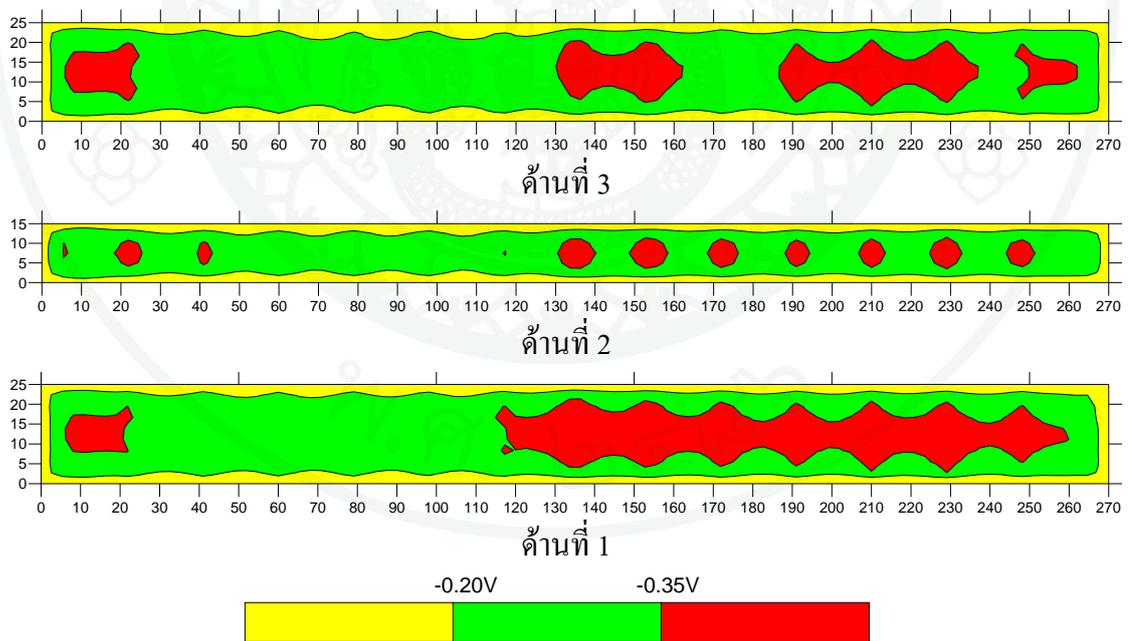
ภาพผนวกที่ ค1 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM3 ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะ
 แวดลุ่มที่รุนแรง 90 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 24 °C



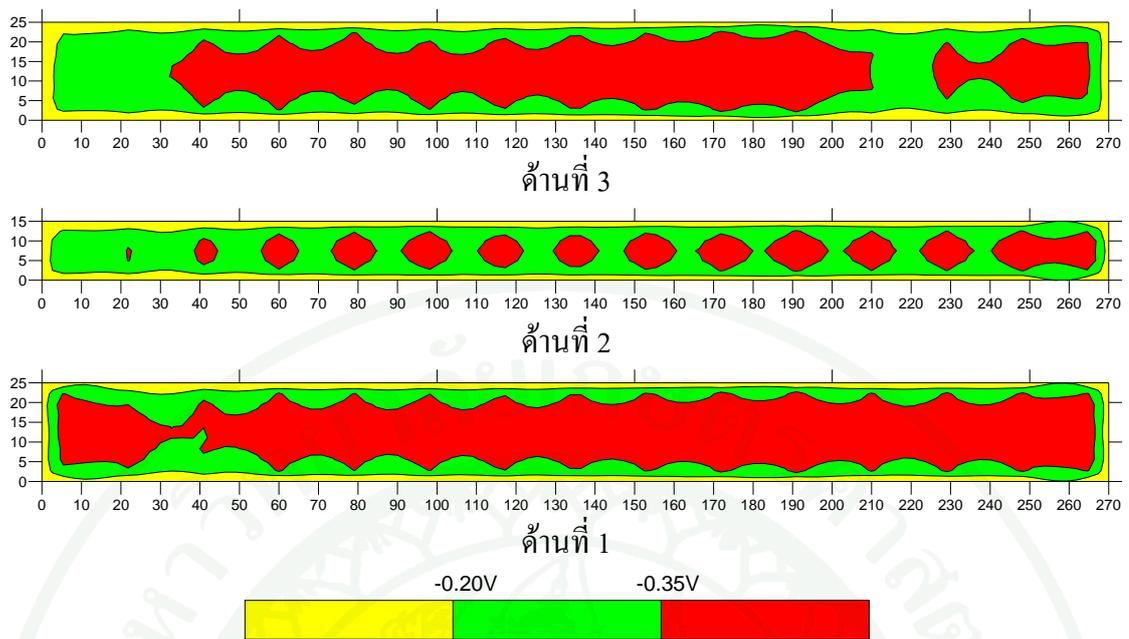
ภาพผนวกที่ ค2 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF3-1 ผ่านกระบวนการจำลอง
 สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 24 °C



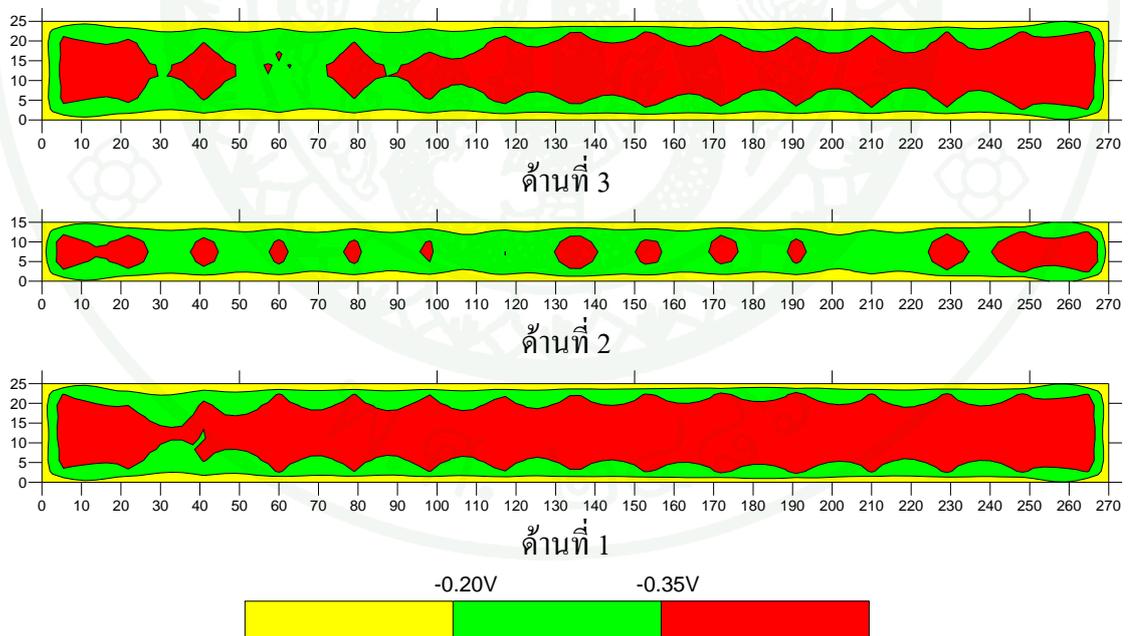
ภาพผนวกที่ ค3 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF3-2 ผ่านกระบวนการจำลอง
สถานะแวลดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 24 °C



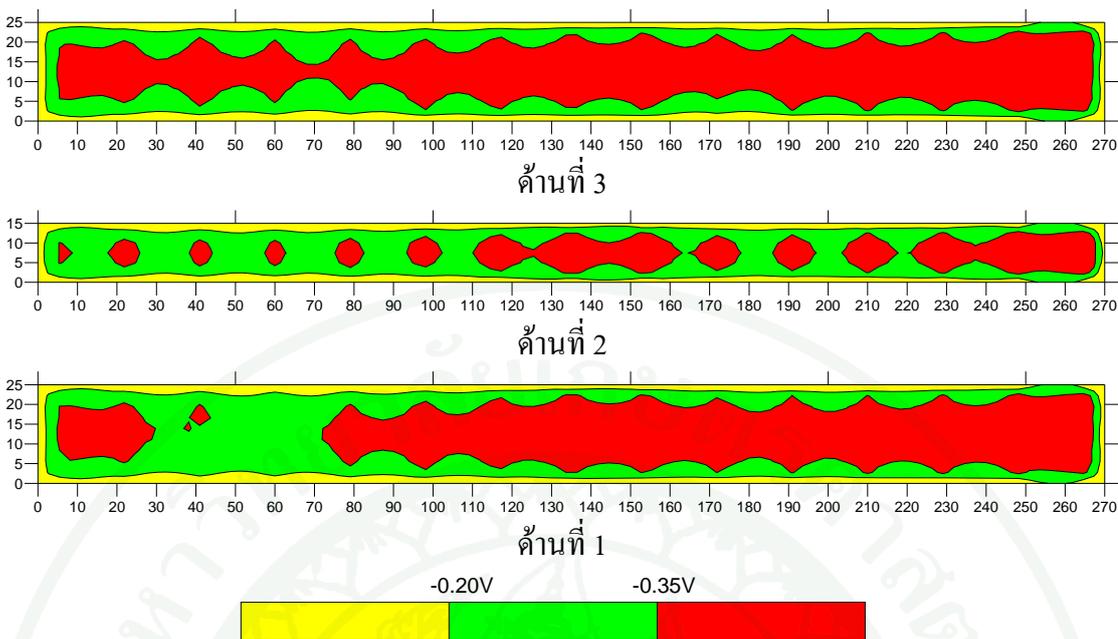
ภาพผนวกที่ ค4 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF3-3 ผ่านกระบวนการจำลอง
สถานะแวลดล้อมที่รุนแรง 90 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 24 °C



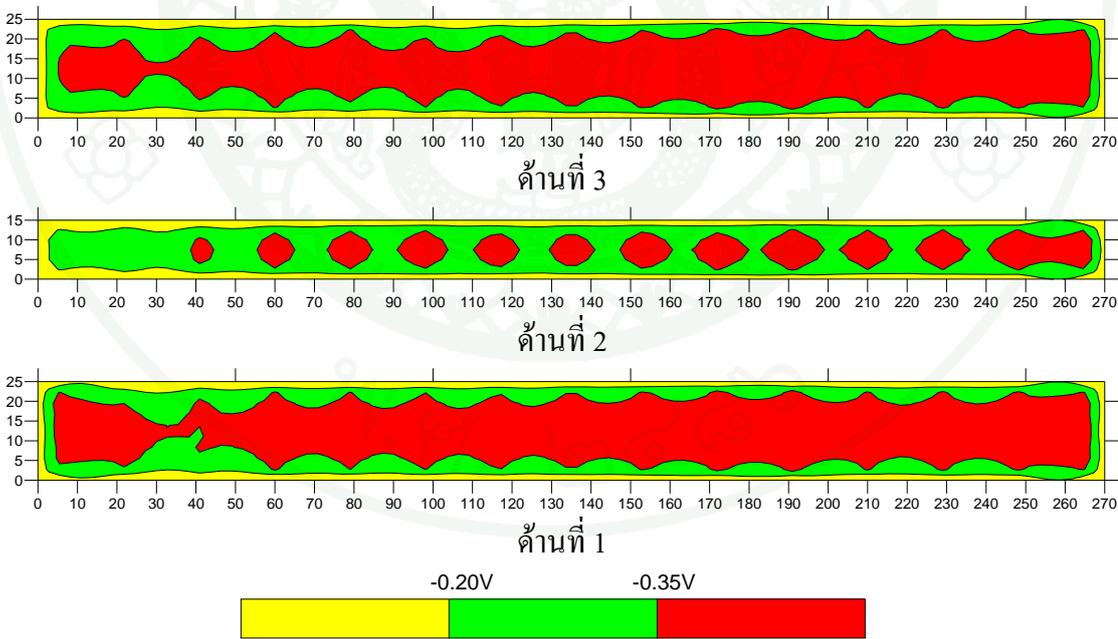
ภาพผนวกที่ ค5 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM8 ผ่านกระบวนการจำลองสภาวะ
 แวดลอมที่รุนแรง 240 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C



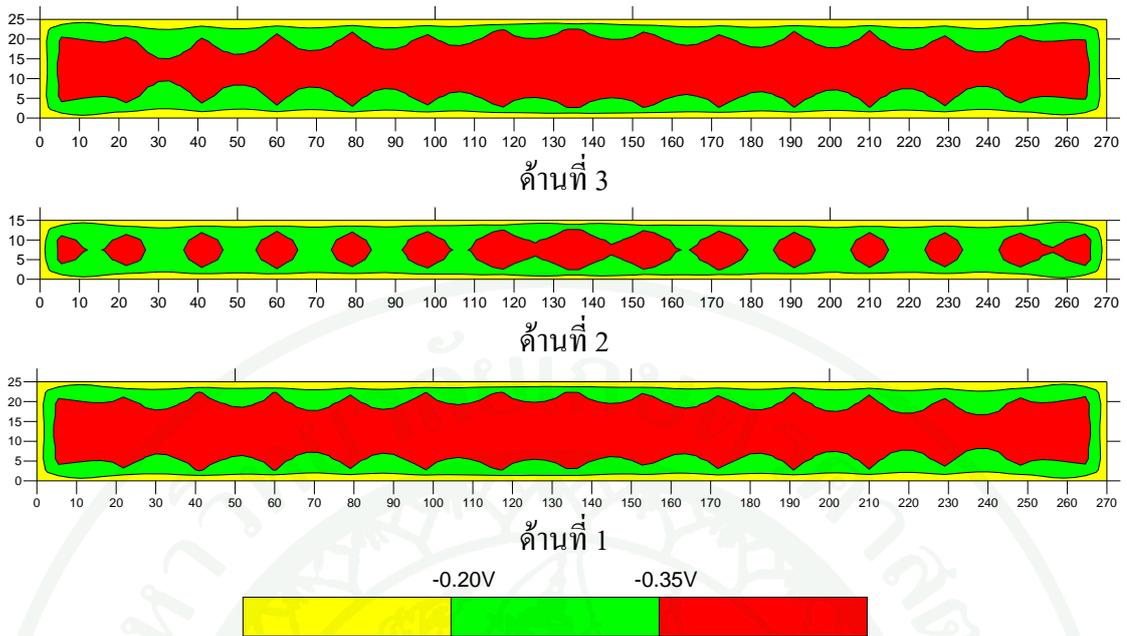
ภาพผนวกที่ ค6 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF8-1 ผ่านกระบวนการจำลอง
 สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C



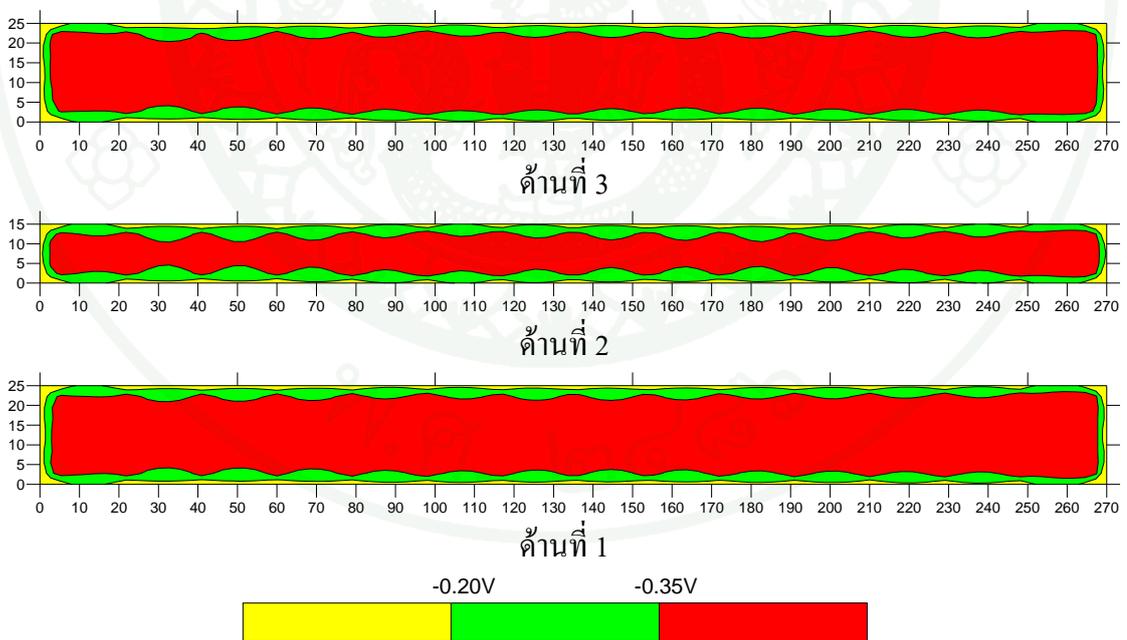
ภาพผนวกที่ ค7 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF8-2 ผ่านกระบวนการจำลอง
สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C



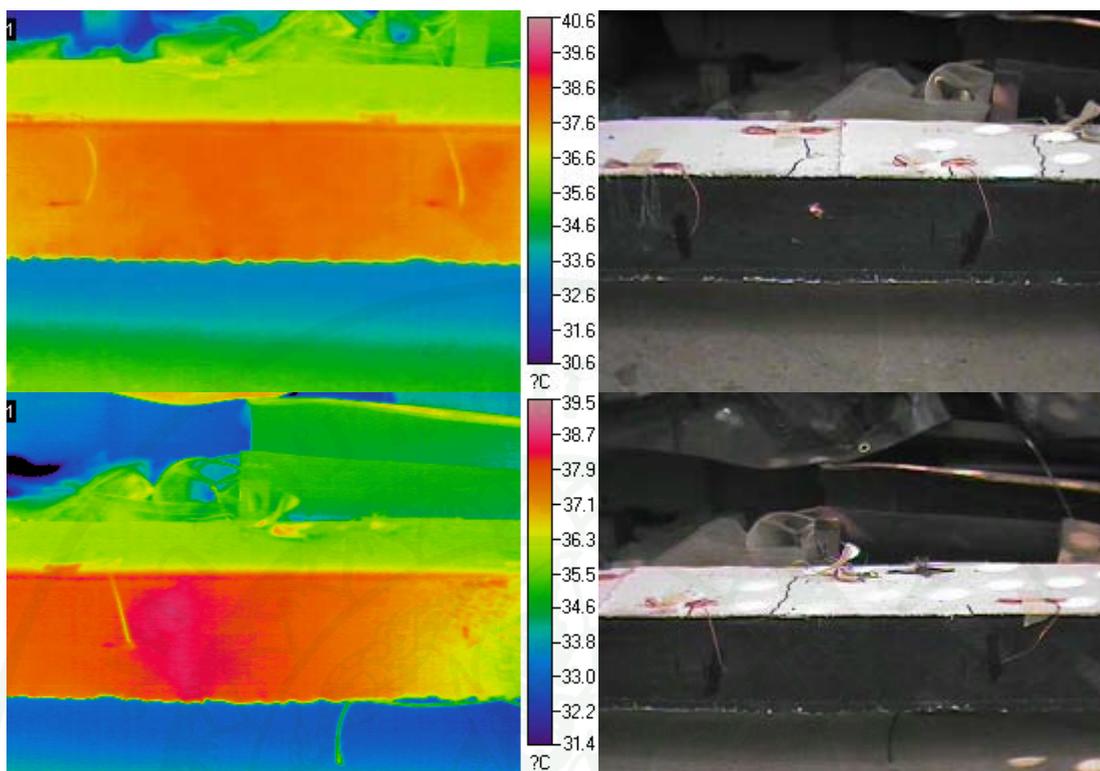
ภาพผนวกที่ ค8 เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DF8-3 ผ่านกระบวนการจำลอง
สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 240 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 23 °C



ภาพผนวกที่ ๙ เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM12-1 ผ่านกระบวนการจำลอง
สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 25 °C



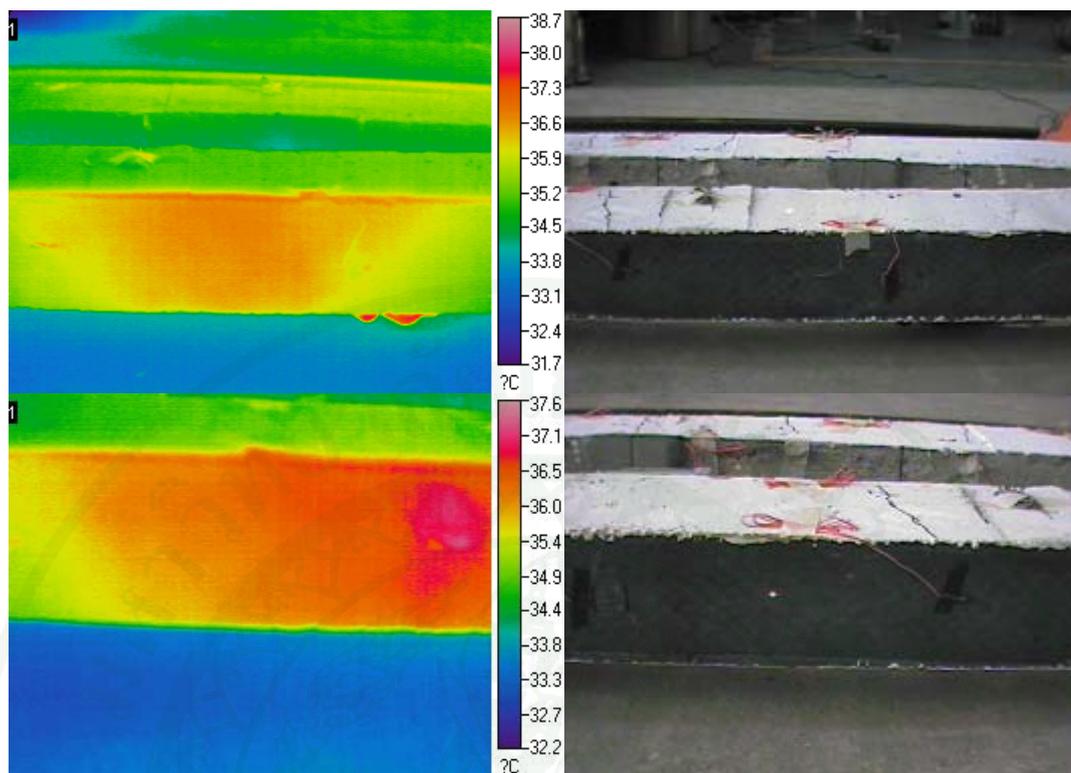
ภาพผนวกที่ ๑๐ เส้นชั้นความสูงค่าความต่างศักย์ของตัวอย่าง DM12-2 ผ่านกระบวนการจำลอง
สภาวะแวดล้อมที่รุนแรง 360 รอบ โดยมีอุณหภูมิขณะทำการทดสอบ 25 °C



ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

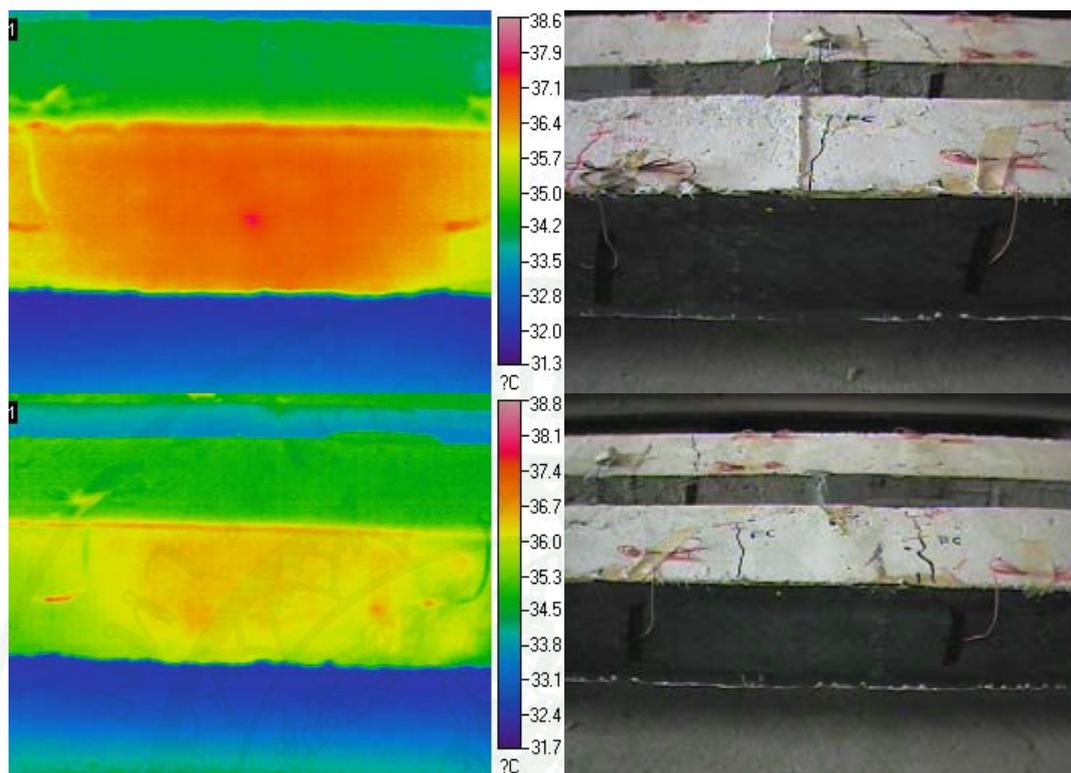
ภาพผนวกที่ ค11 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ CF-1



(ก) ภาพถ่ายความร้อน

(ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

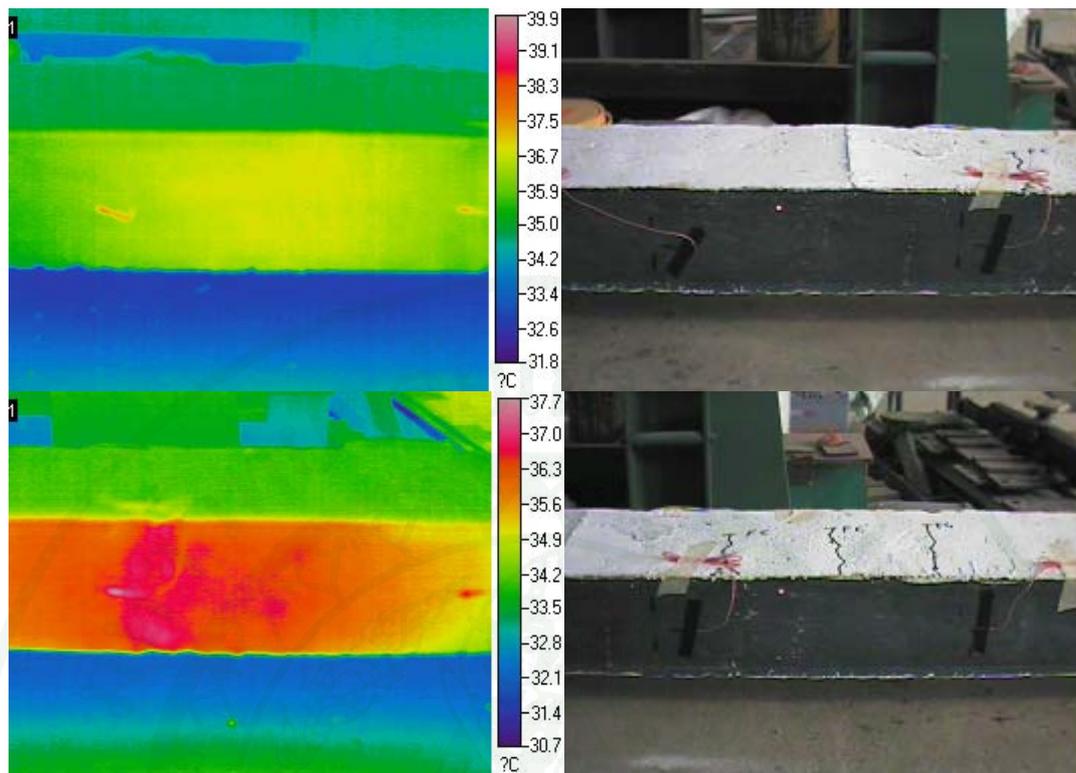
ภาพผนวกที่ ค12 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ CF-2



