

บทที่ 5

สรุปผลการวิจัย

จากการสอบเทียบแบบจำลองไฟในต้อลิเมนต์จุดต่อริมอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงวัฏจักร โดยนำผลการวิเคราะห์มาเปรียบเทียบกับผลการทดสอบในห้องปฏิบัติการ พบการให้ผลเป็นที่ยอมรับได้ ซึ่งแบบจำลองไฟในต้อลิเมนต์นี้มีพฤติกรรมและรูปแบบการวิบัติที่จุดต่อสอดคล้องกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการ ต่างกันที่แบบจำลองไฟในต้อลิเมนต์หลังจากผ่านจุดที่มีกำลังสูงสุดแล้วกำลังจะลดลงเร็วกว่าการทดสอบในห้องปฏิบัติการ เนื่องจากไม่มีแรงเสียดทานของคอนกรีตในช่วงที่แบบจำลองเกิดการเสียหาย และจากการสอบเทียบความสามารถในการรับน้ำหนักและคุณสมบัติที่มีความสำคัญในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของแบบจำลองพบว่าแบบจำลองมีกำลังสูงสุดเฉลี่ยเท่ากับ 38.82 kN. ส่วนการทดสอบในห้องปฏิบัติการมีกำลังสูงสุดเฉลี่ยอยู่ที่ 31.09 kN. จะเห็นว่าแบบจำลองไฟในต้อลิเมนต์มีกำลังมากกว่าเล็กน้อย อาจเป็นเพราะคุณภาพของคอนกรีตที่ใช้สร้างตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการนั้นไม่สม่ำเสมอ แต่เมื่อนำผลการวิเคราะห์มาเปรียบเทียบกับค่าคำนวณพบว่ามีค่าใกล้เคียงกันอย่างมาก ส่วนการวิเคราะห์ความเหนียวความเสื่อมถอยของความแข็งก็เช่นเดียวกันเนื่องจากแบบจำลองไฟในต้อลิเมนต์ไม่มีแรงเสียดทานระหว่างคอนกรีตจึงทำให้ค่าความเหนียวน้อยกว่าตัวอย่างทดสอบ และสูญเสียความแข็งได้มากกว่าในช่วงที่แบบจำลองผ่านจุดที่มีกำลังสูงสุดมาแล้ว ส่วนการวิเคราะห์เกี่ยวกับความสามารถในการดูดซับพลังงานพบว่าแบบจำลองไฟในต้อลิเมนต์มีพฤติกรรมในการดูดซับพลังงานคล้ายกับตัวอย่างทดสอบและมีความแม่นยำมากที่สุดในช่วงที่เกิดกำลังสูงสุด

หลังจากผ่านการสอบเทียบแบบจำลองไฟในต้อลิเมนต์และให้ผลลัพธ์ที่ยอมรับได้แล้ว จึงนำเทคนิคการสร้างแบบจำลองมาวิเคราะห์แบบจำลองจุดต่อริมและภายในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังโดยการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ภายใต้แรงวัฏจักรในรูปแบบต่างๆ โดยทำการวิเคราะห์แบบจำลองจุดต่อทั้งหมดจำนวน 10 ตัวอย่าง ดังที่กล่าวในบทที่ผ่านมาแล้วนั้น พบว่าแบบจำลองมีพฤติกรรมการวิบัติของจุดต่อภายใต้แรงวัฏจักรต่างกัน คือแบบจำลองจุดต่อริมอาคาร (J1) ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ได้สอบเทียบกับตัวอย่างทดสอบในห้องปฏิบัติการเกิดการวิบัติภายในจุดต่อในรูปแบบเดียวกัน แต่เมื่อเสริมกำลังจุดต่อด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่เสา (J1-CFRP1) พบว่าสามารถย้ายตำแหน่งการวิบัติไปเกิดที่คานหน้าเสาได้ ส่วนการเสริมแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่เสาและคาน (J1-CFRP2) พบตำแหน่งของการวิบัติเกิดที่คานในบริเวณสิ้นสุดการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ และ

