

บทที่ 4

ผลวิเคราะห์การเสริมกำลังจุดต่อโดยแผ่นไฟเบอร์

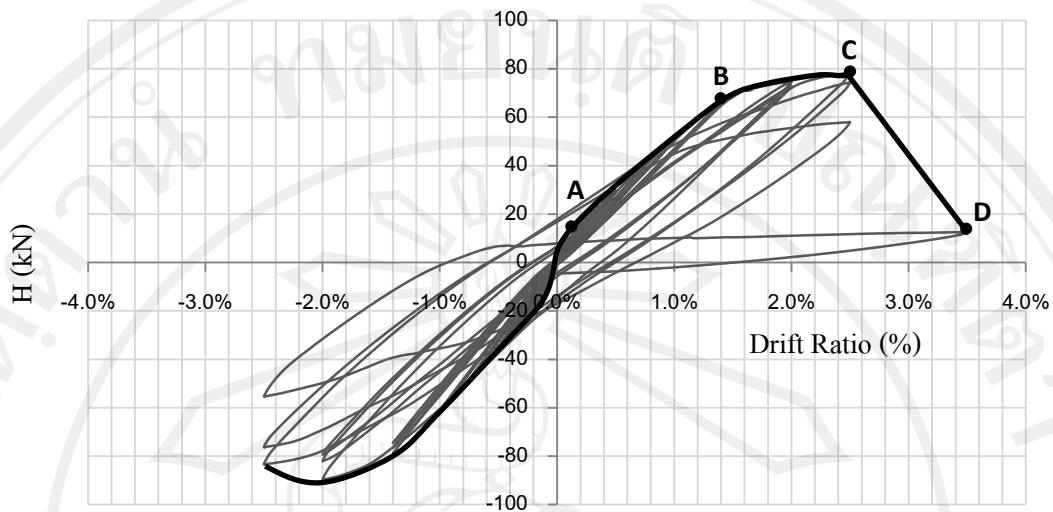
หลังจากสอบเทียบแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ แสดงให้เห็นว่าสามารถนำมาประยุกต์ใช้ในการวิเคราะห์จุดต่ออาคารคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงวัฏจักรได้ ซึ่งได้ทำการวิเคราะห์พฤติกรรมการวิบัติ, กำลังรับแรงแนวราบสูงสุด, ความเหนียว, ความเสื่อมถอยของสติฟเนส, ตลอดจนความสามารถในการดูดซับพลังงาน แต่ข้อดีของการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์อีกอย่างหนึ่ง คือสามารถแสดงผลพล็อตได้ทุกโหนดของเอลิเมนต์ ในบทนี้จึงได้เพิ่มเติมการวิเคราะห์ความเครียดของเหล็กเสริมคานบริเวณจุดต่อซึ่งมีประโยชน์ในการศึกษาจุดต่อรับแรงแผ่นดินไหว

การเสริมกำลังจุดต่อผู้ออกแบบต้องตรวจสอบกำลังของชิ้นส่วนที่ประกบกันเป็นจุดต่อว่าชิ้นส่วนไหนมีกำลังมากและน้อยที่สุด เพื่อที่จะได้ออกแบบตำแหน่งที่ต้องเสริมกำลังได้ถูกต้อง โดยในบทที่ผ่านมาได้วิเคราะห์แบบจำลองจุดต่ออาคารไม่เสริมกำลัง (J1) ดังนั้นในหัวข้อนี้จะวิเคราะห์แบบจำลองจุดต่อนอกเหนือจากในหัวข้อที่ผ่านมาอีกจำนวน 9 ตัวอย่าง ซึ่งในการวิเคราะห์แบบจำลองจุดต่อที่ได้รับการเสริมกำลังจะไม่คิดผลของการเลื่อนระหว่างผิวคอนกรีตกับผิวของแผ่นไฟเบอร์ เนื่องจากในการออกแบบการเสริมกำลังมีข้อกำหนดให้มีการควบคุมความเครียดของแผ่นไฟเบอร์ไม่ให้เกินค่าที่ยอมรับเพื่อป้องกันการวิบัติในรูปแบบที่แผ่นไฟเบอร์หลุดออกจากผิวคอนกรีต

4.1 ผลวิเคราะห์พฤติกรรมจุดต่อภายใต้แรงวัฏจักร

4.1.1 แบบจำลอง J1-CFRP1

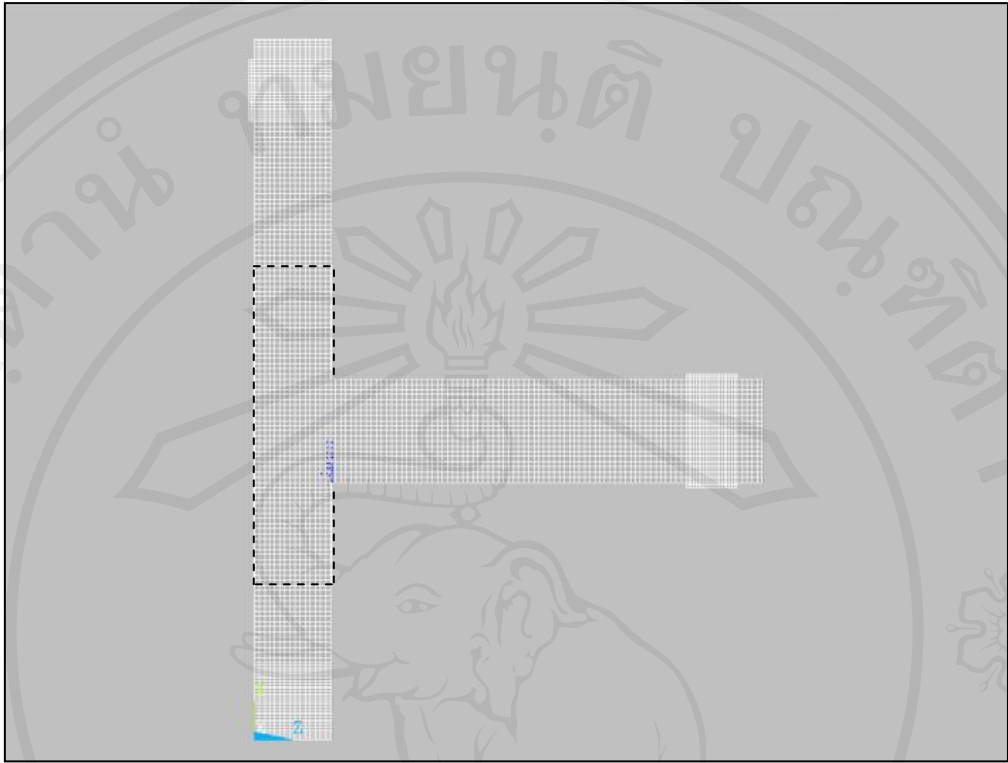
จากการวิเคราะห์แบบจำลอง J1-CFRP1 พบว่าเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัดที่คานหน้าเสาเมื่อคานปลายคานขึ้นที่ Drift Ratio 3.50% และสามารถสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ กับ Drift Ratio ได้ดังรูปที่ 4.1



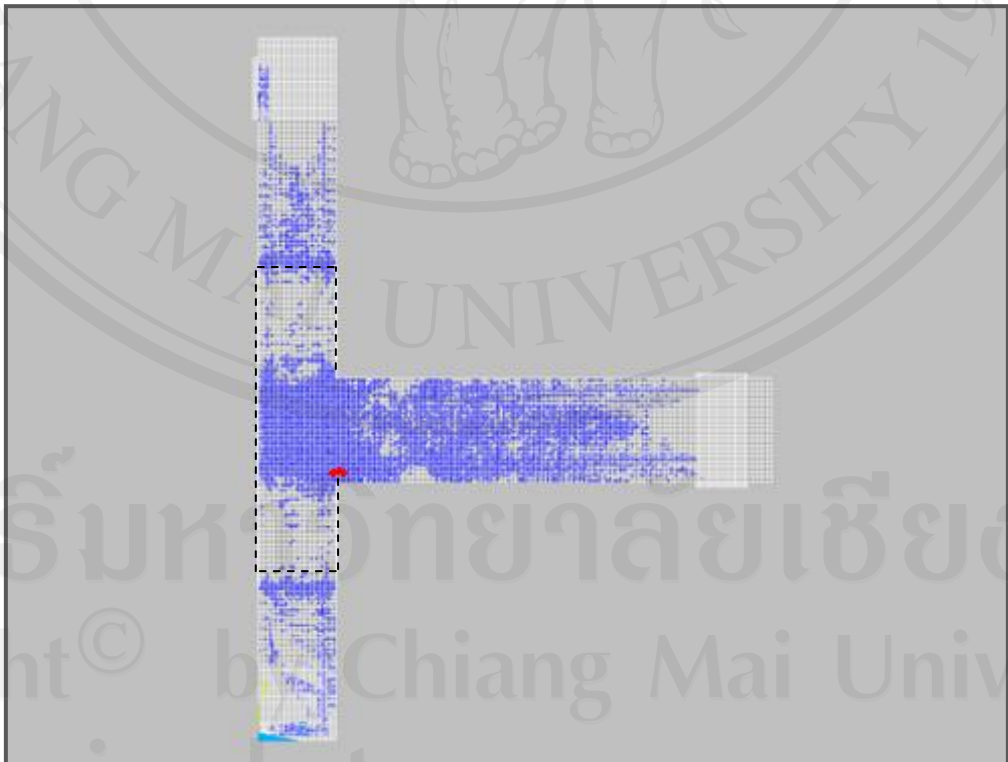
รูปที่ 4.1 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ (H) กับ Drift Ratio ของจุดต่อ J1-CFRP1

จากรูปที่ 4.1 ได้แบ่งจุดศึกษาเป็น 4 จุด เหมือนกับตัวอย่าง J1 เพื่อสังเกตรอยแตกร้าวและรูปแบบการวิบัติ ซึ่งพบว่าเกิดรอยแตกร้าวบริเวณคานหน้าเสาก่อนเป็นอันดับแรก จากนั้นเมื่อเพิ่ม Drift Ratio พบรอยแตกร้าวเพิ่มมากขึ้นเรียงลำดับความเสียหายที่มีความรุนแรงมากจากจุดต่อ, คาน และเสาตามลำดับ ซึ่งรอยแตกร้าวในเสาบริเวณหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เกิดรอยแตกร้าวน้อยที่สุด และสุดท้ายแบบจำลองเกิดวิบัติจากแรงดัดบริเวณคานหน้าเสา ดังรูปที่ 4.2 ถึง รูปที่ 4.6 คล้ายกับการทดสอบของ Gergely และคณะ (2000) ที่แสดงให้เห็นว่าเมื่อจุดต่ออาคารที่มีพฤติกรรมแบบคานแข็ง-เสาอ่อน ได้รับการเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ที่เสาและจุดต่อที่เพียงพอจะสามารถย้ายตำแหน่งการวิบัติจากที่จุดต่อให้ไปเกิดที่คานหน้าเสาได้

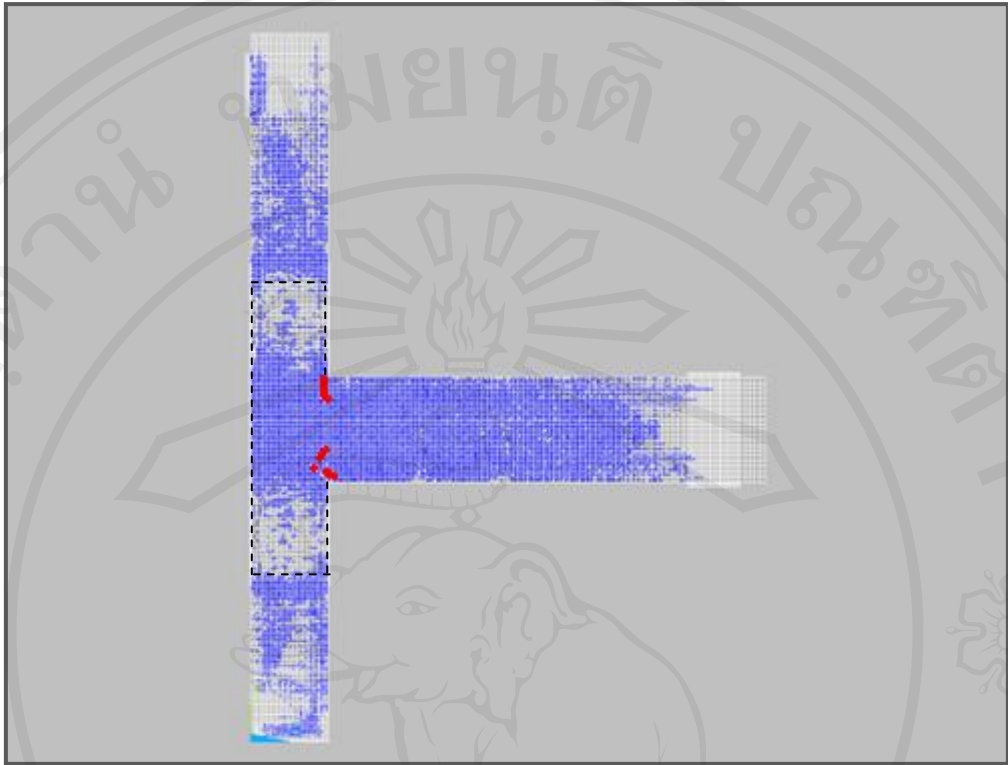
เมื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมการวิบัติของแบบจำลอง J1-CFRP1 กับ แบบจำลอง J1 พบว่าเมื่อเสริมกำลัง โดยการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ที่เสาทำให้จุดต่อมีความสามารถในการต้านทานแรงเฉือนสูงขึ้นจึงทำให้จุดต่อนั้นมีกำลังมากกว่าคาน และย้ายการวิบัติที่เกิดในจุดต่อมาเกิดที่คานหน้าเสาได้



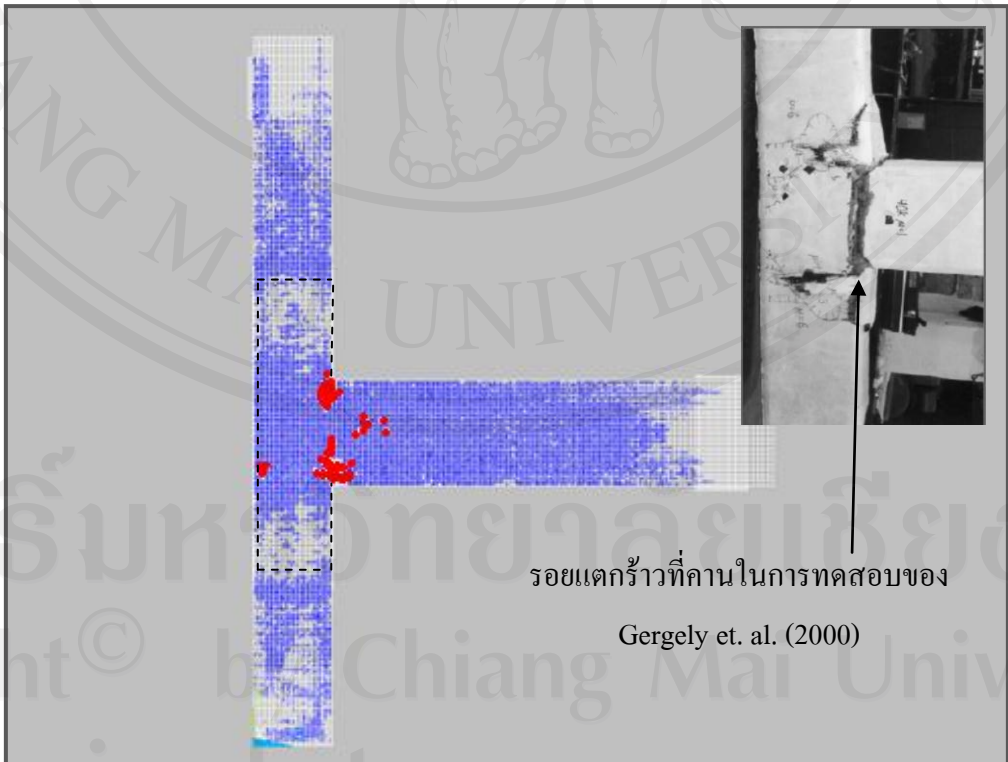
รูปที่ 4.2 รอยแตกร้าวเริ่มต้นในแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP1 ที่จุด A (Drift Ratio 0.10%)



รูปที่ 4.3 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP1 ที่จุด B (Drift Ratio 1.40%)



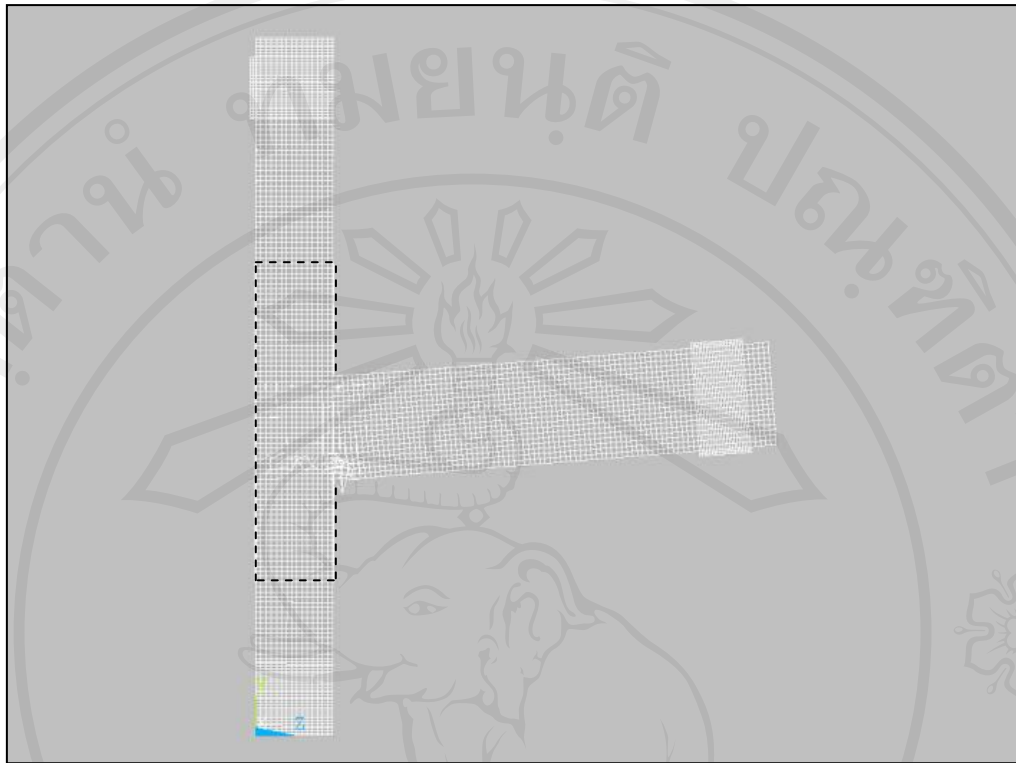
รูปที่ 4.4 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP1 ที่จุด C (Drift Ratio 2.32%)



รอยแตกร้าวที่คานในการทดสอบของ

Gergely et. al. (2000)

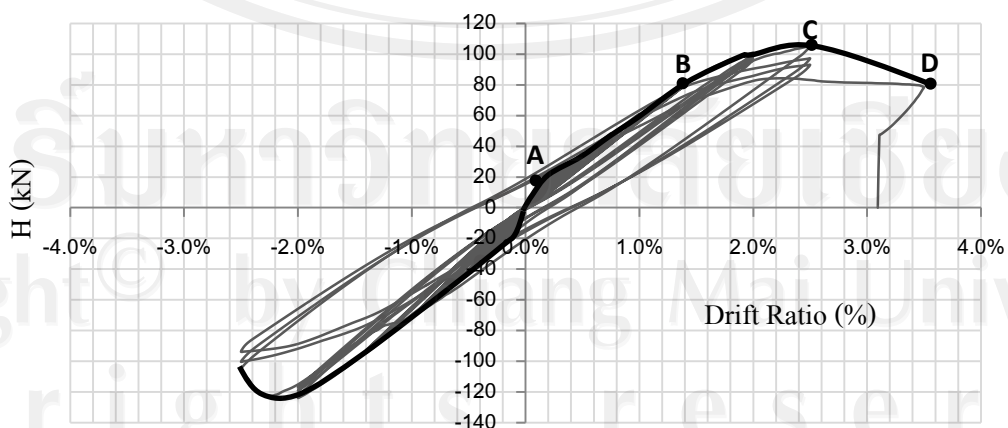
รูปที่ 4.5 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP1 ที่จุด D (Drift Ratio 3.50%)



รูปที่ 4.6 รูปแบบการเสียรูปของแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP1 ที่ Drift Ratio สุดท้าย

4.1.2 แบบจำลอง J1-CFRP2

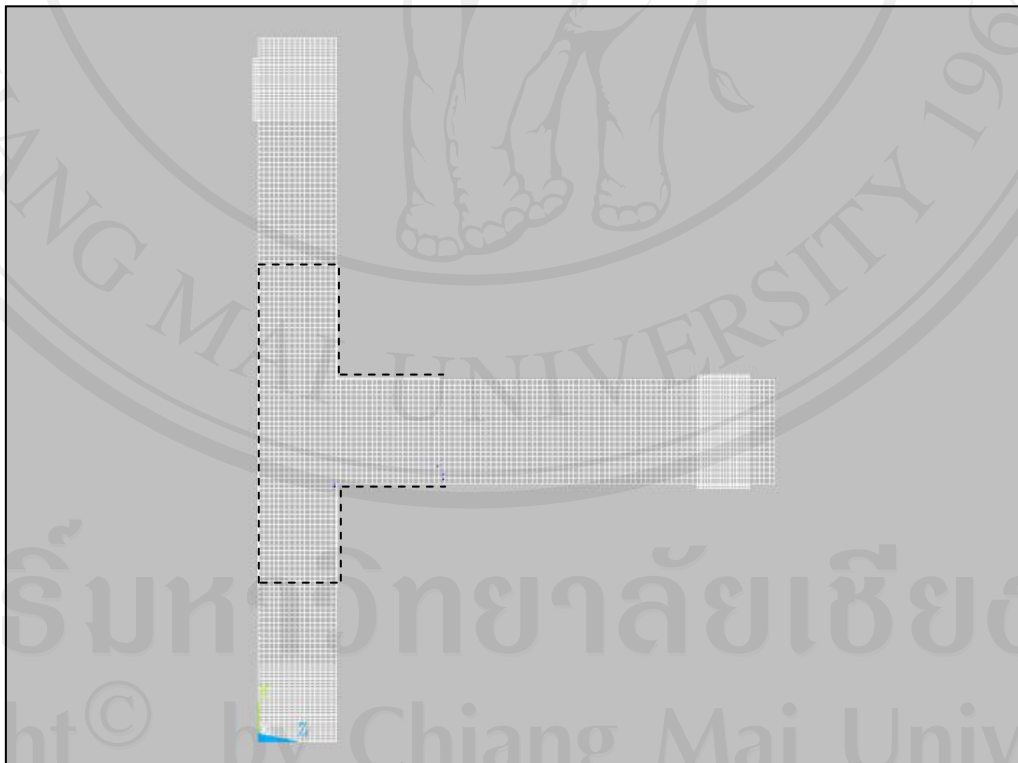
จากกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ กับ Drift Ratio ของแบบจำลอง J1-CFRP2 ในรูปที่ 4.7 พบว่าแบบจำลองเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงดัดที่คานบริเวณสิ้นสุดการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เมื่อคานปลายคานขึ้นที่ Drift Ratio เท่ากับ 3.50% เมื่อเทียบกับแบบจำลอง J1-CFRP1 พบว่าแบบจำลองนี้มีกำลังรับแรงแนวราบและความเหนียวมากกว่า จึงเหมาะสมในการรับแรงแผ่นดินไหวมากกว่าการหุ้มแผ่นไฟเบอร์เฉพาะที่เสา