(ก) ภาพถ่ายความร้อน

(ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

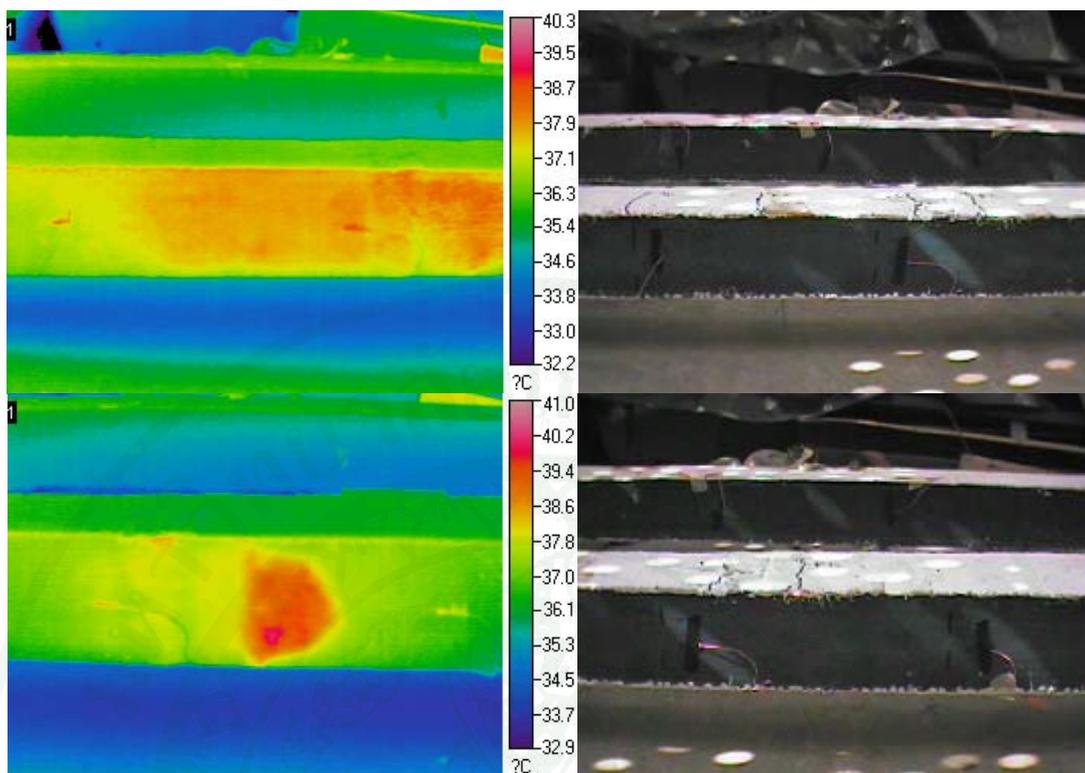
ภาพผนวกที่ ค13 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF3-1



(ก) ภาพถ่ายความร้อน

(ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

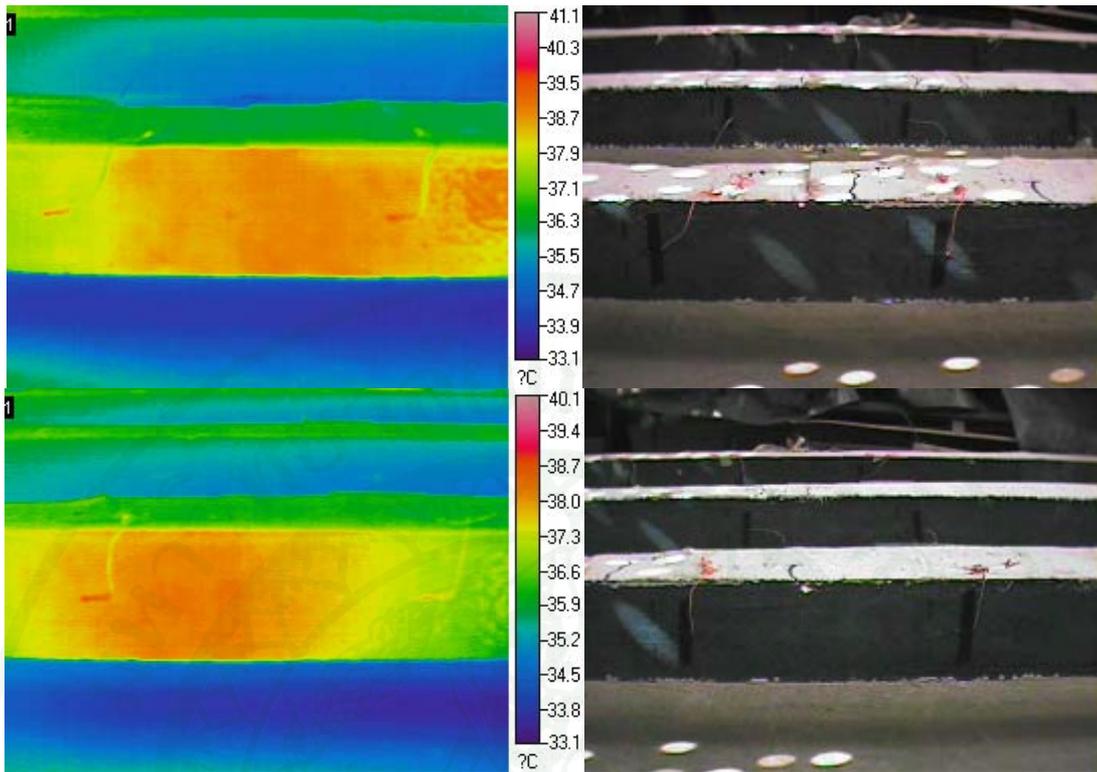
ภาพผนวกที่ ค14 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF3-2



ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

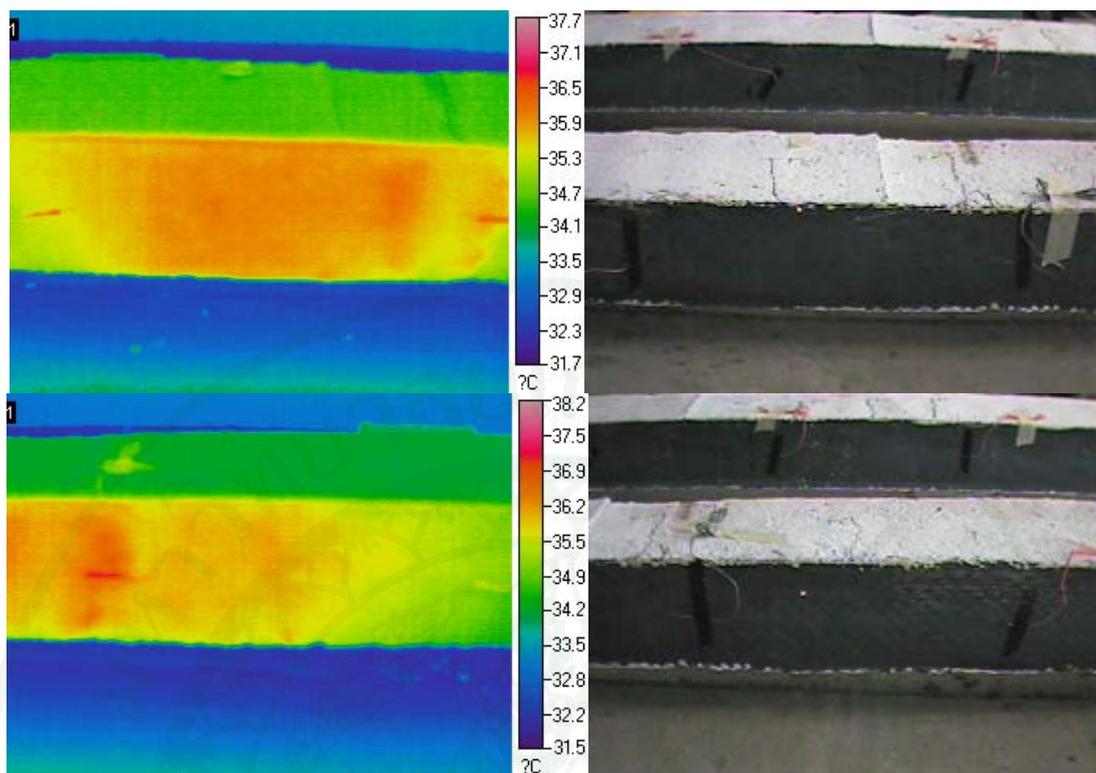
ภาพผนวกที่ 15 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF3-3



ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

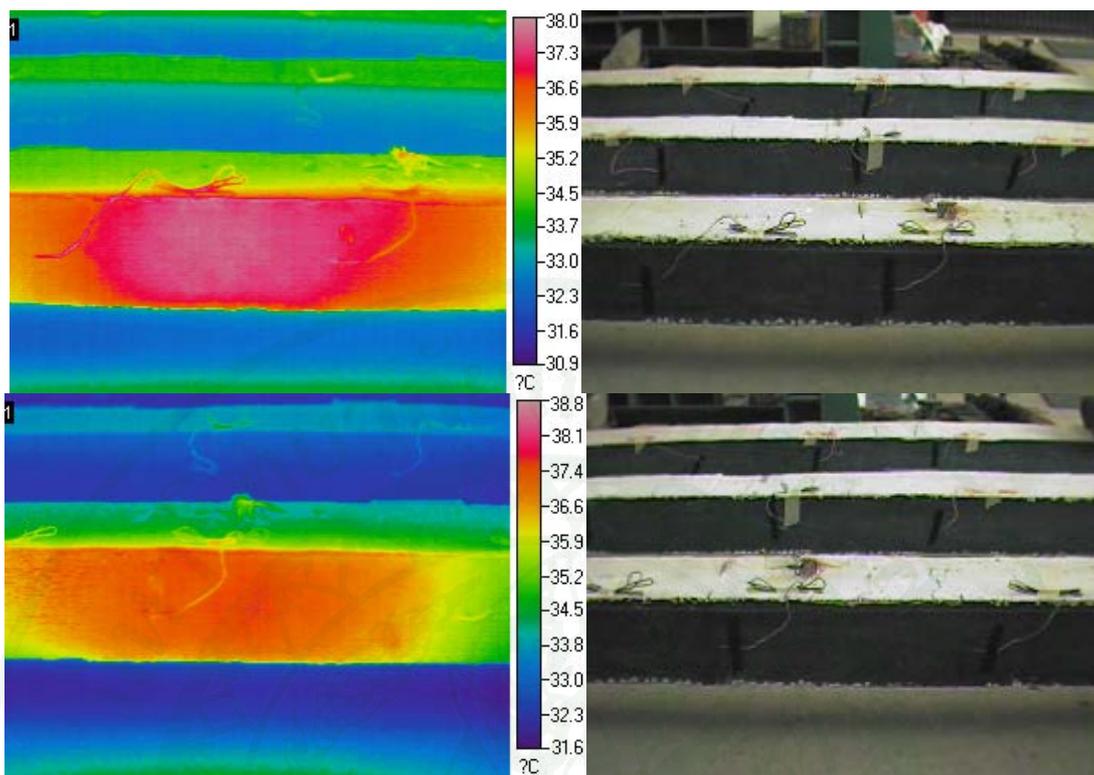
ภาพผนวกที่ 16 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF8-1



ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

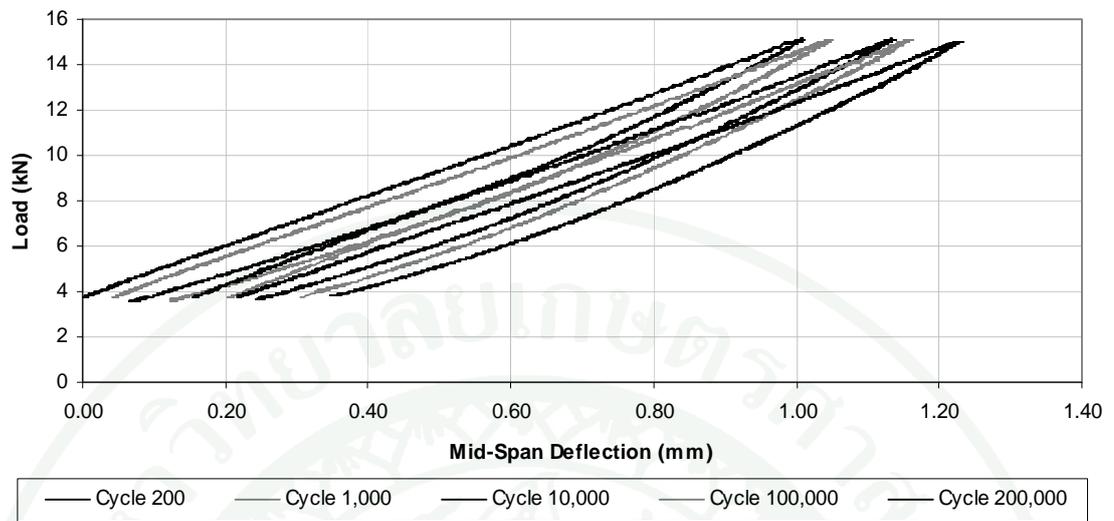
ภาพผนวกที่ ค17 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF8-2



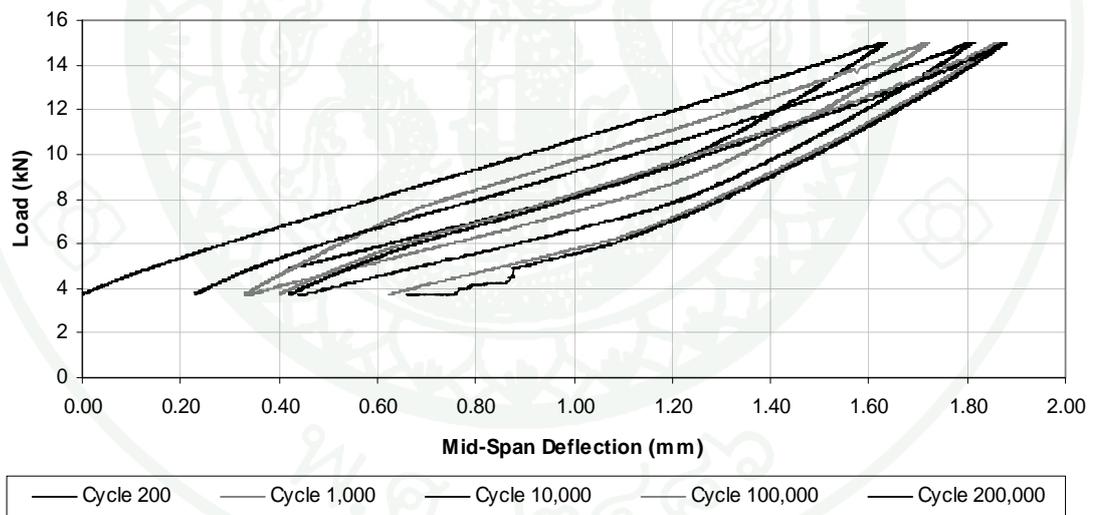
ก) ภาพถ่ายความร้อน

ข) พื้นผิวของตัวอย่างทดสอบ

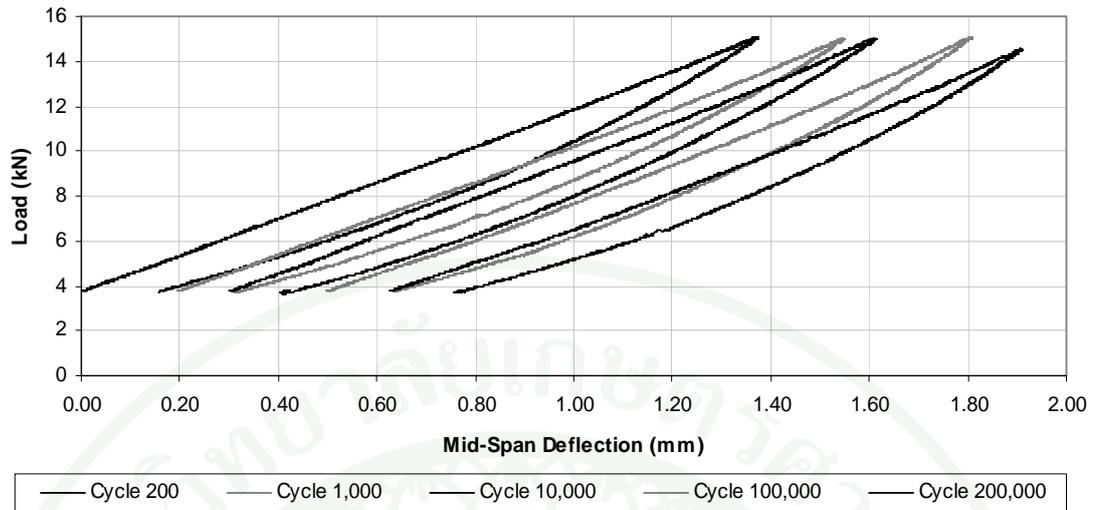
ภาพผนวกที่ ค18 ภาพถ่ายความร้อนด้านซ้ายและด้านขวาของตัวอย่างทดสอบ DF8-3



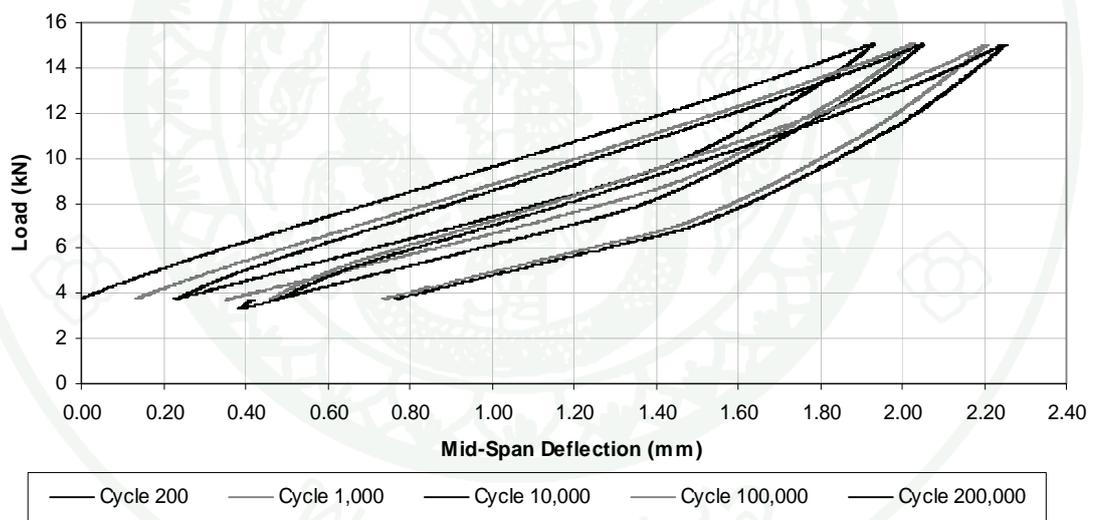
ภาพผนวกที่ ค19 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ CF-2



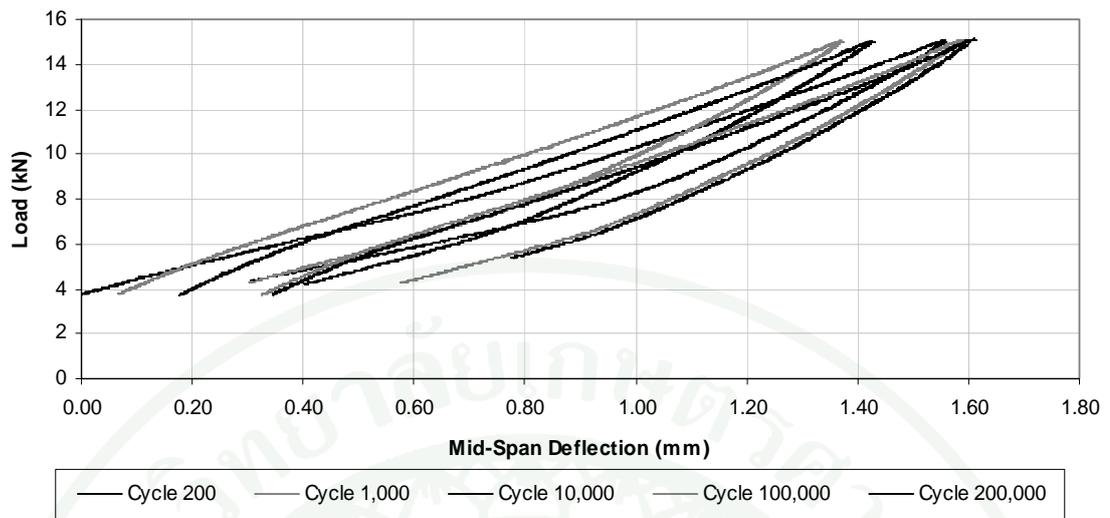
ภาพผนวกที่ ค20 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF3-1



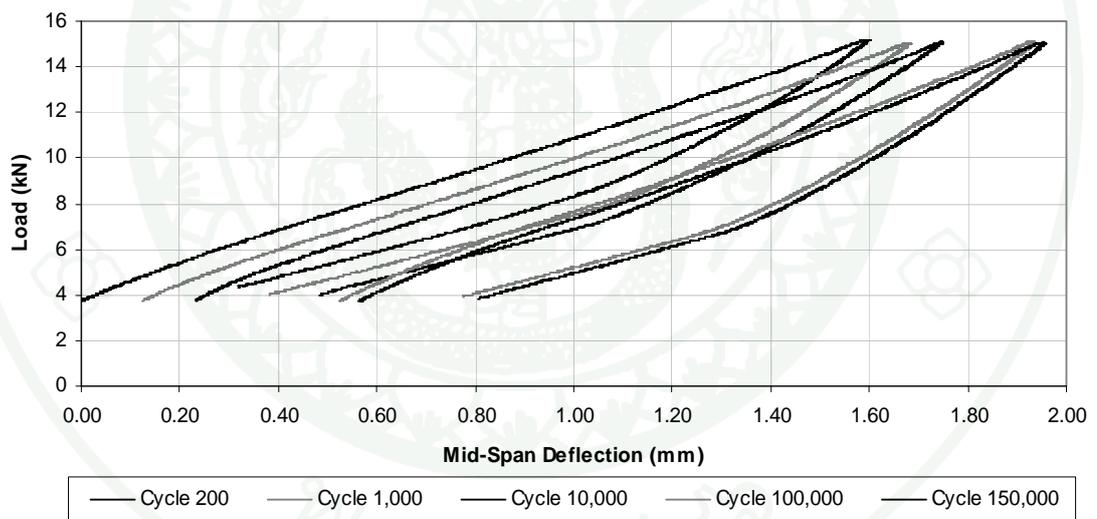
ภาพผนวกที่ ค21 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF3-2



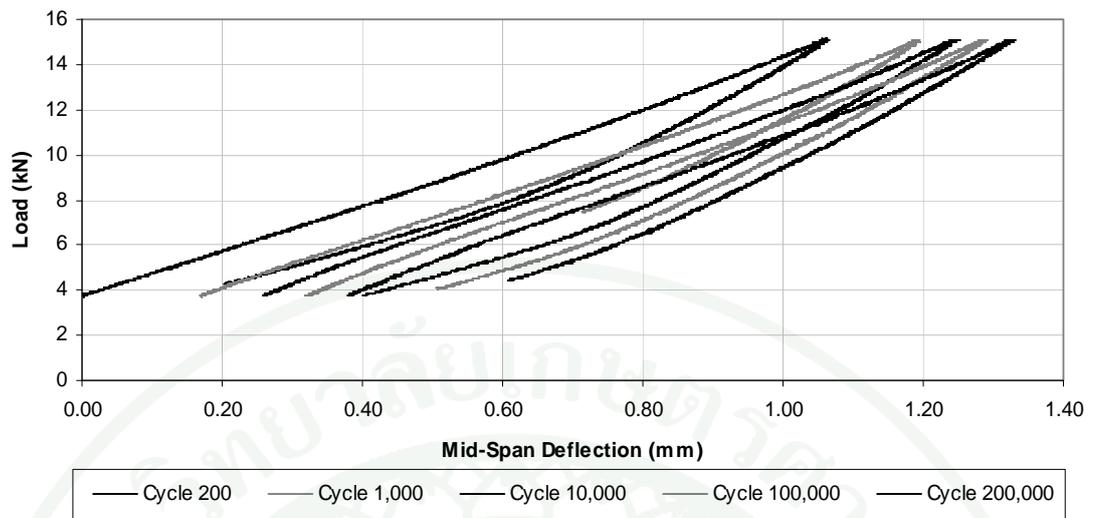
ภาพผนวกที่ ค22 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF3-3



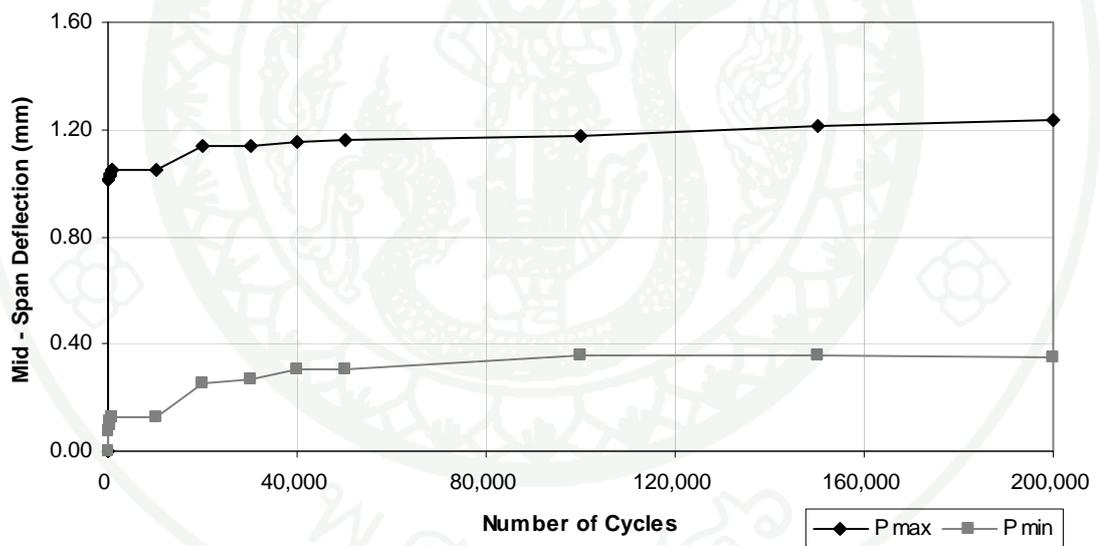
ภาพผนวกที่ ค23 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF8-1



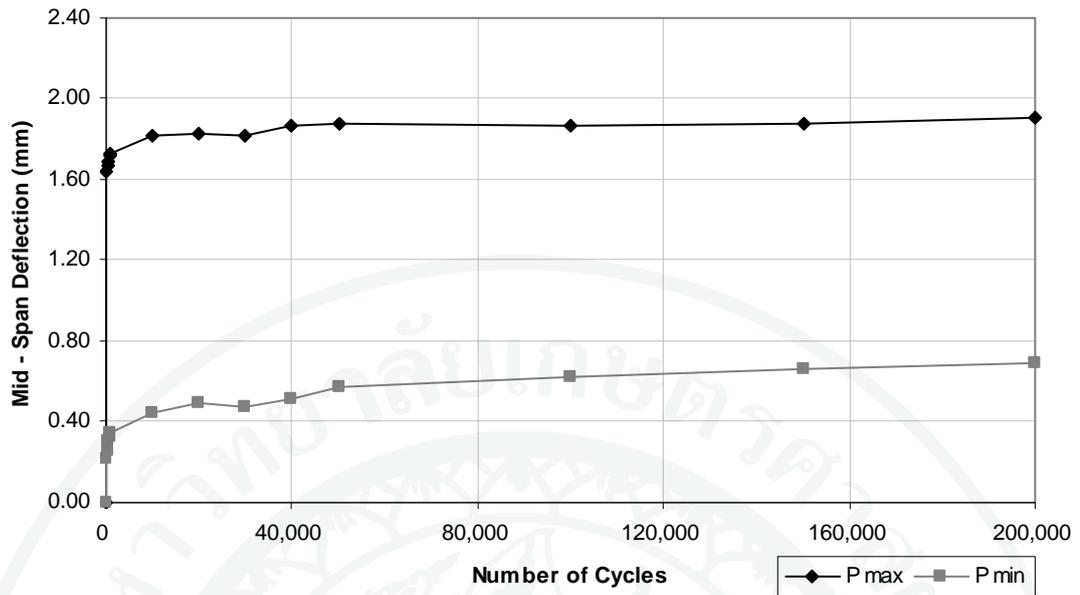
ภาพผนวกที่ ค24 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF8-2