แบบจำลองจุดต่อริมอาคารเสริมแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วให้กับที่เสา (J1-GFRP1) ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ ออกแบบปริมาณแผ่นไฟเบอร์ที่ใช้ในงานวิจัยครั้งนี้ พบว่ามีรูปแบบการวิบัติตรงกับที่ออกแบบไว้ คือเกิดที่คานหน้าเสา แต่เมื่อเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วทั้งเสาและคาน (J1-GFRP2) พบว่า เกิดการวิบัติที่จุดต่อ เนื่องจากการเสริมกำลังที่คานเพิ่มเติมทำให้จุดต่อกลับไปมีกำลังน้อยที่สุด เหมือนกับช่วงที่ไม่ได้รับการเสริมกำลัง

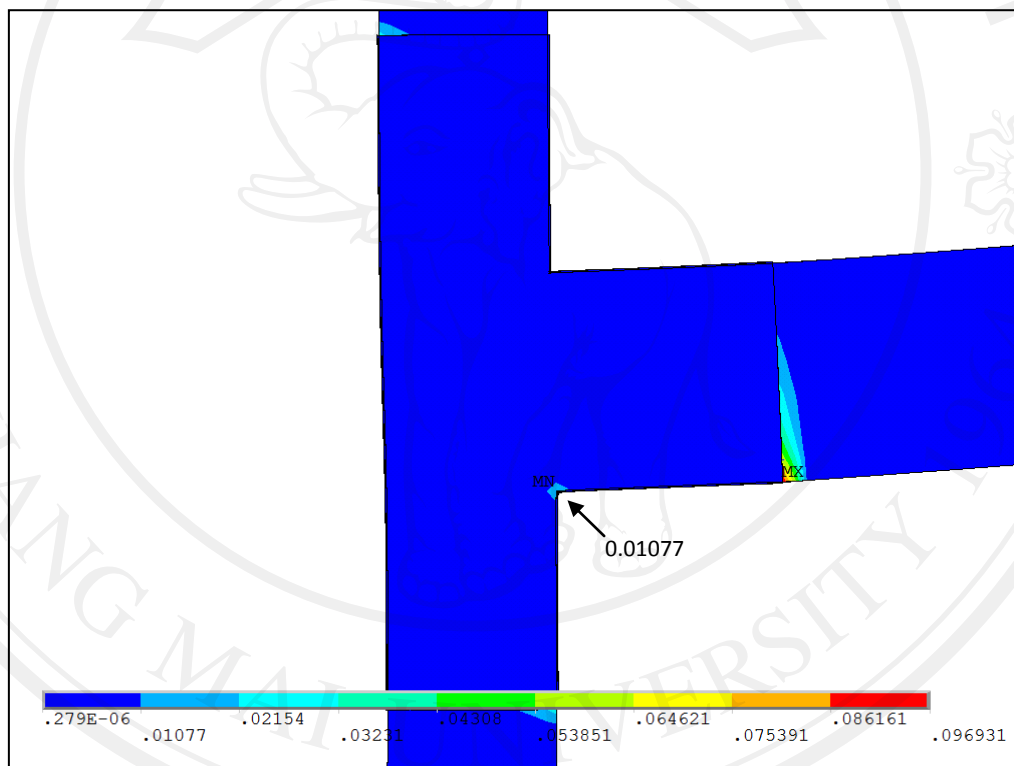
ส่วนการเสริมกำลังจุดต่อภายในอาคารนั้นพบรูปแบบการวิบัติจะแตกต่างจากจุดต่อริม อาคารเนื่องจากมีกำลังที่เกิดขึ้นในจุดต่อมากกว่า จากการวิเคราะห์พบว่าแบบจำลองที่ไม่เสริมกำลัง (J2) เกิดการวิบัติที่จุดต่อ และเมื่อเสริมกำลังโดยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่เสาพบว่ามีความสามารถ เพียงพอในการรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในจุดต่อ เนื่องจากการวิบัติที่คานหน้าเสา แต่เมื่อเสริมกำลัง ที่เสาและคาน (J2-CFRP2) พบว่าเกิดการวิบัติที่เสาชั้นบนในบริเวณสิ้นสุดการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ ส่วนการเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วในทั้งสองรูปแบบ (J2-GFRP1, J2-GFRP2) พบว่าเกิด การวิบัติในจุดต่อทั้งสองรูปแบบ โดยรูปแบบการวิบัติของแบบจำลองทั้งหมดสามารถสรุปได้ดัง ตารางที่ 5.1