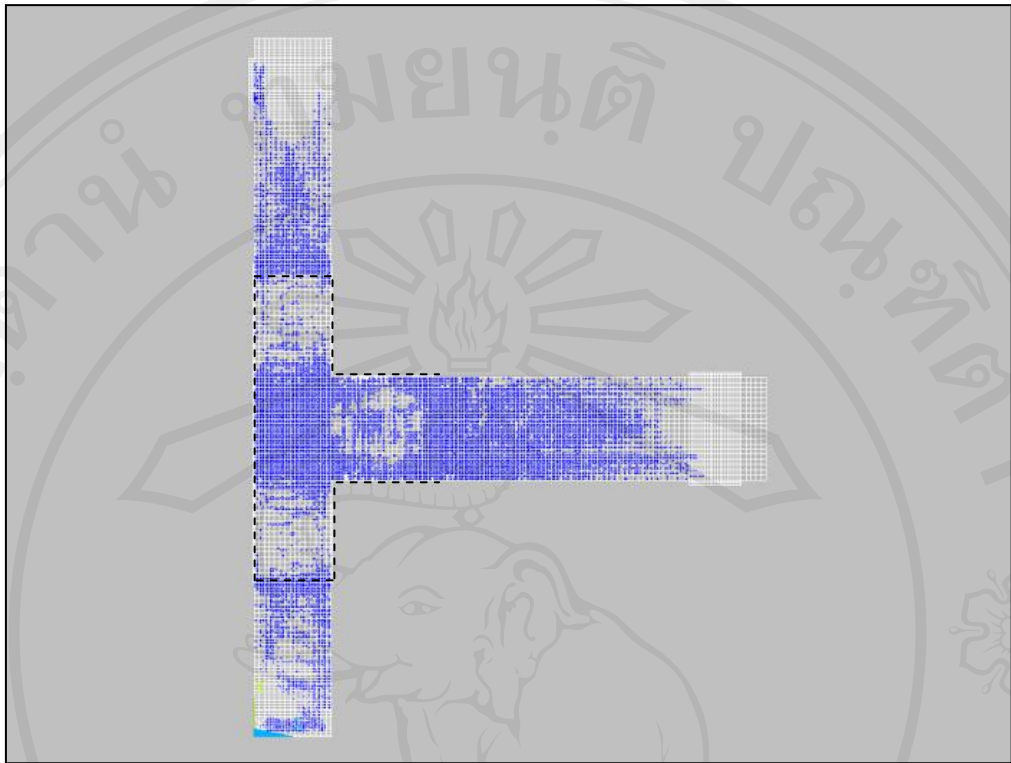
รูปที่ 4.7 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ (H) กับ Drift Ratio ของจุดต่อ J1-CFRP2

เมื่อพิจารณารูปแบบของรอยแตกร้าวที่ Drift Ratio ต่างๆ พบว่าเกิดรอยแตกร้าวที่คานหน้าเสา และในคานบริเวณสิ้นสุดการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เป็นอันดับแรก และเมื่อ Drift Ratio เพิ่มขึ้นรอยแตกร้าวได้ขยายและกระจายไปในเสาและคาน โดยมีความรุนแรงของรอยแตกร้าวเกิดขึ้นเรียงลำดับจากคาน, จุดต่อ และเสาตามลำดับ ส่วนบริเวณที่หุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์พบรอยแตกรavn้อยกว่าบริเวณอื่น และสุดท้ายแบบจำลองนี้เกิดการวิบัติที่คานบริเวณไม่ได้หุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ดังแสดงในรูปที่ 4.8 ถึง รูปที่ 4.12 ซึ่งรูปแบบการวิบัติที่เกิดขึ้นคล้ายกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการของ Pampanin และคณะ (2007) ที่สามารถย้ายตำแหน่งการวิบัติไปเกิดที่บริเวณสิ้นสุดการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ได้แม้ว่าที่คานได้ติดแผ่นไฟเบอร์เพื่อรับเฉพาะแรงเฉือน

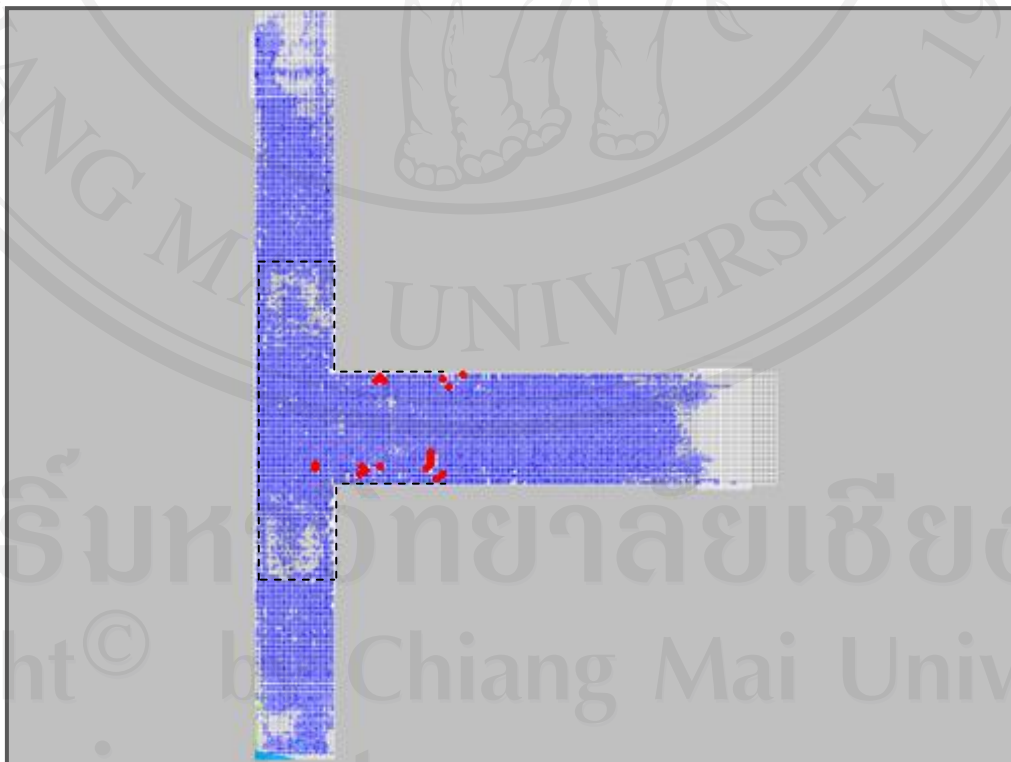
เมื่อพิจารณารูปแบบของการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์โดยเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลอง J1, J1-CFRP1, J1-CFRP2 พบว่ารูปแบบการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่ดีที่สุด คือการหุ้มทั้งเสาและคาน เนื่องจากช่วยเพิ่มประสิทธิภาพด้านกำลังรับแรงแนวราบสูงสุด อีกทั้งสามารถย้ายตำแหน่งวิบัติจากที่จุดต่อไปเป็นวิบัติที่คานได้ ตามหลักการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวที่ต้องการให้เกิดการวิบัติแบบคานอ่อน-เสา



รูปที่ 4.8 รอยแตกร้าวเริ่มต้นในแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP2 ที่จุด A ของกราฟ (Drift Ratio 0.10%)



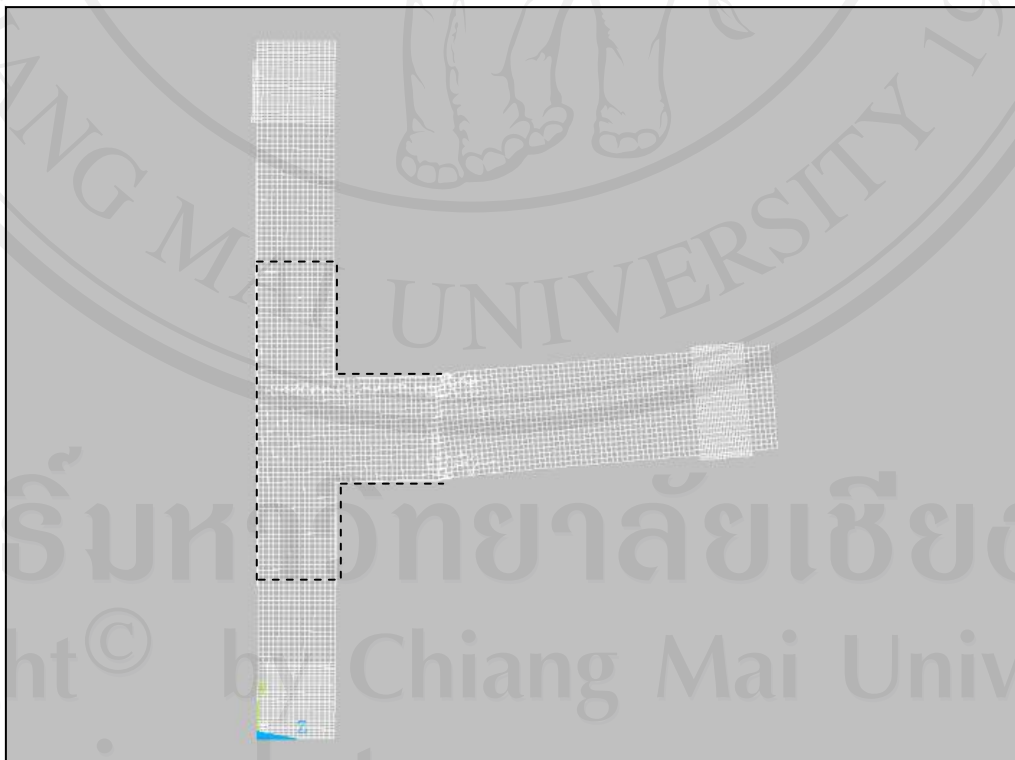
รูปที่ 4.9 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP2 ที่จุด B ของกราฟ (Drift Ratio 1.40%)



รูปที่ 4.10 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP2 ที่จุด C ของกราฟ (Drift Ratio 2.50%)



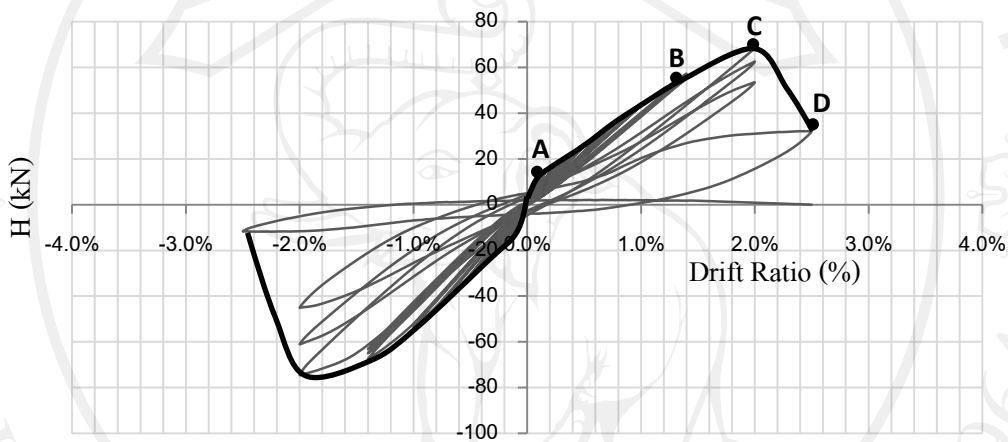
รูปที่ 4.11 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP2 ที่จุด D ของกราฟ (Drift Ratio 3.50%)



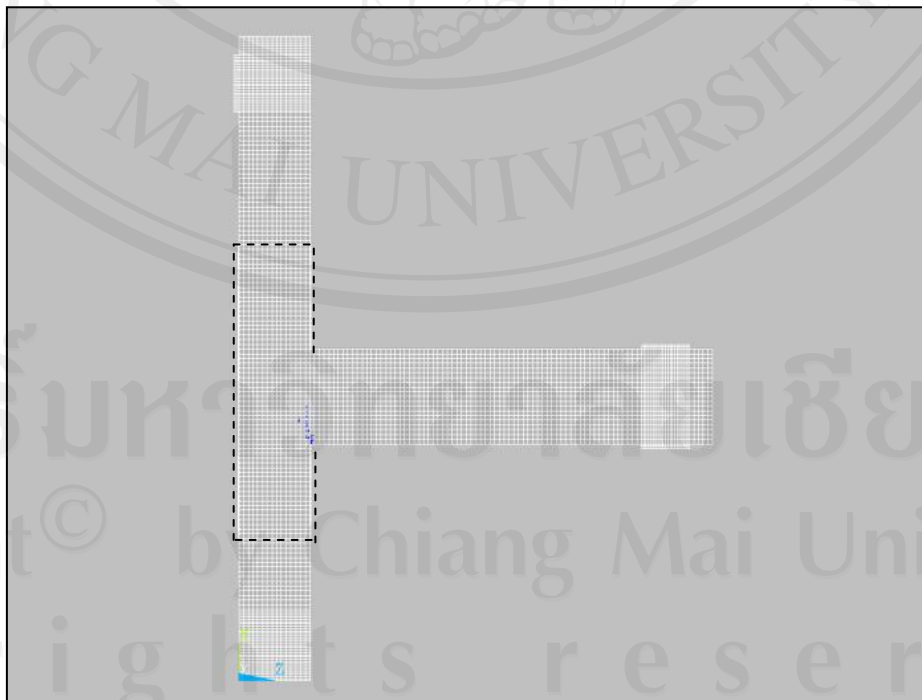
รูปที่ 4.12 รูปแบบการเสียรูปของแบบจำลองจุดต่อ J1-CFRP2 ที่ Drift Ratio สุดท้าย

4.1.3 แบบจำลอง J1-GFRP1

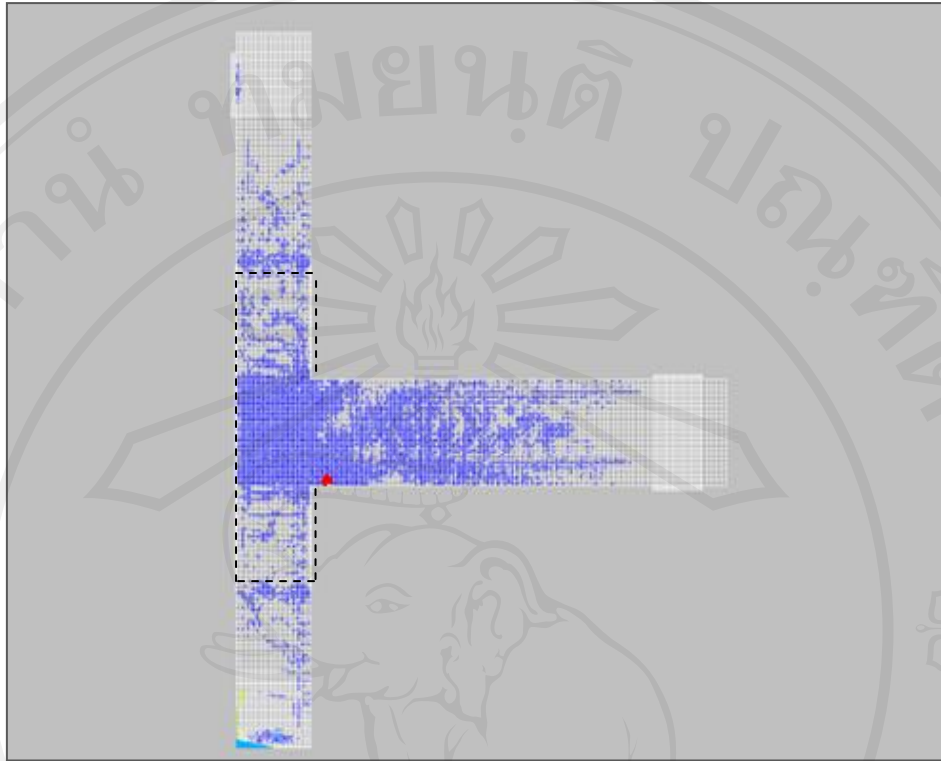
จากการวิเคราะห์แบบจำลอง J1-GFRP1 ซึ่งเป็นแบบจำลองที่ได้คำนวณปริมาณแผ่นไฟเบอร์ที่ต้องใช้ในการเสริมกำลังของงานวิจัยนี้ พบว่าแบบจำลองเกิดการวิบัติที่คานหน้าเสาเนื่องจากแรงดัดที่ Drift Ratio 2.50% ตามที่ได้ออกแบบไม่ให้ออกแบบไม่ให้อุบัติที่จุดต่อ ซึ่งรูปแบบการวิบัติแสดงไว้ในรูปที่ 4.13 ถึง รูปที่ 4.18 โดยแบบจำลองเริ่มเกิดรอยแตกร้าวที่จุดต่อบริเวณคานหน้าเสาเป็นอันดับแรก จากนั้นรอยแตกร้าวขยายออกไปที่คานและเสา เมื่อ Drift Ratio เพิ่มมากขึ้น โดยที่ความรุนแรงของรอยแตกร้าวมากที่สุดนั้นเกิดขึ้นที่จุดต่อ, คาน และเสาตามลำดับ



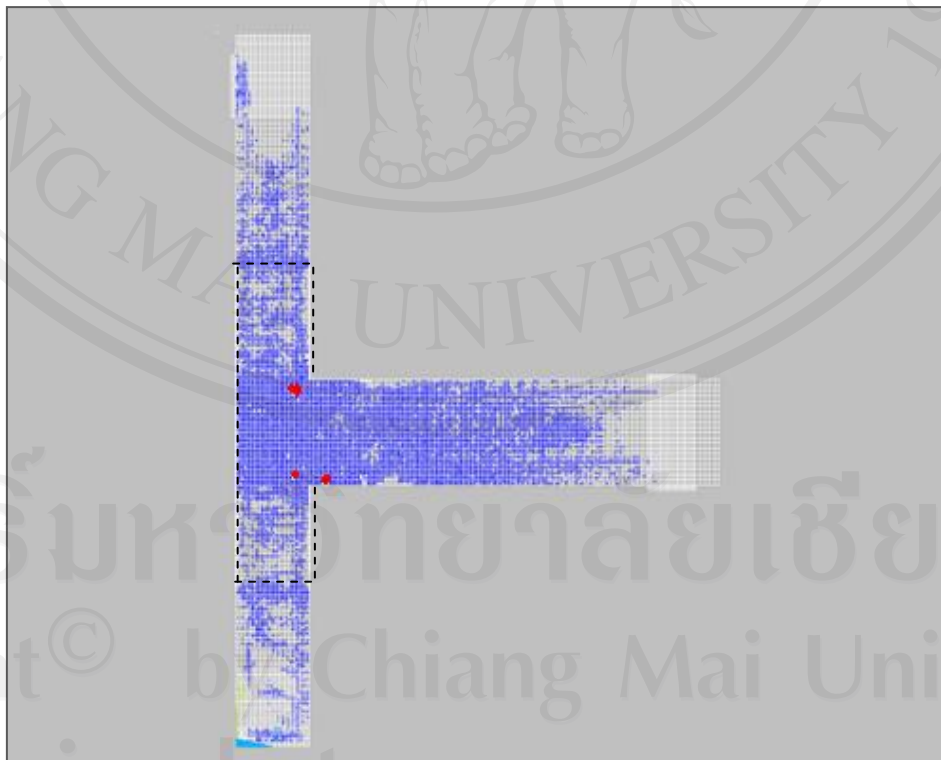
รูปที่ 4.13 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ (H) กับ Drift Ratio ของจุดต่อ J1-GFRP1



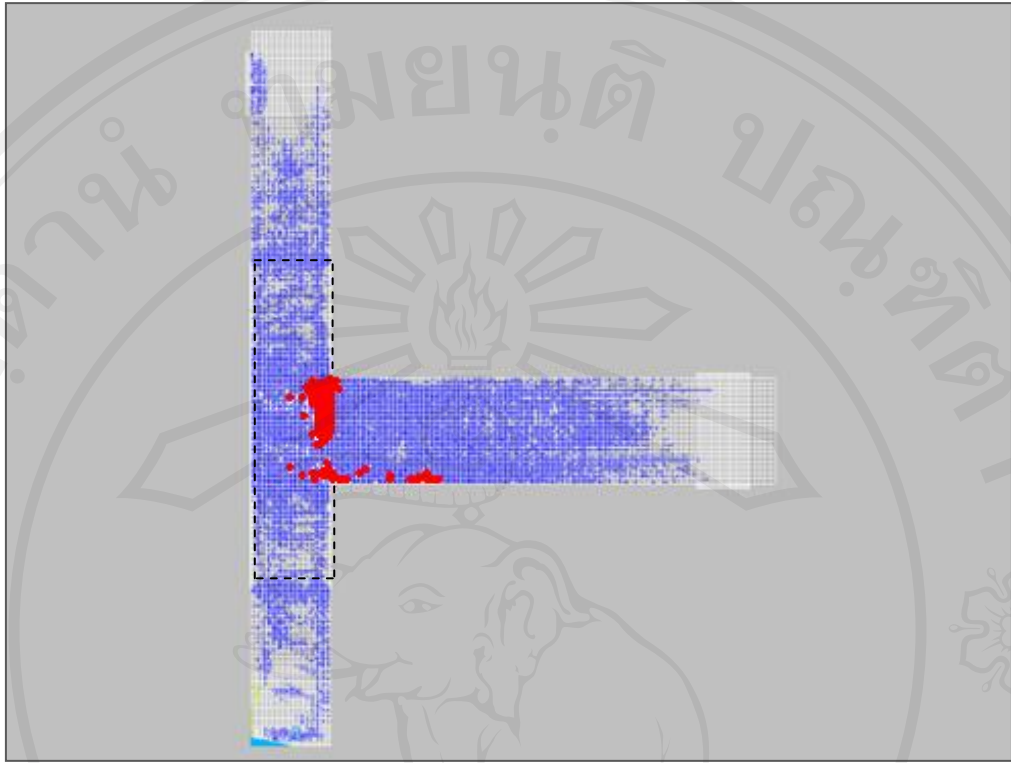
รูปที่ 4.14 รอยแตกร้าวเริ่มต้นในแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP1 ที่จุด A (Drift Ratio 0.12%)