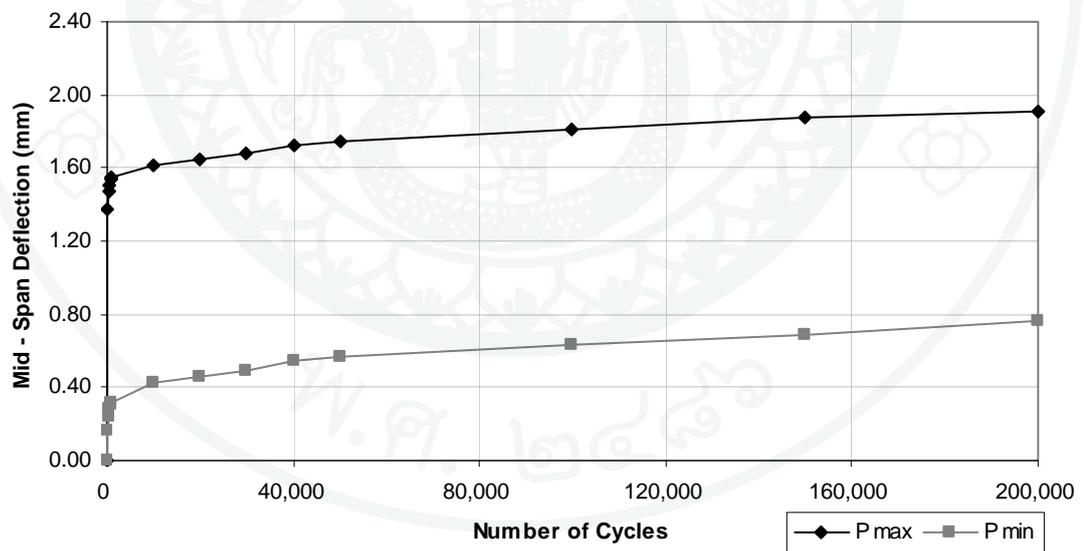
ภาพผนวกที่ ค25 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการโก่งตัวของตัวอย่างทดสอบ DF8-3



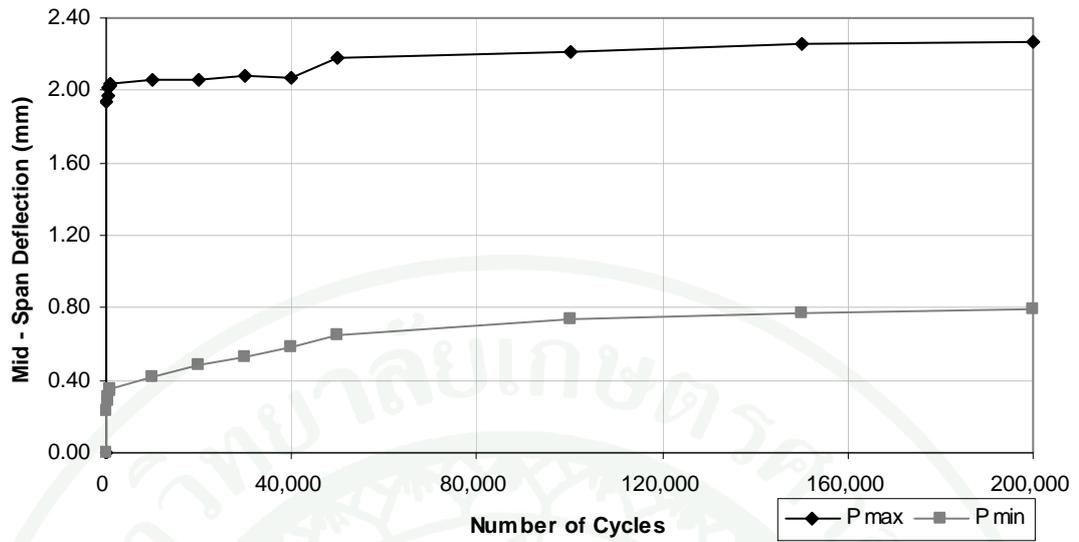
ภาพผนวกที่ ค26 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ CF-2



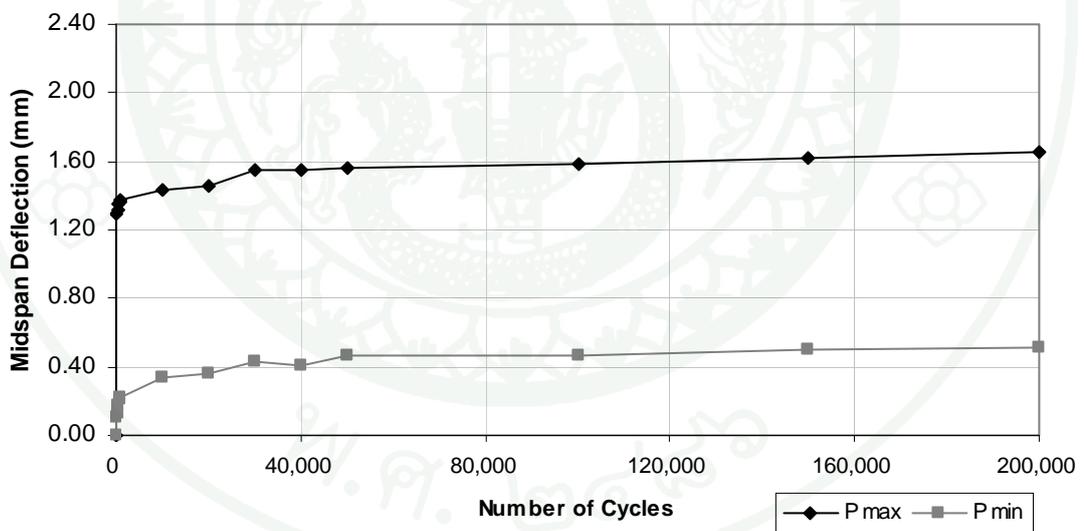
ภาพผนวกที่ ค27 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF3-1



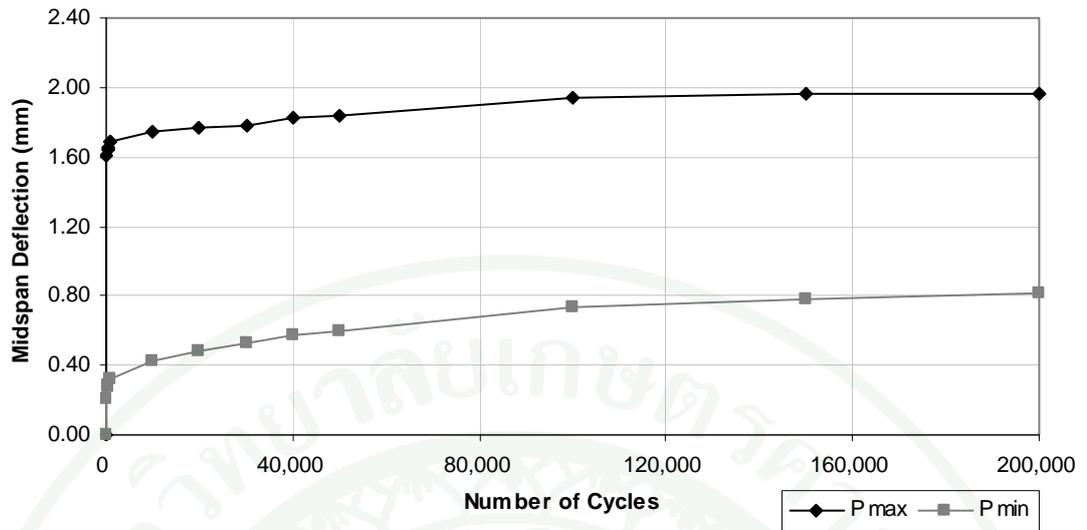
ภาพผนวกที่ ค28 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF3-2



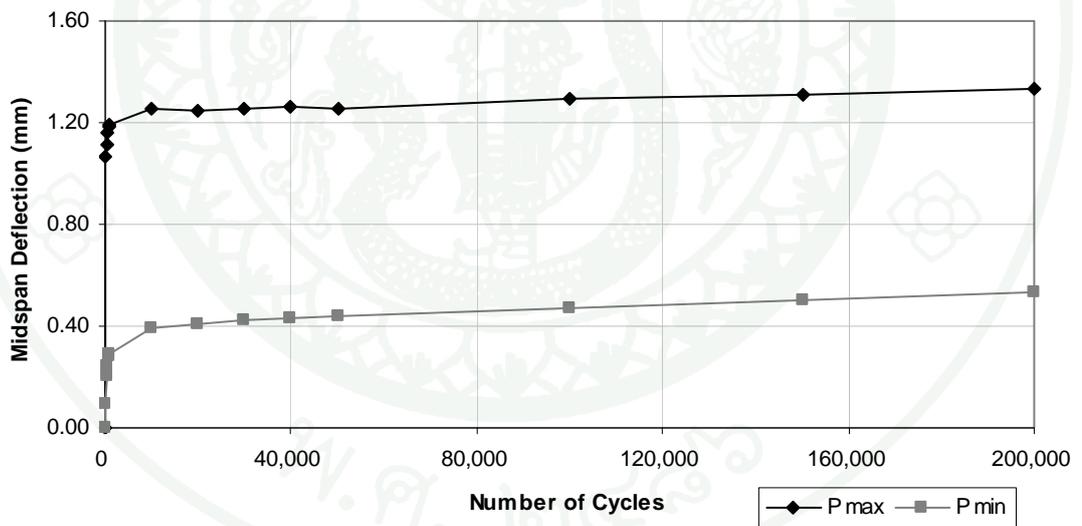
ภาพผนวกที่ ค29 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF3-3



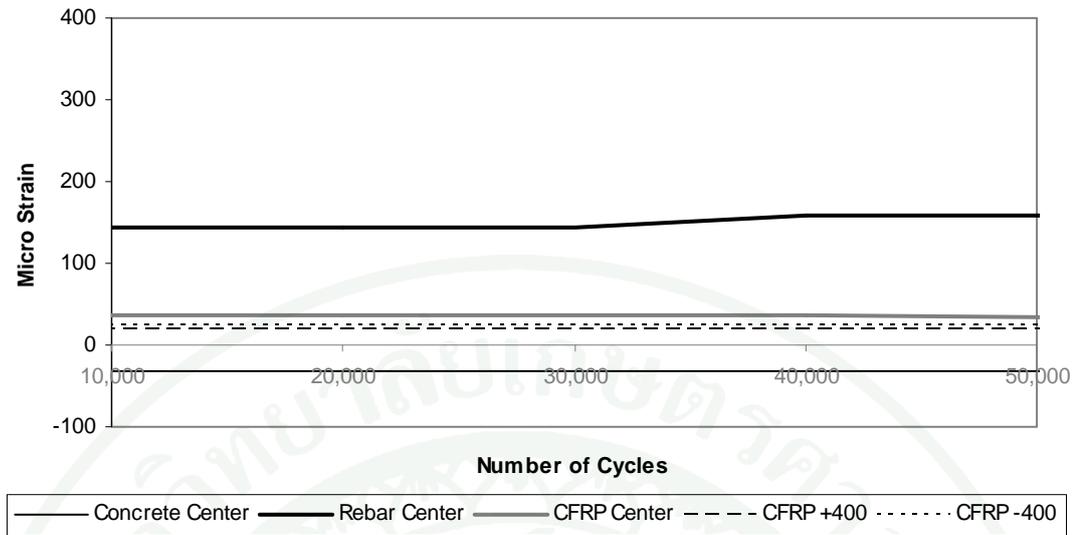
ภาพผนวกที่ ค30 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF8-1



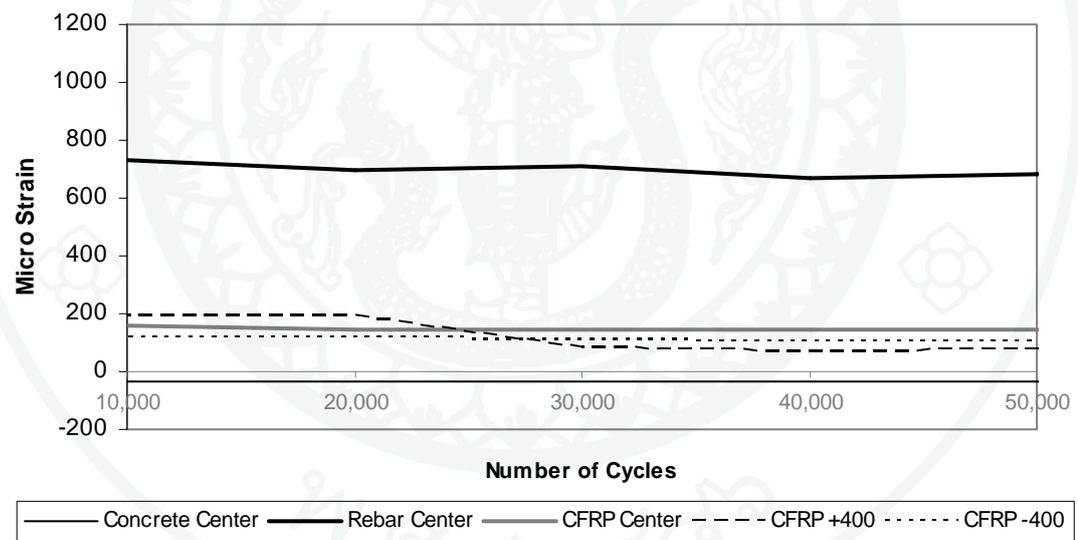
ภาพผนวกที่ ค31 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF8-2



ภาพผนวกที่ ค32 ความสัมพันธ์ระหว่างการโก่งตัวกับจำนวนรอบกระทำซ้ำของตัวอย่างทดสอบ DF8-3

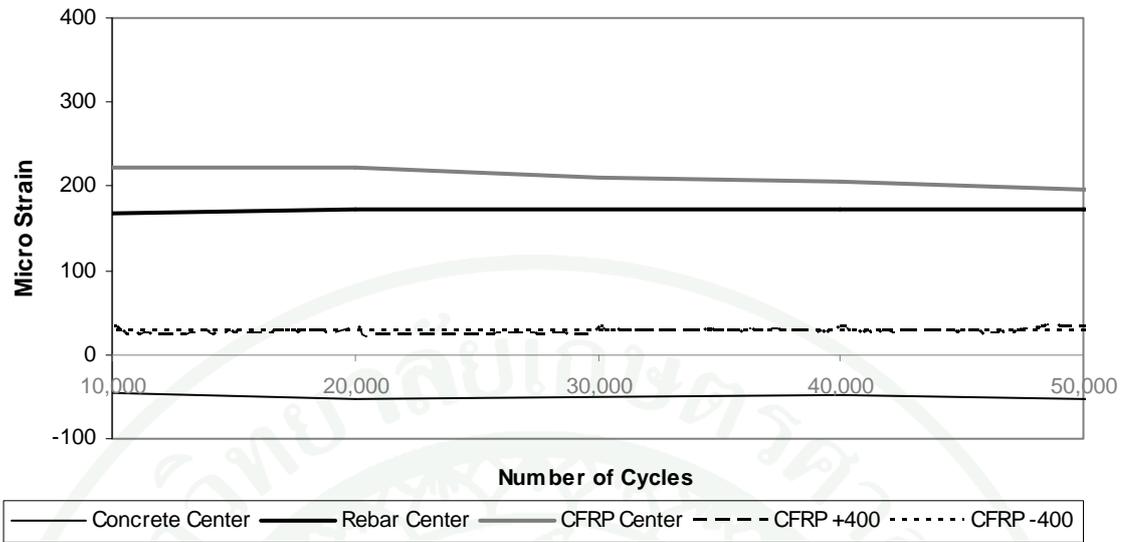


ก) ความเครียดต่ำสุด

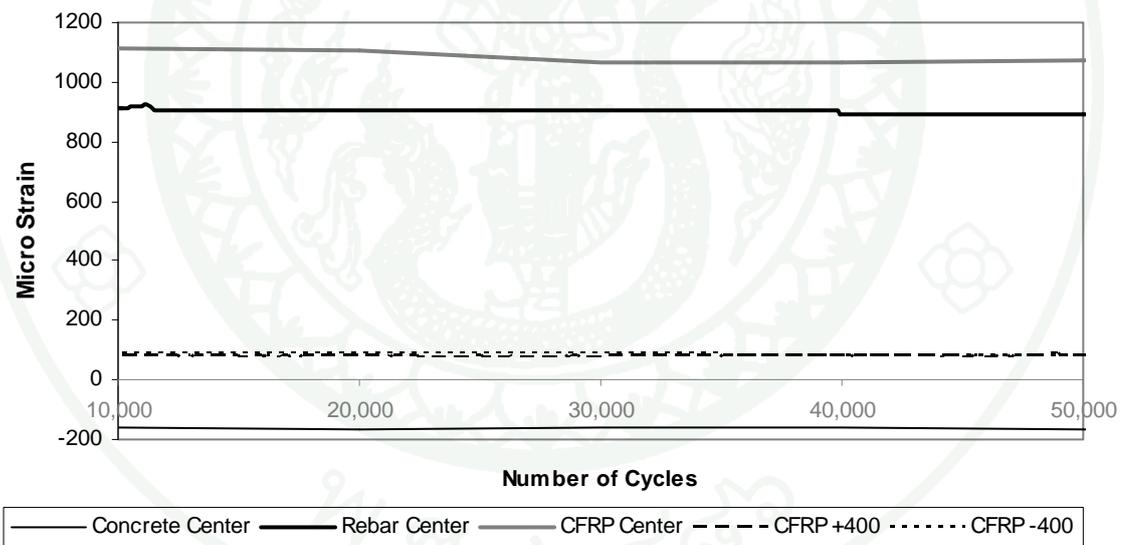


ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพผนวกที่ ค33 การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ CF-1

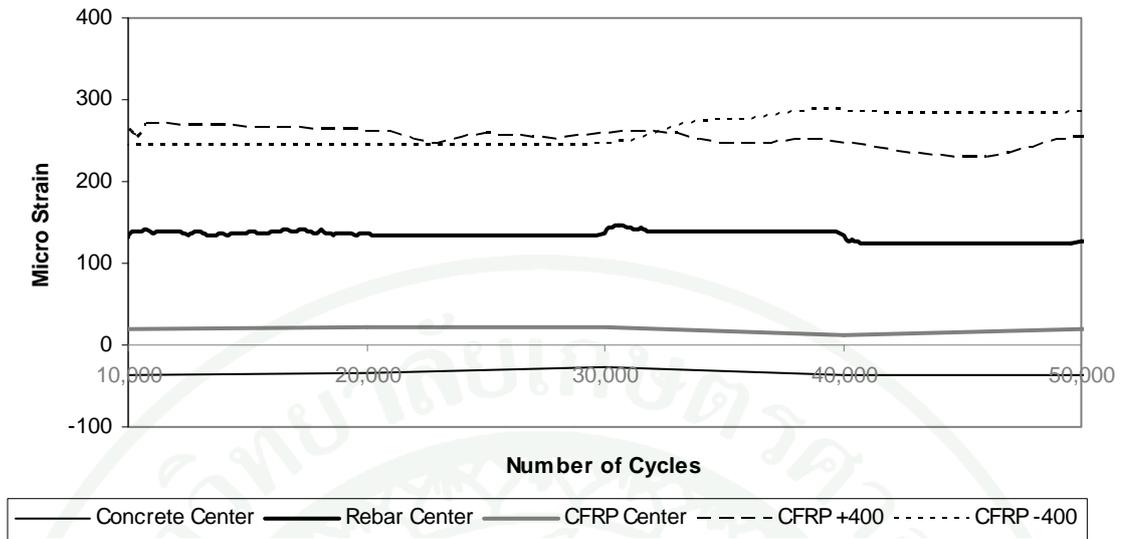


ก) ความเครียดต่ำสุด

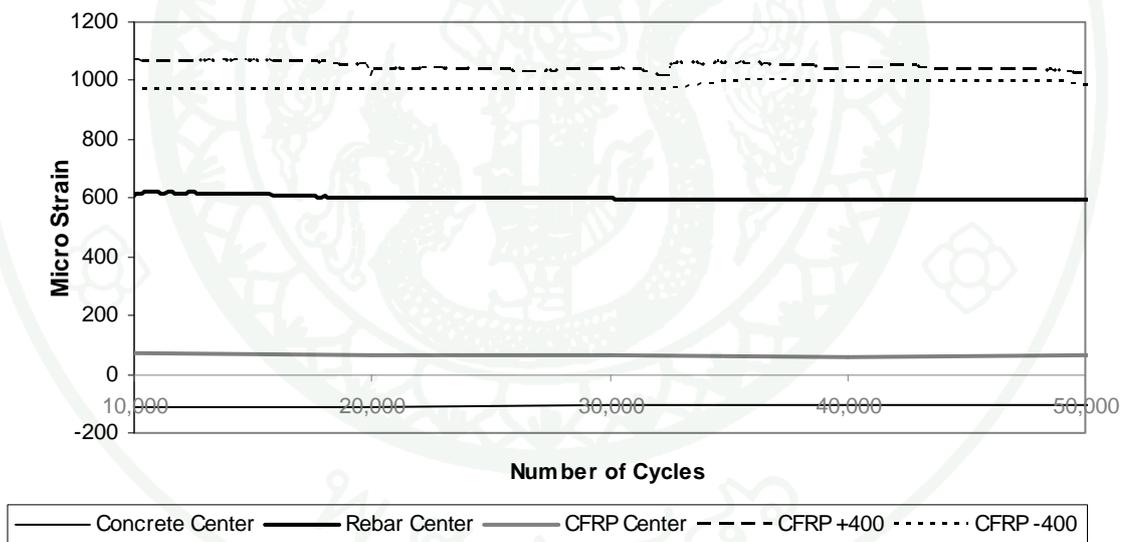


ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพผนวกที่ ค34 การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ CF-2

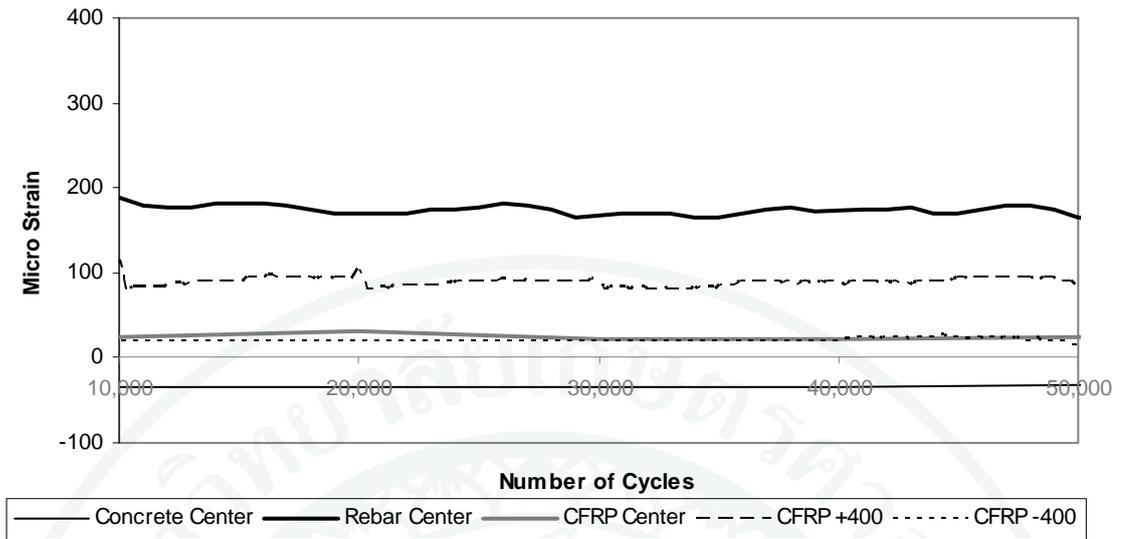


ก) ความเครียดต่ำสุด

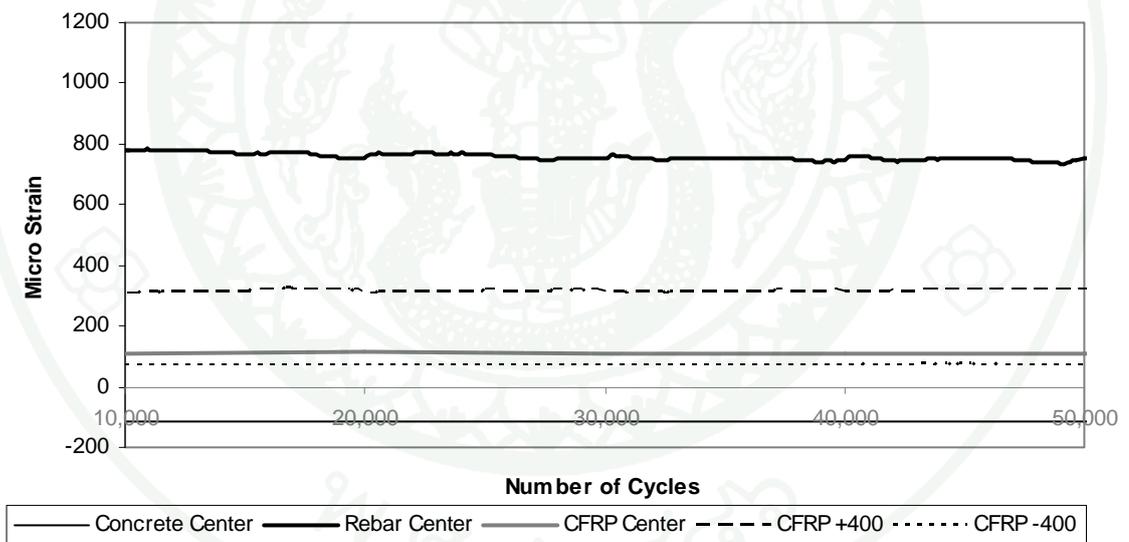


ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพผนวกที่ ค35 การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF3-1