ตารางที่ 5.1 รูปแบบการวิบัติของแบบจำลองจุดต่อ

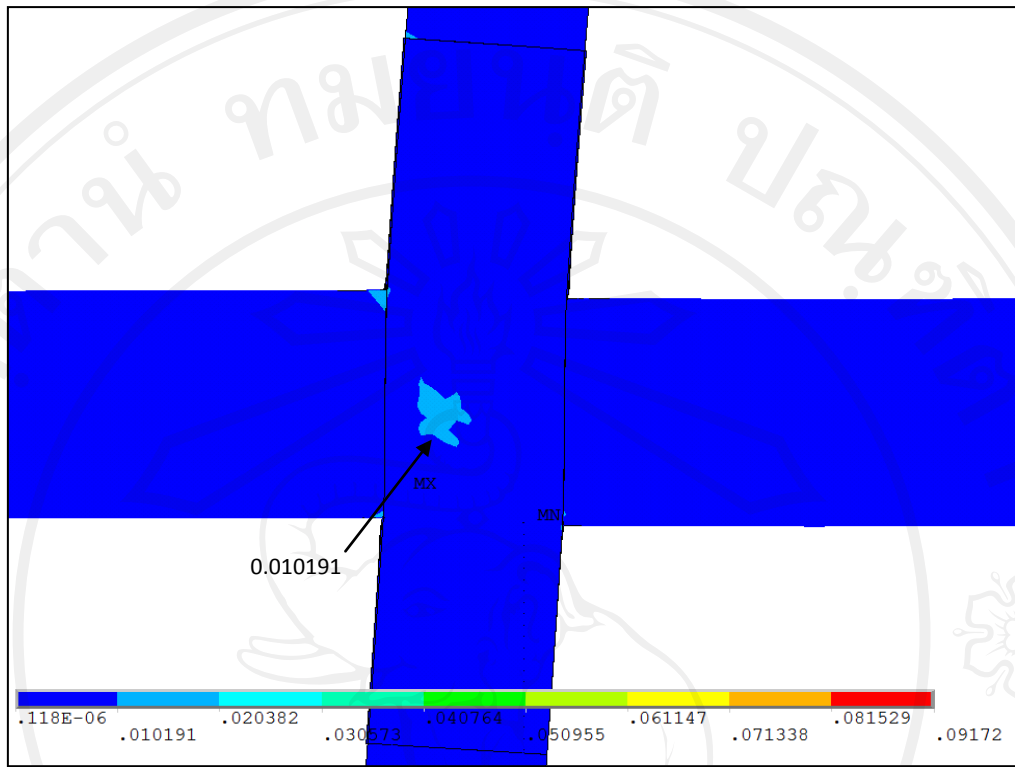
แบบจำลอง	ตำแหน่งที่เกิดการวิบัติ	Drift Ratio ที่เกิดการวิบัติ
J1	ภายในจุดต่อ	1.40%
J1-CFRP1	คานบริเวณหน้าเสา	2.30%
J1-CFRP2	คานที่ไม่ได้เสริมกำลัง	2.50%
J1-GFRP1	คานบริเวณหน้าเสา	2.00%
J1-GFRP2	ภายในจุดต่อ	2.00%
J2	ภายในจุดต่อ	1.00%
J2-CFRP1	คานบริเวณหน้าเสา	2.00%
J2-CFRP2	เสาชั้นบนที่ไม่ได้เสริมกำลัง	2.00%
J2-GFRP1	ภายในจุดต่อ	2.00%
J2-GFRP2	ภายในจุดต่อ	2.00%