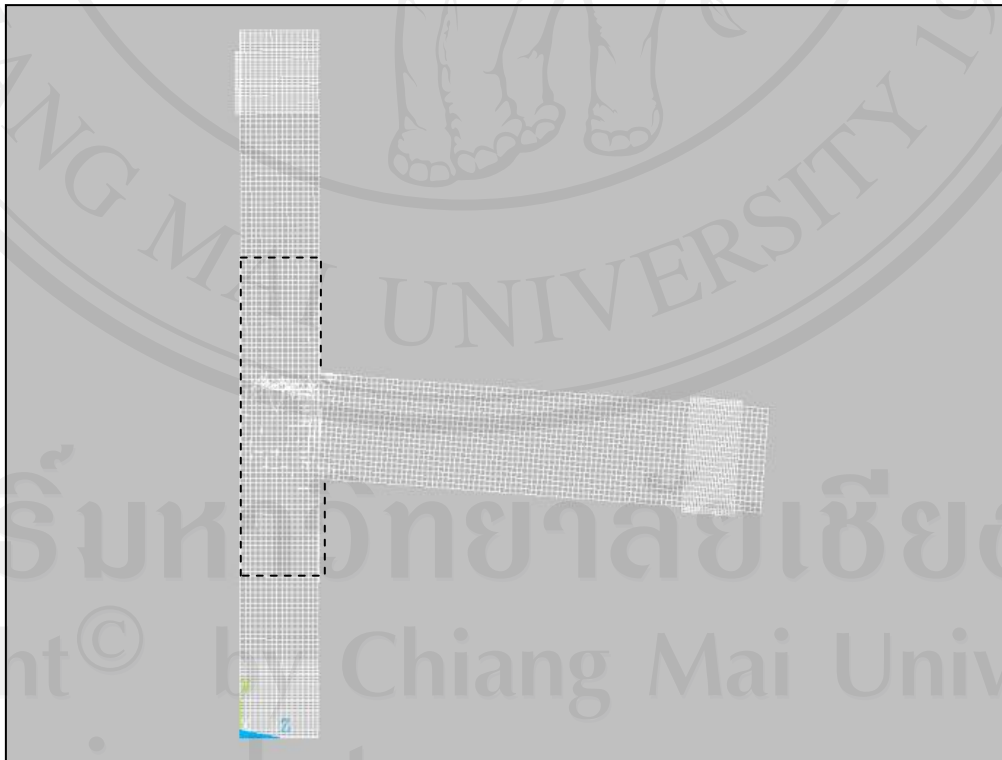
รูปที่ 4.15 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP1 ที่จุด B (Drift Ratio 1.30%)



รูปที่ 4.16 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP1 ที่จุด C (Drift Ratio 1.98%)



รูปที่ 4.17 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP1 ที่จุด D (Drift Ratio 2.50%)



รูปที่ 4.18 รูปแบบการเสียรูปของแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP1 ที่ Drift Ratio สุดท้าย

เมื่อเปรียบเทียบระหว่างแบบจำลองเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ กับแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว พบว่ารอยแตกร้าวในบริเวณที่หุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เกิดน้อยกว่าการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วในปริมาณที่เท่ากัน และให้กำลังรับแรงแนวราบสูงสุดที่มากกว่า

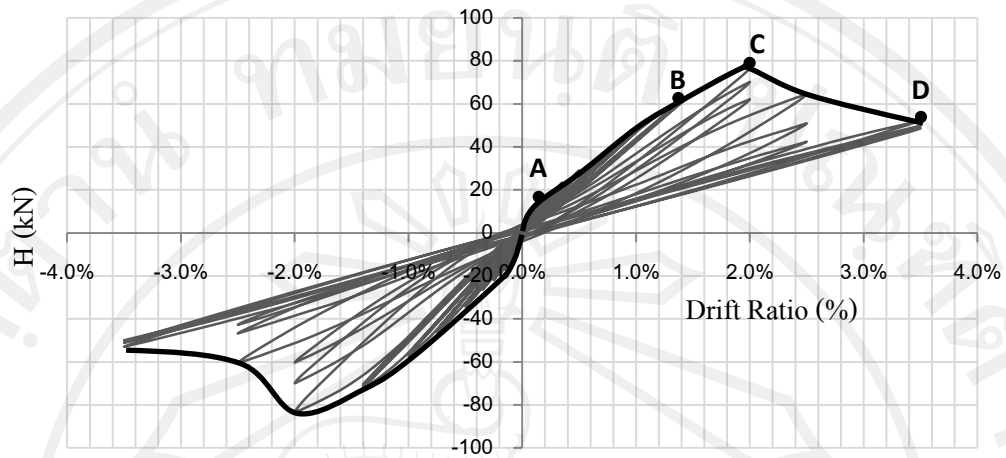
4.1.4 แบบจำลอง J1-GFRP2

จากการวิเคราะห์พบว่าแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP2 พบรอยแตกร้าวบริเวณคานหน้าเสาเป็นอันดับแรก และกระจายเข้าไปในจุดต่อ หลังจากนั้นรอยแตกร้าวจึงเกิดขึ้นในคาน และเสา ซึ่งความรุนแรงของรอยแตกร้าวที่เกิดขึ้นเรียงลำดับจากจุดต่อ, คาน, เสา ตามลำดับ และพบอิทธิเมนต์ที่เสียหายเริ่มจากหน้าเสากระจายเข้าไปในบริเวณจุดต่อจนเกิดการวิบัติในที่สุดดังรูปที่ 4.19 ถึง รูปที่ 4.24

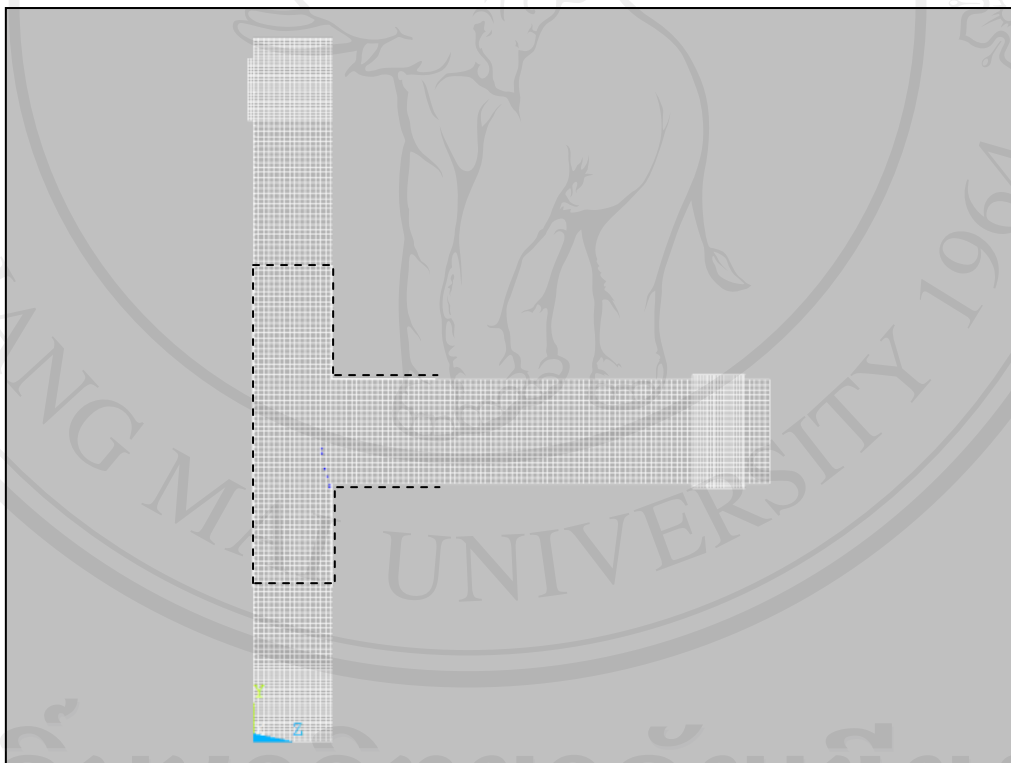
จากการวิเคราะห์รูปแบบการวิบัติของแบบจำลองนี้พบว่าเกิดการวิบัติที่จุดต่อโดยที่แผ่นไฟเบอร์ยังไม่ฉีกขาด แต่คอนกรีตที่แผ่นไฟเบอร์หุ้มอยู่นั้นได้วิบัติไปแล้ว สาเหตุของรูปแบบการวิบัติชนิดนี้ อาจเกิดจากจุดต่อของแบบจำลองมีความสามารถในการรับแรงเฉือนไม่เพียงพอที่จะสามารถถ่ายแรงออกมาสู่แผ่นไฟเบอร์ที่หุ้มอยู่ได้ เหมือนกับการทดสอบจุดต่ออาคารในห้องปฏิบัติการของ Akguzel (2011)

จากรูปที่ 4.19 พบว่ากำลังของจุดต่อมีค่าเพิ่มขึ้นเล็กน้อยในช่วง Drift Ratio จาก 2.50% ถึง 3.50% เนื่องจากเมื่อคอนกรีตบริเวณจุดต่อของแบบจำลองนี้เกิดการวิบัติแล้วแต่แบบจำลองยังไม่วิบัติโดยทันทีโดยที่มีเหล็กเสริมของคานบริเวณที่ไม่ได้หุ้มแผ่นไฟเบอร์นั้นยังสามารถรับน้ำหนักต่อไปได้

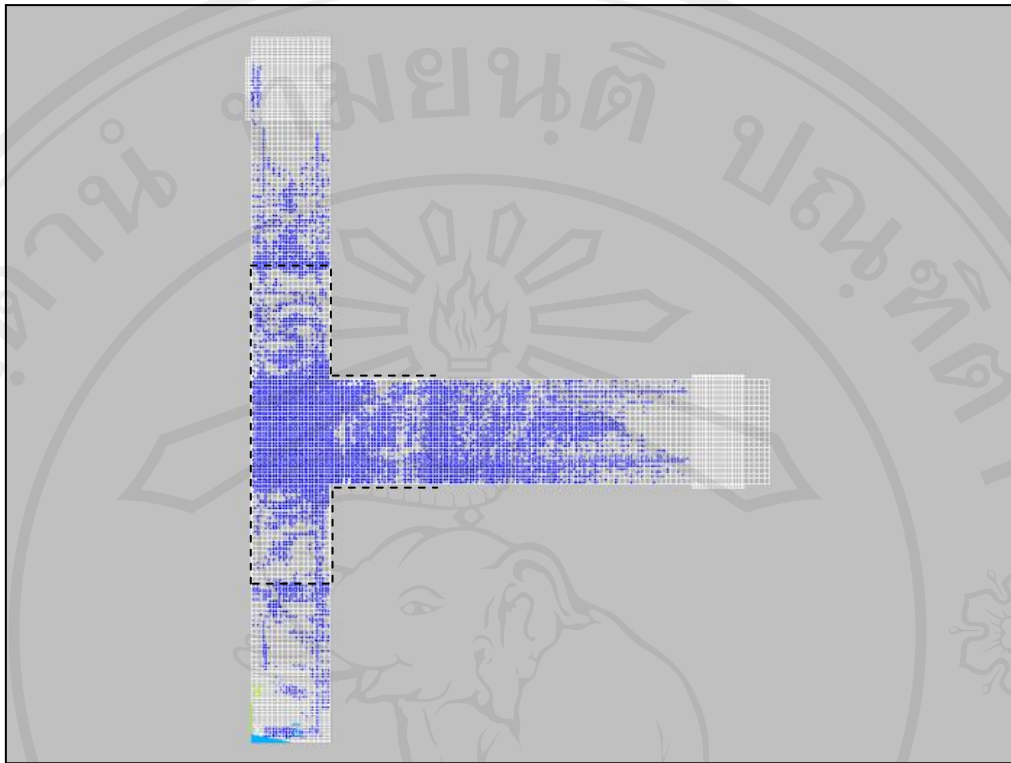
การเสริมกำลังจุดต่อโดยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วหุ้มเสาและคานนี้ไม่สามารถย้ายตำแหน่งของการวิบัติจากจุดต่อไปวิบัติที่คานได้ แต่หลังจากจุดต่อวิบัติก็ยังมีผลให้กำลังลดลงทีละน้อย แตกต่างกับแบบจำลอง J1-CFRP2 ที่สามารถย้ายตำแหน่งการวิบัติให้เกิดขึ้นในคานได้ เพราะฉะนั้นแบบจำลอง J1-CFRP2 จึงมีความเหมาะสมในการใช้ด้านทานแรงจากแผ่นดินไหวมากกว่าแบบจำลอง J1-GFRP2



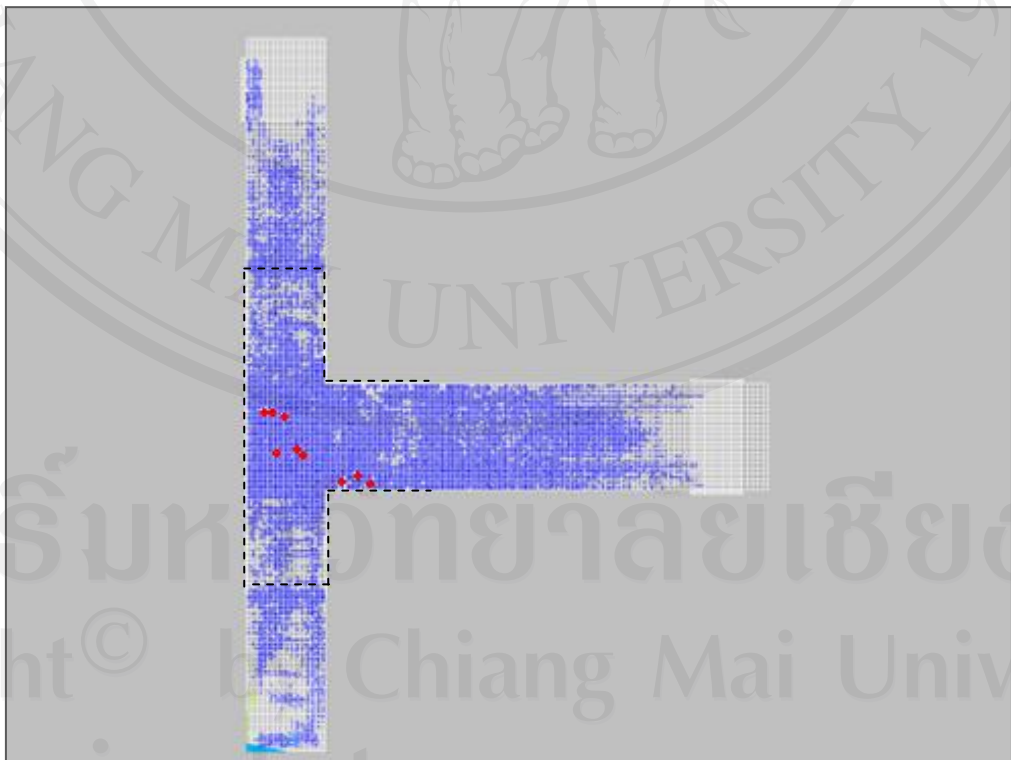
รูปที่ 4.19 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ (H) กับ Drift Ratio ของจุดต่อ J1-GFRP2



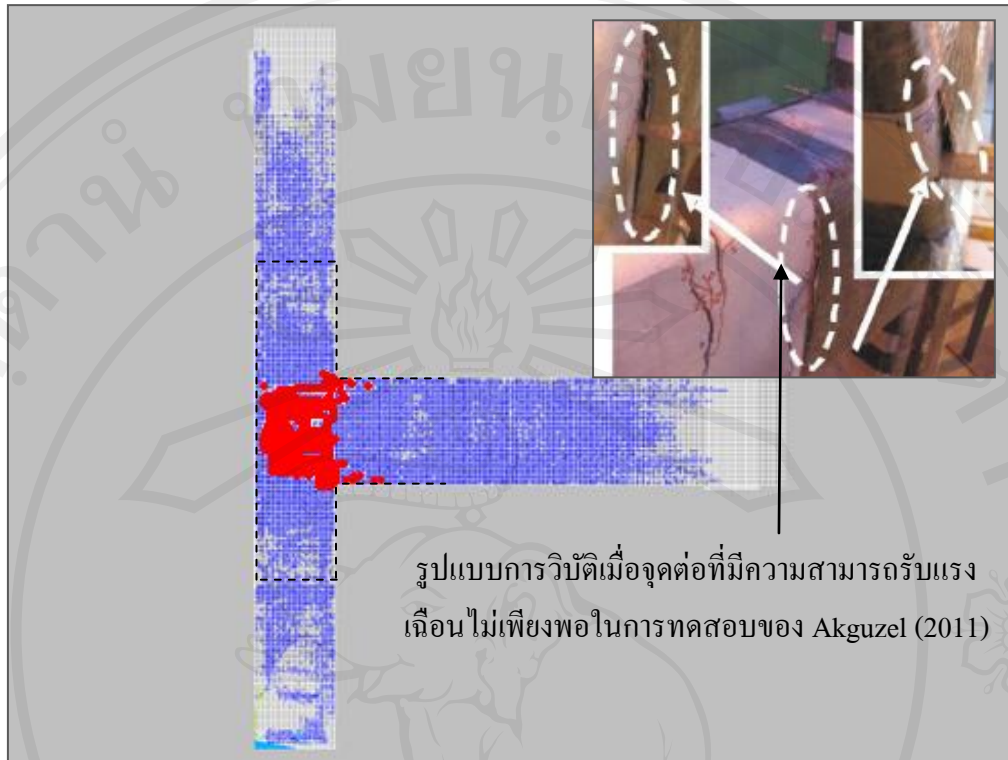
รูปที่ 4.20 รอยแตกกร้าวเริ่มต้นในแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP2 ที่จุด A (Drift Ratio 0.10%)



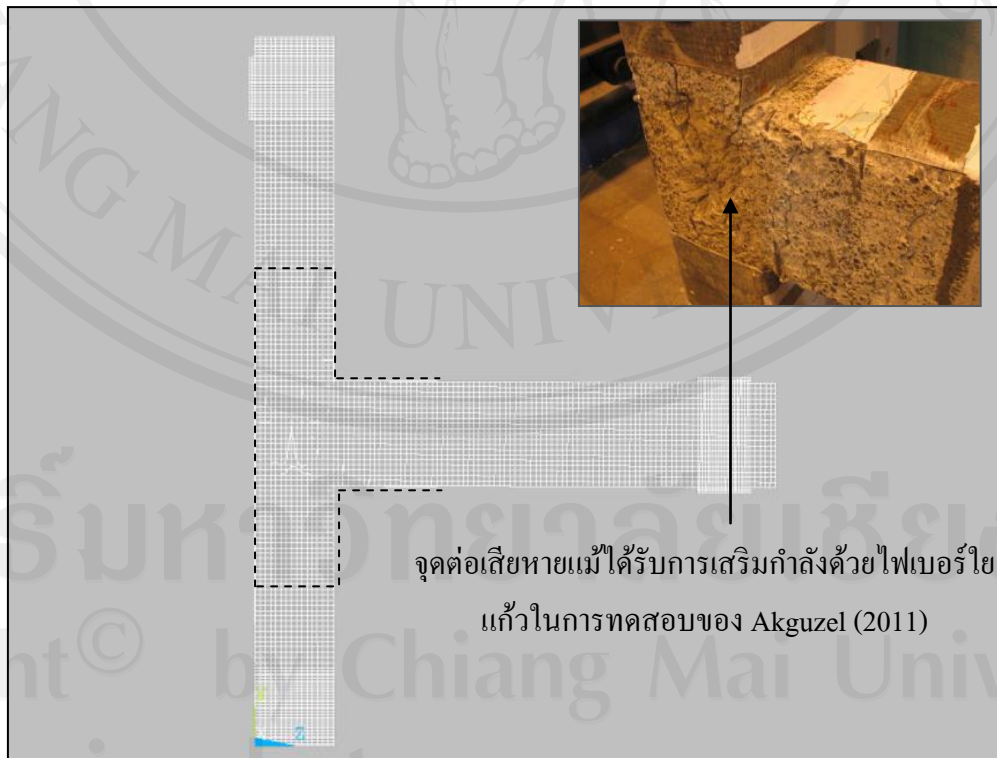
รูปที่ 4.21 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP2 ที่จุด B (Drift Ratio 1.40%)



รูปที่ 4.22 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP2 ที่จุด C (Drift Ratio 2.00%)



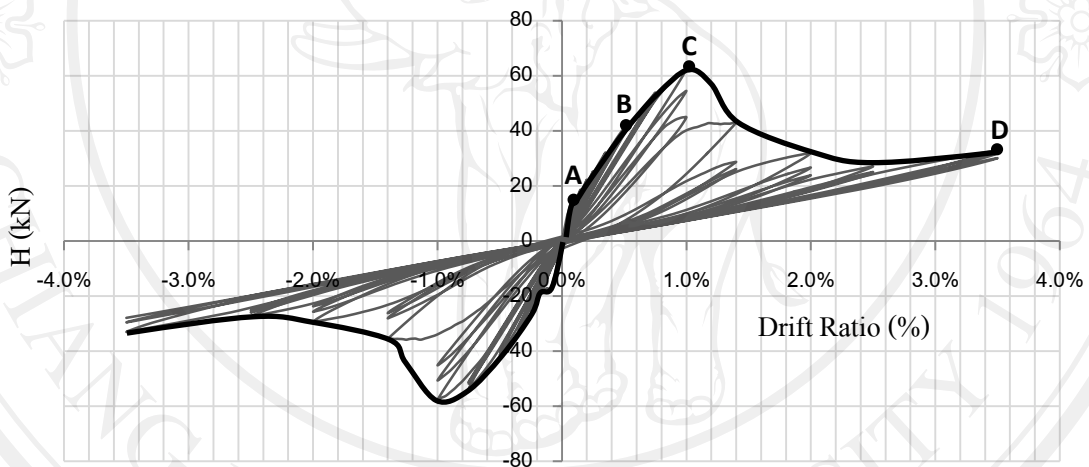
รูปที่ 4.23 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP2 ที่จุด D (Drift Ratio 3.50%)