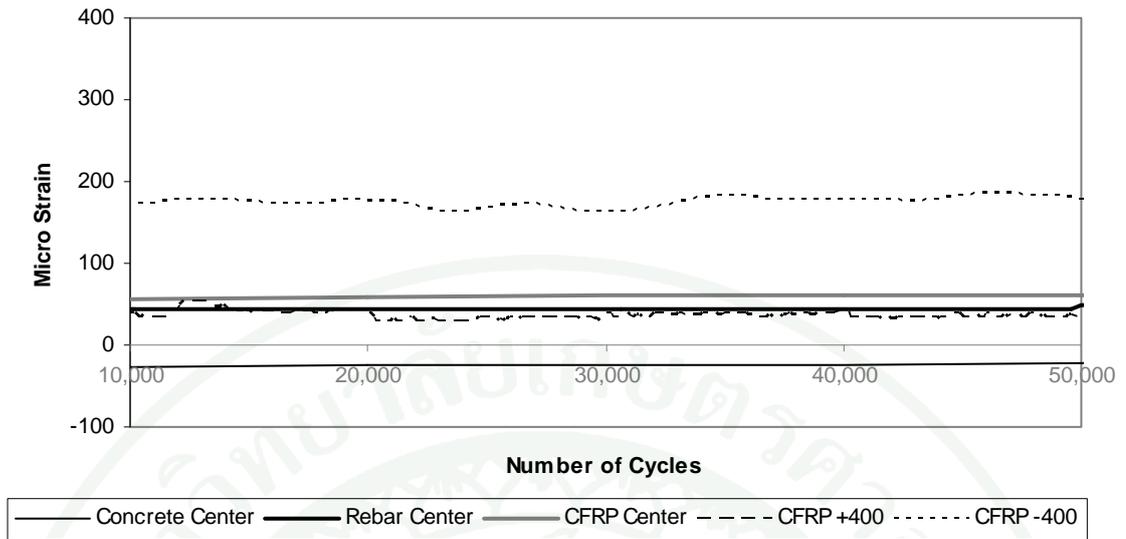


ก) ความเครียดต่ำสุด

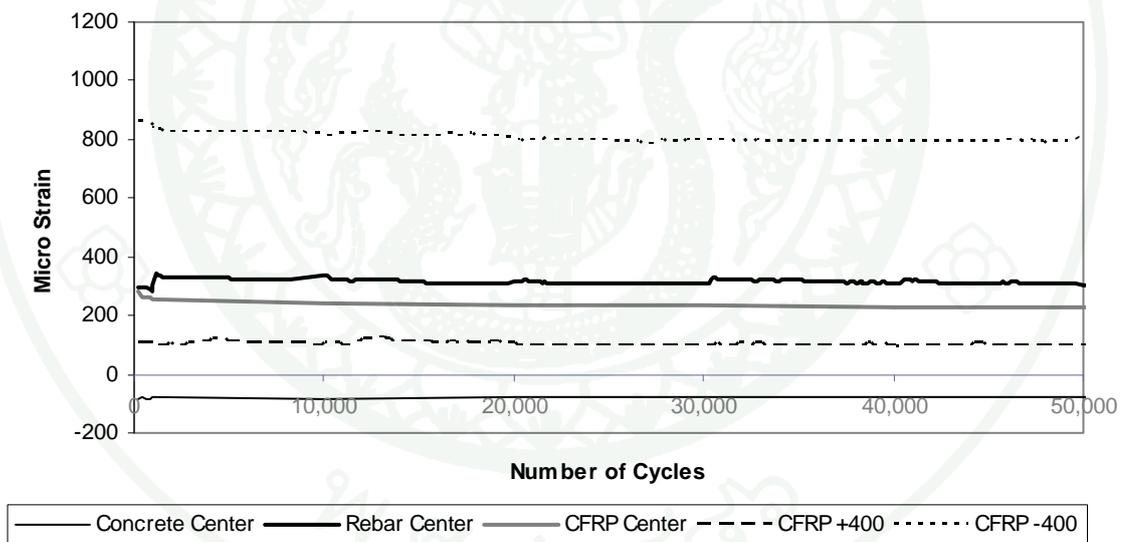


ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพผนวกที่ ค36 การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF3-2

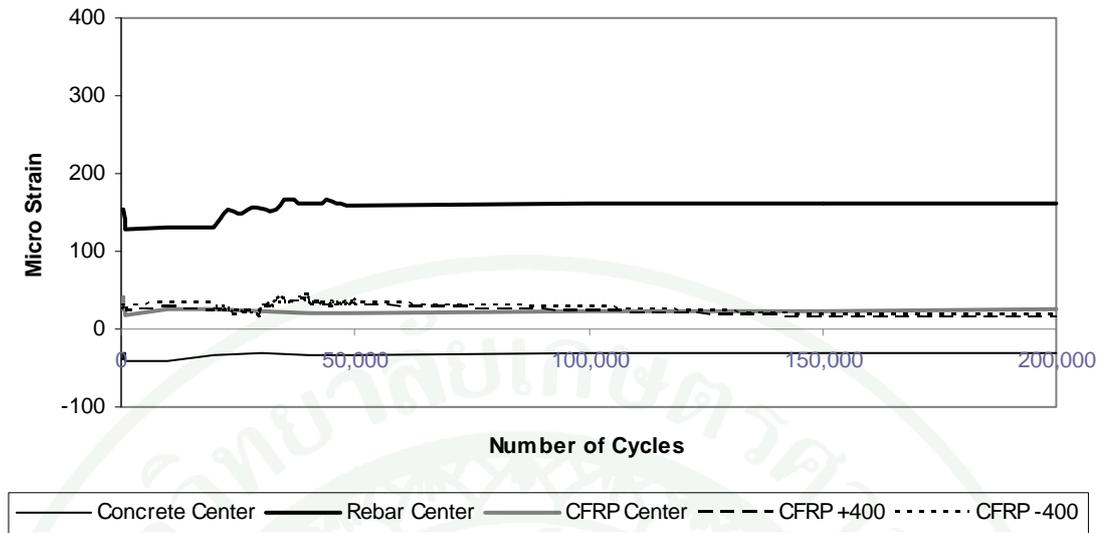


ก) ความเครียดต่ำสุด

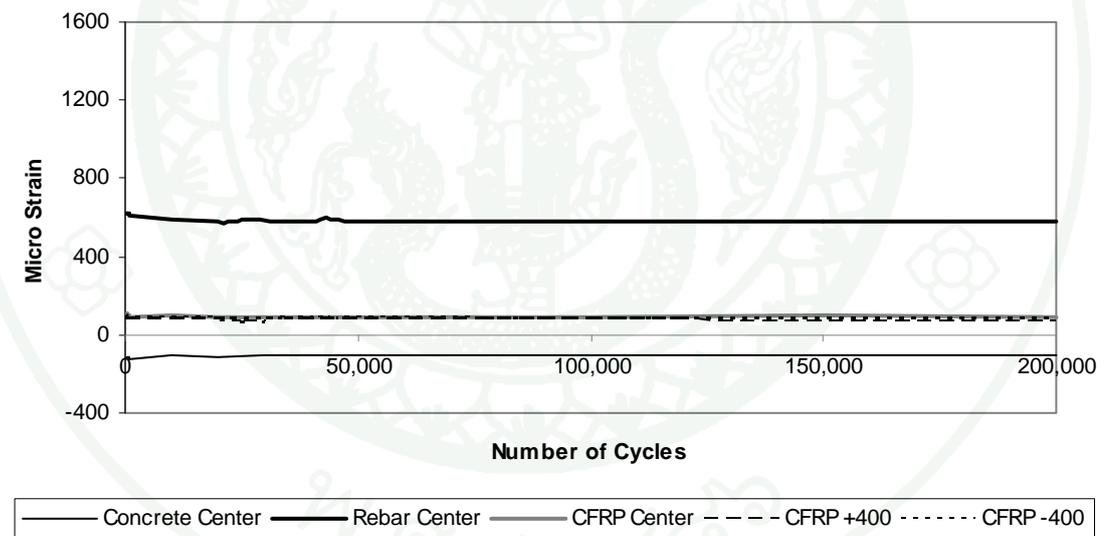


ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพผนวกที่ ค37 การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF3-3

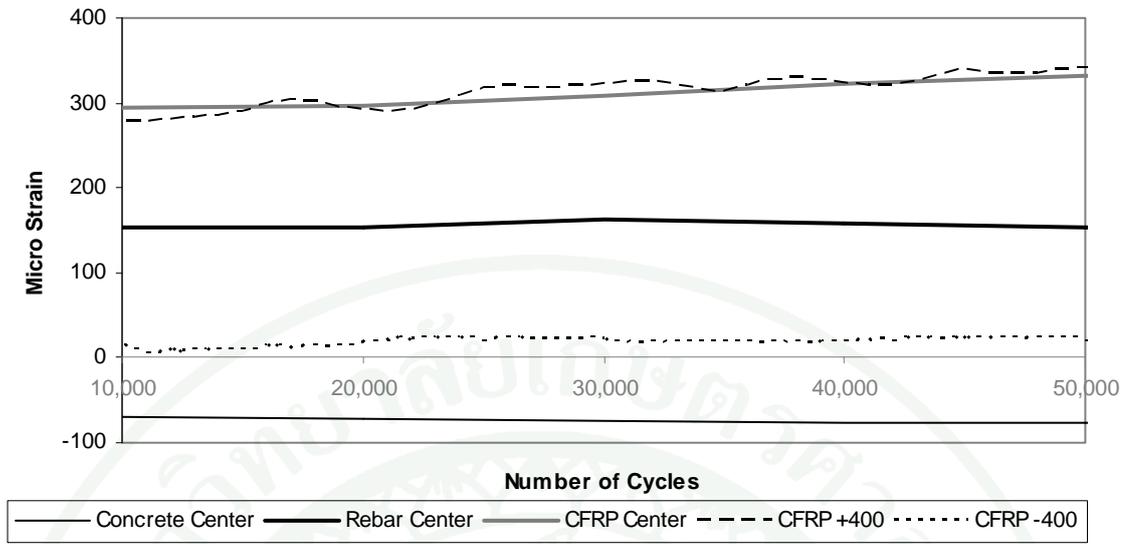


ก) ความเครียดต่ำสุด

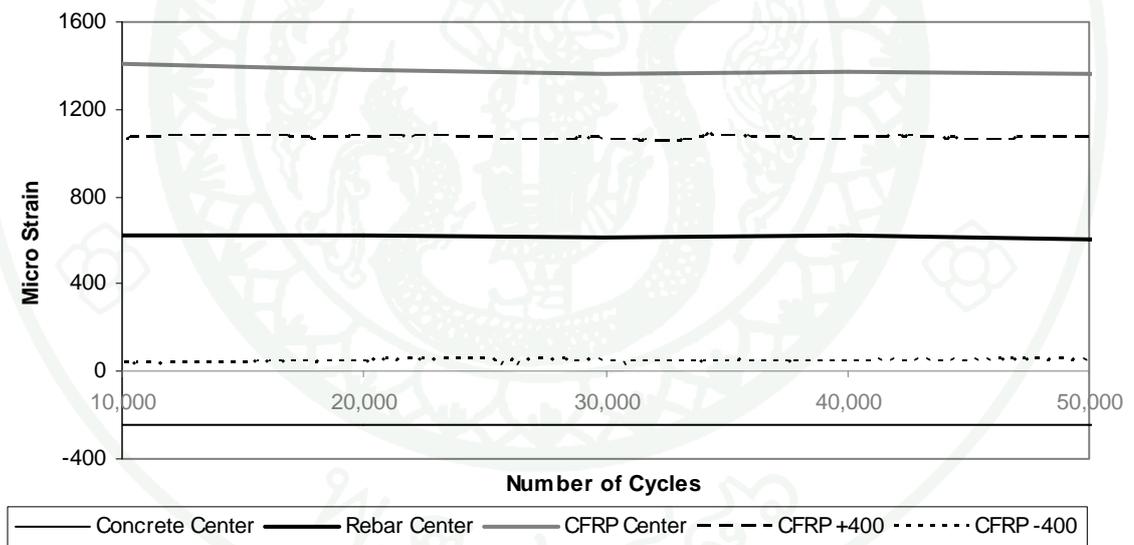


ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพผนวกที่ ค38 การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF8-1

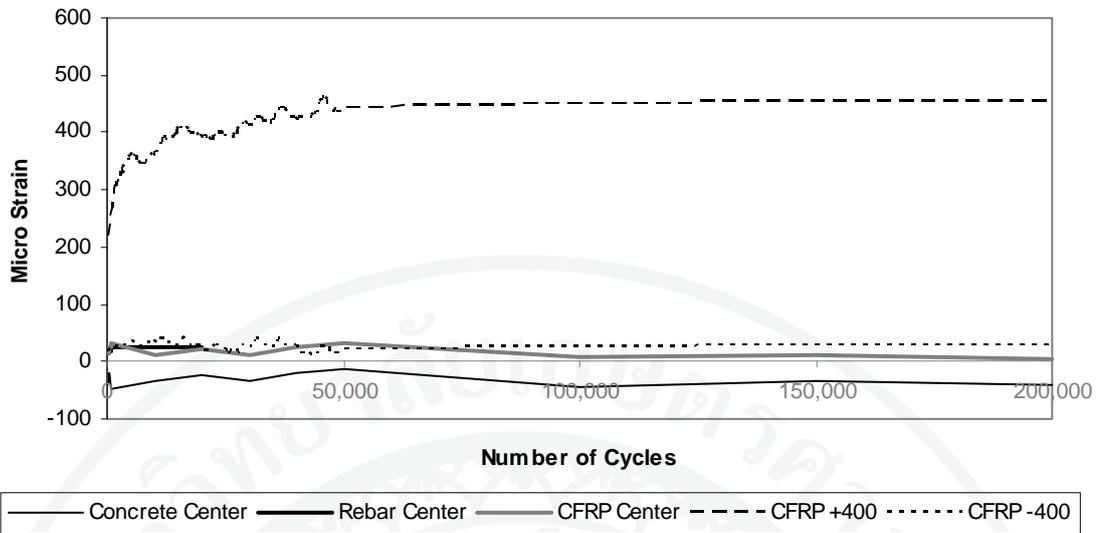


ก) ความเครียดต่ำสุด

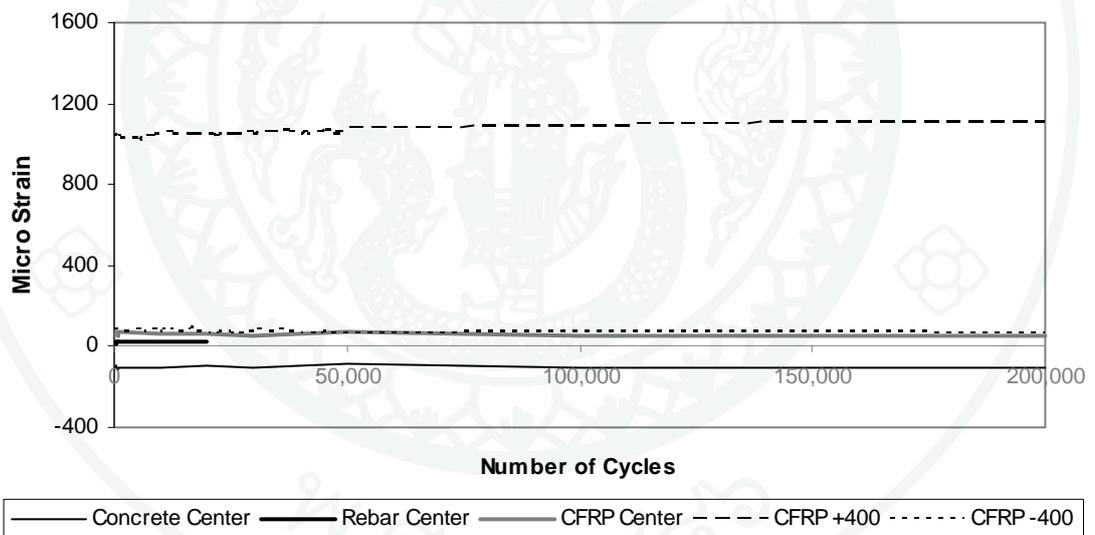


ข) ความเครียดสูงสุด

ภาพผนวกที่ ค39 การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF8-2

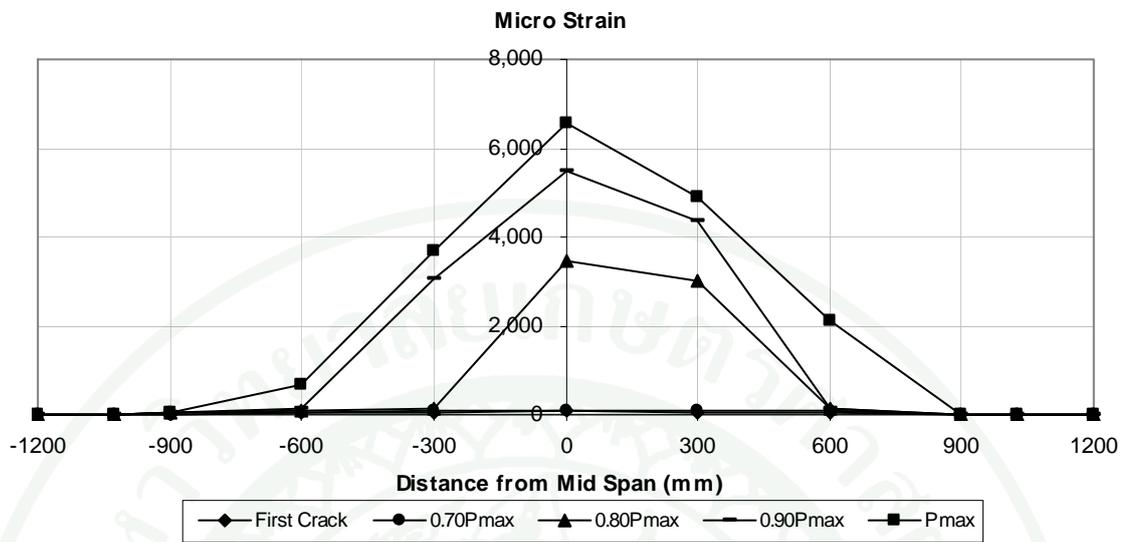


ก) ความเครียดต่ำสุด

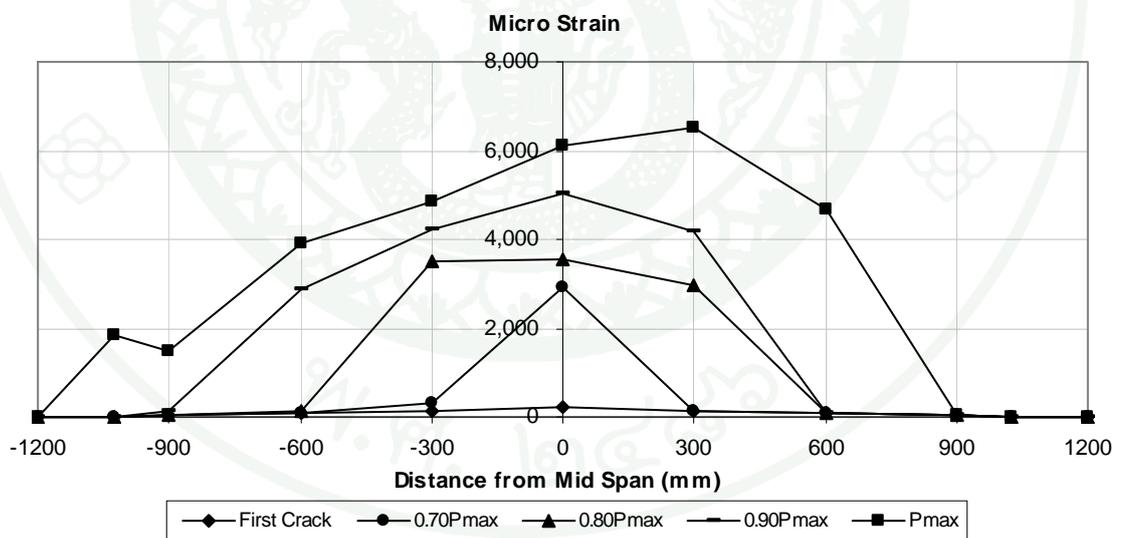


ข) ความเครียดสูงสุด

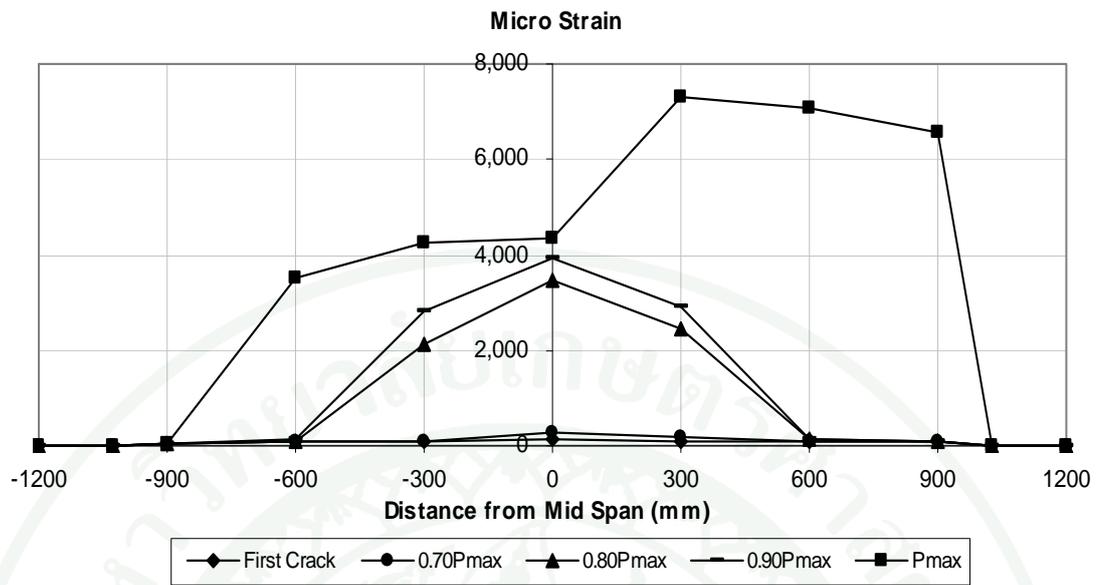
ภาพผนวกที่ 40 การตอบสนองของความเครียดของตัวอย่างทดสอบ DF8-3



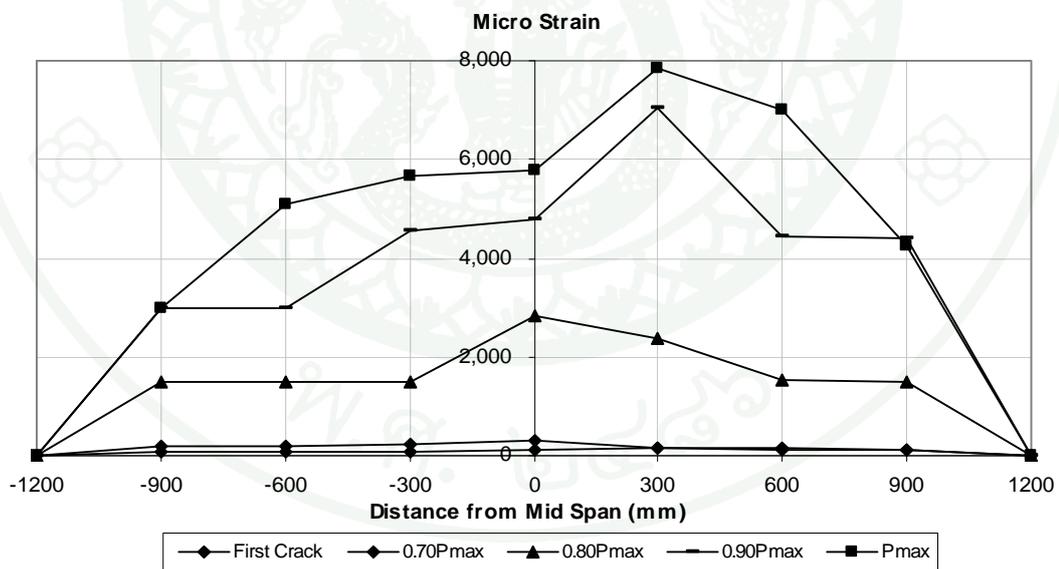
ภาพผนวกที่ ค41 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CM



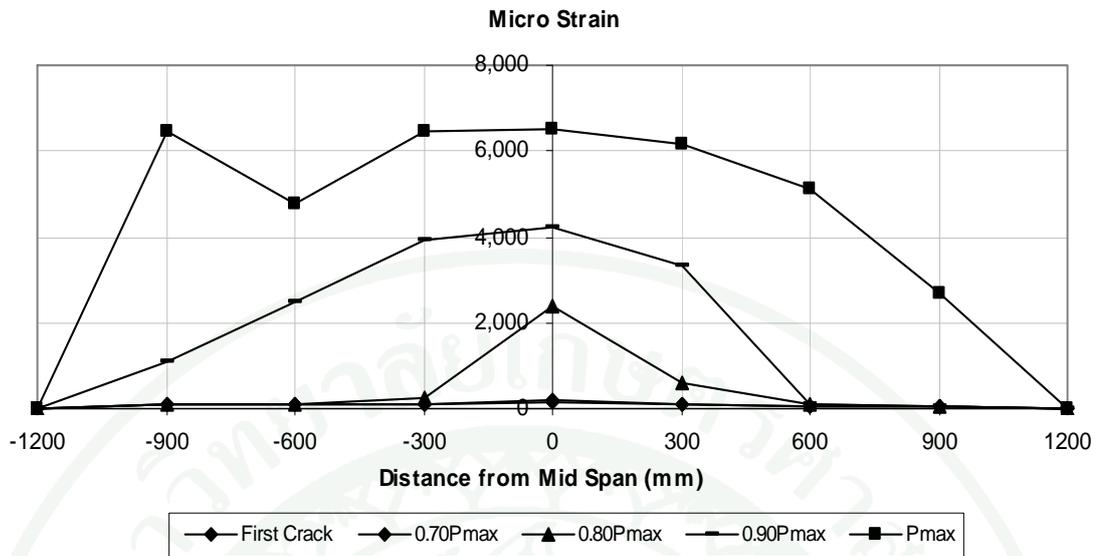
ภาพผนวกที่ ค42 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DM3



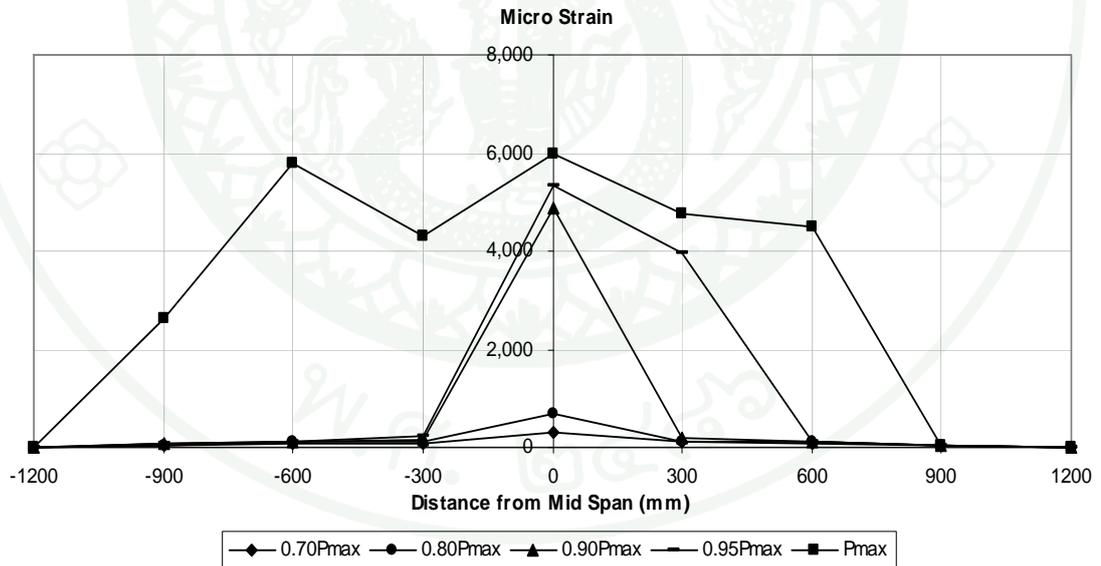
ภาพผนวกที่ ค43 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DM8



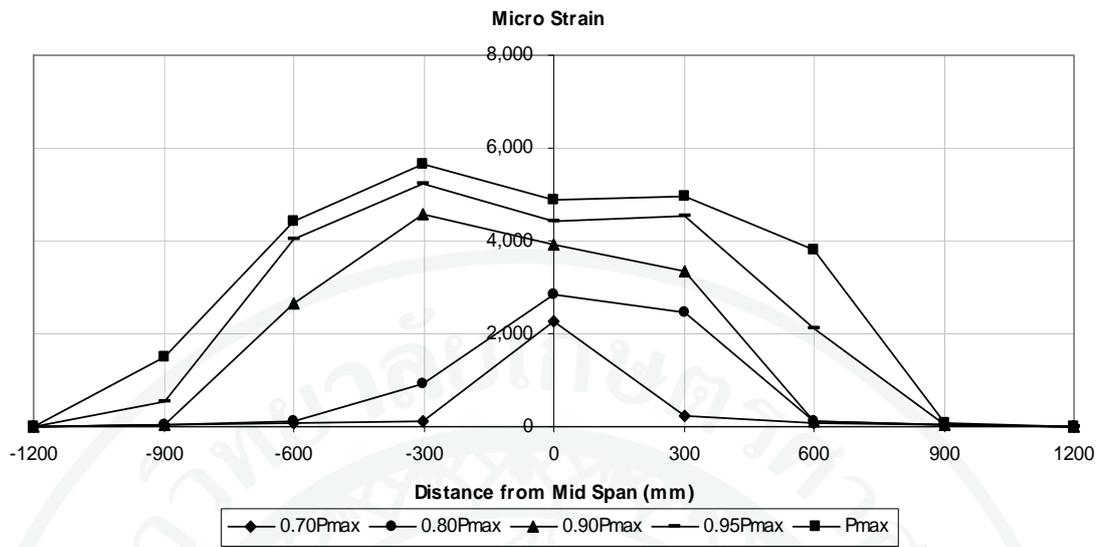
ภาพผนวกที่ ค44 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DM12-1