เมื่อพิจารณาแบบจำลอง J1-GFRP2, J2-GFRP1, J2-GFRP2 ซึ่งเกิดการวิบัติของ คอนกรีตบริเวณจุดต่อที่หุ้มแผ่นไฟเบอร์โดยที่แผ่นไฟเบอร์ยังไม่เกิดการร้าวจากการตรวจสอบ การเลื่อนไถลระหว่างผิวคอนกรีตกับแผ่นไฟเบอร์ที่จุดต่อซึ่งอาจเป็นสาเหตุให้เกิดการวิบัติใน

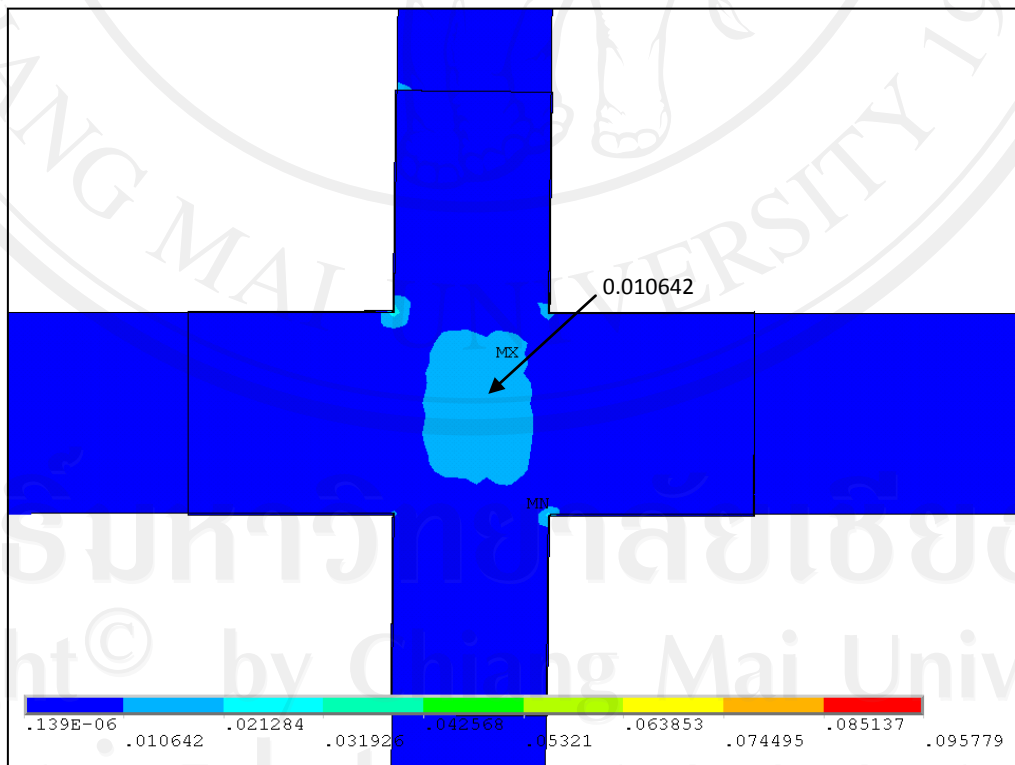
รูปแบบดังกล่าว โดยพิจารณาจากความเครียดที่เกิดขึ้นในแผ่นไฟเบอร์ต้องไม่เกินค่าความเครียดที่ยอมให้เพื่อควบคุมการเลื่อนระหว่างผิวคอนกรีตกับแผ่นไฟเบอร์ซึ่งมีค่าเท่ากับ 0.00917 mm/mm โดยหาได้จากนำความเครียดประลัย (\mathcal{E}_{fu}) เท่ากับ 0.035 คูณด้วย Bond Dependent Coefficient (K_m) เท่ากับ 0.262 และจากการวิเคราะห์หาค่าความเครียดสูงสุดของแผ่นไฟเบอร์ในกรณีที่เกิดต่อเสียหายบริเวณที่หุ้มแผ่นไฟเบอร์ดังรูปที่ 5.1 ถึง รูปที่ 5.3 พบว่าความเครียดที่เกิดขึ้นมากกว่าค่าความเครียดที่ยอมให้เล็กน้อย โดยทั้งนี้ค่าที่ยอมให้เป็นการกำหนดเพื่อการออกแบบซึ่งจะมีสัดส่วนความปลอดภัยอยู่แล้ว จึงอาจกล่าวได้ว่าแผ่นไฟเบอร์ไม่น่าจะเกิดการเลื่อนที่ผิวคอนกรีต