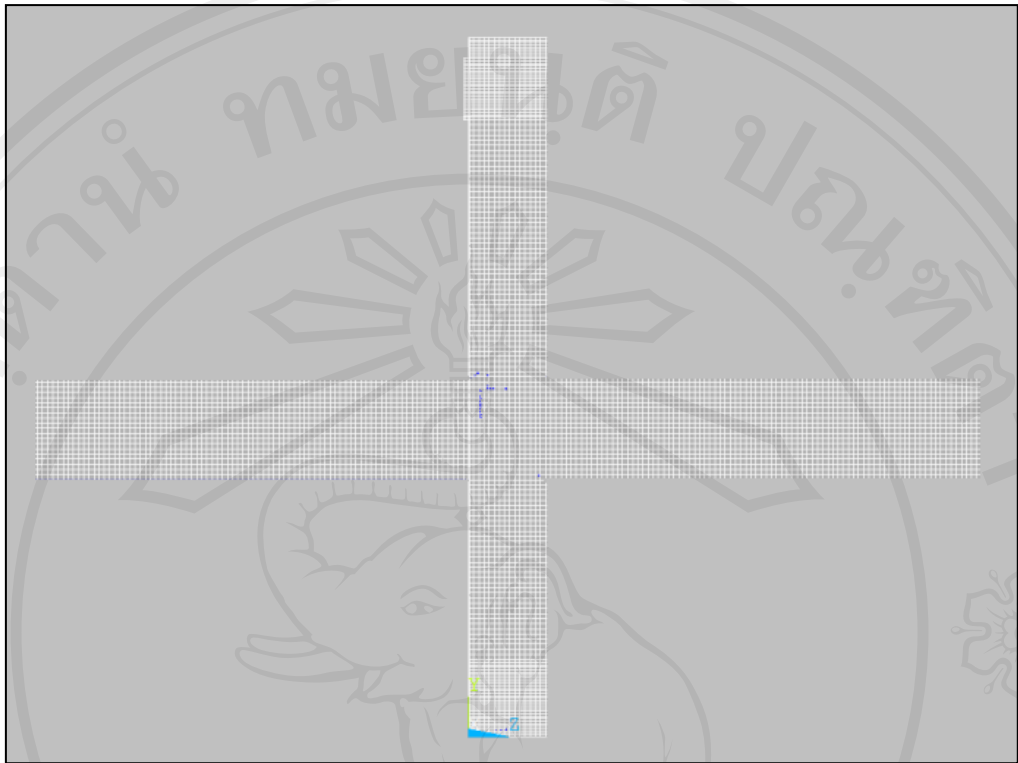
รูปที่ 4.24 รูปแบบการเสียหายของแบบจำลองจุดต่อ J1-GFRP2 ที่ Drift Ratio สุดท้าย

4.1.5 แบบจำลอง J2

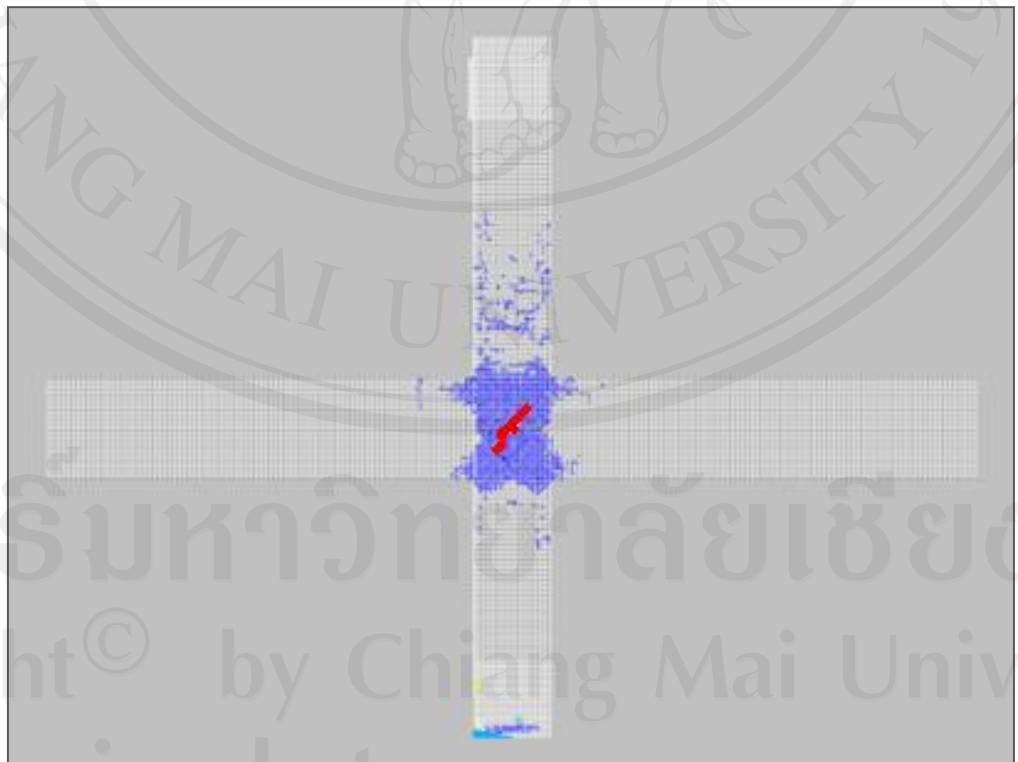
กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ กับ Drift Ratio ของแบบจำลองจุดต่อภายในอาคารไม่เสริมกำลังแสดงได้ดังรูปที่ 4.25 โดยที่แบบจำลองเริ่มเกิดการแตกร้าวบริเวณมุมของจุดต่อเป็นอันดับแรก และเมื่อ Drift Ratio เพิ่มขึ้น พบรอยแตกร้าวอย่างมากที่จุดต่อ ร่องลงมาคือที่เสาและคานตามลำดับ แสดงว่าคานมีความแข็งแรงมากกว่าเสาและจุดต่อก่อนข้างมาก และที่ Drift Ratio 0.50% พบว่ามีอิทธิพลเสียหายเกิดขึ้นกลางจุดต่อและขยายออกไปหามุมทั้งบนและล่างของจุดต่อ โดยมีกำลังสูงสุดเมื่อ Drift Ratio 1.00% หลังจากนั้นกำลังของแบบจำลองนี้จะลดลง และสุดท้ายแบบจำลองนี้เกิดการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่อในลักษณะทแยงตั้งจากกันดังรูปที่ 4.26 ถึง รูปที่ 4.30 คล้ายกับการทดสอบพฤติกรรมจุดต่อภายในอาคารที่มีพฤติกรรมคานแข็งเสาอ่อนของ Ayala และคณะ (2003)



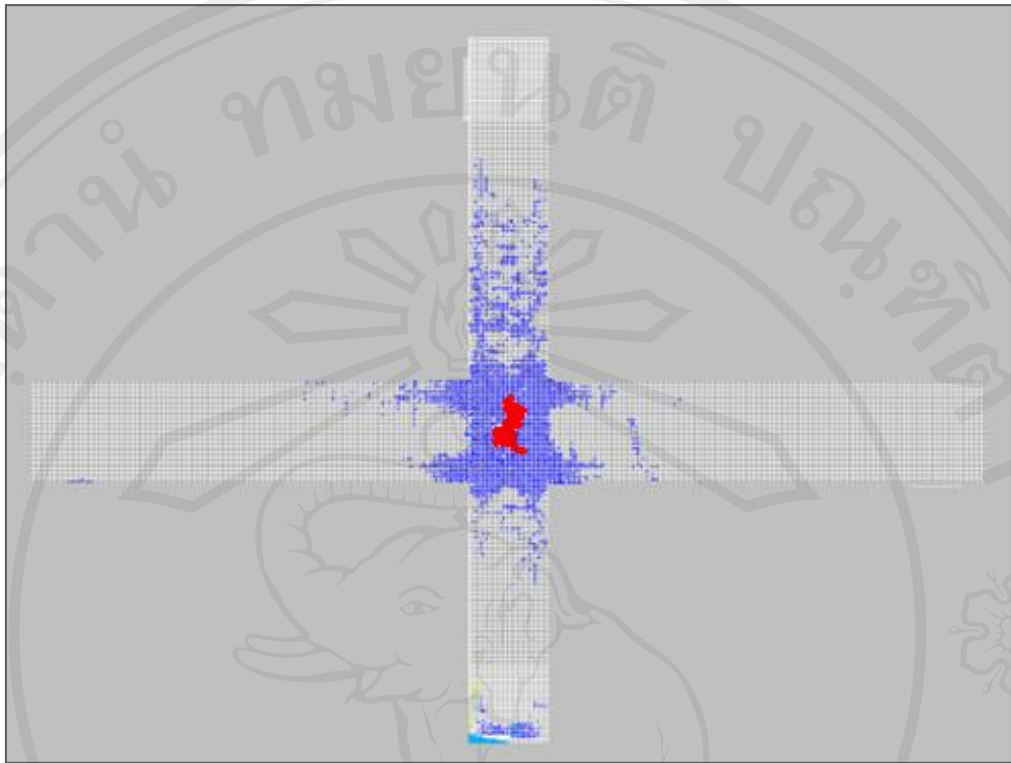
รูปที่ 4.25 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ (H) กับ drift ratio ของจุดต่อ J2



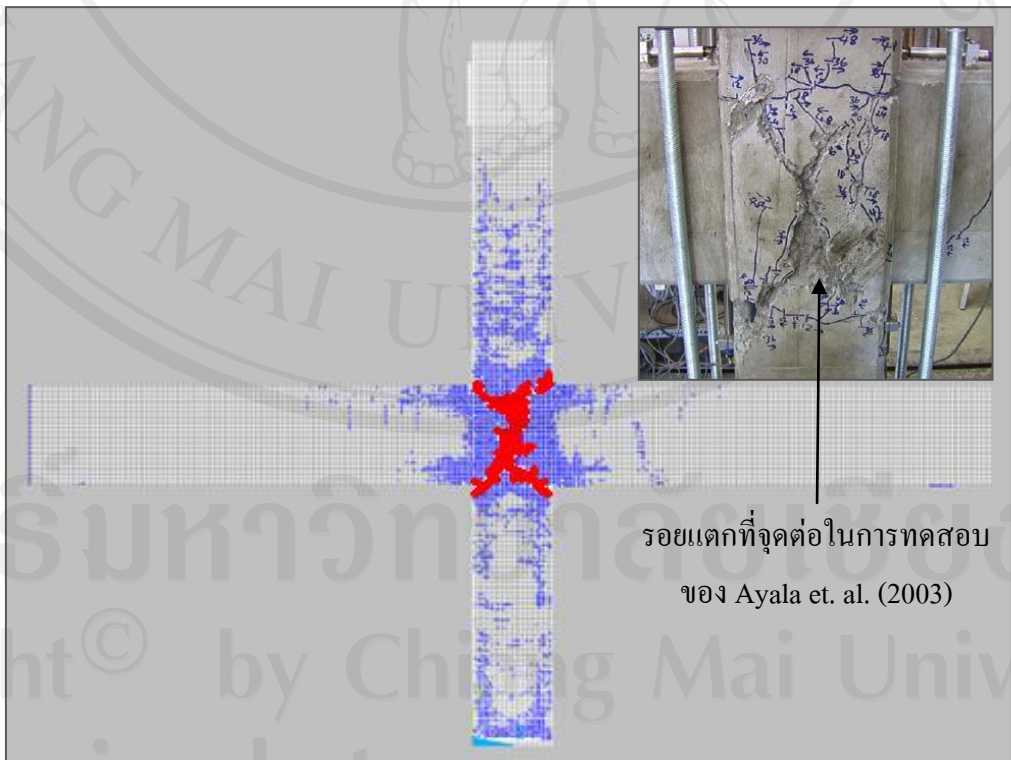
รูปที่ 4.26 รอยแตกร้าวเริ่มต้นในแบบจำลองจุดต่อ J2 ที่จุด A (Drift Ratio 0.10%)



รูปที่ 4.27 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2 ที่จุด B (Drift Ratio 0.50%)

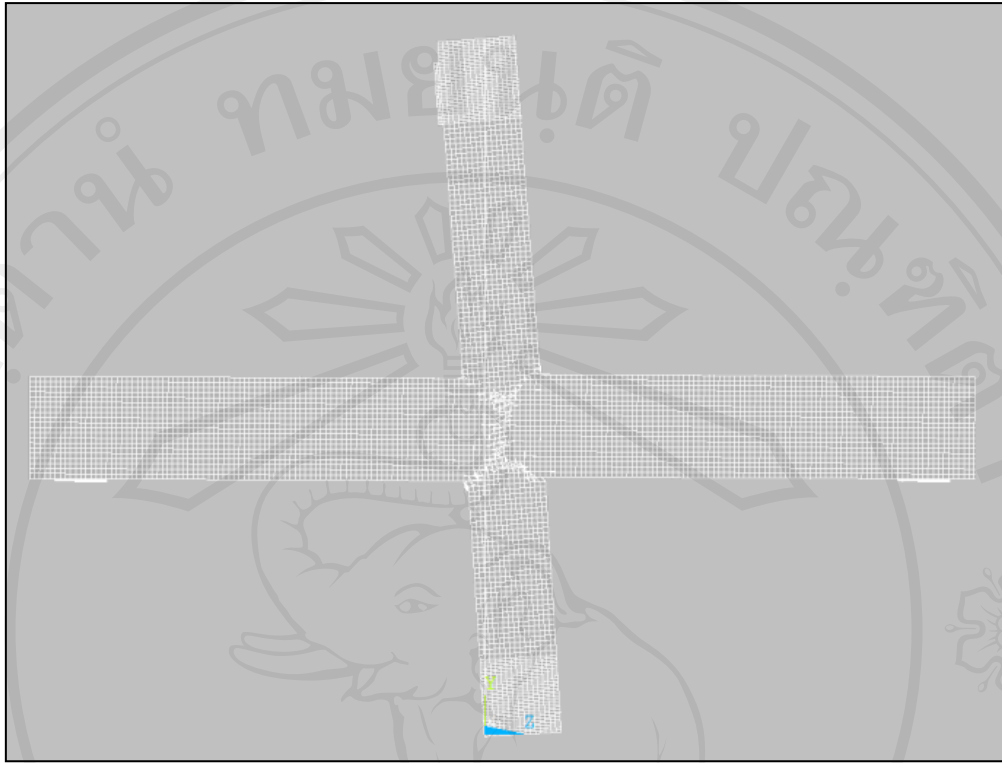


รูปที่ 4.28 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2 ที่จุด C (Drift Ratio 1.00%)



รอยแตกที่จุดต่อในการทดสอบ
ของ Ayala et. al. (2003)

รูปที่ 4.29 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2 ที่จุด D (Drift Ratio 3.50%)

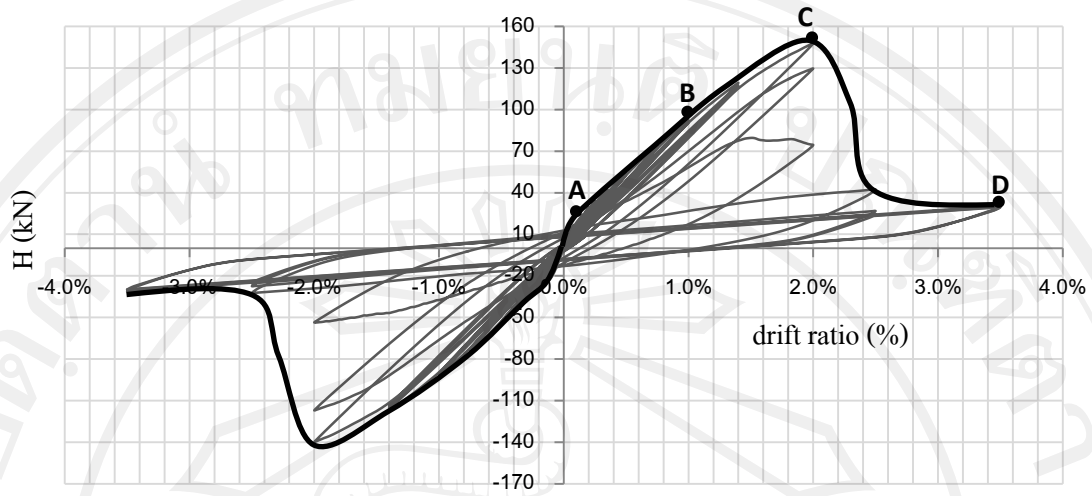


รูปที่ 4.30 รูปแบบการเสียรูปของแบบจำลองจุดต่อ J2 ที่ Drift Ratio สุดท้าย

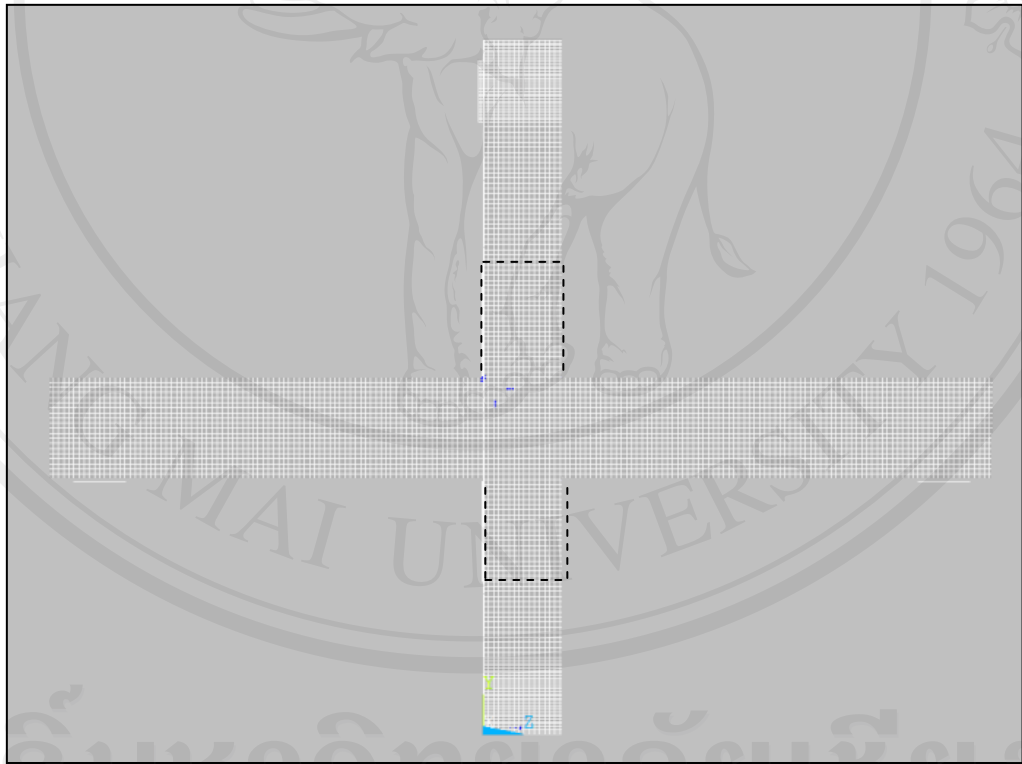
4.1.6 แบบจำลอง J2-CFRP1

การวิเคราะห์แบบจำลอง J2-CFRP1 แสดงให้เห็นว่าแบบจำลองเกิดการวิบัติจากแรงดัดที่คานหน้าเสาผสมกับการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่อ โดยรอยแตกร้าวเริ่มเกิดที่มุมระหว่างเสากับคานด้านบนก่อน และกระจายรอยแตกร้าวเข้าไปยังเสาและคาน ซึ่งพบรอยแตกร้าวสูงสุดที่จุดต่อ, เสา และคานตามลำดับ โดยบริเวณเสาที่หุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์นั้นพบรอยแตกร้าวน้อยกว่าบริเวณอื่น เมื่อ Drift Ratio มากกว่า 2.00% พบอิลิเมนต์เสียหายเริ่มจากมุมจุดต่อด้านบนและมุมด้านล่างและขยายความยาวของรอยร้าวมาบรรจบดังแสดงในรูปที่ 4.31 ถึง รูปที่ 4.36

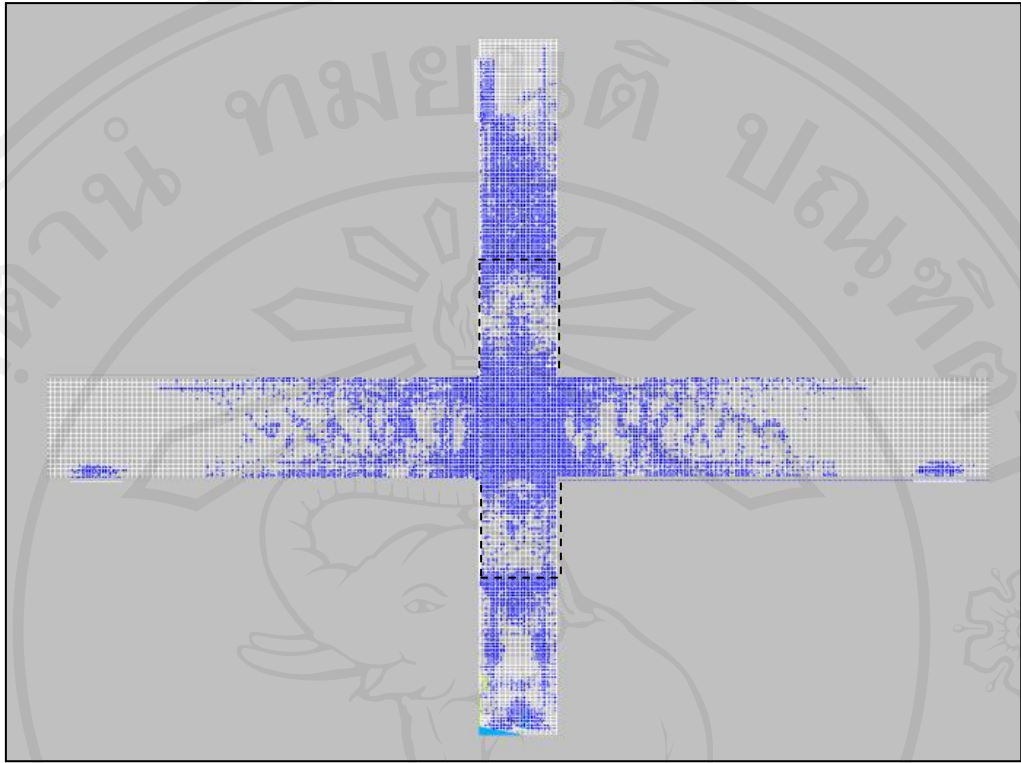
การวิเคราะห์จุดต่อภายในอาคารพบว่ากรณีที่มีคานสองฝั่งทำให้สามารถถ่ายแรงระหว่างกันได้ทำให้คานมีกำลังมากกว่าจุดต่อและเสาอย่างมาก จึงพบรอยแตกร้าวในคานน้อยกว่าตำแหน่งอื่นแม้จะเสริมกำลังให้กับเสาและจุดต่อแล้วก็ตาม