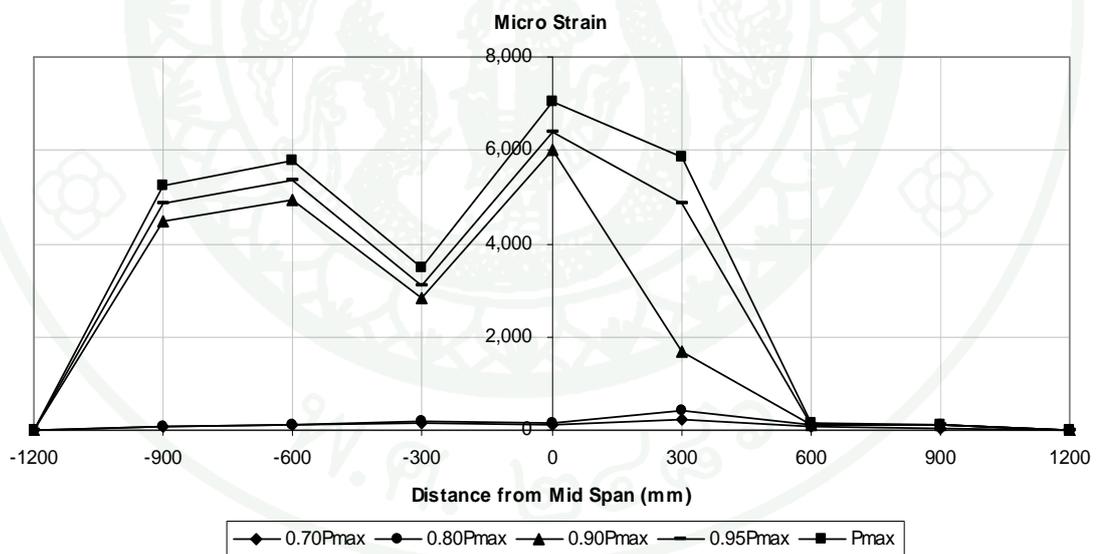
ภาพผนวกที่ ค45 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DM12-2



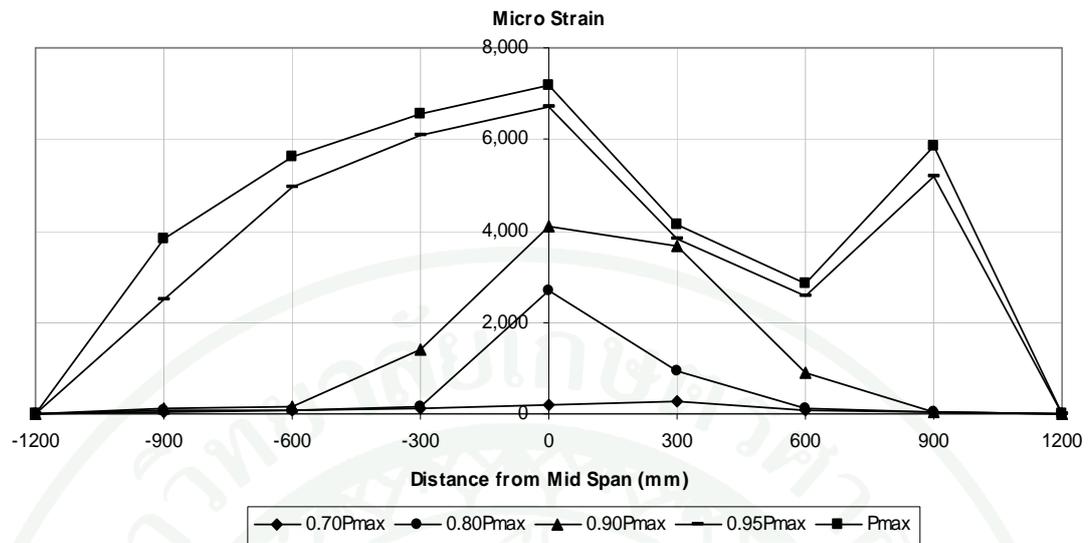
ภาพผนวกที่ ค46 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ CF-1



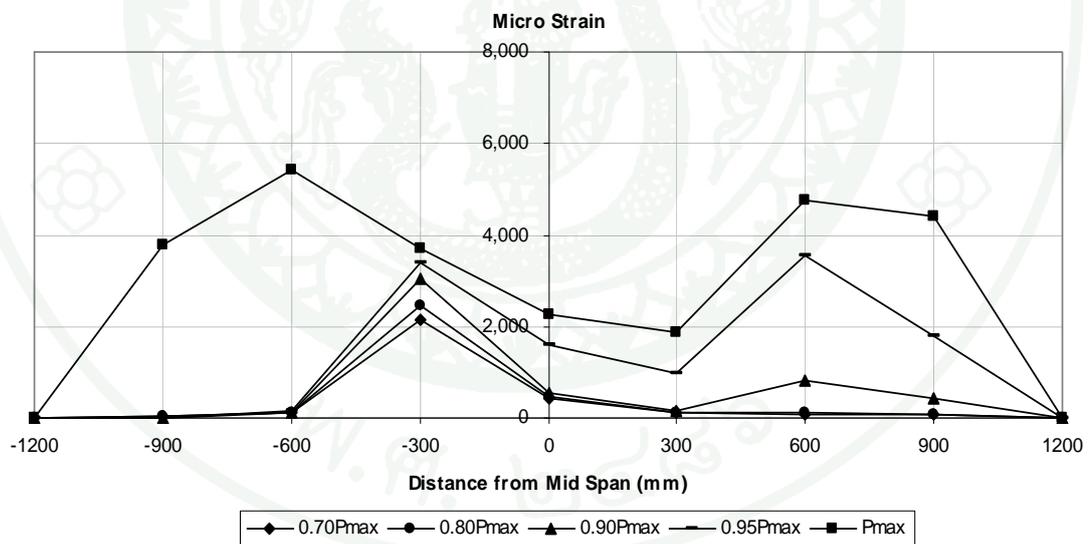
ภาพผนวกที่ ค47 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CF-2



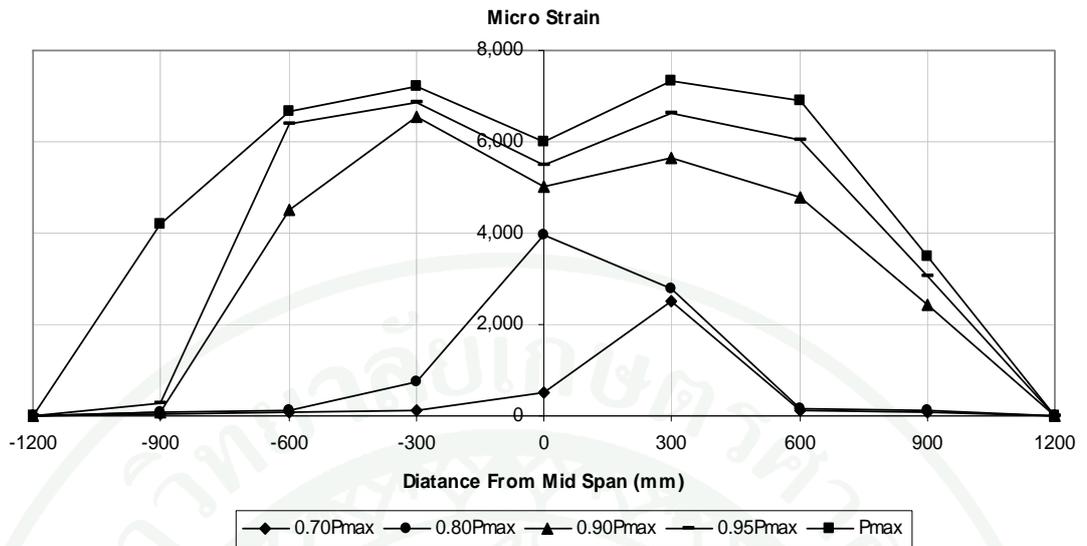
ภาพผนวกที่ ค48 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-1



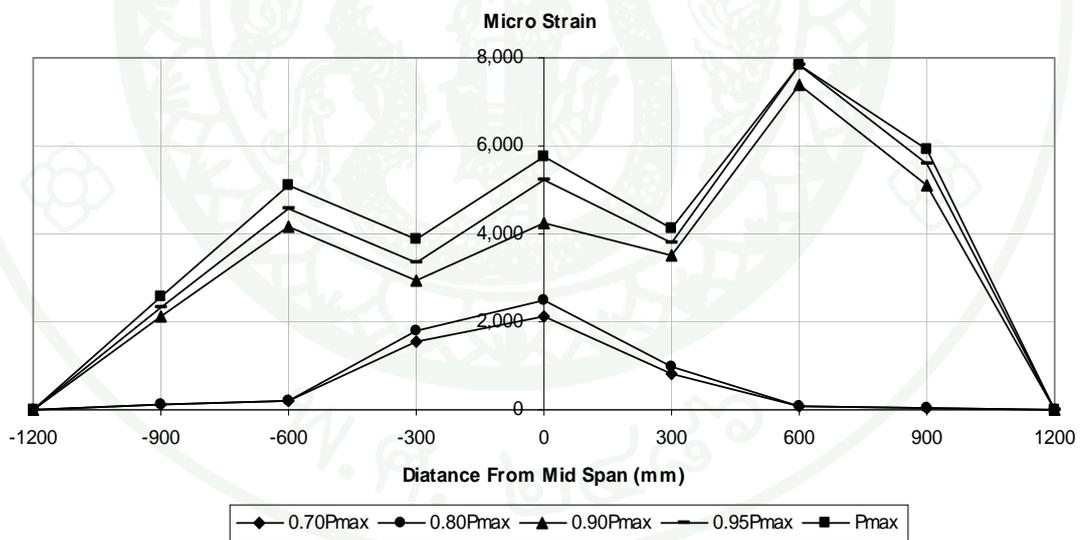
ภาพผนวกที่ ค49 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-2



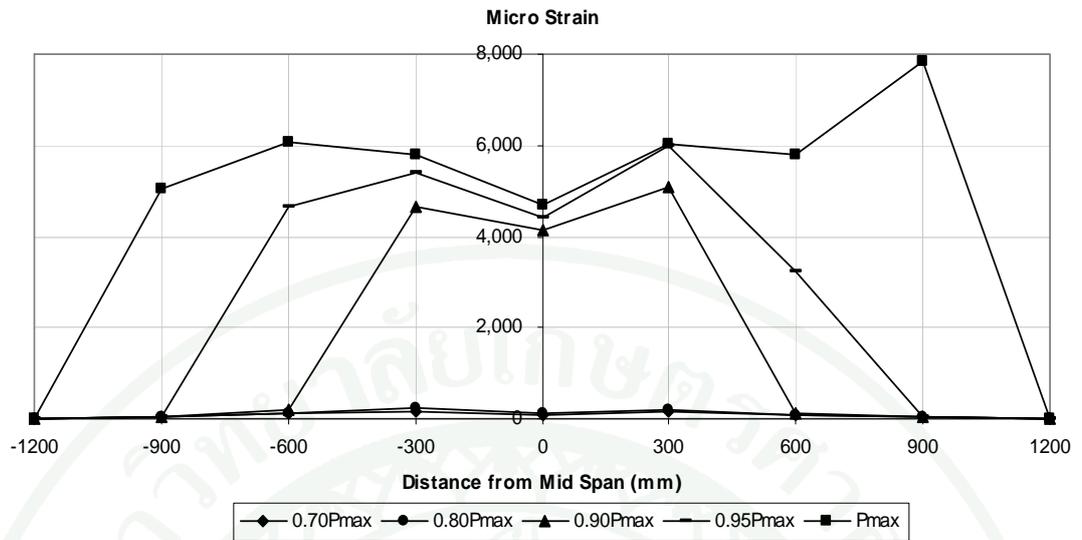
ภาพผนวกที่ ค50 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF3-3



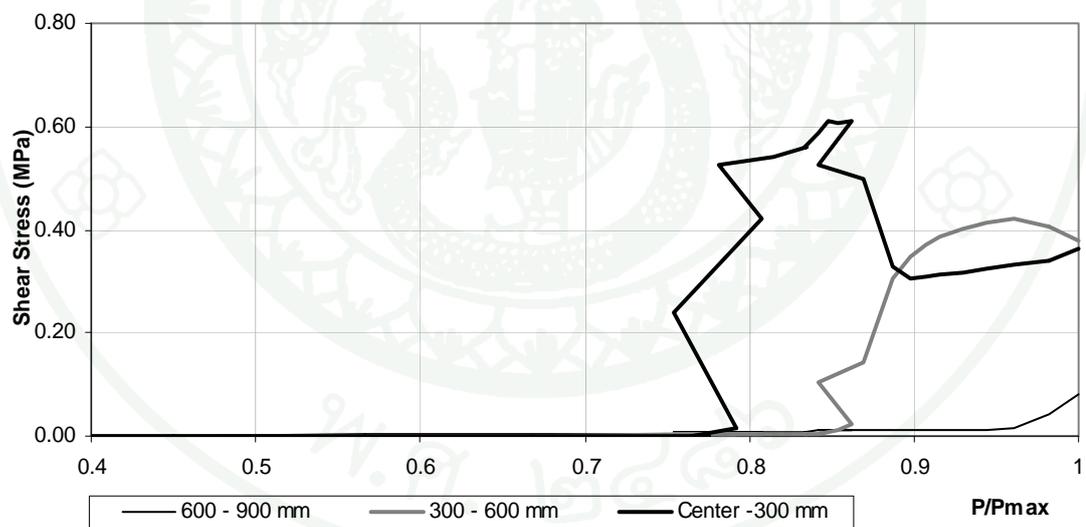
ภาพผนวกที่ ค51 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-1



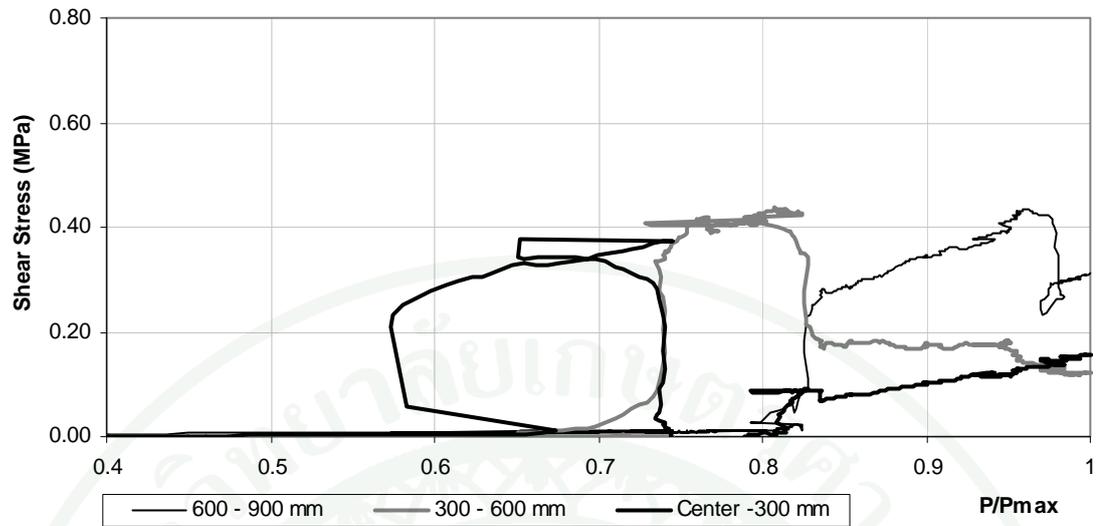
ภาพผนวกที่ ค52 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-2



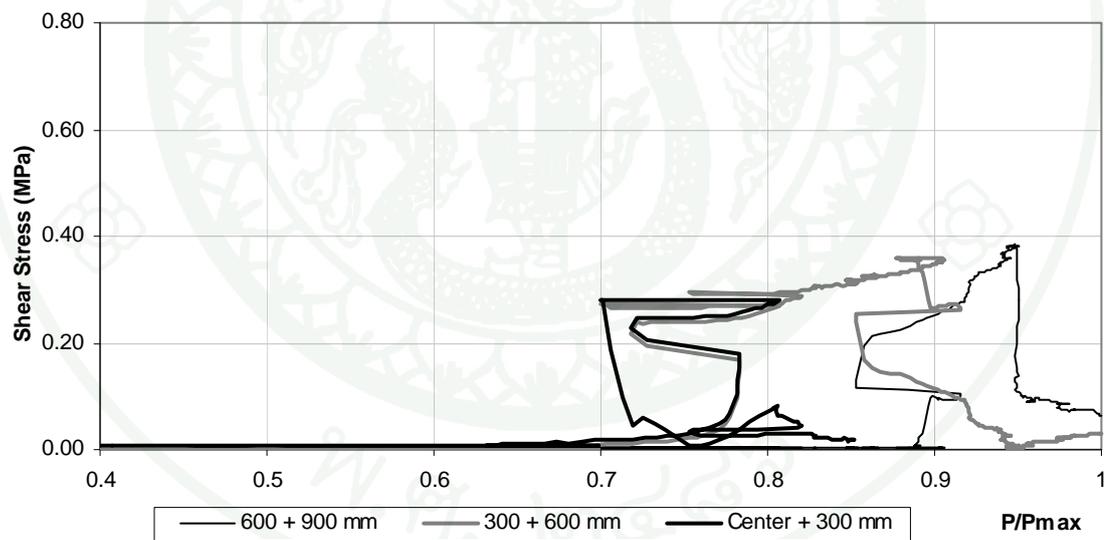
ภาพผนวกที่ ค53 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและความเครียดที่ตำแหน่งของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ DF8-3



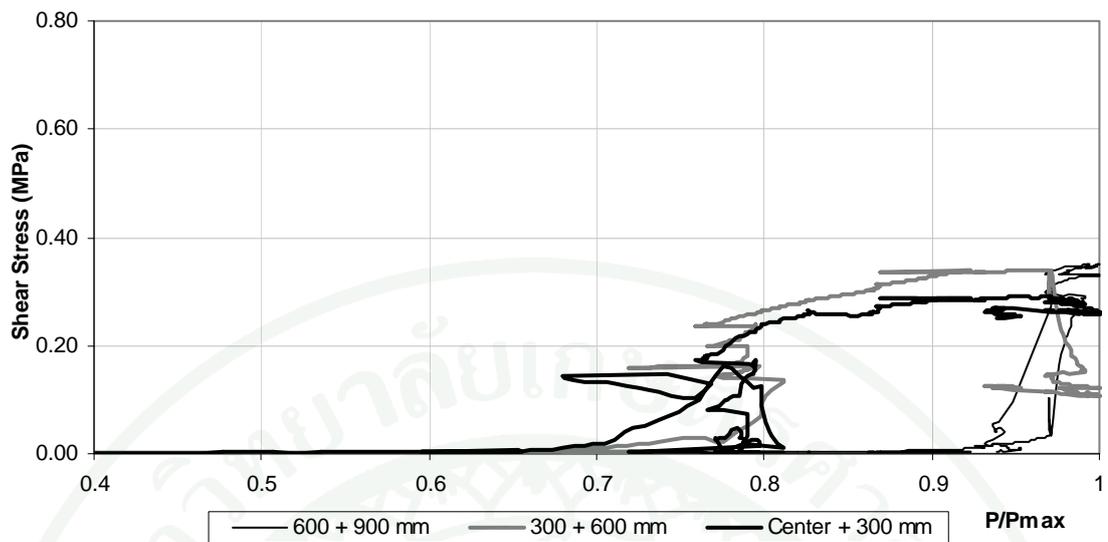
ภาพผนวกที่ ค54 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของตัวอย่างทดสอบ CM



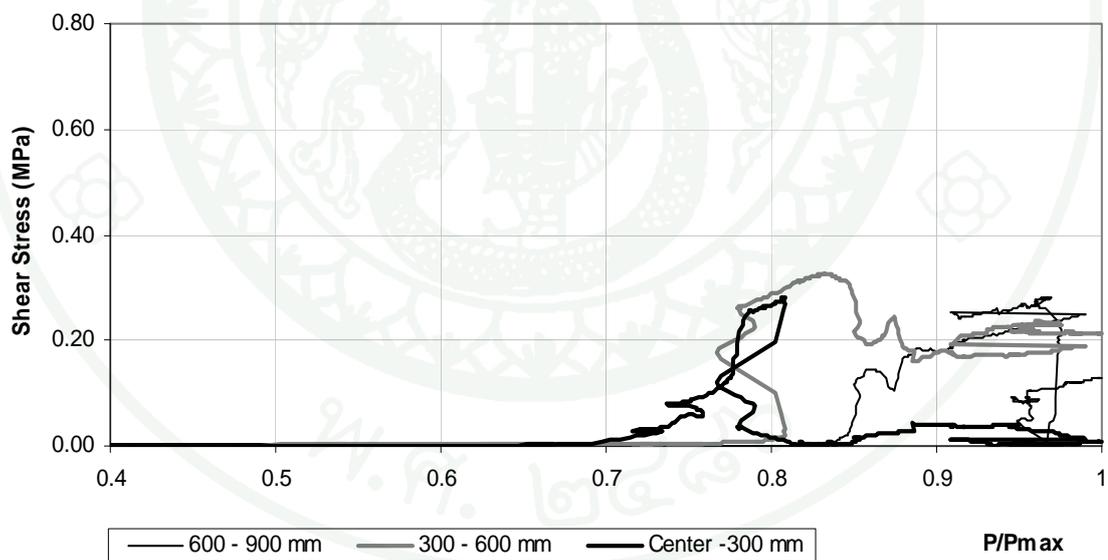
ภาพผนวกที่ ค55 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DM3



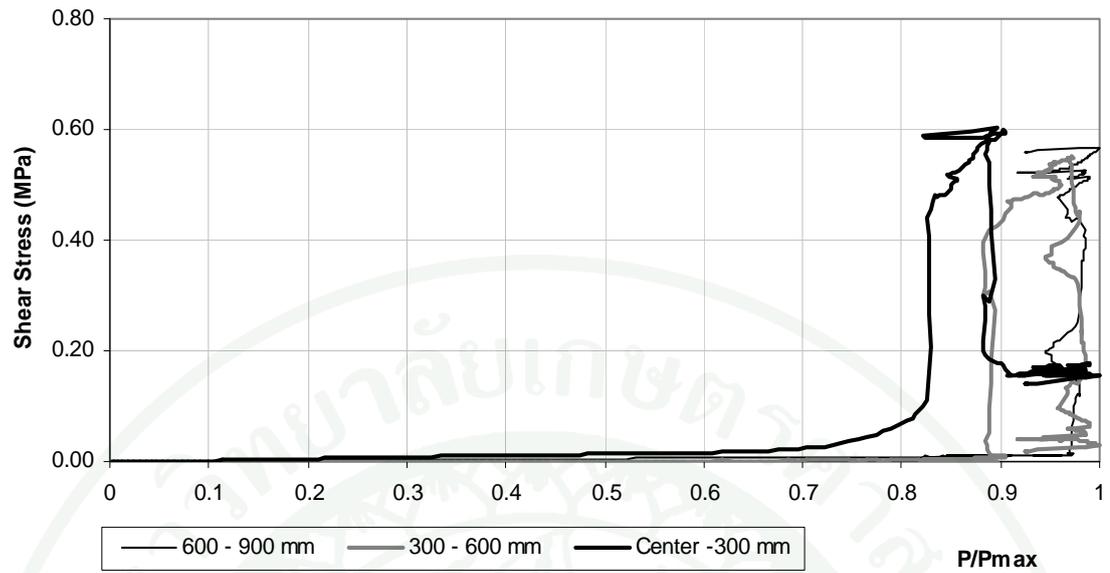
ภาพผนวกที่ ค56 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DM8



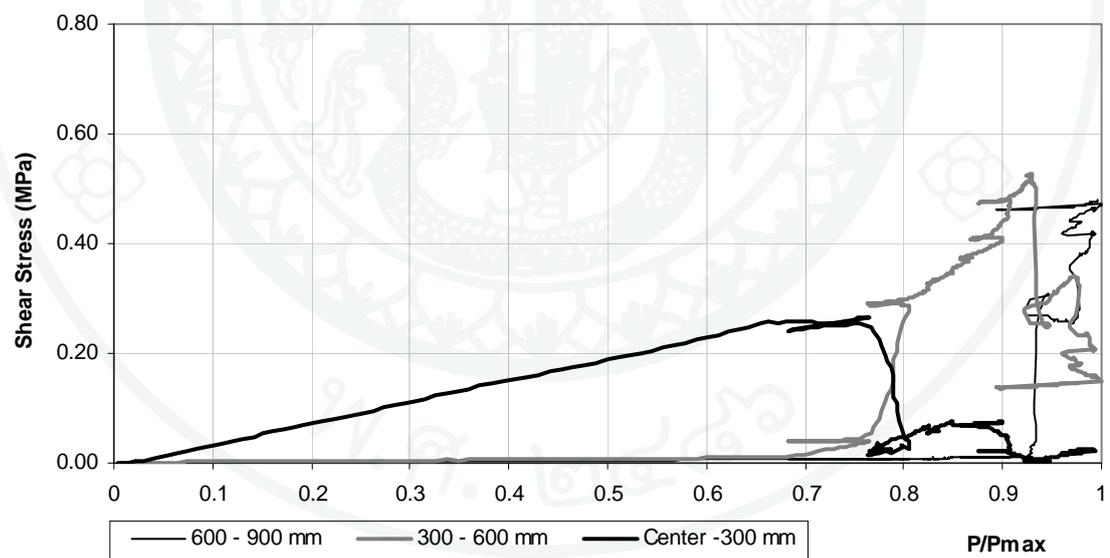
ภาพผนวกที่ ค57 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DM12-1



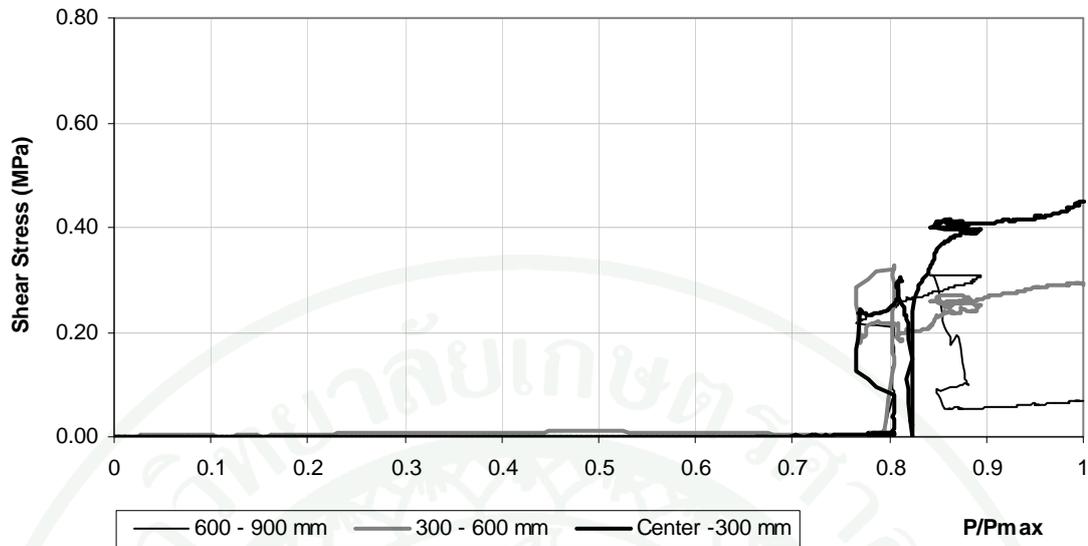
ภาพผนวกที่ ค58 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DM12-2