รูปที่ 5.1 ความเครียดในแผ่นไฟเบอร์ของแบบจำลอง J1-GFRP2



รูปที่ 5.2 ความเครียดในแผ่นไฟเบอร์ของแบบจำลอง J2-GFRP1



รูปที่ 5.3 ความเครียดในแผ่นไฟเบอร์ของแบบจำลอง J2-GFRP2

ผลการวิเคราะห์ความสามารถในการรับแรงกระทำด้านข้างของแบบจำลองพบว่าจุดต่อริมาคารไม่ได้เสริมกำลัง โดยในแบบจำลองนี้ได้ออกแบบให้กำลังของคานมากกว่าเสาและจุดต่อตามลำดับ ซึ่งแบบจำลองที่มีกำลังมากที่สุดคือแบบจำลองจุดต่อริมาคารที่เสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่เสาและคาน (J1-CFRP2) โดยมีกำลังเพิ่มขึ้น 2.95 เท่า เนื่องจากเกิดตำแหน่งการวิบัติที่คาน ส่วนแบบจำลองที่มีกำลังรองลงมา คือการเสริมกำลังเฉพาะที่เสา (J1-CFRP1) ที่มีกำลังเพิ่มขึ้น 2.17 เท่า โดยแบบจำลองนี้เกิดการวิบัติที่คานหน้าเสาทำให้มีผลของการฉีกที่มุมเมื่อรับแรงสลับทิศจึงเป็นสาเหตุให้มีกำลังน้อยกว่าแบบจำลอง J1-CFRP2 แม้ว่าจะเกิดการวิบัติที่คานเหมือนกัน ส่วนในแบบจำลองที่เสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วที่เสา (J1-GFRP1) พบว่ามีกำลังเพิ่มขึ้น 1.84 เท่า และการเสริมกำลังทั้งเสาและคานให้กำลังเพิ่มขึ้น 2.06 เท่า

ผลการวิเคราะห์ความสามารถในการรับแรงกระทำด้านข้างของแบบจำลองจุดต่อภายในอาคารเมื่อได้รับการเสริมกำลังพบว่า แบบจำลองที่มีกำลังมากที่สุดคือแบบจำลอง (J2-CFRP2) โดยมีกำลังเพิ่มขึ้น 2.83 เท่า ส่วนแบบจำลองที่มีกำลังรองลงมา คือการเสริมกำลังเฉพาะที่เสา (J2-CFRP1) ที่มีกำลังเพิ่มขึ้น 2.39 เท่า โดยแบบจำลองนี้เกิดการวิบัติที่เสาชั้นบน ส่วนในแบบจำลองที่เสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วที่เสา (J2-GFRP1) มีกำลังเพิ่มขึ้น 1.64 เท่า และการเสริมกำลังทั้งเสาและคานให้กำลังเพิ่มขึ้น 1.80 เท่า