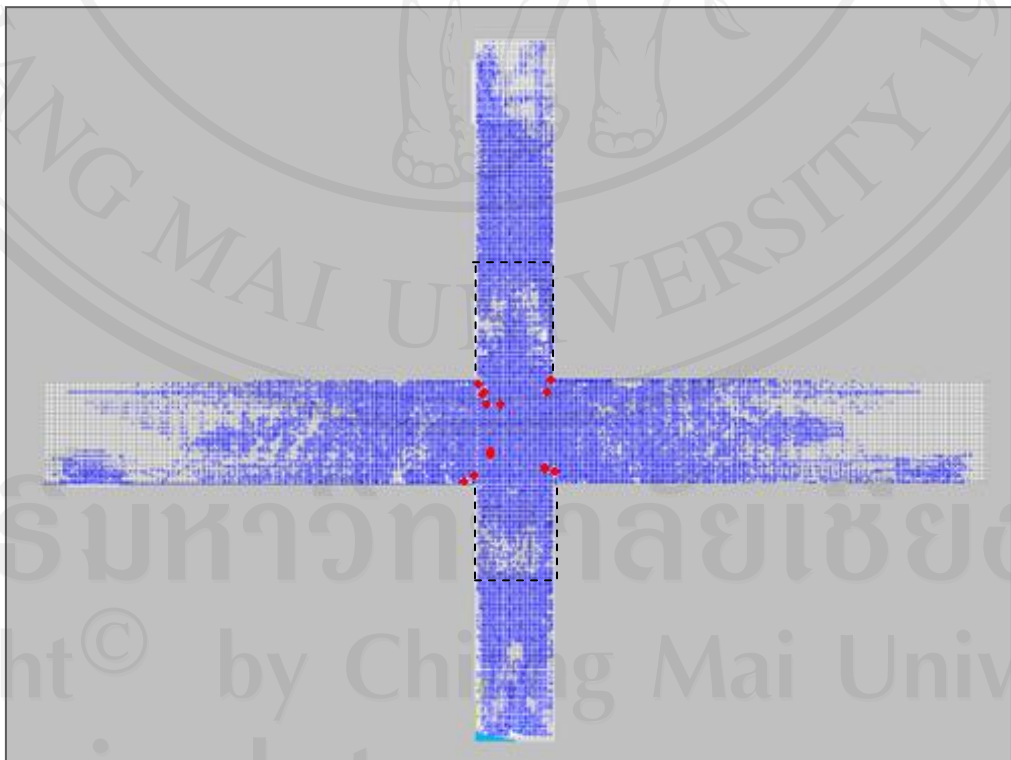
รูปที่ 4.31 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ (H) กับ drift ratio ของจุดต่อ J2-CFRP1



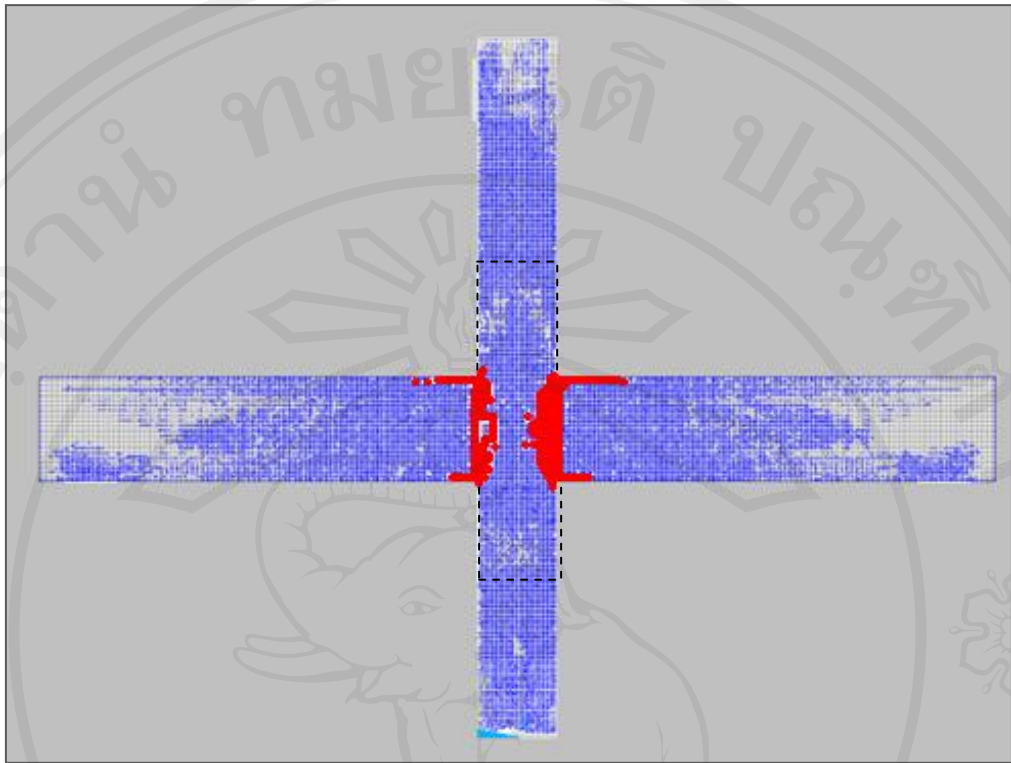
รูปที่ 4.32 รอยแตกกร้าวเริ่มต้นในแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP1 ที่จุด A (Drift Ratio 0.10%)



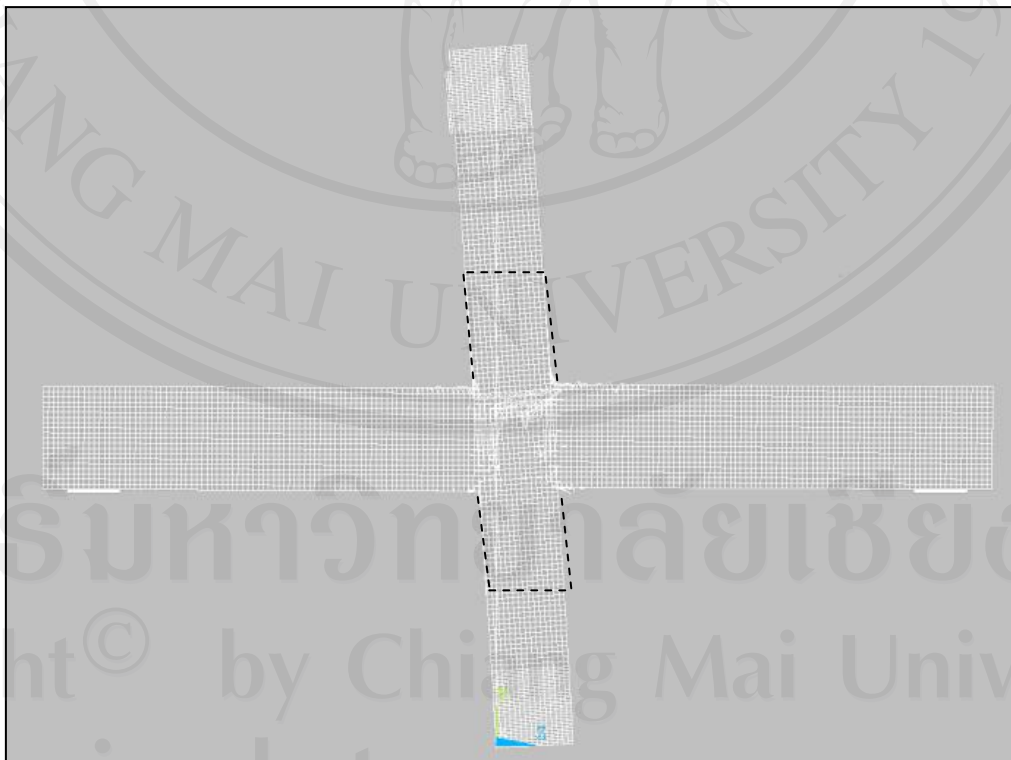
รูปที่ 4.33 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP1 ที่จุด B (Drift Ratio 1.02%)



รูปที่ 4.34 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP1 ที่จุด C (Drift Ratio 2.00%)



รูปที่ 4.35 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP1 ที่จุด D (Drift Ratio 3.50%)

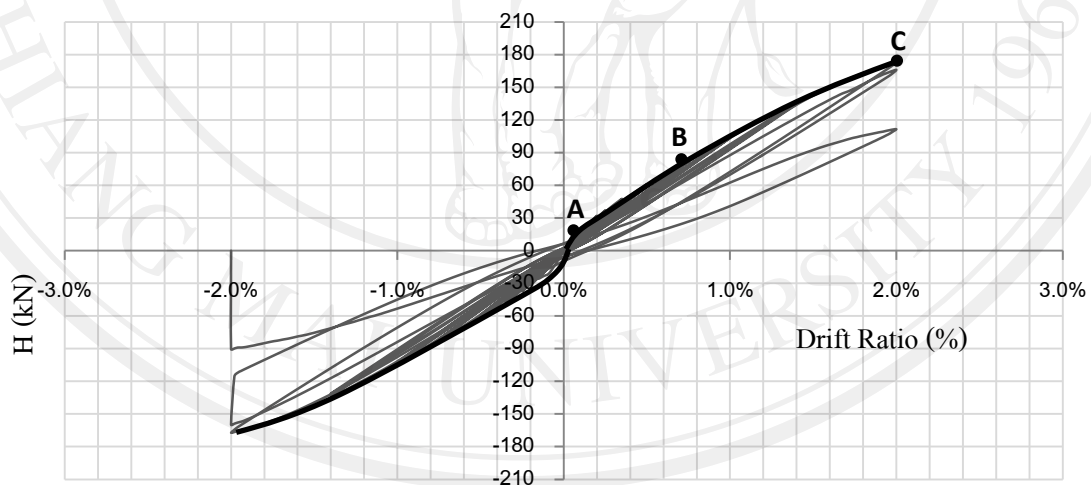


รูปที่ 4.36 รูปแบบการเสียรูปของแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP1 ที่ Drift Ratio สุดท้าย

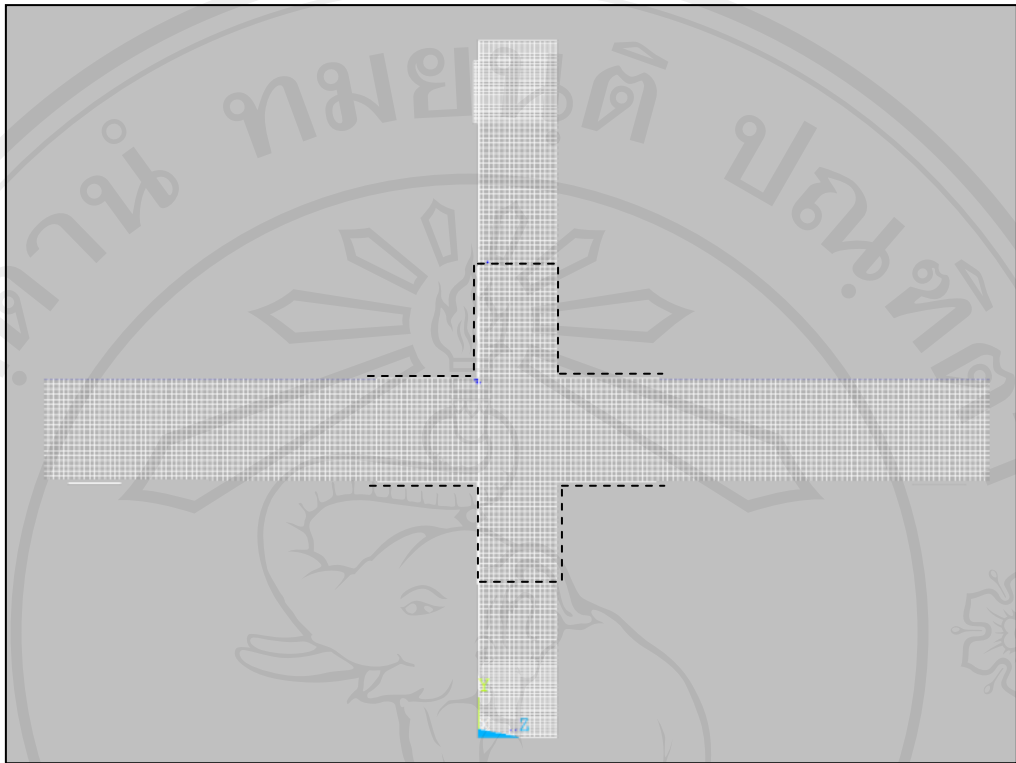
4.1.7 แบบจำลอง J2-CFRP2

จากการวิเคราะห์แบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP2 พบว่าแบบจำลองเกิดการวิบัติแบบเฉียบพลันที่ Drift Ratio 2.00% โดยเกิดจากเสาด้านบนบริเวณที่ไม่ได้หุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์เกิดการหักจากการดันเสาไปทางซ้าย โดยรูปแบบการวิบัติเริ่มต้นเกิดรอยแตกร้าวที่มุมของจุดต่อและในเสาบริเวณที่ไม่ได้หุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เมื่อ Drift Ratio เพิ่มขึ้นพบว่ารอยแตกร้าวเกิดขึ้นอย่างมากในจุดต่อและเสาด้านบนนอกบริเวณที่หุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และพบอริเมนต์ที่เกิดความเสียหายในบริเวณดังกล่าว จากนั้นรอยแตกร้าวได้กระจายไปทั่วทั้งตัวอย่างทดสอบ และเกิดการหักของเสาในที่สุดดังแสดงในรูปที่ 4.37 ถึง รูปที่ 4.41

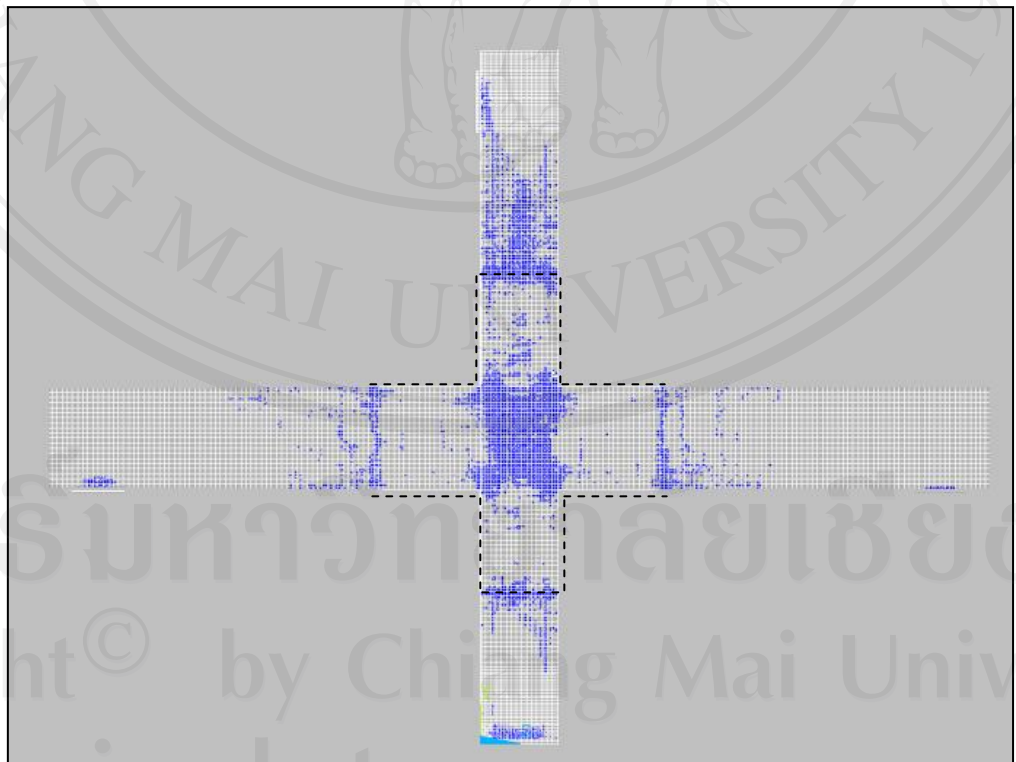
เมื่อเปรียบเทียบการเสริมกำลังจุดต่อภายในอาคาร โดยการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ของแบบจำลอง J2, J2-CFRP1 และ J2-CFRP2 พบว่าจุดต่อสามารถรับกำลังรับแรงแนวราบสูงสุดได้เพิ่มขึ้น แต่ไม่สามารถย้ายตำแหน่งการวิบัติไปเกิดที่คานได้ โดยเฉพาะการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ทั้งเสาและคานนั้นทำให้เสาในบริเวณที่ไม่ได้หุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์มีกำลังน้อยที่สุดและเกิดการวิบัติที่จุดนั้น ซึ่งเป็นการวิบัติที่อันตรายมาก



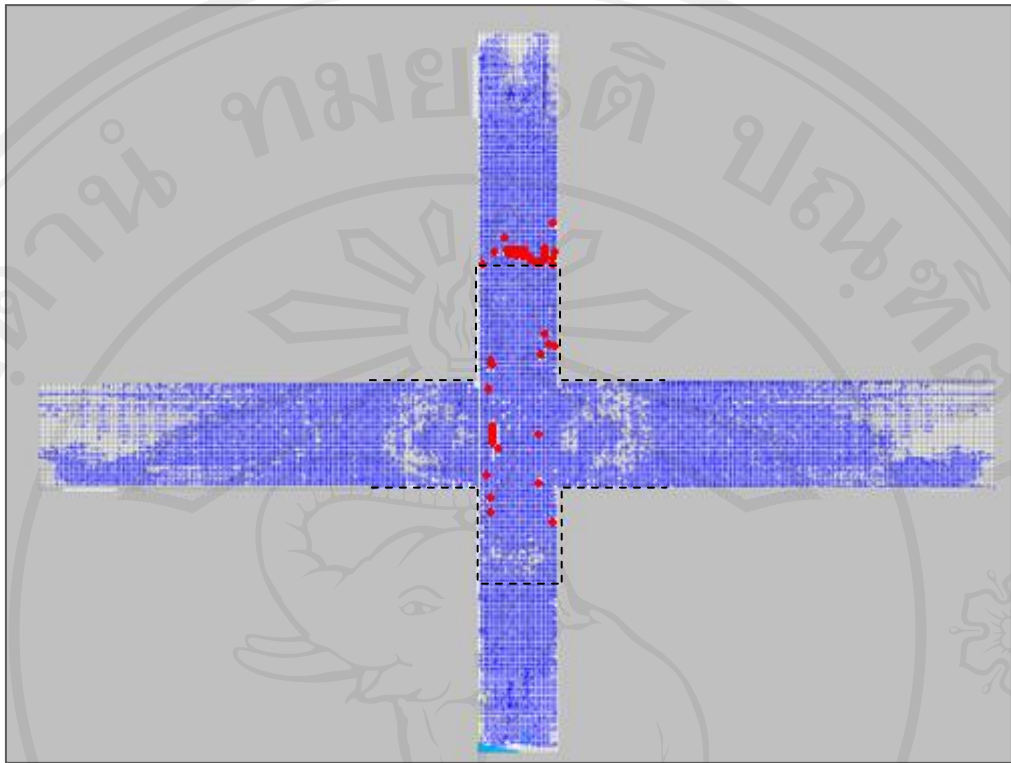
รูปที่ 4.37 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ (H) กับ Drift Ratio ของจุดต่อ J2-CFRP2



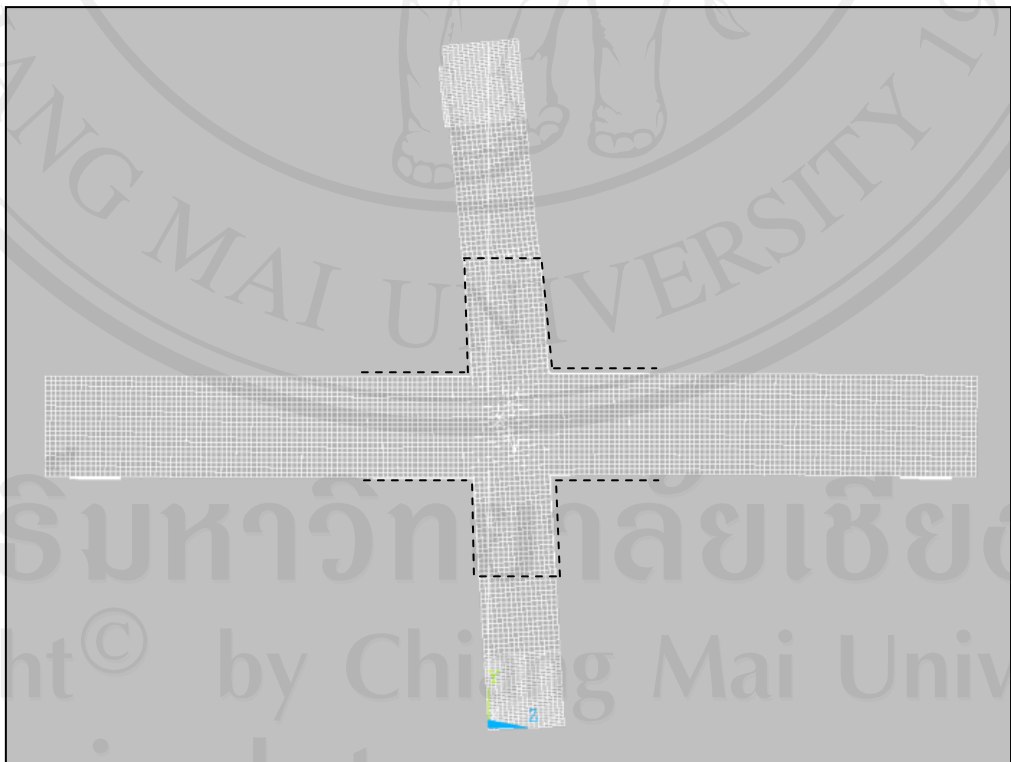
รูปที่ 4.38 รอยแตกร้าวเริ่มต้นในแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP2 ที่จุด A (Drift Ratio 0.10%)



รูปที่ 4.39 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP2 ที่จุด B (Drift Ratio 0.70%)



รูปที่ 4.40 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP2 ที่จุด C (Drift Ratio 2.00%)

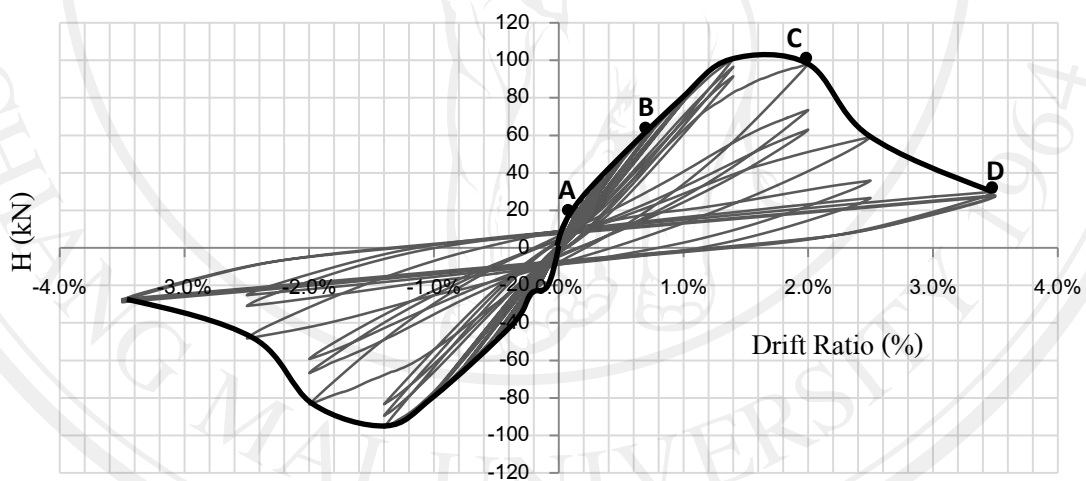


รูปที่ 4.41 รูปแบบการเสียรูปของแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP2 ที่ Drift Ratio สุดท้าย