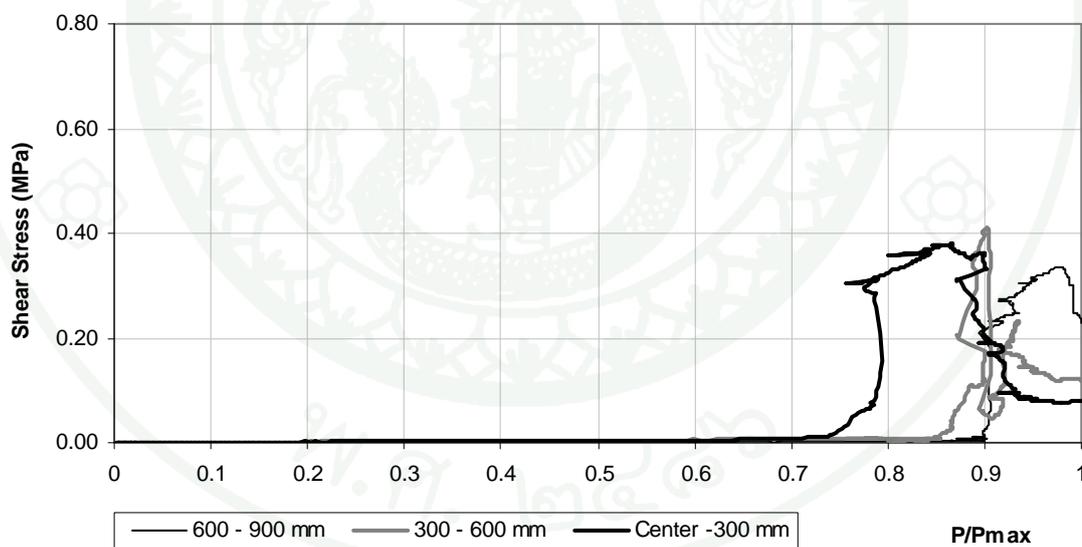
ภาพผนวกที่ ค59 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ CF-1



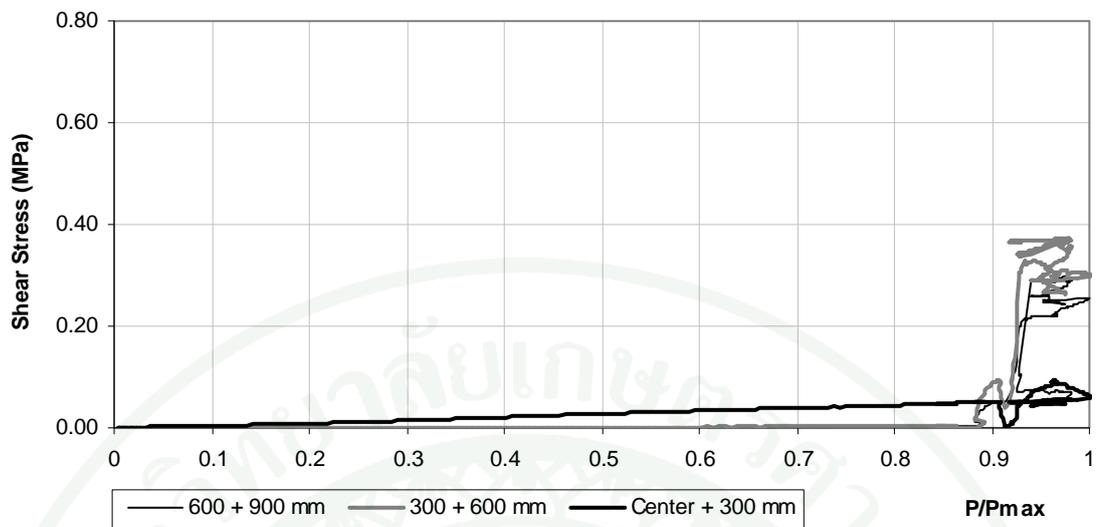
ภาพผนวกที่ ค60 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ CF-2



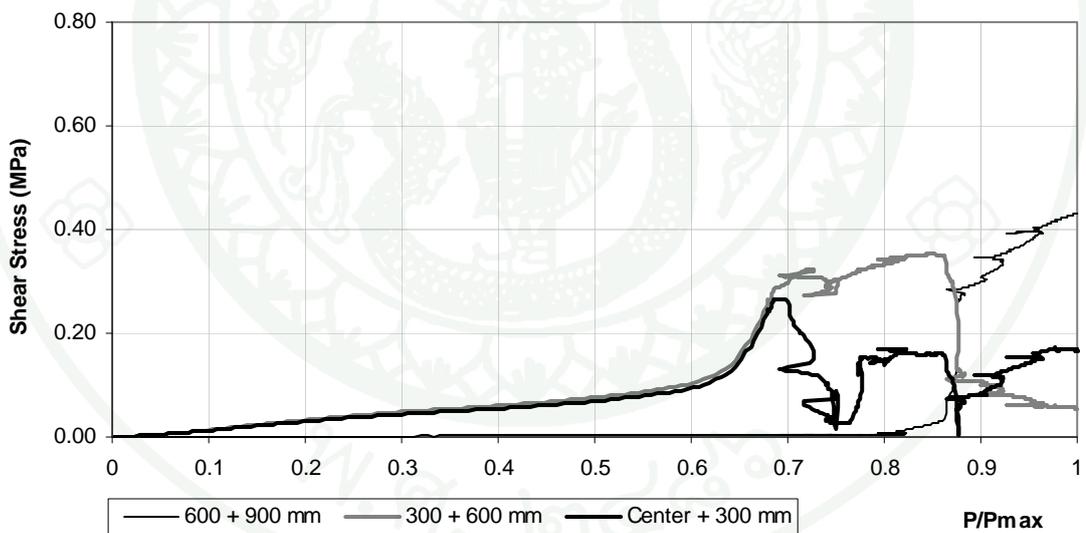
ภาพผนวกที่ ค61 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DF3-1



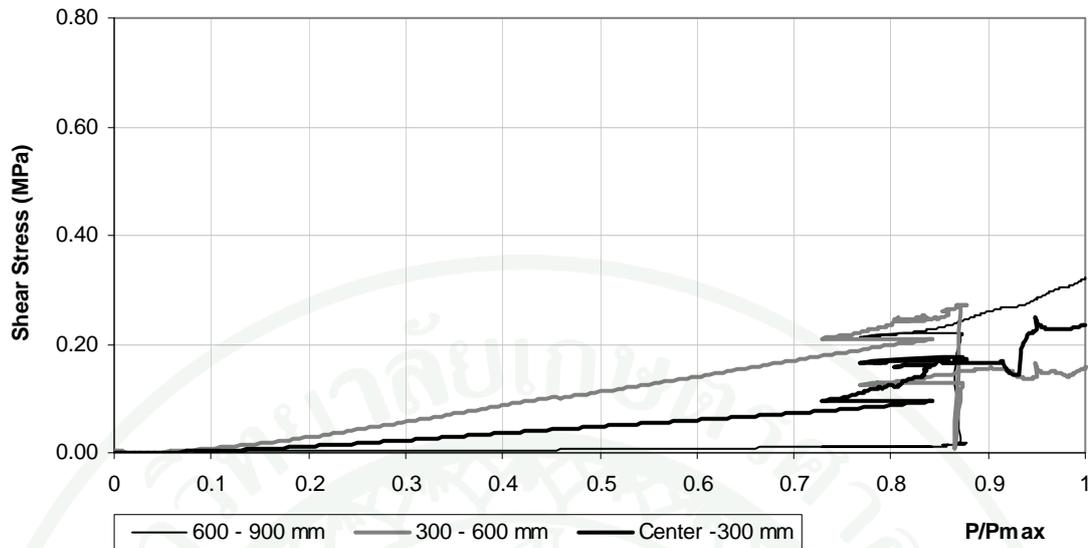
ภาพผนวกที่ ค62 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DF3-2



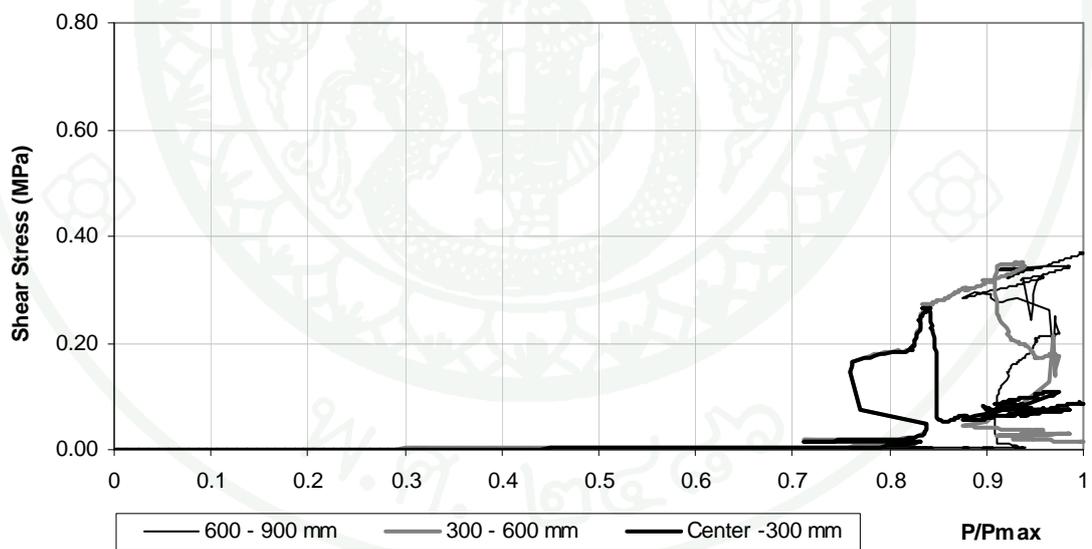
ภาพผนวกที่ ค63 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DF3-3



ภาพผนวกที่ ค64 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DF8-1



ภาพผนวกที่ ค65 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DF8-2



ภาพผนวกที่ ค66 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและหน่วยแรงเฉือนที่ตำแหน่งแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์
ของตัวอย่างทดสอบ DF8-3

ตารางผนวกที่ ค1 พลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำแบบสถิต

G_f (N/mm)	CM		DM3		DM8		DM12	
	0.902		0.876		0.634		0.559	
Slips mm	Shear Stress MPa	Force N						
0.000	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00
0.010	0.908	2,838.48	0.882	2,754.80	0.638	1,993.78	0.563	1,759.67
0.020	1.624	5,076.12	1.576	4,926.47	1.141	3,565.53	1.007	3,146.85
0.092	3.386	10,579.70	3.286	10,267.80	2.378	7,431.32	2.099	6,558.70
0.192	2.442	7,631.81	2.370	7,406.82	1.715	5,360.68	1.514	4,731.21
0.292	1.341	4,191.04	1.302	4,067.49	0.942	2,943.84	0.831	2,598.16
0.392	0.675	2,109.78	0.655	2,047.58	0.474	1,481.94	0.419	1,307.92
0.492	0.328	1,025.32	0.318	995.09	0.230	720.20	0.203	635.63
0.592	0.157	490.60	0.152	476.14	0.110	344.61	0.097	304.14
0.692	0.075	233.08	0.072	226.21	0.052	163.72	0.046	144.50
0.792	0.035	110.37	0.034	107.12	0.025	77.53	0.022	68.42
0.892	0.017	52.18	0.016	50.64	0.012	36.65	0.010	32.35
0.992	0.008	24.65	0.008	23.93	0.006	17.32	0.005	15.28
1.092	0.004	11.64	0.004	11.30	0.003	8.18	0.002	7.22
1.192	0.002	5.50	0.002	5.34	0.001	3.86	0.001	3.41
1.292	0.001	2.60	0.001	2.52	0.001	1.82	0.001	1.61
1.392	0.000	1.23	0.000	1.19	0.000	0.86	0.000	0.76
1.492	-	-	-	-	-	-	-	-

หมายเหตุ ขนาดของเอลิเมนต์มีความยาวเท่ากับ 25 มม.

ตารางผนวกที่ ค2 พลังงานการแตกหักของตัวอย่างทดสอบภายใต้แรงกระทำซ้ำ

Slips mm	CF		DF3		DF8	
	0.902		0.682		0.579	
	Shear Stress MPa	Force N	Shear Stress MPa	Force N	Shear Stress MPa	Force N
0.000	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00
0.010	0.908	2,838.02	0.686	2,144.74	0.583	1,822.66
0.020	1.624	5,075.30	1.227	3,835.50	1.043	3,259.52
0.092	3.385	10,577.99	2.558	7,993.98	2.174	6,793.52
0.192	2.442	7,630.57	1.845	5,766.56	1.568	4,900.59
0.292	1.341	4,190.36	1.013	3,166.73	0.861	2,691.18
0.392	0.675	2,109.44	0.510	1,594.14	0.434	1,354.75
0.492	0.328	1,025.15	0.248	774.72	0.211	658.38
0.592	0.157	490.52	0.119	370.70	0.101	315.03
0.692	0.075	233.05	0.056	176.12	0.048	149.67
0.792	0.035	110.35	0.027	83.40	0.023	70.87
0.892	0.017	52.17	0.013	39.43	0.011	33.51
0.992	0.008	24.65	0.006	18.63	0.005	15.83
1.092	0.004	11.64	0.003	8.80	0.002	7.48
1.192	0.002	5.50	0.001	4.15	0.001	3.53
1.292	0.001	2.60	0.001	1.96	0.001	1.67
1.392	0.000	1.23	0.000	0.93	0.000	0.79
1.492	-	-	-	-	-	-

หมายเหตุ ขนาดของเอลิเมนต์มีความยาวเท่ากับ 25 มม.

ตารางผนวกที่ ค3 ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากผล
การคำนวณตามมาตรฐาน ACI 440.2R (2002)

Reference	No	Specimen	Experimental Predicted Result		M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	1	CM-2	12.15	18.43	0.66
	2	DM3	12.05	18.43	0.65
	3	DM8	10.95	18.43	0.59
	4	DM12-1	11.94	18.43	0.65
	5	DM12-2	12.11	18.43	0.66
	6	CF-1	9.99	18.43	0.54
	7	CF-2	11.44	18.43	0.62
	8	DF3-1	12.09	18.43	0.66
	9	DF3-2	11.69	18.43	0.63
	10	DF3-3	10.42	18.43	0.57
	11	DF8-1	11.10	18.43	0.60
	12	DF8-2	11.86	18.43	0.64
	13	DF8-3	11.58	18.43	0.63
Beber et.al. (1999)	14	VR5	40.01	43.32	0.92
	15	VR6	39.38	43.32	0.91
	16	VR7	48.62	48.83	1.00
	17	VR8	48.55	48.83	0.99
	18	VR9	50.74	49.40	1.03
	19	VR10	53.64	49.40	1.09
Bonacci and Maalej (2000)	20	B2	192.40	183.89	1.05
Chen et.al (2001)	21	B2	228.00	216.18	1.05
	22	B3	281.60	273.83	1.03
	23	B6	206.40	216.18	0.95
	24	B8	352.00	329.67	1.07
Delaney (2006)	25	R_UC_Control 1	36.41	40.32	0.90
	26	R_UC_Control 2	40.59	40.32	1.01
	27	R_UC_Control 3	37.15	40.32	0.92
	28	R_UC_Control 4	39.77	40.32	0.99

ตารางผนวกที่ ค3 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental Predicted Result		M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Gap et.al. (2004)	29	A0	20.18	21.33	0.95
	30	A10	19.68	21.33	0.92
	31	A20	21.98	21.33	1.03
Kishi et.al. (1998)	32	C300-1	41.58	43.91	0.95
	33	C300-2	39.38	43.91	0.90
	34	C445-1	44.10	49.29	0.89
	35	C445-2	43.47	49.29	0.88
Leung (2004)	36	B11	1221.12	1170.80	1.04
	37	B12	1239.60	1170.80	1.06
	38	B21	164.64	163.71	1.01
	39	B22	163.50	163.71	1.00
	40	B31	19.26	22.61	0.85
	41	B32	19.29	22.61	0.85
	42	B41	20.88	24.04	0.87
	43	B42	22.71	24.04	0.94
	44	NB1-16	1316.40	1108.04	1.19
	45	NB2-2	129.72	135.15	0.96
	46	NB2-4	143.46	151.88	0.94
	47	NB2-6	153.12	159.86	0.96
	48	NB2-8	165.54	161.30	1.03
	49	NB3-2	20.58	22.78	0.90
50	NB3-4	22.32	26.15	0.85	
Maalej and Leong (2005)	51	A3	19.38	19.83	0.98
	52	A4	18.88	19.83	0.95
	53	A5	21.85	24.49	0.89
	54	A6	21.45	24.49	0.88
	55	B3	131.75	156.84	0.84
	56	B4	130.15	156.84	0.83
	57	B5	147.35	175.45	0.84
	58	B6	142.15	175.45	0.81

ตารางผนวกที่ ค3 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental Predicted Result		M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Maeda et al. (2001)	59	C3	522.32	624.73	0.84
	60	C4	535.44	624.73	0.86
	61	SP-C	29.36	32.93	0.89
	62	SP-C2	40.88	46.06	0.89
Rahimi and Hutchinson (2001)	63	B3	20.70	19.22	1.08
	64	B4	19.69	19.22	1.02
	65	B5	26.14	33.58	0.78
	66	B6	26.10	33.58	0.78
	67	B7	22.16	17.15	1.29
	68	B8	23.10	17.15	1.35
Saadatmanesh and Ehsani (1991)	69	B	247.81	242.64	1.02
Spadea et al.(2001)	70	A1.1	78.12	70.68	1.11
	71	A3.1	67.32	71.63	0.94
Takahashi and Sato (2003)	72	F1	79.45	72.41	1.10
	73	F2	85.40	93.58	0.91
	74	F3	94.50	105.01	0.90
	75	F5	97.30	95.74	1.02
	76	F6	108.85	108.36	1.00
Takeo et al. (1999)	77	No.2	33.85	35.39	0.96
	78	No.3	30.68	35.39	0.87
	79	No.4	30.45	35.39	0.86
	80	No.5	36.30	35.53	1.02
	81	No.6	39.30	49.39	0.80
	82	No.7	42.80	57.58	0.74
	83	HS	40.95	41.63	0.98
84	HE	47.07	45.31	1.04	
Wu et al. (1999)	83	HS	40.95	41.63	0.98
	84	HE	47.07	45.31	1.04
Wu et al. (2000)	85	RC-1	29.25	27.61	1.06
	86	RC-2	31.01	27.61	1.12
	87	RCS-1	33.08	34.38	0.96

ตารางผนวกที่ ค3 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Zarnic et al. (1999)	88	1	56.06	56.52	0.99
Zarnic et al. (2005)	89	B-2	42.47	44.97	0.94
				Max	1.35
				Min	0.54
				Mean	0.91
				SD	0.16
				COV	17.14

ตารางผนวกที่ ค4 ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากผลการคำนวณตามมาตรฐาน FIB Bulletin 14 (2001)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	1	CM-2	12.15	12.76	0.95
	2	DM3	12.05	12.76	0.94
	3	DM8	10.95	12.76	0.86
	4	DM12-1	11.94	12.76	0.94
	5	DM12-2	12.11	12.76	0.95
	6	CF-1	9.99	12.76	0.78
	7	CF-2	11.44	12.76	0.90
	8	DF3-1	12.09	12.76	0.95
	9	DF3-2	11.69	12.76	0.92
	10	DF3-3	10.42	12.76	0.82
	11	DF8-1	11.10	12.76	0.87
	12	DF8-2	11.86	12.76	0.93
	13	DF8-3	11.58	12.76	0.91

ตารางผนวกที่ ค4 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Beber et.al. (1999)	14	VR5	40.01	35.41	1.13
	15	VR6	39.38	35.41	1.11
	16	VR7	48.62	47.52	1.02
	17	VR8	48.55	47.52	1.02
	18	VR9	50.74	58.14	0.87
	19	VR10	53.64	58.14	0.92
Bonacci and Maalej (2000)	20	B2	192.40	175.68	1.10
Chen et.al (2001)	21	B2	228.00	226.04	1.01
	22	B3	281.60	283.32	0.99
	23	B6	206.40	226.04	0.91
	24	B8	352.00	338.90	1.04
Delaney (2006)	25	R_UC_Control 1	36.41	31.24	1.17
	26	R_UC_Control 2	40.59	31.24	1.30
	27	R_UC_Control 3	37.15	31.24	1.19
	28	R_UC_Control 4	39.77	31.24	1.27
Gap et.al. (2004)	29	A0	20.18	17.28	1.17
	30	A10	19.68	17.28	1.14
	31	A20	21.98	17.28	1.27
Kishi et.al. (1998)	32	C300-1	41.58	37.00	1.12
	33	C300-2	39.38	37.00	1.06
	34	C445-1	44.10	40.49	1.09
	35	C445-2	43.47	40.49	1.07
Leung (2004)	36	B11	1221.12	1187.60	1.03
	37	B12	1239.60	1187.60	1.04
	38	B21	164.64	144.77	1.14
	39	B22	163.50	144.77	1.13
	40	B31	19.26	18.94	1.02
	41	B32	19.29	18.94	1.02
	42	B41	20.88	20.22	1.03
	43	B42	22.71	20.22	1.12

ตารางผนวกที่ ค4 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %	
			Moment kN-m	Moment kN-m		
Maalej and Leong (2005)	44	NB1-16	1316.40	1376.86	0.96	
	45	NB2-2	129.72	121.58	1.07	
	46	NB2-4	143.46	137.57	1.04	
	47	NB2-6	153.12	152.75	1.00	
	48	NB2-8	165.54	166.99	0.99	
	49	NB3-2	20.58	19.57	1.05	
	50	NB3-4	22.32	23.19	0.96	
	51	A3	19.38	17.27	1.12	
	52	A4	18.88	17.27	1.09	
	53	A5	21.85	20.50	1.07	
	54	A6	21.45	20.50	1.05	
	55	B3	131.75	138.08	0.95	
	56	B4	130.15	138.08	0.94	
	57	B5	147.35	164.23	0.90	
	58	B6	142.15	164.23	0.87	
	59	C3	522.32	573.20	0.91	
	60	C4	535.44	573.20	0.93	
	Maeda et al. (2001)	61	SP-C	29.36	24.32	1.21
		62	SP-C2	40.88	33.77	1.21
Rahimi and Hutchinson (2001)	63	B3	20.70	16.54	1.25	
	64	B4	19.69	16.54	1.19	
	65	B5	26.14	29.83	0.88	
	66	B6	26.10	29.83	0.87	
	67	B7	22.16	18.45	1.20	
	68	B8	23.10	18.45	1.25	
Saadatmanesh and Ehsani (1991)	69	B	247.81	254.10	0.98	
Spadea et al.(2001)	70	A1.1	78.12	69.27	1.13	
	71	A3.1	67.32	70.25	0.96	
Takahashi and Sato (2003)	72	F1	79.45	62.19	1.28	
	73	F2	85.40	75.73	1.13	

ตารางผนวกที่ ค4 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	74	F3	94.50	88.44	1.07
	75	F5	97.30	76.52	1.27
	76	F6	108.85	89.69	1.21
Takeo et al. (1999)	77	No.2	33.85	28.77	1.18
	78	No.3	30.68	28.77	1.07
	79	No.4	30.45	28.77	1.06
	80	No.5	36.30	28.86	1.26
	81	No.6	39.30	37.43	1.05
	82	No.7	42.80	45.83	0.93
Wu et al. (1999)	83	HS	40.95	42.03	0.97
	84	HE	47.07	33.73	1.40
Wu et al. (2000)	85	RC-1	29.25	25.11	1.16
	86	RC-2	31.01	25.11	1.23
	87	RCS-1	33.08	29.36	1.13
Zarnic et al. (1999)	88	1	56.06	55.16	1.02
Zarnic et al. (2005)	89	B-2	42.47	39.41	1.08
				Max	1.40
				Min	0.78
				Mean	1.05
				SD	0.13
				COV	12.14

ตารางผนวกที่ ค5 ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากผลการคำนวณตามมาตรฐาน JSCE (2001)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted	Result
			Moment	Moment	
			kN-m	kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
	1	CM-2	12.15	11.13	1.09
	2	DM3	12.05	11.13	1.08
	3	DM8	10.95	11.13	0.98
	4	DM12-1	11.94	11.13	1.07
	5	DM12-2	12.11	11.13	1.09
	6	CF-1	9.99	11.13	0.90
	7	CF-2	11.44	11.13	1.03
	8	DF3-1	12.09	11.13	1.09
	9	DF3-2	11.69	11.13	1.05
	10	DF3-3	10.42	11.13	0.94
	11	DF8-1	11.10	11.13	1.00
	12	DF8-2	11.86	11.13	1.07
	13	DF8-3	11.58	11.13	1.04
Beber et.al. (1999)	14	VR5	40.01	25.42	1.57
	15	VR6	39.38	25.42	1.55
	16	VR7	48.62	24.65	1.97
	17	VR8	48.55	24.65	1.97
	18	VR9	50.74	25.17	2.02
	19	VR10	53.64	25.17	2.13
Bonacci and Maalej (2000)	20	B2	192.40	157.94	1.22
Chen et.al (2001)	21	B2	228.00	149.99	1.52
	22	B3	281.60	193.84	1.45
	23	B6	206.40	149.99	1.38
	24	B8	352.00	234.77	1.50
Delaney (2006)	25	R_UC_Control 1	36.41	25.76	1.41
	26	R_UC_Control 2	40.59	25.76	1.58
	27	R_UC_Control 3	37.15	25.76	1.44
	28	R_UC_Control 4	39.77	25.76	1.54

ตารางผนวกที่ ๕ (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Gap et.al. (2004)	29	A0	20.18	15.64	1.29
	30	A10	19.68	15.64	1.26
	31	A20	21.98	15.64	1.41
Kishi et.al. (1998)	32	C300-1	41.58	35.26	1.18
	33	C300-2	39.38	35.26	1.12
	34	C445-1	44.10	36.30	1.21
	35	C445-2	43.47	36.30	1.20
Leung (2004)	36	B11	1221.12	855.59	1.43
	37	B12	1239.60	855.59	1.45
	38	B21	164.64	123.64	1.33
	39	B22	163.50	123.64	1.32
	40	B31	19.26	17.32	1.11
	41	B32	19.29	17.32	1.11
	42	B41	20.88	18.57	1.12
	43	B42	22.71	18.57	1.22
	44	NB1-16	1316.40	701.24	1.88
	45	NB2-2	129.72	115.01	1.13
	46	NB2-4	143.46	118.32	1.21
	47	NB2-6	153.12	113.37	1.35
	48	NB2-8	165.54	105.40	1.57
	49	NB3-2	20.58	18.06	1.14
	50	NB3-4	22.32	18.08	1.23
Maalej and Leong (2005)	51	A3	19.38	16.43	1.18
	52	A4	18.88	16.43	1.15
	53	A5	21.85	15.95	1.37
	54	A6	21.45	15.95	1.35
	55	B3	131.75	117.18	1.12
	56	B4	130.15	117.18	1.11
	57	B5	147.35	96.14	1.53
	58	B6	142.15	96.14	1.48

ตารางผนวกที่ ค5 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Maeda et al. (2001)	59	C3	522.32	411.74	1.27
	60	C4	535.44	411.74	1.30
	61	SP-C	29.36	22.16	1.32
	62	SP-C2	40.88	25.15	1.63
Rahimi and Hutchinson (2001)	63	B3	20.70	14.35	1.44
	64	B4	19.69	14.35	1.37
	65	B5	26.14	16.19	1.61
	66	B6	26.10	16.19	1.61
	67	B7	22.16	9.53	2.33
	68	B8	23.10	9.53	2.42
Saadatmanesh and Ehsani (1991)	69	B	247.81	168.01	1.47
Spadea et al.(2001)	70	A1.1	78.12	51.92	1.50
	71	A3.1	67.32	52.85	1.27
Takahashi and Sato (2003)	72	F1	79.45	59.01	1.35
	73	F2	85.40	62.95	1.36
	74	F3	94.50	65.65	1.44
	75	F5	97.30	63.48	1.53
	76	F6	108.85	66.29	1.64
	77	No.2	33.85	26.86	1.26
Takeo et al. (1999)	78	No.3	30.68	26.86	1.14
	79	No.4	30.45	26.86	1.13
	80	No.5	36.30	26.95	1.35
	81	No.6	39.30	29.61	1.33
	82	No.7	42.80	31.62	1.35
Wu et al. (1999)	83	HS	40.95	28.93	1.42
	84	HE	47.07	27.91	1.69
Wu et al. (2000)	85	RC-1	29.25	24.95	1.17
	86	RC-2	31.01	24.95	1.24
	87	RCS-1	33.08	26.58	1.24
Zarnic et al. (1999)	88	1	56.06	43.82	1.28