จากการเปรียบเทียบความสามารถในการรับแรงด้านข้างระหว่างการวิเคราะห์ไฟไนต์อิลิเมนต์กับการคำนวณ พบว่ามีค่าใกล้เคียงกัน แต่แบบจำลองที่เสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วซึ่งเกิดการวิบัติที่จุดต่อ (J1-GFRP2, J2-GFRP1, J2-GFRP2) เกิดความคลาดเคลื่อนจากการคำนวณเนื่องจากคอนกรีตที่จุดต่อเกิดการวิบัติก่อนแผ่นไฟเบอร์ที่หุ้มผิวของแบบจำลอง เป็นสาเหตุให้กำลังของจุดต่อเพิ่มขึ้นมีค่าน้อยกว่าที่คำนวณไว้ โดยสามารถสรุปกำลังของแบบจำลองทั้งหมดได้ดังตารางที่ 5.2

ตาราง 5.2 เปรียบเทียบกำลังสูงสุดของแบบจำลองจุดต่อ

แบบจำลอง	กำลังสูงสุดเฉลี่ย (kN)	กำลังสูงสุดเฉลี่ยคำนวณ (kN)	กำลังเพิ่มเมื่อเสริมกำลัง (เท่า)
J1	38.82	38.90	1
J1-CFRP1	84.14	69.07	2.17
J1-CFRP2	114.43	113.03	2.95
J1-GFRP1	71.54	69.07	1.84
J1-GFRP2	80.02	442.04	2.06
J2	60.12	47.42	1
J2-CFRP1	143.89	125.58	2.39
J2-CFRP2	170.04	131.18	2.83
J2-GFRP1	98.45	442.04	1.64
J2-GFRP2	107.94	442.04	1.80

จากการวิเคราะห์ความเหนียวของแบบจำลองจุดต่อริมอาคาร พบว่าเมื่อเสริมกำลังโดยการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) ความเหนียวจะลดลงเฉลี่ย 12% และเมื่อเสริมกำลังโดยใช้แผ่นไฟเบอร์ไย (GFRP) ก็ทำให้ความเหนียวลดลง 26% ส่วนในแบบจำลองจุดต่อภายในอาคาร เมื่อหุ้มด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) จะทำให้ความเหนียวลดลง 24% แต่เมื่อหุ้มด้วยแผ่นไฟเบอร์ไยแก้ว (GFRP) จะช่วยให้แบบจำลองนั้นมีความเหนียวเพิ่มมากขึ้น 12% เมื่อพิจารณาความเหนียวที่ได้กับตำแหน่งที่เกิดการวิบัติ พบว่าแบบจำลองที่วิบัติที่เหล็กเสริมจะมีความเหนียวน้อยกว่าแบบจำลองที่เกิดการวิบัติที่คอนกรีต

ตาราง 5.3 เปรียบเทียบความเหนียวของแบบจำลองจุดต่อ

แบบจำลอง	ความเหนียวสูงสุด	ความเหนียวเปลี่ยนแปลง เมื่อเสริมกำลัง (เท่า)	วัสดุที่วิบัติ
J1	2.06	1	คอนกรีต
J1-CFRP1	1.74	0.84	เหล็กเสริม
J1-CFRP2	1.89	0.92	เหล็กเสริม
J1-GFRP1	1.54	0.75	เหล็กเสริม
J1-GFRP2	1.60	0.78	คอนกรีต
J2	1.71	1	คอนกรีต
J2-CFRP1	1.38	0.81	เหล็กเสริม
J2-CFRP2	1.19	0.70	เหล็กเสริม
J2-GFRP1	1.87	1.09	คอนกรีต
J2-GFRP2	1.96	1.14	คอนกรีต

จากการวิเคราะห์สตีเฟนของแบบจำลองพบว่า เมื่อเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์จะทำให้สตีเฟนสมิค่าเพิ่มขึ้น และการเสริมกำลังโดยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) เพิ่มสตีเฟนสได้มากกว่าแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว (GFRP) นอกจากนี้การเสริมกำลังยังช่วยทำให้แบบจำลองมีความเสื่อมถอยของสตีเฟนลดลง (แบบจำลองเสียหายช้าลง) ในช่วงเริ่มรับกำลังจนถึงมีกำลังสูงสุด แต่เมื่อเกินช่วงดังกล่าวแบบจำลองจะมีความเสื่อมถอยของสตีเฟนเพิ่มขึ้น (แบบจำลองเสียหายเร็วขึ้น) เมื่อเทียบกับแบบจำลองที่ไม่ได้เสริมกำลัง