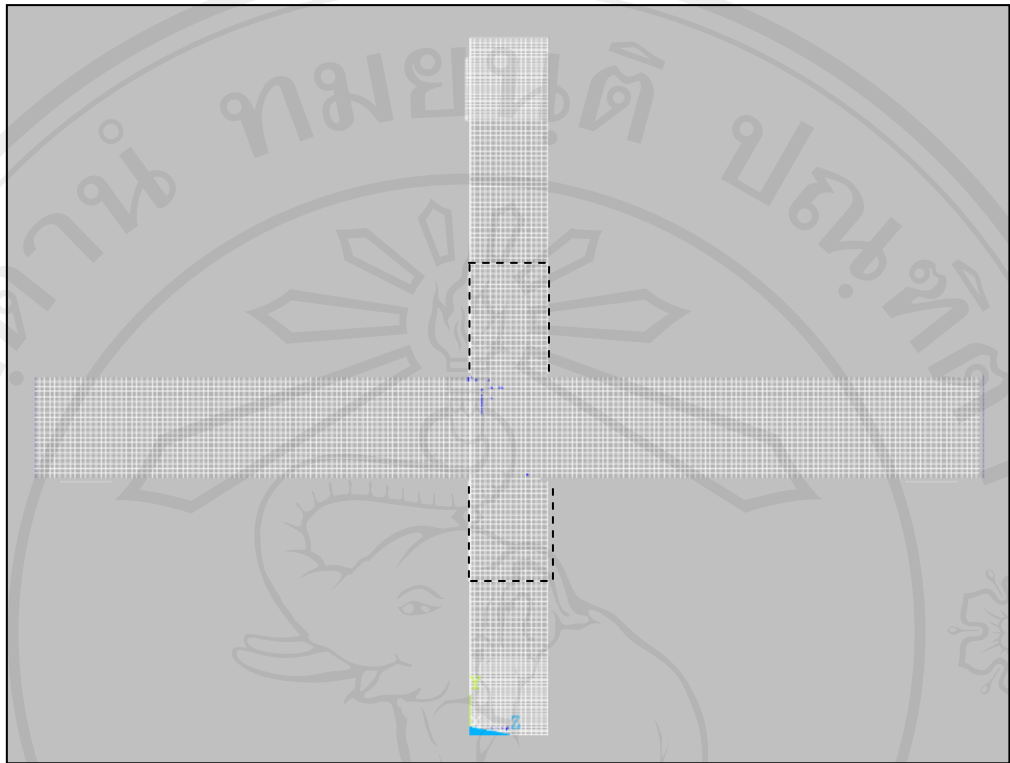
4.1.8 แบบจำลอง J2-GFRP1

ผลการวิเคราะห์พฤติกรรมแบบจำลอง J2-GFRP1 พบว่าแบบจำลองนี้เกิดการวิบัติที่จุดต่อ และพบอิลิเมนต์ที่เสียหายหลังจากผ่าน Drift Ratio 2.00% ซึ่งเริ่มเกิดรอยแตกร้าวที่มุมของจุดต่อ หลังจากนั้นจึงกระจายรอยแตกร้าวเข้าไปในภายในจุดต่อเมื่อ Drift Ratio เพิ่มขึ้น และกระจายเข้าไปยังเสาและคานตามลำดับ โดยความรุนแรงของความเสียหายที่เกิดขึ้นเรียงลำดับจากจุดต่อ, เสา และคานตามลำดับจนเกิดการวิบัติจากแรงเฉือนที่จุดต่อในที่สุด ดังรูปที่ 4.42 ถึง รูปที่ 4.47 โดยการวิบัตินี้สาเหตุเหมือนกับแบบจำลอง J1-GFRP2

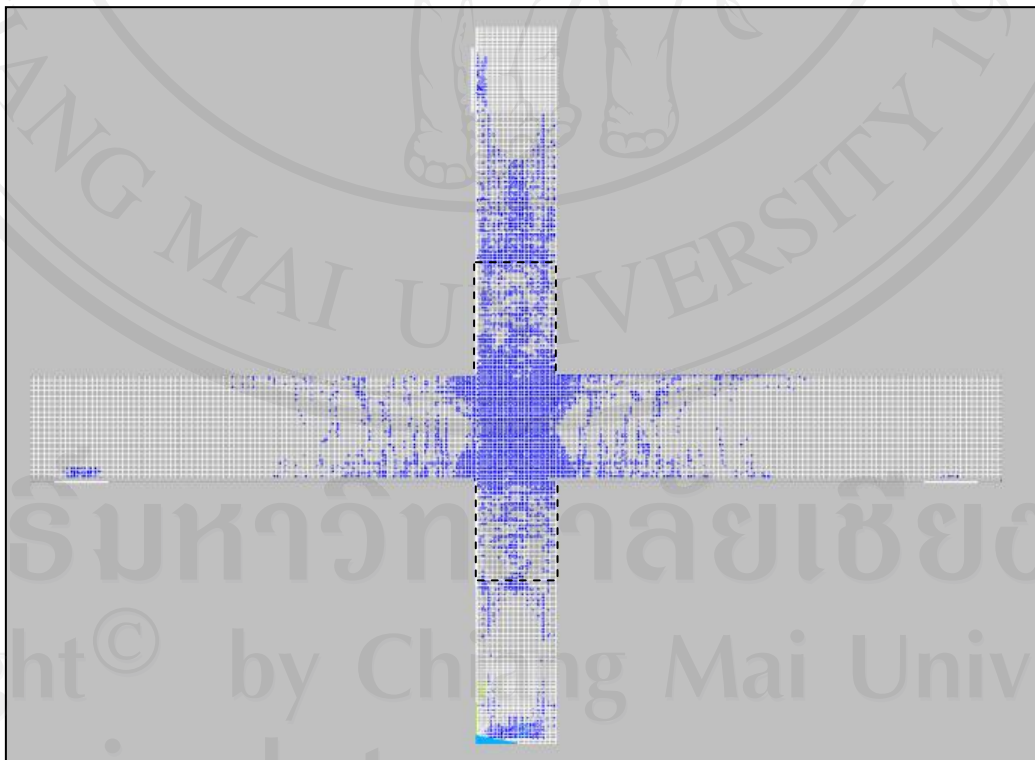
การที่แบบจำลอง J2-GFRP1 กับแบบจำลอง J1-GFRP1 มีการวิบัติแตกต่างกันโดยแบบจำลอง J1-GFRP1 เกิดการวิบัติที่คานหน้าเสา แต่แบบจำลอง J2-GFRP1 เกิดการวิบัติที่จุดต่อ เนื่องจากจุดต่อภายในอาคารเกิดแรงเฉือนในจุดต่อมากกว่าจุดต่อริมอาคาร จากผลของโมเมนต์คัตที่ เกิดในคานทั้งสองฝั่ง



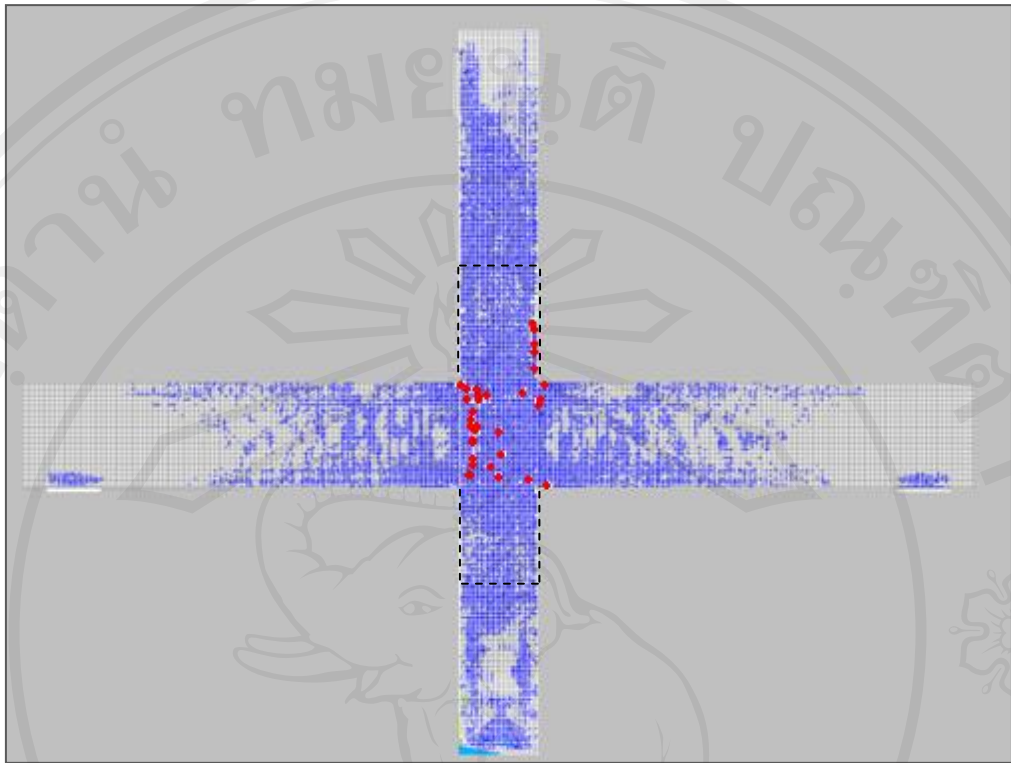
รูปที่ 4.42 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ (H) กับ Drift Ratio ของจุดต่อ J2-GFRP1



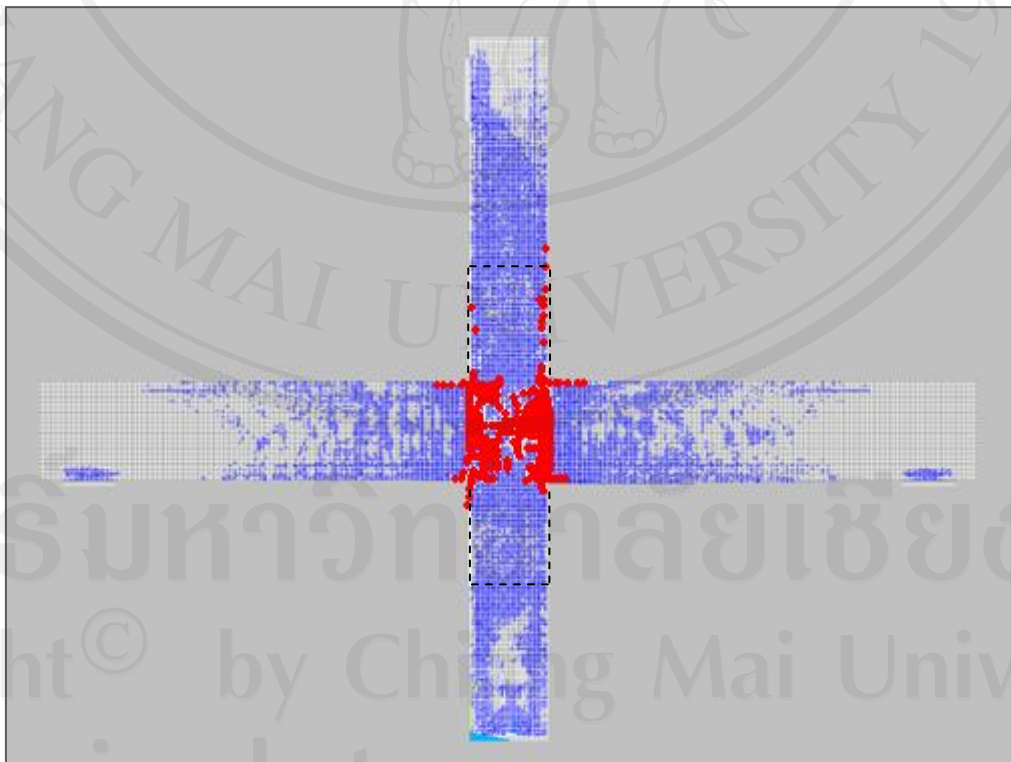
รูปที่ 4.43 รอยแตกร้าวเริ่มต้นในแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP1 ที่จุด A (Drift Ratio 0.12%)



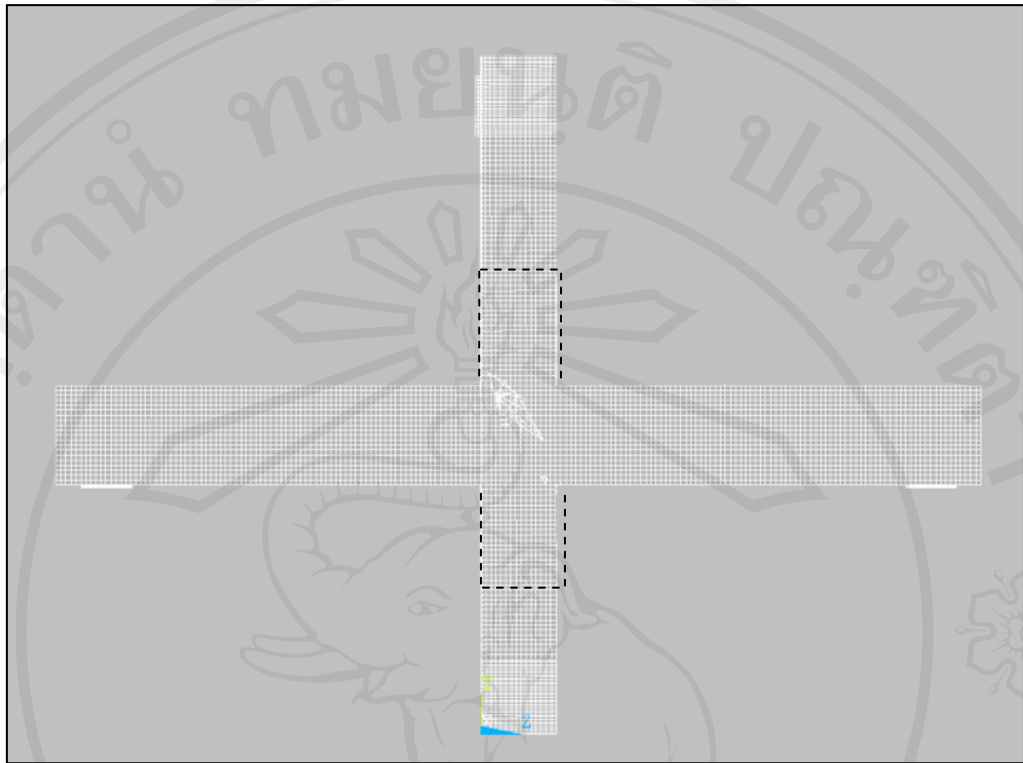
รูปที่ 4.44 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP1 ที่จุด B (Drift Ratio 0.67%)



รูปที่ 4.45 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP1 ที่จุด C (Drift Ratio 2.00%)



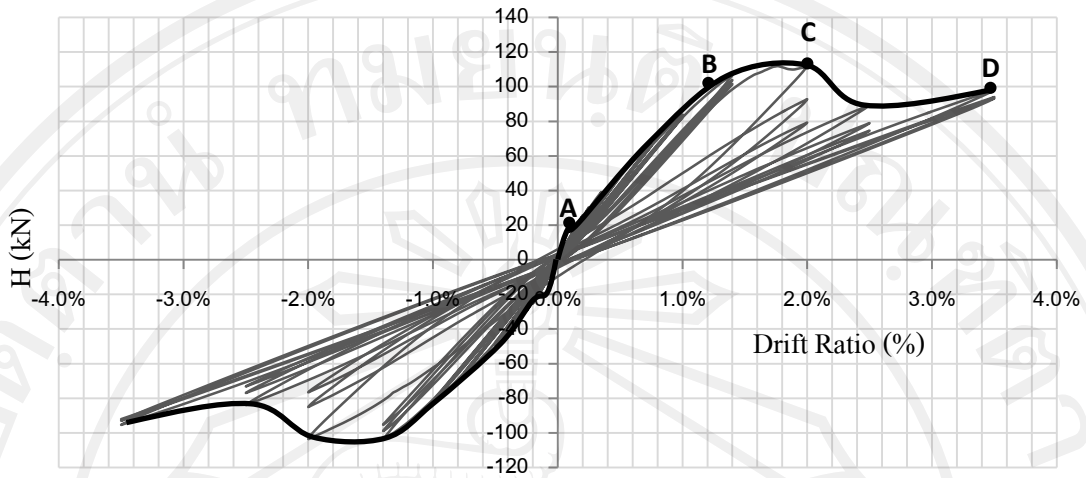
รูปที่ 4.46 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP1 ที่จุด D (Drift Ratio 3.50%)



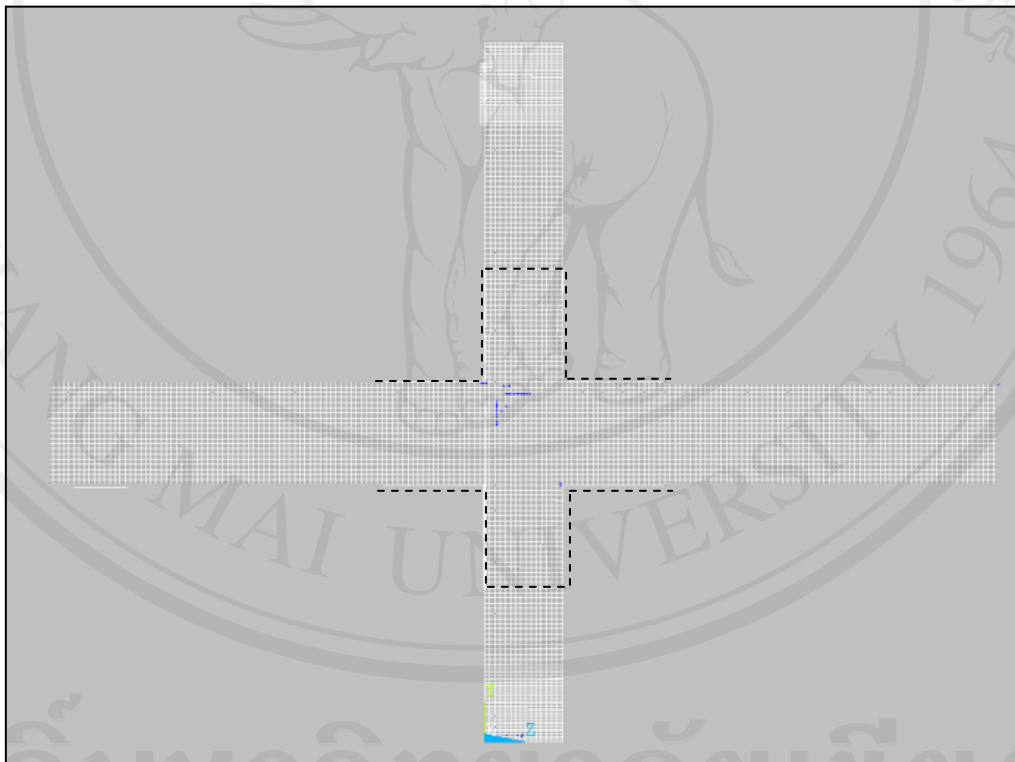
รูปที่ 4.47 รูปแบบการเสียรูปของแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP1 ที่ Drift Ratio สุดท้าย

4.1.9 แบบจำลอง J2-GFRP2

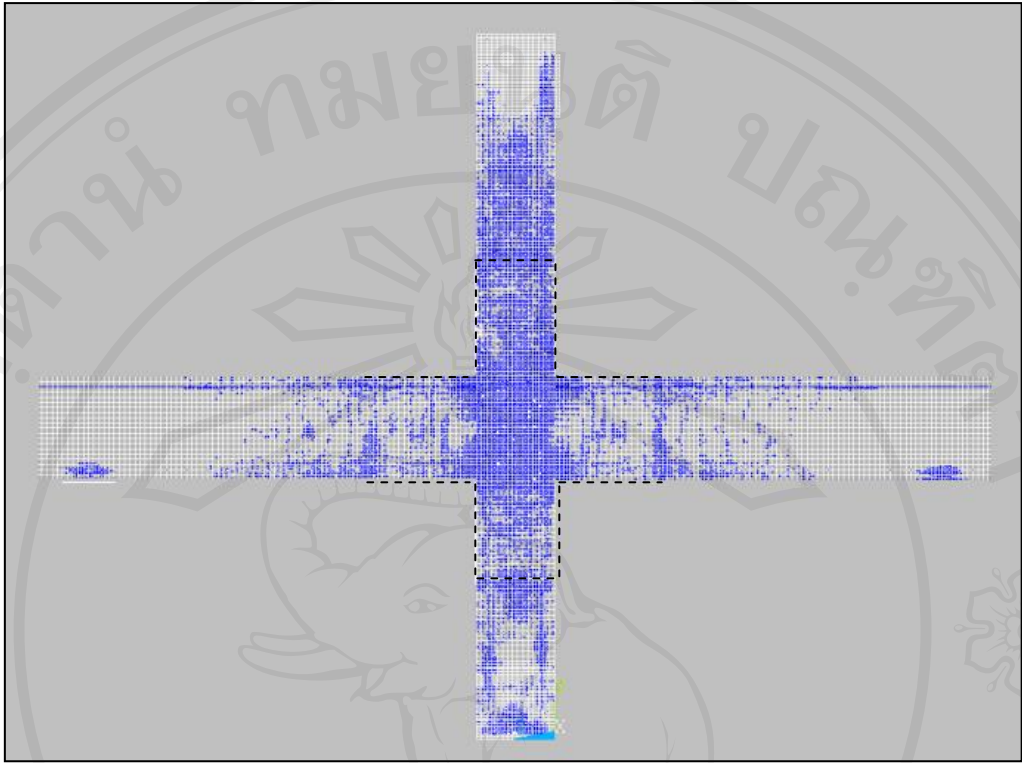
จากการวิเคราะห์แบบจำลองจุดต่อโดยการติดตั้งแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วในลักษณะนี้พบว่า เกิดรอยแตกร้าว และเกิดการวิบัติที่จุดต่อดังรูปที่ 4.48 ถึง รูปที่ 4.53 โดยมีการวิบัติคล้ายกับแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP1 แต่การติดตั้งในรูปแบบของ J2-GFRP2 นี้ช่วยให้กำลังไม่ลดลงอย่างรวดเร็ว จึงเหมาะสมในการใช้ในการเสริมกำลังเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวมากกว่าแบบจำลอง J2-GFRP1