ตารางผนวกที่ ค5 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
Zarnic et al. (2005)	89	B-2	42.47	37.65	1.13
				Max	2.42
				Min	0.90
				Mean	1.36
				SD	0.29
				COV	21.22

ตารางผนวกที่ ค6 ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากผลการคำนวณตามมาตรฐาน SIA166 (2003) และ TR55 (2004)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
	1	CM-2	12.15	14.49	0.84
	2	DM3	12.05	14.49	0.83
	3	DM8	10.95	14.49	0.76
	4	DM12-1	11.94	14.49	0.82
	5	DM12-2	12.11	14.49	0.84
	6	CF-1	9.99	14.49	0.69
	7	CF-2	11.44	14.49	0.79
	8	DF3-1	12.09	14.49	0.83
	9	DF3-2	11.69	14.49	0.81
	10	DF3-3	10.42	14.49	0.72
	11	DF8-1	11.10	14.49	0.77
	12	DF8-2	11.86	14.49	0.82
	13	DF8-3	11.58	14.49	0.80
Beber et.al. (1999)	14	VR5	40.01	39.25	1.02
	15	VR6	39.38	39.25	1.00
	16	VR7	48.62	53.15	0.91

ตารางผนวกที่ ค6 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	17	VR8	48.55	53.15	0.91
	18	VR9	50.74	63.54	0.80
	19	VR10	53.64	63.54	0.84
Bonacci and Maalej (2000)	20	B2	192.40	183.05	1.05
Chen et.al (2001)	21	B2	228.00	247.61	0.92
	22	B3	281.60	304.59	0.92
	23	B6	206.40	247.61	0.83
	24	B8	352.00	359.67	0.98
Delaney (2006)	25	R_UC_Control 1	36.41	34.13	1.07
	26	R_UC_Control 2	40.59	34.13	1.19
	27	R_UC_Control 3	37.15	34.13	1.09
	28	R_UC_Control 4	39.77	34.13	1.17
Gap et.al. (2004)	29	A0	20.18	18.40	1.10
	30	A10	19.68	18.40	1.07
	31	A20	21.98	18.40	1.19
Kishi et.al. (1998)	32	C300-1	41.58	38.77	1.07
	33	C300-2	39.38	38.77	1.02
	34	C445-1	44.10	43.06	1.02
	35	C445-2	43.47	43.06	1.01
Leung (2004)	36	B11	1221.12	1255.83	0.97
	37	B12	1239.60	1255.83	0.99
	38	B21	164.64	153.29	1.07
	39	B22	163.50	153.29	1.07
	40	B31	19.26	20.01	0.96
	41	B32	19.29	20.01	0.96
	42	B41	20.88	21.32	0.98
	43	B42	22.71	21.32	1.07
	44	NB1-16	1316.40	1470.35	0.90
	45	NB2-2	129.72	125.79	1.03
	46	NB2-4	143.46	144.96	0.99

ตารางผนวกที่ ๓๖ (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Maalej and Leong (2005)	47	NB2-6	153.12	162.66	0.94
	48	NB2-8	165.54	178.62	0.93
	49	NB3-2	20.58	20.55	1.00
	50	NB3-4	22.32	24.83	0.90
	51	A3	19.38	18.11	1.07
	52	A4	18.88	18.11	1.04
	53	A5	21.85	22.01	0.99
	54	A6	21.45	22.01	0.97
	55	B3	131.75	144.76	0.91
	56	B4	130.15	144.76	0.90
	57	B5	147.35	176.35	0.84
	58	B6	142.15	176.35	0.81
	59	C3	522.32	600.30	0.87
	60	C4	535.44	600.30	0.89
	Maeda et al. (2001)	61	SP-C	29.36	26.49
	62	SP-C2	40.88	38.03	1.07
Rahimi and Hutchinson (2001)	63	B3	20.70	18.09	1.14
	64	B4	19.69	18.09	1.09
	65	B5	26.14	33.95	0.77
	66	B6	26.10	33.95	0.77
	67	B7	22.16	20.41	1.09
	68	B8	23.10	20.41	1.13
Saadatmanesh and Ehsani (1991)	69	B	247.81	272.64	0.91
Spadea et al.(2001)	70	A1.1	78.12	75.02	1.04
	71	A3.1	67.32	76.05	0.89
Takahashi and Sato (2003)	72	F1	79.45	65.46	1.21
	73	F2	85.40	60.49	1.41
	74	F3	94.50	97.37	0.97
	75	F5	97.30	83.00	1.17
	76	F6	108.85	99.11	1.10

ตารางผนวกที่ ๓๖ (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
Takeo et al. (1999)	77	No.2	33.85	30.78	1.10
	78	No.3	30.68	30.78	1.00
	79	No.4	30.45	30.78	0.99
	80	No.5	36.30	30.88	1.18
	81	No.6	39.30	41.39	0.95
	82	No.7	42.80	51.64	0.83
	Wu et al. (1999)	83	HS	40.95	46.43
84		HE	47.07	36.56	1.29
Wu et al. (2000)	85	RC-1	29.25	26.07	1.12
	86	RC-2	31.01	26.07	1.19
	87	RCS-1	33.08	31.28	1.06
Zarnic et al. (1999)	88	1	56.06	58.94	0.95
Zarnic et al. (2005)	89	B-2	42.47	41.22	1.03
				Max	1.41
				Min	0.69
				Mean	0.98
				SD	0.14
				COV	14.00

ตารางผนวกที่ ๗ ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากผล
ผลการคำนวณจากงานวิจัยของ Teng *et al.* (2003)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	1	CM-2	12.15	11.07	1.10
	2	DM3	12.05	11.07	1.09
	3	DM8	10.95	11.07	0.99
	4	DM12-1	11.94	11.07	1.08
	5	DM12-2	12.11	11.07	1.09
	6	CF-1	9.99	11.07	0.90
	7	CF-2	11.44	11.07	1.03
	8	DF3-1	12.09	11.07	1.09
	9	DF3-2	11.69	11.07	1.06
	10	DF3-3	10.42	11.07	0.94
	11	DF8-1	11.10	11.07	1.00
	12	DF8-2	11.86	11.07	1.07
	13	DF8-3	11.58	11.07	1.05
Beber et.al. (1999)	14	VR5	40.01	21.16	1.89
	15	VR6	39.38	21.16	1.86
	16	VR7	48.62	20.58	2.36
	17	VR8	48.55	20.58	2.36
	18	VR9	50.74	21.06	2.41
	19	VR10	53.64	21.06	2.55
Bonacci and Maalej (2000)	20	B2	192.40	152.06	1.27
Chen et.al (2001)	21	B2	228.00	165.50	1.38
	22	B3	281.60	217.80	1.29
	23	B6	206.40	165.50	1.25
	24	B8	352.00	264.40	1.33
Delaney (2006)	25	R_UC_Control 1	36.41	25.00	1.46
	26	R_UC_Control 2	40.59	25.00	1.62
	27	R_UC_Control 3	37.15	25.00	1.49
	28	R_UC_Control 4	39.77	25.00	1.59

ตารางผนวกที่ ค7 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Gap et.al. (2004)	29	A0	20.18	16.25	1.24
	30	A10	19.68	16.25	1.21
	31	A20	21.98	16.25	1.35
Kishi et.al. (1998)	32	C300-1	41.58	34.15	1.22
	33	C300-2	39.38	34.15	1.15
	34	C445-1	44.10	34.95	1.26
	35	C445-2	43.47	34.95	1.24
Leung (2004)	36	B11	1221.12	754.78	1.62
	37	B12	1239.60	754.78	1.64
	38	B21	164.64	115.19	1.43
	39	B22	163.50	115.19	1.42
	40	B31	19.26	16.82	1.15
	41	B32	19.29	16.82	1.15
	42	B41	20.88	18.06	1.16
	43	B42	22.71	18.06	1.26
	44	NB1-16	1316.40	580.90	2.27
	45	NB2-2	129.72	111.68	1.16
	46	NB2-4	143.46	103.56	1.39
	47	NB2-6	153.12	91.60	1.67
	48	NB2-8	165.54	85.16	1.94
	49	NB3-2	20.58	17.32	1.19
	50	NB3-4	22.32	14.55	1.53
Maalej and Leung (2005)	51	A3	19.38	16.14	1.20
	52	A4	18.88	16.14	1.17
	53	A5	21.85	14.62	1.49
	54	A6	21.45	14.62	1.47
	55	B3	131.75	107.54	1.23
	56	B4	130.15	107.54	1.21
	57	B5	147.35	88.16	1.67
	58	B6	142.15	88.16	1.61

ตารางผนวกที่ ๓7 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	59	C3	522.32	364.04	1.43
	60	C4	535.44	364.04	1.47
Maeda et al. (2001)	61	SP-C	29.36	20.84	1.41
	62	SP-C2	40.88	23.27	1.76
Rahimi and Hutchinson (2001)	63	B3	20.70	14.45	1.43
	64	B4	19.69	14.45	1.36
	65	B5	26.14	16.47	1.59
	66	B6	26.10	16.47	1.58
	67	B7	22.16	9.69	2.29
	68	B8	23.10	9.69	2.38
Saadatmanesh and Ehsani (1991)	69	B	247.81	166.91	1.48
Spadea et al.(2001)	70	A1.1	78.12	52.43	1.49
	71	A3.1	67.32	53.47	1.26
Takahashi and Sato (2003)	72	F1	79.45	56.94	1.40
	73	F2	85.40	69.84	1.22
	74	F3	94.50	62.57	1.51
	75	F5	97.30	61.84	1.57
	76	F6	108.85	64.24	1.69
Takeo et al. (1999)	77	No.2	33.85	26.00	1.30
	78	No.3	30.68	26.00	1.18
	79	No.4	30.45	26.00	1.17
	80	No.5	36.30	26.45	1.37
	81	No.6	39.30	28.89	1.36
	82	No.7	42.80	30.76	1.39
Wu et al. (1999)	83	HS	40.95	24.08	1.70
	84	HE	47.07	26.47	1.78
Wu et al. (2000)	85	RC-1	29.25	24.25	1.21
	86	RC-2	31.01	24.25	1.28
	87	RCS-1	33.08	25.72	1.29
Zarnic et al. (1999)	88	1	56.06	45.71	1.23

ตารางผนวกที่ ค7 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
Zarnic et al. (2005)	89	B-2	42.47	36.88	1.15
				Max	2.55
				Min	0.90
				Mean	1.43
				SD	0.36
				COV	24.97

ตารางผนวกที่ ค8 ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากผล
ผลการคำนวณจากงานวิจัยของ Teng *et al.* (2004)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
	1	CM-2	12.15	14.52	0.84
	2	DM3	12.05	14.52	0.83
	3	DM8	10.95	14.52	0.75
	4	DM12-1	11.94	14.52	0.82
	5	DM12-2	12.11	14.52	0.83
	6	CF-1	9.99	14.52	0.69
	7	CF-2	11.44	14.52	0.79
	8	DF3-1	12.09	14.52	0.83
	9	DF3-2	11.69	14.52	0.81
	10	DF3-3	10.42	14.52	0.72
	11	DF8-1	11.10	14.52	0.76
	12	DF8-2	11.86	14.52	0.82
	13	DF8-3	11.58	14.52	0.80
Beber et.al. (1999)	14	VR5	40.01	30.24	1.32
	15	VR6	39.38	30.24	1.30
	16	VR7	48.62	34.09	1.43

ตารางผนวกที่ ค8 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	17	VR8	48.55	34.09	1.42
	18	VR9	50.74	34.09	1.49
	19	VR10	53.64	34.09	1.57
Bonacci and Maalej (2000)	20	B2	192.40	168.15	1.14
Chen et.al (2001)	21	B2	228.00	186.09	1.23
	22	B3	281.60	243.15	1.16
	23	B6	206.40	186.09	1.11
	24	B8	352.00	298.71	1.18
Delaney (2006)	25	R_UC_Control 1	36.41	27.46	1.33
	26	R_UC_Control 2	40.59	27.46	1.48
	27	R_UC_Control 3	37.15	27.46	1.35
	28	R_UC_Control 4	39.77	27.46	1.45
Gap et.al. (2004)	29	A0	20.18	18.83	1.07
	30	A10	19.68	18.83	1.04
	31	A20	21.98	18.83	1.17
Kishi et.al. (1998)	32	C300-1	41.58	38.46	1.08
	33	C300-2	39.38	38.46	1.02
	34	C445-1	44.10	40.22	1.10
	35	C445-2	43.47	40.22	1.08
Leung (2004)	36	B11	1221.12	1018.37	1.20
	37	B12	1239.60	1018.37	1.22
	38	B21	164.64	131.99	1.25
	39	B22	163.50	131.99	1.24
	40	B31	19.26	18.71	1.03
	41	B32	19.29	18.71	1.03
	42	B41	20.88	19.99	1.04
	43	B42	22.71	19.99	1.14
	44	NB1-16	1316.40	944.05	1.39
	45	NB2-2	129.72	121.10	1.07
	46	NB2-4	143.46	126.65	1.13

ตารางผนวกที่ ค8 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	47	NB2-6	153.12	130.95	1.17
	48	NB2-8	165.54	134.60	1.23
	49	NB3-2	20.58	19.46	1.06
	50	NB3-4	22.32	20.74	1.08
Maalej and Leong (2005)	51	A3	19.38	17.75	1.09
	52	A4	18.88	17.75	1.06
	53	A5	21.85	19.09	1.14
	54	A6	21.45	19.09	1.12
	55	B3	131.75	131.85	1.00
	56	B4	130.15	131.85	0.99
	57	B5	147.35	133.92	1.10
	58	B6	142.15	133.92	1.06
	59	C3	522.32	524.91	1.00
	60	C4	535.44	524.91	1.02
Maeda et al. (2001)	61	SP-C	29.36	25.54	1.15
	62	SP-C2	40.88	29.97	1.36
Rahimi and Hutchinson (2001)	63	B3	20.70	17.43	1.19
	64	B4	19.69	17.43	1.13
	65	B5	26.14	23.17	1.13
	66	B6	26.10	23.17	1.13
	67	B7	22.16	14.34	1.55
	68	B8	23.10	14.34	1.61
Saadatmanesh and Ehsani (1991)	69	B	247.81	214.26	1.16
Spadea et al.(2001)	70	A1.1	78.12	60.45	1.29
	71	A3.1	67.32	61.51	1.09
Takahashi and Sato (2003)	72	F1	79.45	64.22	1.24
	73	F2	85.40	73.59	1.16
	74	F3	94.50	74.17	1.27
	75	F5	97.30	66.99	1.45
	76	F6	108.85	71.03	1.53

ตารางผนวกที่ ค8 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
Takeo et al. (1999)	77	No.2	33.85	30.78	1.10
	78	No.3	30.68	30.78	1.00
	79	No.4	30.45	30.78	0.99
	80	No.5	36.30	30.75	1.18
	81	No.6	39.30	35.00	1.12
	82	No.7	42.80	38.18	1.12
	Wu et al. (1999)	83	HS	40.95	34.23
84		HE	47.07	31.31	1.50
Wu et al. (2000)	85	RC-1	29.25	26.97	1.08
	86	RC-2	31.01	26.97	1.15
	87	RCS-1	33.08	29.65	1.12
Zarnic et al. (1999)	88	1	56.06	51.55	1.09
Zarnic et al. (2005)	89	B-2	42.47	41.27	1.03
				Max	1.61
				Min	0.69
				Mean	1.13
				SD	0.20
				COV	18.02

ตารางผนวกที่ ค9 ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากการคำนวณจากงานวิจัยของ Arya และ Farmer (2001)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
	1	CM-2	12.15	12.18	1.00
	2	DM3	12.05	12.18	0.99
	3	DM8	10.95	12.18	0.90
	4	DM12-1	11.94	12.18	0.98

ตารางผนวกที่ ๑ (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	5	DM12-2	12.11	12.18	0.99
	6	CF-1	9.99	12.18	0.82
	7	CF-2	11.44	12.18	0.94
	8	DF3-1	12.09	12.18	0.99
	9	DF3-2	11.69	12.18	0.96
	10	DF3-3	10.42	12.18	0.86
	11	DF8-1	11.10	12.18	0.91
	12	DF8-2	11.86	12.18	0.97
	13	DF8-3	11.58	12.18	0.95
Beber et.al. (1999)	14	VR5	40.01	34.09	1.17
	15	VR6	39.38	34.09	1.16
	16	VR7	48.62	45.46	1.07
	17	VR8	48.55	45.46	1.07
	18	VR9	50.74	55.72	0.91
	19	VR10	53.64	55.72	0.96
Bonacci and Maalej (2000)	20	B2	192.40	172.93	1.11
Chen et.al (2001)	21	B2	228.00	218.77	1.04
	22	B3	281.60	276.10	1.02
	23	B6	206.40	218.77	0.94
	24	B8	352.00	331.78	1.06
Delaney (2006)	25	R_UC_Control 1	36.41	30.26	1.20
	26	R_UC_Control 2	40.59	30.26	1.34
	27	R_UC_Control 3	37.15	30.26	1.23
	28	R_UC_Control 4	39.77	30.26	1.31
Gap et.al. (2004)	29	A0	20.18	16.90	1.19
	30	A10	19.68	16.90	1.16
	31	A20	21.98	16.90	1.30
Kishi et.al. (1998)	32	C300-1	41.58	36.39	1.14
	33	C300-2	39.38	36.39	1.08
	34	C445-1	44.10	39.62	1.11

ตารางผนวกที่ ๙ (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Leung (2004)	35	C445-2	43.47	39.62	1.10
	36	B11	1221.12	1164.19	1.05
	37	B12	1239.60	1164.19	1.06
	38	B21	164.64	141.84	1.16
	39	B22	163.50	141.84	1.15
	40	B31	19.26	18.56	1.04
	41	B32	19.29	18.56	1.04
	42	B41	20.88	19.84	1.05
	43	B42	22.71	19.84	1.14
	44	NB1-16	1316.40	1342.58	0.98
	45	NB2-2	129.72	120.10	1.08
	46	NB2-4	143.46	134.98	1.06
	47	NB2-6	153.12	149.21	1.03
	48	NB2-8	165.54	162.69	1.02
	49	NB3-2	20.58	19.23	1.07
	Maalej and Leong (2005)	50	NB3-4	22.32	22.61
51		A3	19.38	16.98	1.14
52		A4	18.88	16.98	1.11
53		A5	21.85	19.97	1.09
54		A6	21.45	19.97	1.07
55		B3	131.75	135.76	0.97
56		B4	130.15	135.76	0.96
57		B5	147.35	160.02	0.92
58		B6	142.15	160.02	0.89
59		C3	522.32	563.78	0.93
Maeda et al. (2001)	60	C4	535.44	563.78	0.95
	61	SP-C	29.36	23.58	1.24
Rahimi and Hutchinson (2001)	62	SP-C2	40.88	32.32	1.26
	63	B3	20.70	16.02	1.29
	64	B4	19.69	16.02	1.23

ตารางผนวกที่ ๙ (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
	65	B5	26.14	28.39	0.92
	66	B6	26.10	28.39	0.92
	67	B7	22.16	17.79	1.25
	68	B8	23.10	17.79	1.30
Saadatmanesh and Ehsani (1991)	69	B	247.81	247.61	1.00
Spadea et al.(2001)	70	A1.1	78.12	67.31	1.16
	71	A3.1	67.32	68.97	0.98
Takahashi and Sato (2003)	72	F1	79.45	61.07	1.30
	73	F2	85.40	69.23	1.23
	74	F3	94.50	85.37	1.11
	75	F5	97.30	74.32	1.31
	76	F6	108.85	86.50	1.26
Takeo et al. (1999)	77	No.2	33.85	28.09	1.20
	78	No.3	30.68	28.09	1.09
	79	No.4	30.45	28.09	1.08
	80	No.5	36.30	28.18	1.29
	81	No.6	39.30	36.10	1.09
	82	No.7	42.80	43.87	0.98
Wu et al. (1999)	83	HS	40.95	40.49	1.01
	84	HE	47.07	32.77	1.44
Wu et al. (2000)	85	RC-1	29.25	24.78	1.18
	86	RC-2	31.01	24.78	1.25
	87	RCS-1	33.08	28.71	1.15
Zarnic et al. (1999)	88	1	56.06	53.87	1.04
Zarnic et al. (2005)	89	B-2	42.47	38.79	1.09
				Max	1.44
				Min	0.82
				Mean	1.09
				SD	0.13
				COV	11.88

ตารางผนวกที่ ค10 ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากผลการคำนวณจากงานวิจัยของ Shehata *et al.* (2001)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	1	CM-2	12.15	11.02	1.10
	2	DM3	12.05	11.02	1.09
	3	DM8	10.95	11.02	0.99
	4	DM12-1	11.94	11.02	1.08
	5	DM12-2	12.11	11.02	1.10
	6	CF-1	9.99	11.02	0.91
	7	CF-2	11.44	11.02	1.04
	8	DF3-1	12.09	11.02	1.10
	9	DF3-2	11.69	11.02	1.06
	10	DF3-3	10.42	11.02	0.95
	11	DF8-1	11.10	11.02	1.01
	12	DF8-2	11.86	11.02	1.08
	13	DF8-3	11.58	11.02	1.05
Beber et.al. (1999)	14	VR5	40.01	34.09	1.17
	15	VR6	39.38	34.09	1.16
	16	VR7	48.62	45.46	1.07
	17	VR8	48.55	45.46	1.07
	18	VR9	50.74	55.72	0.91
	19	VR10	53.64	55.72	0.96
Bonacci and Maalej (2000)	20	B2	192.40	167.02	1.15
Chen et.al (2001)	21	B2	228.00	204.09	1.12
	22	B3	281.60	261.40	1.08
	23	B6	206.40	204.09	1.01
	24	B8	352.00	317.15	1.11
Delaney (2006)	25	R_UC_Control 1	36.41	28.28	1.29
	26	R_UC_Control 2	40.59	28.28	1.44
	27	R_UC_Control 3	37.15	28.28	1.31
	28	R_UC_Control 4	39.77	28.28	1.41

ตารางผนวกที่ ค10 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Gap et.al. (2004)	29	A0	20.18	16.12	1.25
	30	A10	19.68	16.12	1.22
	31	A20	21.98	16.12	1.36
Kishi et.al. (1998)	32	C300-1	41.58	35.13	1.18
	33	C300-2	39.38	35.13	1.12
	34	C445-1	44.10	37.82	1.17
	35	C445-2	43.47	37.82	1.15
Leung (2004)	36	B11	1221.12	1116.16	1.09
	37	B12	1239.60	1116.16	1.11
	38	B21	164.64	135.83	1.21
	39	B22	163.50	135.83	1.20
	40	B31	19.26	17.80	1.08
	41	B32	19.29	17.80	1.08
	42	B41	20.88	19.06	1.10
	43	B42	22.71	19.06	1.19
	44	NB1-16	1316.40	1269.49	1.04
	45	NB2-2	129.72	116.99	1.11
	46	NB2-4	143.46	128.75	1.11
	47	NB2-6	153.12	141.75	1.08
	48	NB2-8	165.54	153.48	1.08
	49	NB3-2	20.58	18.51	1.11
	50	NB3-4	22.32	21.40	1.04
Maalej and Leong (2005)	51	A3	19.38	16.38	1.18
	52	A4	18.88	16.38	1.15
	53	A5	21.85	18.89	1.16
	54	A6	21.45	18.89	1.14
	55	B3	131.75	130.93	1.01
	56	B4	130.15	130.93	0.99
	57	B5	147.35	151.34	0.97
	58	B6	142.15	151.34	0.94

ตารางผนวกที่ 10 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	59	C3	522.32	544.20	0.96
	60	C4	535.44	544.20	0.98
Maeda et al. (2001)	61	SP-C	29.36	22.11	1.33
	62	SP-C2	40.88	29.41	1.39
Rahimi and Hutchinson (2001)	63	B3	20.70	14.96	1.38
	64	B4	19.69	14.96	1.32
	65	B5	26.14	25.45	1.03
	66	B6	26.10	25.45	1.03
	67	B7	22.16	16.44	1.35
	68	B8	23.10	16.44	1.40
Saadatmanesh and Ehsani (1991)	69	B	247.81	234.18	1.06
Spadea et al.(2001)	70	A1.1	78.12	63.31	1.23
	71	A3.1	67.32	64.25	1.05
Takahashi and Sato (2003)	72	F1	79.45	58.77	1.35
	73	F2	85.40	87.61	0.97
	74	F3	94.50	79.11	1.19
	75	F5	97.30	69.87	1.39
	76	F6	108.85	80.04	1.36
Takeo et al. (1999)	77	No.2	33.85	26.72	1.27
	78	No.3	30.68	26.72	1.15
	79	No.4	30.45	26.72	1.14
	80	No.5	36.30	26.81	1.35
	81	No.6	39.30	33.41	1.18
	82	No.7	42.80	39.91	1.07
Wu et al. (1999)	83	HS	40.95	37.32	1.10
	84	HE	47.07	30.79	1.53
Wu et al. (2000)	85	RC-1	29.25	24.08	1.21
	86	RC-2	31.01	24.08	1.29
	87	RCS-1	33.08	27.37	1.21
Zarnic et al. (1999)	88	1	56.06	51.25	1.09

ตารางผนวกที่ ค10 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
Zarnic et al. (2005)	89	B-2	42.47	37.51	1.13
				Max	1.53
				Min	0.91
				Mean	1.15
				SD	0.13
				COV	11.70

ตารางผนวกที่ ค11 ผลการคำนวณกำลังรับโมเมนต์จากผลการทดสอบต่อกำลังรับโมเมนต์จากผลการคำนวณจากงานวิจัยของ ACI 440.2R (2008)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	
			Moment kN-m	Moment kN-m	M_{exp}/M_{pred} %
	1	CM-2	12.15	18.43	0.66
	2	DM3	12.05	18.43	0.65
	3	DM8	10.95	18.43	0.59
	4	DM12-1	11.94	18.43	0.65
	5	DM12-2	12.11	18.43	0.66
	6	CF-1	9.99	18.43	0.54
	7	CF-2	11.44	18.43	0.62
	8	DF3-1	12.09	18.43	0.66
	9	DF3-2	11.69	18.43	0.63
	10	DF3-3	10.42	18.43	0.57
	11	DF8-1	11.10	18.43	0.60
	12	DF8-2	11.86	18.43	0.64
	13	DF8-3	11.58	18.43	0.63
Beber et.al. (1999)	14	VR5	40.01	34.77	1.15
	15	VR6	39.38	34.77	1.13
	16	VR7	48.62	39.84	1.22

ตารางผนวกที่ ค11 (ต่อ)