จากการวิเคราะห์ความสามารถในการดูดซับพลังงานพบว่าจะมีค่าสูงสุดในช่วงที่แบบจำลองมีกำลังสูง โดยแบบจำลองที่มีความสามารถในการดูดซับพลังงานมากที่สุด คือแบบจำลองที่เสริมกำลังโดยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่เสา

จากการวิเคราะห์ความเครียดในเหล็กเสริมคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง พบว่ามีค่ามากที่สุดที่ Drift Ratio กำลังสูงสุด และเมื่อแบบจำลองเกิดการวิบัติความเครียดในเหล็กจะลดลงอย่างรวดเร็ว ในกรณีที่เสริมกำลังเฉพาะที่เสาทำให้ค่าความเครียดที่คานหน้าเสาเพิ่มขึ้นสูงกว่าบริเวณอื่นอย่างมากซึ่งทำให้แบบจำลองเกิดการวิบัติที่คานหน้าเสาเป็นอันดับแรก ส่วนการเสริมกำลังทั้งที่เสาและคานจะช่วยกระจายความเครียดในเหล็กเสริมคานไม่ให้จุดใดจุดหนึ่งมีค่ามากเกินไป และย้ายตำแหน่งที่เหล็กเสริมเกิดการครากมาเกิดที่คานในบริเวณสิ้นสุดการเสริมกำลังได้ นอกจากนี้การวิเคราะห์ความเครียดเหล็กเสริมในคานยังสามารถนำมาตรวจสอบเหล็กเสริมว่าถึงจุด

ครากหรือไม่ และพบว่าแบบจำลองที่เหล็กเสริมเกิดการครากมีจำนวน 5 ตัวอย่าง คือแบบจำลอง J1-CFRP1, J1-GFRP1, GFRP2 และ J2-CFRP1 พบเหล็กเสริมถึงจุดครากที่คานหน้าเสา ส่วนในแบบจำลอง J1-CFRP2 นั้นพบเหล็กเสริมคานถึงจุดครากที่คานบริเวณที่ไม่ได้หุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์

ตาราง 5.4 เปรียบเทียบความเครียดในเหล็กเสริมคานของแบบจำลองจุดต่อ

แบบจำลอง	ตำแหน่งที่เกิดความเครียดสูงสุด	การครากของเหล็กเสริมคาน
J1	คานหน้าเสา	ไม่คราก
J1-CFRP1	คานหน้าเสา	คราก
J1-CFRP2	คานบริเวณไม่เสริมกำลัง	คราก
J1-GFRP1	คานหน้าเสา	คราก
J1-GFRP2	จุดต่อ	คราก
J2	จุดต่อ	ไม่คราก
J2-CFRP1	คานหน้าเสา	คราก
J2-CFRP2	เสาชั้นบน	ไม่คราก
J2-GFRP1	จุดต่อ	ไม่คราก
J2-GFRP2	จุดต่อ	ไม่คราก

จากผลการวิเคราะห์ที่ผ่านมาสามารถสรุปผลการวิเคราะห์ทั้งหมดได้ดังตารางที่ 5.5 และทำให้ทราบวิธีที่เหมาะสมในการเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ให้กับจุดต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีพฤติกรรมแบบคานแข็ง-เสาอ่อน ให้ได้ประสิทธิภาพสูงสุด โดยจุดต่ออาคารควรเสริมกำลังในรูปแบบของ J1-GFRP1 เนื่องจากสามารถย้ายตำแหน่งการวิบัติได้ และแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วมีราคาถูกกว่าแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ส่วนในจุดต่อภายในอาคารควรเสริมกำลังในรูปแบบของ J2-CFRP1 เนื่องจากการเสริมกำลังในรูปแบบดังกล่าวสามารถเพิ่มประสิทธิภาพในการรับแรงดัดข้างและย้ายตำแหน่งการวิบัติจากจุดต่อให้มาเกิดที่คานให้มีพฤติกรรมการวิบัติแบบคานอ่อน-เสาแข็งได้