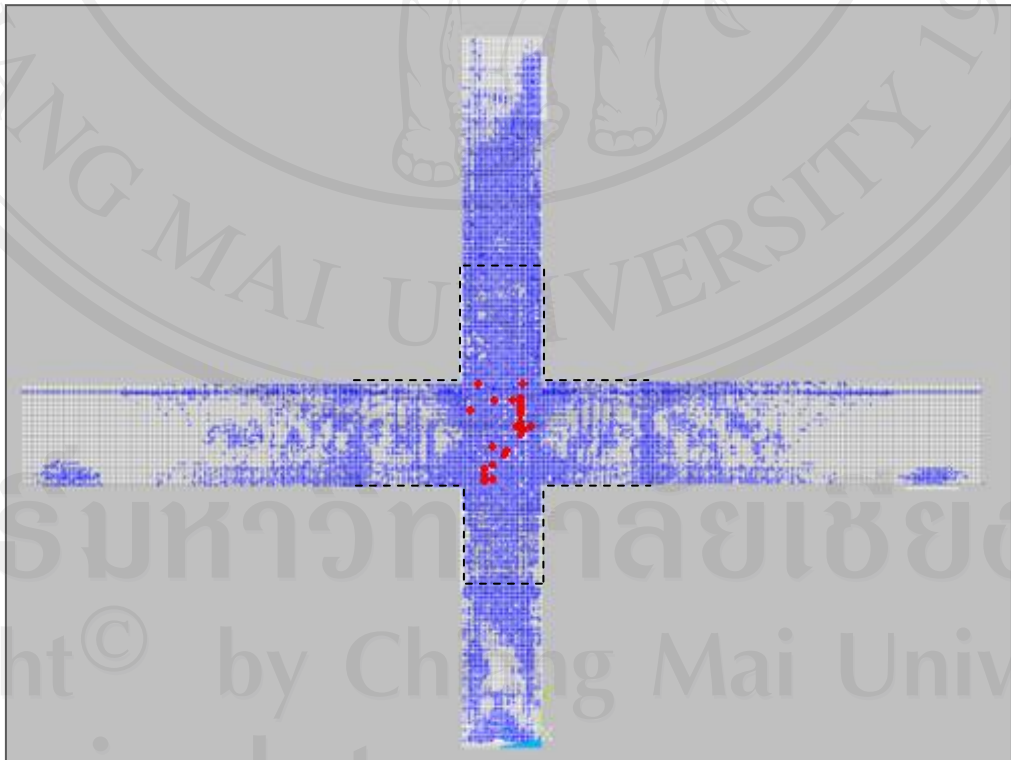
รูปที่ 4.48 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวราบ (H) กับ Drift Ratio ของจุดต่อ J2-GFRP2



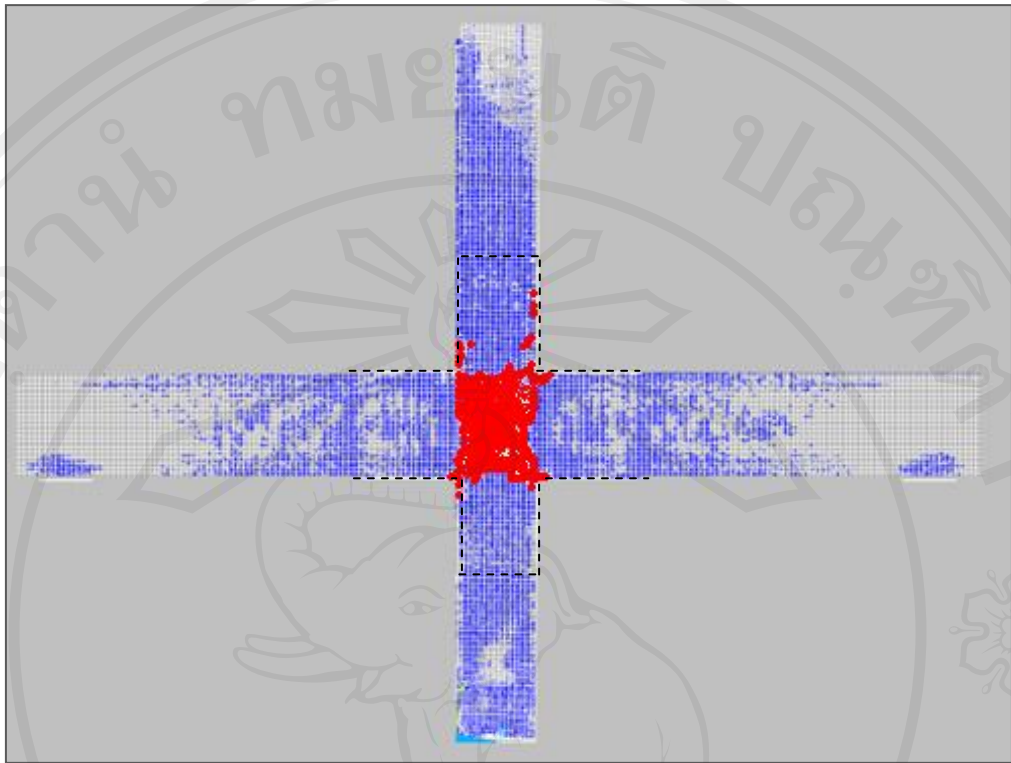
รูปที่ 4.49 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP2 ที่จุด A (Drift Ratio 0.12%)



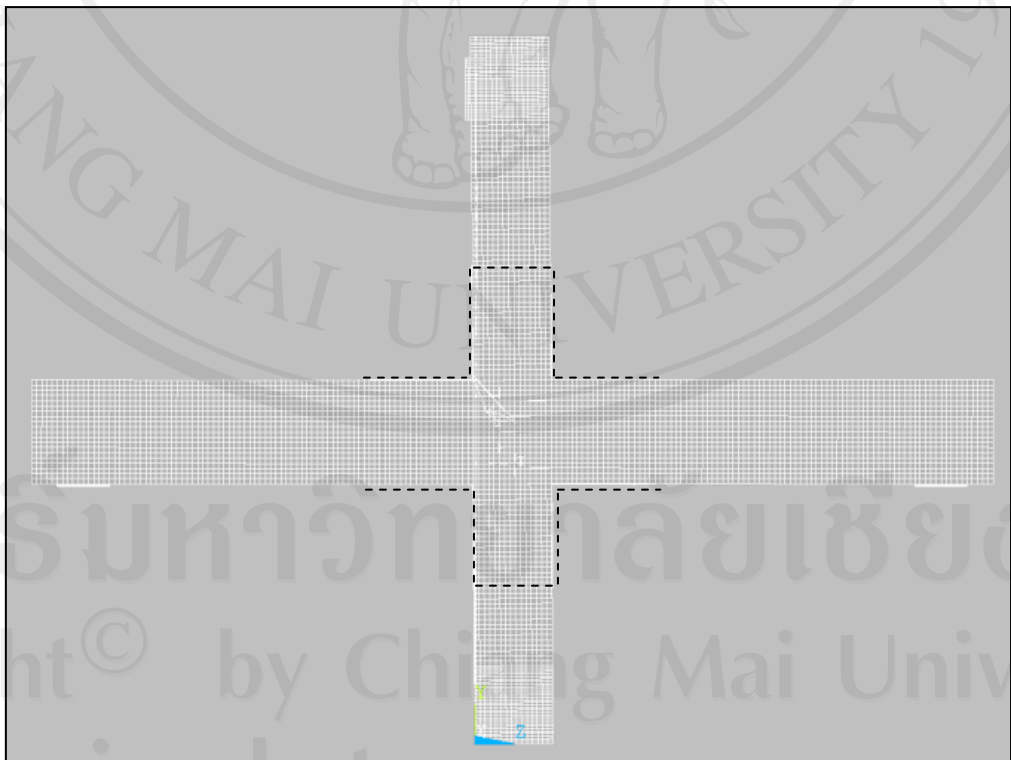
รูปที่ 4.50 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP2 ที่จุด B (Drift Ratio 1.21%)



รูปที่ 4.51 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP2 ที่จุด C (Drift Ratio 2.00%)



รูปที่ 4.52 รอยแตกร้าวในแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP2 ที่จุด D (Drift Ratio 3.50%)



รูปที่ 4.53 รูปแบบการเสีรูปร่างของแบบจำลองจุดต่อ J2-GFRP2 ที่ Drift Ratio สุดท้าย

4.2 ผลวิเคราะห์กำลังรับแรงแนวราบสูงสุด

การวิเคราะห์กำลังรับแรงแนวราบสูงสุดของแบบจำลองจุดต่ออาคารเสริมกำลังโดยการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ภายใต้แรงวัฏจักรโดยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์นี้ วิเคราะห์จากความสามารถในการรับแรงกระทำด้านข้าง (H) ของแบบจำลอง ซึ่งสามารถสรุปได้ดังตารางที่ 4.1

ตาราง 4.1 กำลังรับแรงแนวราบสูงสุดของแบบจำลองจุดต่อ

แบบจำลอง	กำลังสูงสุด (kN)		กำลังสูงสุดเฉลี่ย (kN)	กำลังสูงสุดเฉลี่ยจากการคำนวณ (kN)	กำลังเพิ่มเมื่อเสริมกำลัง (เท่า)
	ทิศทาง +	ทิศทาง -			
จุดต่อริมอาคาร					
J1	38.76	38.88	38.82	38.90	1
J1-CFRP1	78.49	89.78	84.14	75.98	2.17
J1-CFRP2	105.02	123.84	114.43	103.61	2.95
J1-GFRP1	68.59	74.50	71.54	75.98	1.84
J1-GFRP2	76.56	83.48	80.02	-	2.06
จุดต่อภายในอาคาร					
J2	62.53	57.72	60.12	47.40	1
J2-CFRP1	147.78	140.00	143.89	151.96	2.39
J2-CFRP2	172.86	167.22	170.04	126.13	2.83
J2-GFRP1	101.01	95.89	98.45	-	1.64
J2-GFRP2	111.87	104.01	107.94	-	1.80

จากตารางที่ 4.1 พบว่าการเสริมกำลังโดยการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) ในแบบจำลองจุดต่อริมอาคารให้กับเสาทำให้แบบจำลองมีกำลังรับแรงแนวราบสูงสุดเพิ่มขึ้น 45.32 kN. ส่วนการเสริมกำลังทั้งในเสาและคานทำให้แบบจำลองมีกำลังสูงสุดเพิ่มขึ้น 75.61 kN. และการเสริมกำลังโดยการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว (GFRP) ที่เสาทำให้แบบจำลองสามารถรับกำลังสูงสุดได้เพิ่มขึ้น 32.72 kN. และการเสริมกำลังในทั้งเสาและคานทำให้แบบจำลองมีกำลังเพิ่มขึ้น 41.2 kN.

ในกรณีของจุดต่อภายในอาคารเมื่อได้รับการเสริมกำลังโดยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ที่เสาทำให้แบบจำลองมีกำลังสูงสุดเพิ่มขึ้น 83.77 kN. และเมื่อเสริมกำลังในทั้งเสาและคานแบบจำลองมี

กำลังสูงสุดเพิ่มขึ้น 110.28 kN. ส่วนการเสริมกำลังโดยการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ไยแก้ว (GFRP) ที่เสาทําให้แบบจำลองรับกำลังได้เพิ่มขึ้น 38.33 kN. และการเสริมกำลังในทั้งเสาและคานทำให้กำลังเพิ่มขึ้น 47.82 kN.

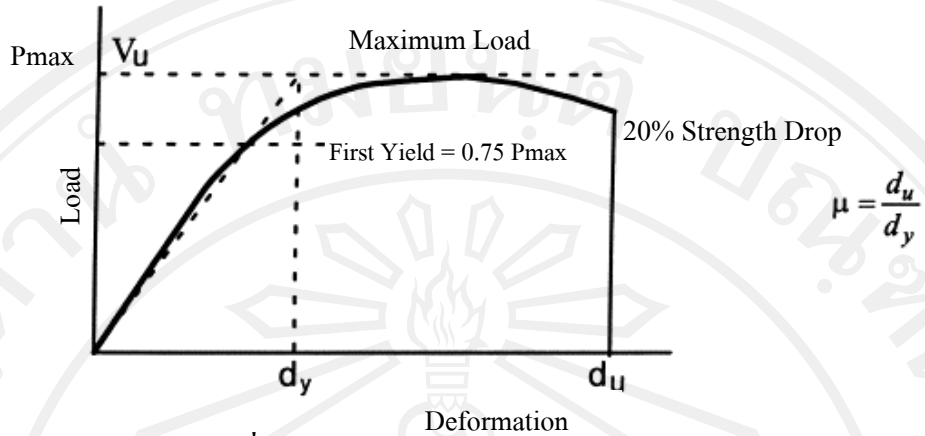
จากการวิเคราะห์กำลังสูงสุดของแบบจำลองจุดต่อริมอาคารประกอบกับตำแหน่งที่เกิดการวิบัติทำให้ทราบความสามารถในการรับแรงกระทำด้านข้างของชิ้นส่วนต่างๆ ประกอบด้วยจุดต่อริมอาคารที่ไม่ได้เสริมกำลังสามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้ 38.82 kN. และเมื่อได้รับการเสริมกำลังโดยแผ่นไฟเบอร์ไยแก้วทำให้สามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้เพิ่มขึ้น 41.2 kN. ส่วนคานหน้าเสาสามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้ 84.14 kN. เมื่อเสริมแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ และ 71.54 kN. เมื่อเสริมแผ่นไฟเบอร์ในแก้ว ส่วนในคานสามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้ 114.43 kN.

ส่วนจุดต่อภายในอาคารมีความสามารถในการรับแรงกระทำด้านข้างของชิ้นส่วนต่างๆ คือจุดต่อที่ไม่ได้เสริมกำลังสามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้ 60.12 kN. และเมื่อได้รับการเสริมกำลังโดยแผ่นไฟเบอร์ไยแก้วที่เสาทําให้สามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้เพิ่มขึ้น 38.33 kN. และเมื่อเสริมกำลังโดยแผ่นไฟเบอร์ไยแก้วที่เสาและคานทำให้สามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้เพิ่มขึ้น 47.82 kN. ส่วนคานหน้าเสาสามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้ 143.89 kN. และเสาสสามารถรับแรงกระทำด้านข้างได้ 170.04 kN.

เมื่อคำนวณหากำลังในชิ้นส่วนที่เกิดการวิบัติมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์เพื่อดูว่าผลการวิเคราะห์นั้นถูกต้องมากน้อยเพียงใด และพบว่าผลวิเคราะห์ไฟไนต์อีลิเมนต์มีค่าใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการคำนวณ ยกเว้นตัวอย่าง J1-GFRP2, J2-GFRP1 และ J2-GFRP2 ที่ไม่สามารถคำนวณเปรียบเทียบได้ เนื่องจากคอนกรีตภายในเสาเกิดการเสียหายในบริเวณที่หุ้มแผ่นไฟเบอร์ โดยที่แผ่นไฟเบอร์นั้นยังไม่ฉีกขาด

4.3 ผลวิเคราะห์ความเหนียว

ความเหนียว (μ) เป็นอัตราส่วนระหว่างระยะโก่งตัวสูงสุด (d_u) ต่อระยะโก่งตัวที่จุดคราก (d_c) ถือเป็นตัวชี้วัดที่สำคัญของโครงสร้างภายใต้แรงกระทำของแผ่นดินไหว ค่าระยะโก่งตัวที่จุดครากได้มาจากระยะโก่งตัวหลังกำลังสูงสุดลดลงมา 20% ดังรูปที่ 4.54 แสดงเส้นโค้งขอบจากความสัมพันธ์ Hysteresis ของตัวอย่างในระหว่างทดสอบของ Drift Ratio ในแต่ละระดับ



รูปที่ 4.54 การคำนวณค่าความเหนียว (Park, 1989)

โดยค่าความเหนียวนี้สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 4.1

$$\mu = \frac{d_u}{d_y} \quad (4.1)$$

จากการวิเคราะห์ความเหนียวของแบบจำลองจุดต่อริมและภายในอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธีไฟไนต์อีลิเมนต์สามารถแสดงได้ดังตารางที่ 4.2

ตาราง 4.2 ความเหนียวของแบบจำลองจุดต่อ

แบบจำลอง	ความเหนียว		ความเหนียวสูงสุด	ความเหนียวเมื่อเสริมกำลัง (เท่า)
	ทิศทาง +	ทิศทาง -		
J1	1.92	2.06	2.06	1
J1-CFRP1	1.74	1.67	1.74	0.84
J1-CFRP2	1.89	1.39	1.89	0.92
J1-GFRP1	1.42	1.54	1.54	0.75
J1-GFRP2	1.49	1.60	1.60	0.78
J2	1.56	1.71	1.71	1
J2-CFRP1	1.27	1.38	1.38	0.81
J2-CFRP2	1.19	1.18	1.19	0.70
J2-GFRP1	1.87	1.79	1.87	1.09
J2-GFRP2	1.91	1.96	1.96	1.14

จากตารางที่ 4.2 พบว่าในแบบจำลองจุดต่อริมอาคารเมื่อเสริมกำลังโดยการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) และแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว (GFRP) ทำให้แบบจำลองนั้นมีความเหนียวลดลง ส่วนในแบบจำลองจุดต่อภายในอาคารนั้น เมื่อหุ้มด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) มีผลให้ความเหนียวลดลง แต่เมื่อหุ้มด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว (GFRP) จะช่วยให้แบบจำลองนั้นมีความเหนียวเพิ่มมากขึ้น

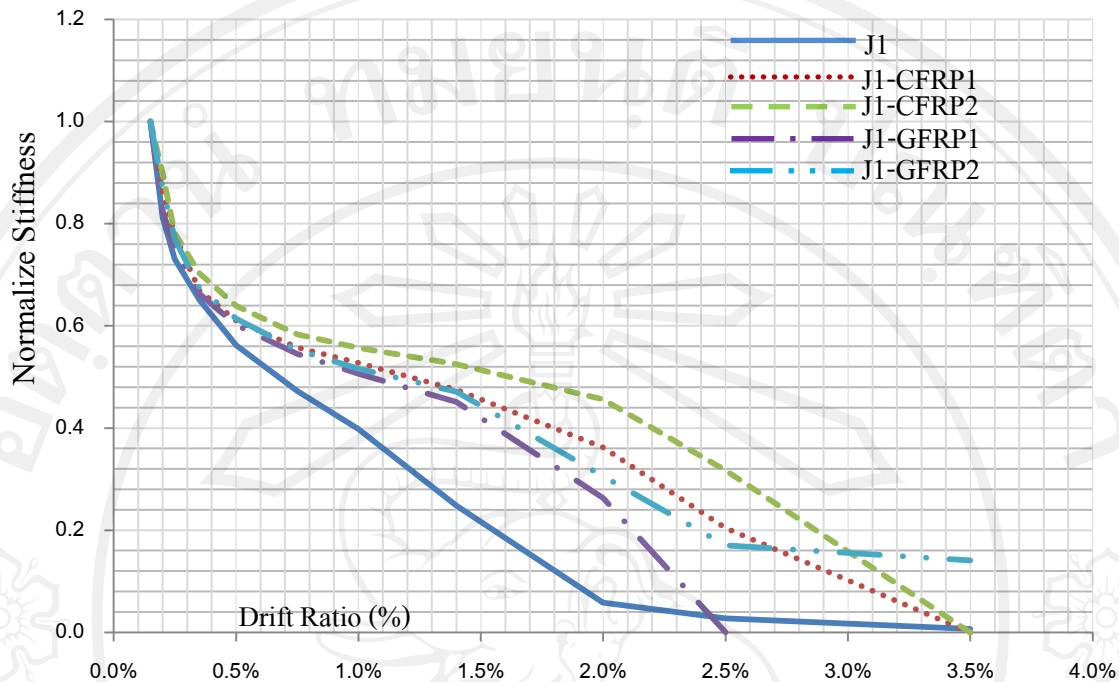
เมื่อพิจารณาค่าความเหนียวร่วมกับรูปแบบของการเสียหายของแบบจำลองพบว่าแบบจำลองที่เกิดการเสียหายที่คาน และเสานั้นมีความเหนียวน้อยกว่าแบบจำลองที่เกิดการเสียหายที่จุดต่อ และการเสริมกำลังโดยแผ่นไฟเบอร์ทำให้ความเหนียวของแบบจำลองเพิ่มขึ้นได้ไม่มากนัก เนื่องจากภายในคอนกรีตภายในบริเวณที่หุ้มด้วยแผ่นไฟเบอร์เกิดการเสียหายก่อนที่ไฟเบอร์จะฉีกขาด

4.4 ผลวิเคราะห์ความเสื่อมถอยของสติฟเนส

การวิเคราะห์สติฟเนสของแบบจำลองจุดต่อริมอาคารในกรณีไม่เสริมและเสริมกำลังในรูปแบบต่างๆ สามารถสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเสื่อมถอยสติฟเนส กับ Drift Ratio ได้ดังรูปที่ 4.55 โดยค่าสติฟเนส สูงสุดของแต่ละแบบจำลองสรุปได้ดังตารางที่ 4.3

ตารางที่ 4.3 ค่าสติฟเนสสูงสุดของแบบจำลองจุดต่อริมอาคาร

แบบจำลอง	ค่าสติฟเนสสูงสุด	ค่าสติฟเนสเพิ่มขึ้น (เท่า)
J1	1.46	1
J1-CFRP1	1.87	1.28
J1-CFRP2	2.08	1.42
J1-GFRP1	1.74	1.19
J1-GFRP2	1.76	1.20



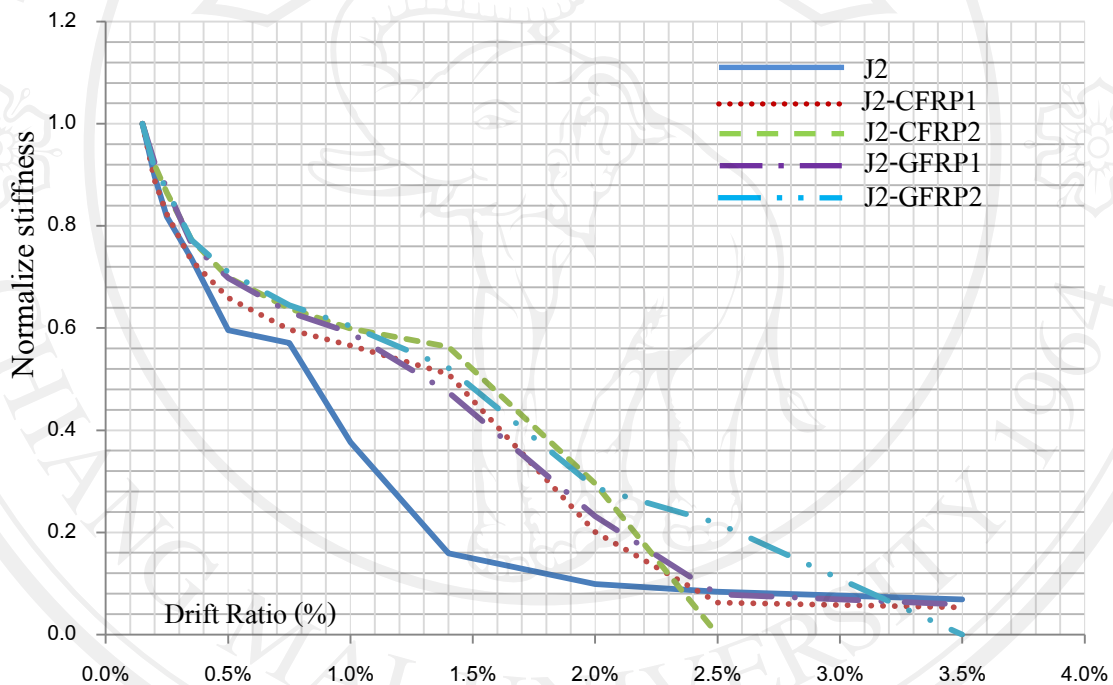
รูปที่ 4.55 ความเสื่อมถอยของสติฟเนสในแบบจำลองจุดต่อริมอาคาร