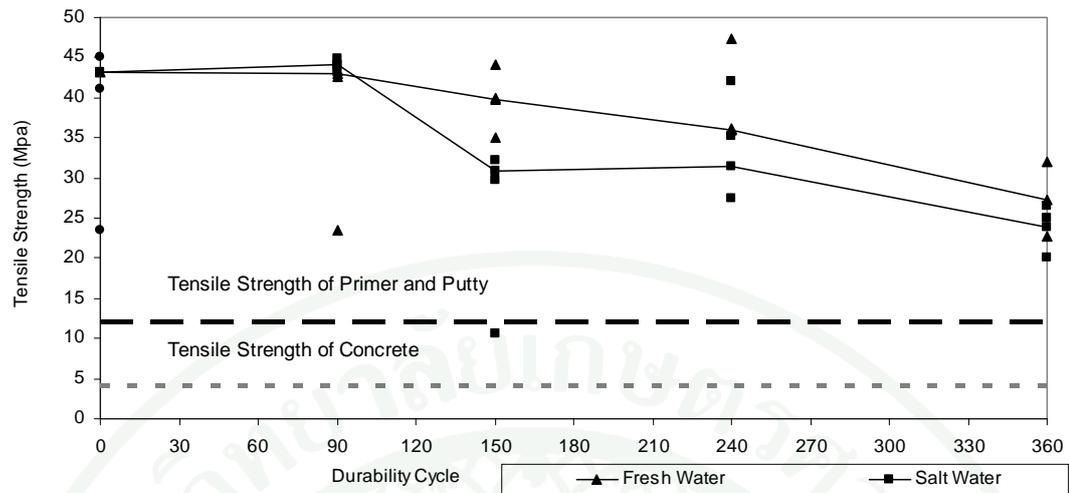
Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
	17	VR8	48.55	39.84	1.22
	18	VR9	50.74	43.78	1.16
	19	VR10	53.64	43.78	1.23
Bonacci and Maalej (2000)	20	B2	192.40	171.39	1.12
Chen et.al (2001)	21	B2	228.00	201.60	1.13
	22	B3	281.60	259.33	1.09
	23	B6	206.40	201.60	1.02
	24	B8	352.00	315.38	1.12
Delaney (2006)	25	R_UC_Control 1	36.41	36.42	1.00
	26	R_UC_Control 2	40.59	36.42	1.11
	27	R_UC_Control 3	37.15	36.42	1.02
	28	R_UC_Control 4	39.77	36.42	1.09
Gap et.al. (2004)	29	A0	20.18	19.24	1.05
	30	A10	19.68	19.24	1.02
	31	A20	21.98	19.24	1.14
Kishi et.al. (1998)	32	C300-1	41.58	39.72	1.05
	33	C300-2	39.38	39.72	0.99
	34	C445-1	44.10	41.78	1.06
	35	C445-2	43.47	41.78	1.04
Leung (2004)	36	B11	1221.12	1113.55	1.10
	37	B12	1239.60	1113.55	1.11
	38	B21	164.64	147.40	1.12
	39	B22	163.50	147.40	1.11
	40	B31	19.26	21.21	0.91
	41	B32	19.29	21.21	0.91
	42	B41	20.88	22.58	0.92
	43	B42	22.71	22.58	1.01
	44	NB1-16	1316.40	1094.20	1.20
	45	NB2-2	129.72	126.17	1.03
	46	NB2-4	143.46	133.65	1.07

ตารางผนวกที่ ค11 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Maalej and Leong (2005)	47	NB2-6	153.12	139.30	1.10
	48	NB2-8	165.54	144.00	1.15
	49	NB3-2	20.58	20.61	1.00
	50	NB3-4	22.32	22.21	1.00
	51	A3	19.38	19.83	0.98
	52	A4	18.88	19.83	0.95
	53	A5	21.85	22.02	0.99
	54	A6	21.45	22.02	0.97
	55	B3	131.75	145.30	0.91
	56	B4	130.15	145.30	0.90
Maeda et al. (2001)	57	B5	147.35	157.85	0.93
	58	B6	142.15	157.85	0.90
	59	C3	522.32	576.16	0.91
	60	C4	535.44	576.16	0.93
	61	SP-C	29.36	29.81	0.98
Rahimi and Hutchinson (2001)	62	SP-C2	40.88	36.04	1.13
	63	B3	20.70	19.22	1.08
	64	B4	19.69	19.22	1.02
	65	B5	26.14	27.06	0.97
	66	B6	26.10	27.06	0.96
	67	B7	22.16	15.86	1.40
	68	B8	23.10	15.86	1.46
	Saadatmanesh and Ehsani (1991)	69	B	247.81	224.97
Spadea et al.(2001)	70	A1.1	78.12	60.10	1.30
	71	A3.1	67.32	61.31	1.10
Takahashi and Sato (2003)	72	F1	79.45	70.65	1.12
	73	F2	85.40	81.64	1.05
	74	F3	94.50	87.57	1.08
	75	F5	97.30	86.74	1.12
	76	F6	108.85	94.05	1.16

ตารางผนวกที่ ค11 (ต่อ)

Reference	No	Specimen	Experimental	Predicted Result	M_{exp}/M_{pred} %
			Moment kN-m	Moment kN-m	
Takeo et al. (1999)	77	No.2	33.85	33.30	1.02
	78	No.3	30.68	33.30	0.92
	79	No.4	30.45	33.30	0.91
	80	No.5	36.30	34.92	1.04
	81	No.6	39.30	40.95	0.96
	82	No.7	42.80	45.39	0.94
	Wu et al. (1999)	83	HS	40.95	35.06
84		HE	47.07	39.12	1.20
Wu et al. (2000)	85	RC-1	29.25	27.61	1.06
	86	RC-2	31.01	27.61	1.12
	87	RCS-1	33.08	32.51	1.02
Zarnic et al. (1999)	88	1	56.06	48.88	1.15
Zarnic et al. (2005)	89	B-2	42.47	43.48	0.98
				Max	1.46
				Min	0.54
				Mean	1.00
				SD	0.19
				COV	18.72



ภาพผนวกที่ ค67 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงของวัสดุเชื่อมประสานจำนวน 26 ตัวอย่างทดสอบ

ตารางผนวกที่ ค12 ผลการทดสอบกำลังรับแรงดึงเฉลี่ยของตัวอย่างทดสอบวัสดุเชื่อมประสาน

สถานะแวดล้อม	น้ำ	น้ำเกลือ
	หน่วยแรงดึง	หน่วยแรงดึง
จำนวนรอบ	MPa	MPa
0	43.13	43.13
90	43.06	44.10
150	39.74	30.96
240	36.07	31.38
360	27.32	23.86

HA
02/07/2014

degussa.

creating essentials

MBRACE® CF130W

Carbon Fibre Reinforcement System for MBrace Composite Strengthening System

DESCRIPTION
The MBrace CF130W is the backbone of the MBrace Composite Strengthening System. MBrace CF130W is enveloped in MBrace Saturant resin to yield a range of high performance features.

MBrace Composite Strengthening Systems incorporate the MBrace CF130W carbon fibre and MBrace EG900 carbon fibre. Each fibre reinforcement system within the MBrace Composite Strengthening System permits high strength-to-weight ratio and structural integrity that is similar to bonding steel plates to concrete surfaces.

FIELDS OF APPLICATION

RECOMMENDED FOR

- Walls, beams and slabs of buildings
- Beams, deck slabs and columns of bridges
- Chimneys and towers
- Silos and tanks
- Pipes and tunnels
- Marine structures

FEATURES AND BENEFITS

- Improves concrete performances** *enhanced* Increases flexural strength, shear, confinement, ductility, seismic and enhanced fatigue resistance.
- Easy to install** Able to adapt to any shapes; lightweight and suitable for space-constraint areas.
- Durable** High strength-to-weight ratio, well control of crack propagation and corrosion resistant.

TYPICAL PERFORMANCE DATA

MBrace CF130W

Density, g/m ²	: 300
Tensile Strength, N/mm ²	: 3,482 (36,516 ksi)
Tensile Modulus, N/mm ²	: 230,500 (23,513,000 ksi)
Thickness, mm	: 0.165
Ultimate Tensile Elongation, %	: 1.5 (0.015)
Width, mm	: 500

$\frac{N}{mm} = \frac{0.01 \times 10^3}{1 \text{ m}}$

$\frac{2}{10 \text{ mm}} \cdot \frac{2}{10 \text{ mm}}$

MBrace Composite Strengthening System using MBrace CF130W

Ultimate Tensile Strength, N/mm ²	: 740
Ultimate Tensile Elongation, %	: 1.5
Ultimate Tensile modulus, N/mm ²	: 57,600
Design Thickness, mm	: 0.6
Shear Bond Strength (on G40 concrete), N/mm ²	: 2.0 or concrete substrate failure

PROPERTIES

Generic Type	: Carbon
Colour	: Black
Density	: 1.82 g/cm ³
Modulus, N/mm ²	: 230,500

APPLICATION

Surface Preparation

Proper substrate preparation is critical for optimum performance. The prepared surface should be structurally sound and free from contaminants such as oil, grease, curing membrane, previous coatings, dust, fungus, mass, etc. Depending on the substrate condition and environmental requirements, use an effective method recommended by ICRI Guideline No. 03732 for selecting and specifying concrete surface preparation for sealers, coatings and polymer overlays.

Primer

Mixing A : B
3 : 1
3 volumes of MBrace Primer Part A to 1 volume of MBrace Primer Part B. Blend with a mechanical mixer for at least 3 minutes or until it is homogeneous. Mixing time may be adjusted according to the temperature during application.

Placing
Apply the MBrace Primer to the intended substrate using a brush or short nap roller. Spray application of MBrace Primer is not recommended. MBrace Primer is applied only once to the concrete substrate even when multiple piles are required.

Saturant

Mixing A : B
3 : 1
3 volumes of MBrace Saturant Part A to 1 volume of MBrace Saturant Part B. Blend with a mechanical mixer for at least 3 minutes or until it is homogeneous. Mixing time may be adjusted according to the temperature during application.

ภาพผนวกที่ ค68 คุณสมบัติของแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (degussa MBRACE CF130W)

degussa.

creating essentials

MBRACE® CF130W

Placing

Apply the catalysed MBrace Saturant to the MBrace CF130W until fully saturated. The appearance of the MBrace Saturant, when applied by roller should be translucent blue. The colour of the application will vary due to overlaps and slight thickness variations.

Fibre

Placing

Place the fully-impregnated MBrace CF130W unto the primed concrete substrate. For multiple plies, repeat application procedure as in Saturant and Fibre.

Top coat (Optional)

Use high solids, high gloss, corrosion-resistant topcoat to provide a protective/aesthetic outer layer.

ESTIMATING DATA

- Primer : 0.15-0.25 kg/m²
Coverage may vary depending on density of concrete
- Saturant : 0.4-0.6 kg/m² per layer of fibre sheet.
- MBrace CF130 : Cut according to the area to be reinforced.

PACKAGING

	Width, m	Length, m
50.0 m ² per roll	0.5	100

SHELF LIFE

MBrace CF130W can be kept for at least 24 months from date of manufacture if stored in a dry enclosed place at temperatures between 10 and 32°C without exposing to direct sunlight, flame or other hazards.

PRECAUTIONS

MBrace CF130W contains carbon fibres. Wear gloves and appropriate work clothing while handling the product. Wash thoroughly after handling. Eliminate all sources ignition from work area. For detailed Health, Safety and Environmental Recommendations, please refer and follow all instructions on the product Material Safety Data Sheet. These products are for professional and industrial use only. Application directions must be followed.

CE1-1-1004

MBrace™ Primer

Clear epoxy primer for the MBrace composite strengthening system

DESCRIPTION:

The MBrace™ clear epoxy primer is a low viscosity, 100% solids epoxy compound based on a unique adduct curing technology. The technology results in tolerance for surface moisture, cure at temperatures to 35 °F (2 °C) and ability to cure in the presence of moisture.

MBrace primer is tolerant to a wide variety of field conditions. When applied to concrete, the surface is upgraded to give high tensile bond strength to the system being used. When applied to properly prepared steel surfaces, MBrace primer forms an excellent bond and inhibits corrosion until additional materials can be applied.

Binder

Use MBrace primer in compounds for filling air voids and bug holes in concrete walls.

Specification

Shall be a 100% solids polyamine-cured epoxy.

HANDLING PROPERTIES:

Mixing Ratio: 3 to 1 (Part A to Part B) by volume

100 to 30 (Part A to Part B) by weight

Mixed Weight Per Volume: 9.2 lb/gal (1,103 g/L)

Mixed Viscosity:

Temperature	Viscosity
50 °F (10 °C)	1,200 cps
77 °F (25 °C)	400 cps
90 °F (32 °C)	200 cps

Working Time, based on 1 gal (3.8 L) sample, approximated:

Temperature	Pot Life
50 °F (10 °C)	75 minutes
77 °F (25 °C)	20 minutes
90 °F (32 °C)	10 minutes

LIMITATIONS:

Primed surfaces should be topcoated within two days to assure proper adhesion of the MBrace system to the substrate.

PHYSICAL PROPERTIES*:

Generic Type: 100% solids amine-cured liquid epoxy

Color:

Part A	Amber
Part B	Clear
Mixed	Amber

VOC Content: 0.89 lb/gal (107 g/L)
(EPA Method 24)

Flash Point:
(Pensky-Martens Closed Cup)

MBrace Primer Part A	204 °F (95 °C)
MBrace Primer Part B	>200 °F (93 °C)

Tensile Stress at Yield: 1,800 psi (12 MPa)
(ASTM D638)

Tensile Strain at Yield: 3%
(ASTM D638)

Tensile Elastic Modulus: 105 ksi (717 MPa)
(ASTM D638)

Flexural Strength: 3,600 psi (24 MPa)
(ASTM D790)

Flexural Modulus: 85 ksi (593 MPa)
(ASTM D790)

Compressive Strength: 3,600 psi (24 MPa)
(ASTM D695)

Compressive Modulus: 96 ksi (669 MPa)
(ASTM D695)

Weight/Gallon:

MBrace Primer Part A	9.5 lb (1,139 g/L)
MBrace Primer Part B	8.3 lb (996 g/L)
MBrace Primer Mixed	9.2 lb (1,103 g/L)

Adhesion: Stronger than concrete
(ASTM D4541)

Shelf Life, 70 °F (21 °C):

Part A	18 months
Part B	18 months

*Denotes neat resin properties.



ภาพผนวกที่ ค68 (ต่อ)

degussa.

Construction Chemicals

APPLICATION PROPERTIES:**Surface Preparation:****Concrete:**

Abrasive blasting or scarification to remove laitance and surface contaminants is required. Concrete must be thoroughly cured, free of oils, curing solutions or mold release agents, dust and must be dry at time of application. Refer to ICRI Guideline No. 03732⁽¹⁾.

Steel:

Abrasive blast to "White Metal" in accordance with "SSPC: Society for Protective Coatings" Specification SP-5-89 or NACE No. 1, using clean, dry abrasive to obtain a minimum 3.0 mil profile. Surface must be dry and free of foreign matter.

Coverage:**Concrete:**

Coverage may vary depending on density of concrete.

- First Coat 200 to 250 ft²/gal (4.9 to 6.1 m²/L)
- Recoat 250 to 325 ft²/gal (6.1 to 8.0 m²/L)

Steel:

250 to 325 ft²/gal (6.1 to 8.0 m²/L)

Application Equipment:

Use brush or short nap roller. Spray application of MBrace Primer is not recommended.

Mixing Ratio:

3 volumes MBrace Primer Part A to 1 volume MBrace Primer Part B. Blend with a mechanical mixer.

CLEAN UP:

Use T-471, methyl ethyl ketone or acetone. Observe fire and health precautions with solvents.

ORDERING INFORMATION:

	Volume	Package	Weight
1 gal unit	3 qts	One 2 gal pail Part A	7 lb
	1 qt	One 1 qt can Part B	2 lb
4 gal unit	3 gal	One 5 gal pail Part A	27 lb
	1 gal	One 1 gal can Part B	8 lb

STORAGE:

Store in a warm place in winter so material will handle and cure better. In summer store in a cool place so the working life will be longer. It is best to store material between 65 and 75 °F (18 to 24 °C).

SAFETY:

WARNING - Vapor may be harmful. Contains epoxy resins and curing agent. May cause skin sensitivity or other allergic responses. Keep away from heat, sparks or open flame. In enclosed areas or where ventilation is poor use an approved air mask and utilize adequate safety precautions to prevent fire or explosion. In case of skin contact, wash with soap and water. For eyes, flush immediately (seconds count) with water for 15 minutes and CALL A PHYSICIAN. If swallowed, CALL A PHYSICIAN IMMEDIATELY.

(1) International Concrete Repair Institute (ICRI) Guideline for selecting and specifying concrete surface preparation for sealers, coatings and polymer overlays.

COMPONENTS PROVIDED BY:**Master Builders, Inc.**

United States
23700 Chagrin Boulevard
Cleveland, Ohio 44122-5354
(800) MBT-9990
Fax (216) 831-6910

Canada
3637 Weston Road
Toronto, Ontario M9L 1W1
(800) 387-5862
Fax (416) 741-7925

Mexico
Bvd. M. Avila Camacho 60, Ser Piso
53390 Naucalpan, Mexico
011-525-557-5544
Fax 011-525-395-7903

MASTER CONTRACTOR:**Structural Preservation Systems, Inc.**

2118 Monumental Road
Baltimore, MD 21227-1633
800-899-1015



Sold through
a network of
approved
contractors

TM Trademark of MBT Holding A.G. © Registered Trademark MBT Holding A.G.
© 1998, Master Builders, Inc.

Printed in U.S.A. 498
mprimer2.p65 SAP #114784



ภาพผนวกที่ ค68 (ต่อ)

degussa.

Construction Chemicals

MBrace™ Putty

Paste adhesive for the MBrace composite strengthening system

DESCRIPTION:

MBrace™ Putty adhesive is a 100% solids, non-sag paste epoxy material for use with the MBrace composite strengthening system. Recommended uses include sealing surfaces prior to epoxy injection, bonding of rigid materials, and leveling uneven surfaces prior to application of the MBrace system.

HANDLING PROPERTIES:

Mixing Ratio:	3 to 1 (Part A to Part B) by volume 100 to 30 (Part A to Part B) by weight	
Mixed Weight Per Volume:	10.5 lb/gal (1,259 g/L)	
Maximum Non-sag Thickness:	1/8 in. (125 mils; 3 mm)	
Mixed Viscosity:	<u>Temperature</u>	<u>Viscosity</u>
	50 °F (10 °C)	74,000 cps
	77 °F (25 °C)	45,000 cps
	90 °F (32 °C)	33,000 cps

Working Time, based on 1 gal (3.8 L) sample,

approximated:	<u>Temperature</u>	<u>Pot. life</u>
	50 °F (10 °C)	95 minutes
	77 °F (25 °C)	40 minutes
	90 °F (32 °C)	15 minutes

TYPICAL PHYSICAL PROPERTIES*:

Generic:	100% solids amine-cured epoxy	
Color:	Part A	Tan
	Part B	Charcoal
	Mixed	Tan
VOC Content: (EPA Method 24)	0.74 lb/gal (89 g/L)	
Flash Point: (Pensky-Martens Closed Cup)	Part A	210 °F (99 °C)
	Part B	>200 °F (93 °C)
Tensile Stress at Yield: (ASTM D638)	1,800 psi (12 MPa)	
Tensile Strain at Yield: (ASTM D638)	1.5%	
Tensile Elastic Modulus: (ASTM D638)	260 ksi (1,800 MPa)	
Flexural Strength: (ASTM D790)	3,800 psi (26 MPa)	
Flexural Modulus: (ASTM D790)	130 ksi (903 MPa)	
Compressive Strength: (ASTM D695)	3,500 psi (24 MPa)	
Compressive Modulus: (ASTM D695)	155 ksi (1,076 MPa)	
Shelf Life @ 77 °F (25 °C):	18 months	

*Denotes neat resin properties.

PACKAGING

Currently available in 1 U.S. gal (3.8 L) units.

LIMITATIONS

Surfaces should be topcoated within two days to assure proper adhesion of the MBrace system to the substrate.

COVERAGE:

Estimated coverage rates are as follows for a 1/8 in. (125 mils; 3 mm) application thickness:

Smooth surfaces	12 ft ² /gal (0.29 m ² /L)
Rough surfaces	6 ft ² /gal (0.15 m ² /L)



ภาพผนวกที่ ค68 (ต่อ)

degussa.

Construction Chemicals

APPLICATION (abbreviated):**Surface Preparation:**

Concrete - Shot blasting or abrasive blasting to remove laitance and surface contamination is required. The concrete must be thoroughly cured, free of oils, curing solutions or mold release agents and must be free of dust at the time of application. Refer to ICRI Guideline No. 03732.⁽¹⁾

Application of MBrace Putty Adhesive:

Mechanically premix Resin (Part A) and Hardener (Part B) separately. After initial pre-mixing, combine components and mix three minutes or until homogeneous.

Apply the MBrace Putty Adhesive to the primed substrate using a spring-steel trowel or other suitable implement. The application thickness and subsequent coverage rates will be highly dependent on the condition and profile of the concrete substrate.

OBSERVE WORKING TIME LIMITATIONS

Catalyze no more material than can be applied within the work time period. Available work time, temperature and complexity of the application area will determine how much material should be catalyzed at one time. Keep material cool and shaded from direct sunlight in warm weather. Work time can be extended by keeping material cool before and after mixing and by immersing pot in ice water during hot weather.

CLEAN UP

Use T-410 Solvent, Methyl Ethyl Ketone or Acetone.

SAFETY

MBrace Putty adhesive contains reactive resins and diluents. Observe the following health and physical precautionary measures before using this product.

Health Protection Information - Wear gloves, eye protection, and appropriate work clothing to avoid contact with components. Ventilation is required with special consideration for enclosed or confined areas. Air movement must be designed to ensure turnover at all locations in work and adjacent areas to avoid buildup of heavy vapors. Refer to Material Safety Data Sheets (MSDS) for specific health information on each product.

FOR INDUSTRIAL AND PROFESSIONAL USE ONLY

(1) International Concrete Institute Guideline for selecting and specifying concrete surface preparation for sealers, coatings and polymer overlays.

COMPONENTS PROVIDED BY:

Master Builders, Inc.
United States
23700 Chagrin Boulevard
Cleveland, Ohio 44122-5554
(800) MBT-3900
Fax (216) 831-6910

Canada
3637 Weston Road
Toronto, Ontario M9L 1W1
(800) 387-5882
Fax (416) 741-7625

Mexico
Blvd. M. Avila Camacho 80, 3er. Piso
53390 Naucalpan, Mexico
011-525-557-5544
Fax 011-525-395-7903

MASTER CONTRACTOR:

Structural Preservation Systems, Inc.
2116 Monumental Road
Baltimore, M/D 21227-1633
800-899-1016



Sold through
a network of
approved
contractors

TM Trademark of MBT Holding A.G. ® Registered Trademark MBT Holding A.G.
© 1998, Master Builders, Inc.

Printed in U.S.A. 498
mputty2.p65 #114785



ภาพผนวกที่ ค68 (ต่อ)

degussa.

Construction Chemicals

MBrace™ Saturant

Impregnation resin for the MBrace composite strengthening system

DESCRIPTION:

MBrace™ Saturant is a 100% solids, low viscosity epoxy material that is used to impregnate carbon or glass fiber reinforcement sheets. Cured with the low sheet, MBrace Saturant resin produces a high performance composite system for use in external structural repair or upgrade applications.

HANDLING PROPERTIES:

Mixing Ratio:	3 to 1 (Part A to Part B) by volume 100 to 34 (Part A to Part B) by weight
Mixed Weight Per Volume:	8.2 lb/gal (384 g/L)
Maximum Non-sag Thickness:	25 mils (625 µm)
Mixed Viscosity:	
	Temperature Viscosity
	50 °F (10 °C) 2,500 cps
	77 °F (25 °C) 1,360 cps
	90 °F (32 °C) 900 cps

Working Time, based on 1 gal (3.8 L) sample:

Temperature	PotLife
50 °F (10 °C)	200 minutes
77 °F (25 °C)	45 minutes
90 °F (32 °C)	15 minutes

PHYSICAL PROPERTIES*:

Generic Type:	100% solids amine-cured epoxy
Color:	Part A: Blue Part B: Clear Mixed: Blue
Volatile Organic Compounds: (EPA Method 24)	0.21 lb/gal (25.0 g/L)
Flash Point: (Pensky-Martens Closed Cup)	Part A: 230 °F (110 °C) Part B: >200 °F (93 °C)
Tensile Strength: (ASTM D638)	7,900 psi (54 MPa)
Tensile Strain: (ASTM D638)	2.5%
Tensile Elastic Modulus: (ASTM D638)	440 ksi (3,034 MPa)
Flexural Strength: (ASTM D790)	18,000 psi (124 MPa)
Flexural Modulus: (ASTM D790)	540 ksi (3,731 MPa)
Compressive Strength: (ASTM D695)	12,500 psi (86 MPa)
Compressive Modulus: (ASTM D695)	380 ksi (2,621 MPa)
Shelf Life @ 68 °F (20 °C):	18 months

*Denotes neat resin properties

PACKAGING:

Currently available in one (1) and four (4) gallon units.

STORAGE:

Store in a cool, dry place out of direct sunlight.

ภาพผนวกที่ ค68 (ต่อ)

degussa.

Construction Chemicals

LIMITATIONS:

Surfaces should be topcoated within two days when exposed to direct sunlight. Otherwise, it must be topcoated within one week to assure proper adhesion of topcoat to saturant.

COVERAGE:

Estimated coverage is 55 to 65 ft²/gal (1.3 to 1.6 m²/L), 220 to 260 ft² (20.4 to 24.2 m²) per 4 gallon unit based on pre-saturation of fiber sheet and 2nd coat of saturant material.

APPLICATION PROPERTIES:
(ABBREVIATED)**Surface Preparation:****Concrete:**

Shotblasting or abrasive blasting to remove laitance and surface contamination is required. The concrete must be thoroughly cured, and free of oils, curing solutions, or mold release agents and must be free of dust at the time of application. Refer to ICRI Guideline No. 03732.⁽¹⁾ Surfaces must be primed and leveled prior to fiber sheet installation.

Application of MBrace Saturant Resin:

Mechanically premix the MBrace Saturant resin (Part A) individually prior to adding Hardener. After initial mixing, add MBrace Saturant Hardener and mix three minutes or until homogeneous.

Apply catalyzed MBrace Saturant resin at 0.17 lb/ft² to the C1-30, C5-30 and EG-30 tow sheets.

The appearance of the MBrace Saturant material, when applied by roller, 3/8 in. nap recommended, should be translucent blue. The color of the application will vary due to overlaps and slight thickness variations.

OBSERVE WORKING TIME LIMITATIONS:

Catalyze no more than can be applied within the work time period. Available work time, temperature and complexity of the application area will determine how much material should be catalyzed at one time. Keep material cool and shaded from direct sunlight in warm weather. Work time can be extended by keeping material cool before and after mixing.

CLEAN UP:

Use T-410 solvent, methyl ethyl ketone or acetone. Observe fire and health precautions with solvents.

SAFETY:

MBrace Saturant resin contains reactive resins and diluents. Observe the following health and physical precautionary measures before using this product.

Health Protection Information - Wear gloves, eye protection, and appropriate work clothing to avoid contact with components. Ventilation is required with special consideration for enclosed or confined areas. Air movement must be designed to ensure turnover at all locations in work and adjacent areas to avoid buildup of heavy vapors. Refer to Material Safety Data Sheets (MSDS) for specific health information on each product.

FOR INDUSTRIAL AND PROFESSIONAL USE ONLY.

⁽¹⁾ International Concrete Repair Institute (ICRI)

COMPONENTS PROVIDED BY:**Master Builders, Inc.**

United States
23700 Chagrin Boulevard
Cleveland, Ohio 44122-5554
(800) MBT-9990
Fax (216) 831-6910

Canada
3637 Weston Road
Toronto, Ontario M9L 1W1
(800) 387-5962
Fax (416) 741-7925

Mexico
Blvd. M. Avila Camacho 80. 3er Piso
53390 Naucalpan, Mexico
011-525-557-5544
Fax 011-525-395-7903

MASTER CONTRACTOR:

Structural Preservation Systems, Inc.
2116 Monumental Road
Baltimore, MD 21227-1633
800-899-1016



Sold through
a network of
approved
contractors.

TM Trademark of MBT Holding A.G. ® Registered Trademark MBT Holding A.G.
© 1998, Master Builders, Inc.

Printed in U.S.A. 498
msatur2.p65 #114786



ภาพผนวกที่ ค68 (ต่อ)

ประวัติการศึกษา และการทำงาน

ชื่อ –นามสกุล	นายวศิน ฉิมมณี
วัน เดือน ปี ที่เกิด	วันอังคาร ที่ 29 ตุลาคม พ.ศ. 2528
สถานที่เกิด	จังหวัดกรุงเทพมหานคร
ประวัติการศึกษา	ปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต วิศวกรรมโยธา มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์ วิทยาเขตกำแพงแสน 2550
ทุนการศึกษาที่ได้รับ	คณะวิศวกรรมศาสตร์ มหาวิทยาลัยเกษตรศาสตร์