ข้อควรระวังในการเสริมกำลังจุดต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยแผ่นไฟเบอร์ในงานวิจัยครั้งนี้พบว่าควรเลือกชนิดของแผ่นไฟเบอร์และตำแหน่งการเสริมกำลังให้เหมาะสมเนื่องจากกำลังชั้นส่วนที่เพิ่มขึ้นอาจทำให้ตำแหน่งที่วิบัติเกิดในตำแหน่งไม่เหมาะสม อีกประการ

หนึ่งคือไม่ควรใช้วิธีเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ให้กับจุดต่อที่มีเสาเล็ก เนื่องจากความสามารถในการรับแรงเฉือนจะไม่เพียงพอ และต้องควบคุมคุณภาพของอีพอกซี ตลอดจนวิธีการติดตั้งแผ่นไฟเบอร์เข้ากับชิ้นส่วนคอนกรีตให้มีการยึดติดกันอย่างสมบูรณ์ เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดรูปแบบการวิบัติที่คอนกรีตบริเวณหุ้มแผ่นไฟเบอร์วิบัติก่อนที่แผ่นไฟเบอร์ที่เสริมกำลังจะฉีกขาด และเป็นสาเหตุให้กำลังที่เพิ่มขึ้นน้อยกว่าที่ออกแบบไว้

ตาราง 5.5 สรุปผลการวิเคราะห์แบบจำลองจุดต่อ

แบบจำลอง	ตำแหน่งวิบัติ	กำลังสูงสุด เฉลี่ย (kN)	ความ เหนียว สูงสุด	ความแข็ง สูงสุด	การดูดซับ พลังงาน	การคราก ของเหล็ก เสริมคาน
J1	จุดต่อ	38.82	2.06	1.46	5.54	ไม่คราก
J1-CFRP1	คานหน้าเสา	84.14	1.74	1.87	15.32	คราก
J1-CFRP2	คาน	114.43	1.89	2.08	10.19	คราก
J1-GFRP1	คานหน้าเสา	71.54	1.54	1.74	6.72	คราก
J1-GFRP2	จุดต่อ	80.02	1.60	1.76	4.28	คราก
J2	จุดต่อ	60.12	1.71	2.14	3.81	ไม่คราก
J2-CFRP1	คานหน้าเสา	143.89	1.38	2.83	18.22	คราก
J2-CFRP2	เสา	170.04	1.19	2.99	1.73	ไม่คราก
J2-GFRP1	จุดต่อ	98.45	1.87	2.34	17.05	ไม่คราก
J2-GFRP2	จุดต่อ	107.94	1.96	2.39	2.71	ไม่คราก

ข้อเสนอแนะ

1. ก่อนเสริมกำลังให้กับจุดต่อ ควรมีการตรวจสอบกำลังของชิ้นส่วนก่อนเพื่อให้ได้การเสริมกำลังที่ถูกต้องในชิ้นส่วนที่มีกำลังต่ำที่สุด
2. เนื่องจากการกำหนดจำนวนของ Sub Step ในโปรแกรมไฟไนต์อีลิเมนต์มีผลต่อผลลัพธ์ที่ได้ เพราะฉะนั้นจึงควรเพิ่มจำนวนของ Sub Step ในกรณีที่ต้องการผลการวิเคราะห์ที่ละเอียดเพิ่มขึ้น
3. ควรมีการตรวจสอบขนาดของจุดต่อก่อนเสริมกำลังเพื่อหลีกเลี่ยงรูปแบบการวิบัติแบบคอนกรีตเสียหายก่อนแผ่นไฟเบอร์นิกขาด