ผลการวิเคราะห์แสดงให้เห็นว่าเมื่อเสริมกำลังให้กับจุดต่อริมอาคารโดยการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ช่วยให้อาคารนั้นมีสติฟเนสเพิ่มมากขึ้น และการเสริมกำลังโดยใช้แผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ (CFRP) ช่วยเพิ่มสติฟเนสได้มากกว่าแผ่นไฟเบอร์ใยแก้ว (GFRP) ส่วนการพิจารณาความเสื่อมถอยของสติฟเนสพบว่า การเสริมกำลังโดยการหุ้มแผ่นไฟเบอร์มีผลให้อาคารในช่วงที่ยังไม่เกิดขีดความสามารถในการรับกำลังสูงสุดมีความลดลงของสติฟเนสช้ากว่าจุดต่อที่ไม่เสริมกำลัง แต่หลังจากพ้นช่วงที่มีกำลังสูงสุดแล้วจุดต่อที่เสริมกำลังมีความลดลงของสติฟเนสเร็วกว่าจุดต่อที่ไม่ได้เสริมกำลัง สังเกตได้จากเส้นกราฟที่มีค่าความชันสูงในขณะที่ค่าสติฟเนสลดลงในช่วงสุดท้าย ยกเว้นการเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วในเสาและคาน (J1-GFRP2) ที่มีการเสื่อมถอยของสติฟเนสดีกว่าแบบจำลองที่ไม่ได้เสริมกำลัง

ความสัมพันธ์ระหว่างค่าเสื่อมถอยของสติฟเนส กับ Drift Ratio ของแบบจำลองจุดต่อภายในอาคาร แสดงไว้ดังรูปที่ 4.56 ซึ่งพบว่า การเสริมกำลังทำให้ค่าสติฟเนสเพิ่มมากขึ้น โดยค่าสูงสุดของแต่ละแบบจำลองสรุปได้ดังตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 ค่าสติฟเนสสูงสุดของแบบจำลองจุดต่อภายในอาคาร

แบบจำลอง	ค่าสติฟเนสสูงสุด	ค่าสติฟเนสเพิ่มขึ้น (เท่า)
J2	2.14	1
J2-CFRP1	2.83	1.32
J2-CFRP2	2.99	1.40
J2-GFRP1	2.34	1.09
J2-GFRP2	2.39	1.12

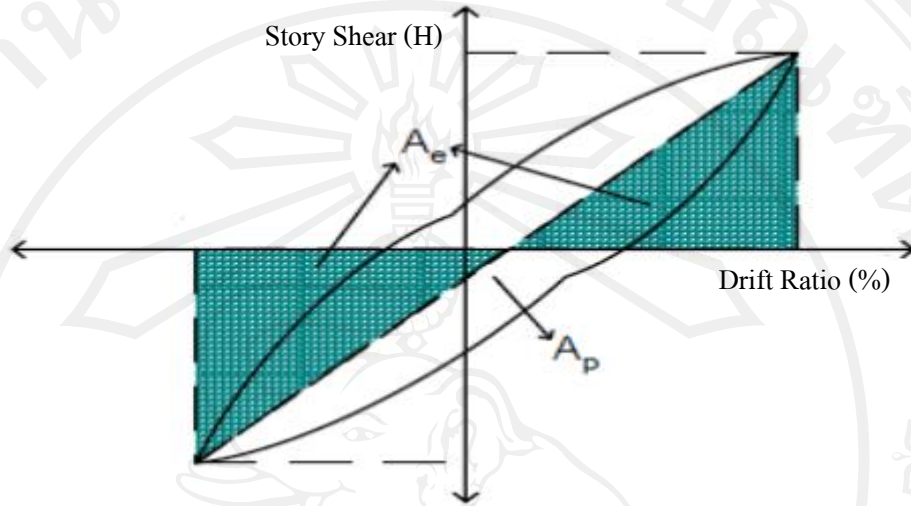


รูปที่ 4.56 ความเสื่อมถอยของสติฟเนสในแบบจำลองจุดต่อภายในอาคาร

4.5 ผลวิเคราะห์ความสามารถในการดูดซับพลังงาน

ในการวิเคราะห์ความสามารถในการดูดซับพลังงานในงานวิจัยนี้คำนวณจากอัตราหน่วยหนืดเทียบเท่า (Equivalent Viscous Damping Ratio, ζ_{eq}) โดยใช้พื้นที่ในรอบที่สามของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำแนวราบ กับ Drift Ratio ดังรูปที่ 4.57 และหาค่าอัตราหน่วยหนืดเทียบเท่าจากสมการที่ 4.2

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_p}{A_e} \times 100 \quad (4.2)$$



รูปที่ 4.57 การคำนวณค่าอัตราหน่วงหนืดเทียบเท่า (Onur, 2005)

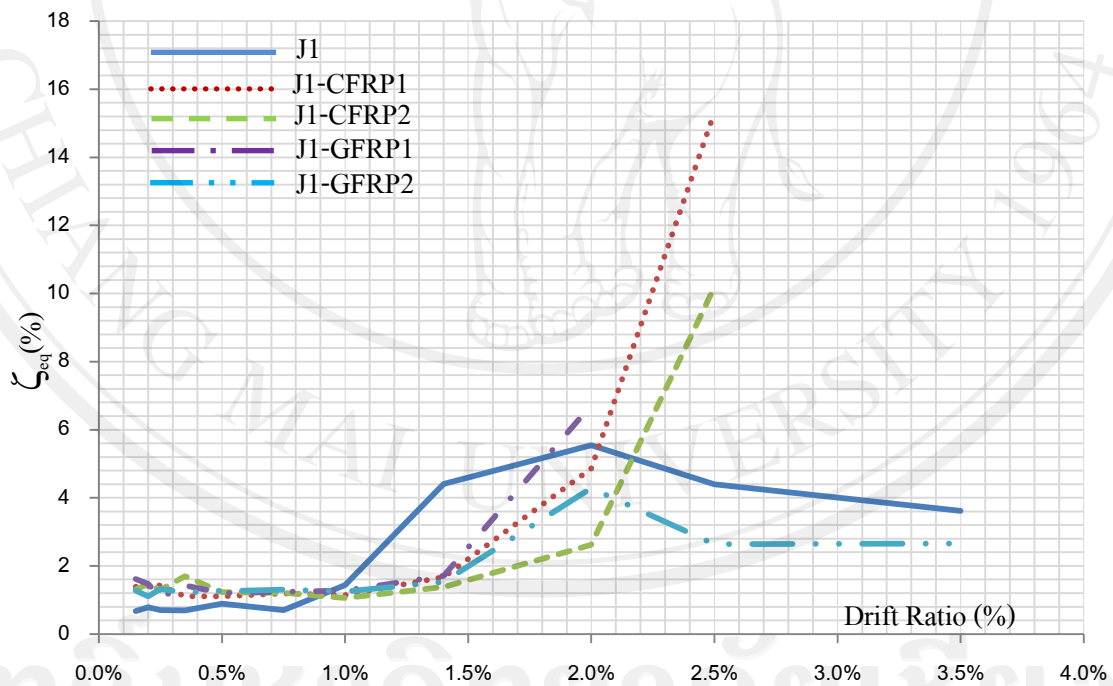
และจากการวิเคราะห์พบว่าเมื่อ Drift Ratio เพิ่มขึ้นทำให้ความสามารถในการดูดซับพลังงานเพิ่มขึ้น เนื่องจากแบบจำลองจุดต่อเกิดความเสียหายเพิ่มขึ้น ซึ่งในแบบจำลองจุดต่อริมอาคารพบว่าช่วง Drift Ratio น้อยกว่า 1.00% ในแต่ละแบบจำลองจะมีความสามารถในการดูดซับพลังงานใกล้เคียงกัน เนื่องจากช่วงนี้แบบจำลองยังไม่เกิดความเสียหายมาก แต่เมื่อผ่านช่วงนี้ไปความสามารถในการดูดซับพลังงานเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็ว โดยที่แบบจำลอง J1-CFRP1 มีความสามารถในการดูดซับพลังงานสูงที่สุด รองลงมาคือแบบจำลอง J1-CFRP2 ที่ Drift Ratio 2.50% จากนั้นแบบจำลองทั้งสองนี้เกิดการวิบัติทันทีจึงไม่สามารถหาค่าการดูดซับพลังงานที่ Drift Ratio ต่อไปได้ ส่วนในแบบจำลอง J1-GFRP1 ก็เช่นกันที่เกิดการวิบัติตั้งแต่ใน Drift Ratio 2.00% ดังแสดงในรูปที่ 4.58 และมีการดูดซับพลังงานมากที่สุดดังแสดงในตารางที่ 4.5

ความสามารถในการดูดซับพลังงานของแบบจำลองจุดต่อภายในอาคาร พบว่าแบบจำลอง J2-CFRP1 และ J2-GFRP1 ซึ่งเป็นแบบจำลองที่หุ้มแผ่นไฟเบอร์เฉพาะในเสา มีความสามารถในการดูดซับพลังงานสูงกว่าแบบจำลองอื่นอย่างมาก โดยมีค่าสูงสุดที่ Drift Ratio 2.50% จากนั้นความสามารถนี้จะค่อยๆ ลดลง ไม่เหมือนกับแบบจำลองจุดต่อริมอาคารที่เมื่อถึงจุดสูงสุดแล้วจะเกิดการวิบัติในทันที ส่วนในแบบจำลอง J2-CFRP2 นั้นมีการดูดซับพลังงานได้น้อยที่สุด เนื่องจากการการหักของเสาที่ Drift Ratio 1.40% จึงถือว่าแบบจำลองนี้ดูดซับพลังงานได้

น้อยมาก และอันตรายอย่างยิ่งเมื่อเกิดแรงแผ่นดินไหวกระทำกับจุดต่อนี้ดังแสดงในรูปที่ 4.59 และมีการดูดซับพลังงานมากที่สุดดังแสดงในตารางที่ 4.6

ตารางที่ 4.5 การดูดซับพลังงานของแบบจำลองจุดต่อริมอาคาร

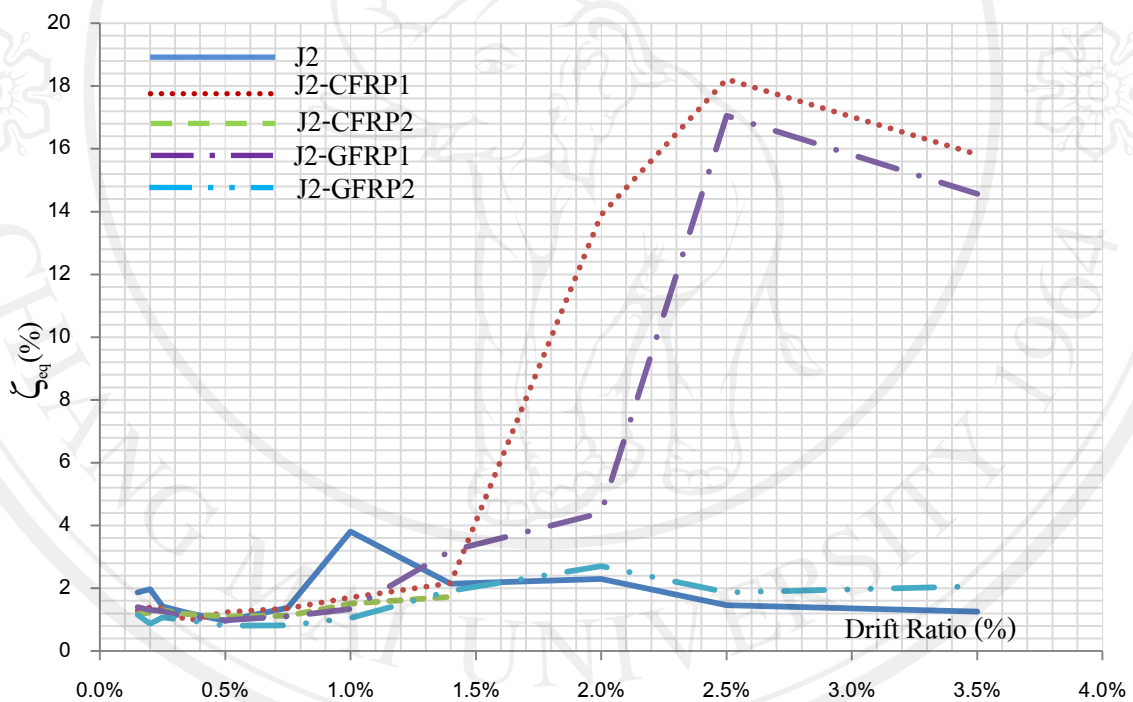
แบบจำลอง	การดูดซับพลังงาน สูงสุด	การดูดซับพลังงาน (เท่า)
J1	5.54	1
J1-CFRP1	15.32	2.76
J1-CFRP2	10.19	1.84
J1-GFRP1	6.72	1.21
J1-GFRP2	4.28	0.77



รูปที่ 4.58 ความสามารถในการดูดซับพลังงานของแบบจำลองจุดต่อริมอาคาร

ตารางที่ 4.6 การดูดซับพลังงานของแบบจำลองจุดต่อภายในอาคาร

แบบจำลอง	การดูดซับพลังงาน สูงสุด	การดูดซับพลังงาน (เท่า)
J2	3.81	1
J2-CFRP1	18.22	4.78
J2-CFRP2	1.73	0.45
J2-GFRP1	17.05	4.48
J2-GFRP2	2.71	0.71



รูปที่ 4.59 ความสามารถในการดูดซับพลังงานของแบบจำลองจุดต่อภายในอาคาร

4.6 ผลวิเคราะห์ความเครียดเหล็กเสริมคานบริเวณจุดต่อ

ข้อดีของการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ที่มีประโยชน์อย่างมากในการทำงานวิจัย คือ สามารถแสดงผลการวิเคราะห์ได้ทุก โหนดของเอลิเมนต์ที่ต้องการทราบ ซึ่งในหัวข้อนี้ได้ทำการวิเคราะห์ความเครียดเหล็กเสริมในคานที่เกิดขึ้นบริเวณจุดต่อ เพื่อตรวจสอบว่าเหล็กเสริมในคานนั้นถึงจุดครากหรือไม่ โดยวิเคราะห์ที่ตำแหน่งกลางเสา, หน้าเสา, ระยะครึ่งของความลึกหน้าตัดคาน (0.5d), ระยะเท่ากับคานลึกหน้าตัดคาน (d) ซึ่งเป็นระยะสิ้นสุดการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ ส่วนในจุด

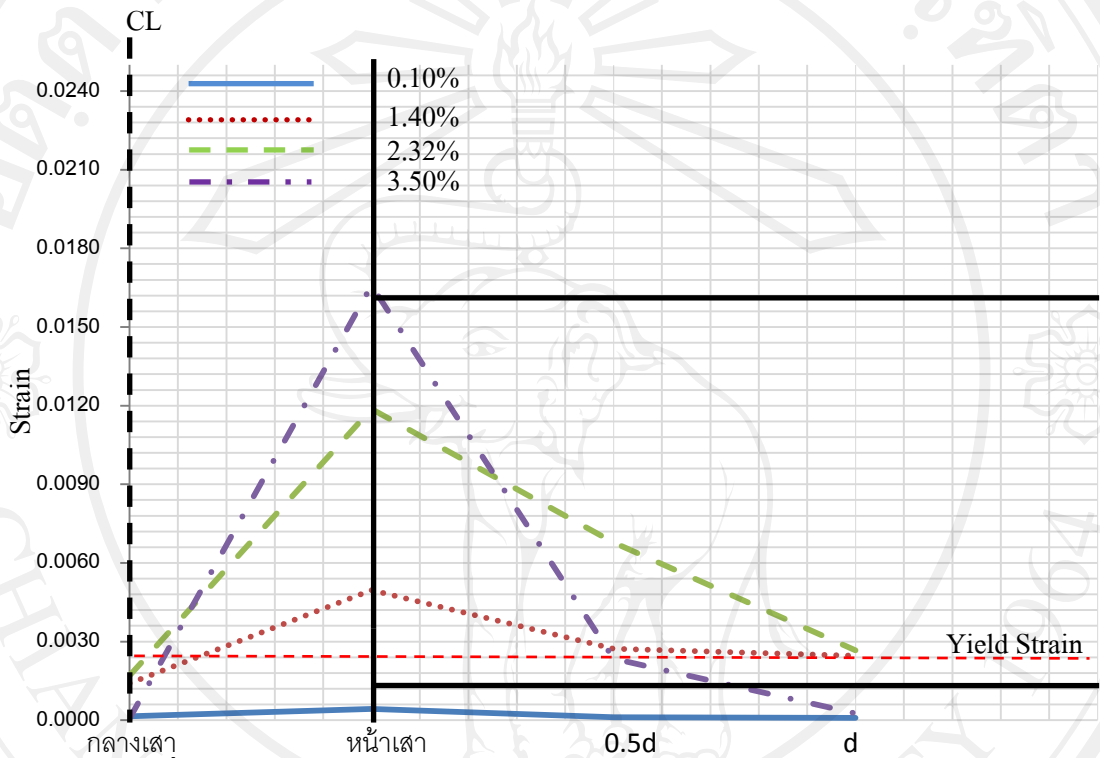
ต่อที่ได้รับการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ที่คานนั้น จะทำการวิเคราะห์ความเครียดที่ตำแหน่ง หนึ่งเท่าครึ่งของความลึกหน้าตัดคาน (1.5d) เพิ่มเติม โดยงานวิจัยครั้งนี้ได้แสดงผลการวิเคราะห์เฉพาะการคานปลายคานขึ้นของจุดต่อริมอาคาร และการคานยอดเสาไปทางขวาของแบบจำลองจุดต่อภายในอาคารเท่านั้น เนื่องจากการให้แรงในทิศทางตรงข้ามนั้นมีค่าความเครียดใกล้เคียงกันแต่ต่างที่สลับทิศทางกันเท่านั้น ซึ่งกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดเหล็กเสริมในคาน กับตำแหน่งของความเครียดบริเวณจุดต่อที่ Drift Ratio ต่างๆ ได้แสดงไว้ดังรูปที่ 4.60 ถึง รูปที่ 4.69

ผลการวิเคราะห์ความเครียดเหล็กเสริมคานของแบบจำลองจุดต่อ J1 ดังรูปที่ 4.60 พบว่าเมื่อ Drift Ratio เพิ่มขึ้นทำให้ความเครียดเพิ่มมากขึ้นโดยที่ความเครียดที่หน้าเสาจะมีค่ามากกว่าตำแหน่งอื่น และเมื่อ Drift Ratio 1.40% เป็นจุดที่แบบจำลองนี้มีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 0.00238 ซึ่งแสดงว่าเหล็กเสริมยังไม่แตก เนื่องจากความเครียดที่ทำให้เหล็กเสริมแตกอยู่ที่ 0.00279 จึงสอดคล้องกับรูปแบบการวิบัติที่แสดงให้เห็นว่าแบบจำลอง J1 เกิดการวิบัติเป็นแนวทแยงบริเวณจุดต่อไม่ได้เกิดการวิบัติจากการที่เหล็กเสริมแตกที่หน้าเสา หลังจากแบบจำลองเกิดการเสียหายไปแล้วพบว่าความเครียดของเหล็กเสริมมีค่าลดลงเกือบเท่ากับศูนย์ เนื่องจากอิทธิพลของคอนกรีตที่ติดกับอิทธิพลของเหล็กเสริมเกิดการเสียหายแล้วไม่สามารถถ่ายเทแรงระหว่างโหนดได้ จึงสอดคล้องกับการทดสอบในห้องปฏิบัติการที่เกิดการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับเหล็กเสริมในตำแหน่งที่คอนกรีตเกิดการแตกร้าว



รูปที่ 4.60 ความเครียดเหล็กเสริมในคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J1

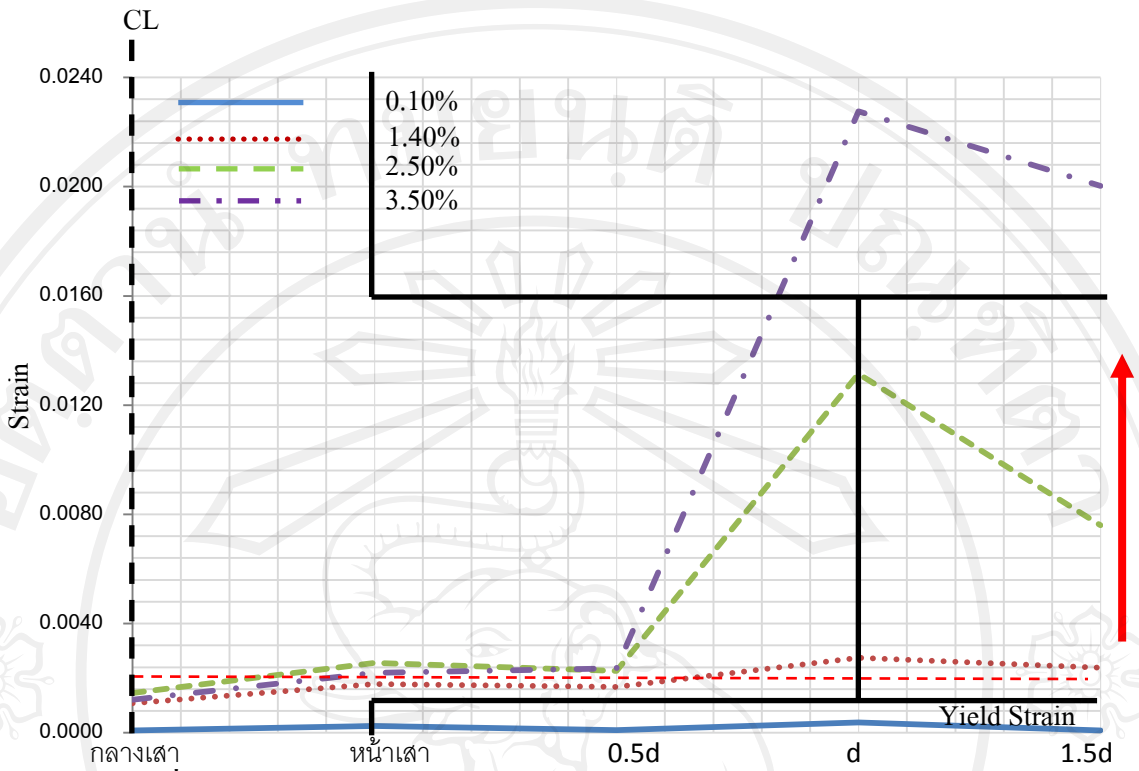
จากการวิเคราะห์แบบจำลอง J1-CFRP1 พบว่ามีพฤติกรรมที่แตกต่างจากแบบจำลอง J1 โดยที่หน้าเสาจะเกิดความเครียดสูงและเพิ่มขึ้นอย่างรวดเร็วเมื่อเทียบกับบริเวณอื่น และเหล็กเสริมที่หน้าเสานั้นได้ถึงจุดครากโดยมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 0.0166 ที่ Drift Ratio 3.50% ซึ่งแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองนี้ได้เกิดการวิบัติเนื่องจากเหล็กเสริมคานบริเวณหน้าเสาเกิดการคราก



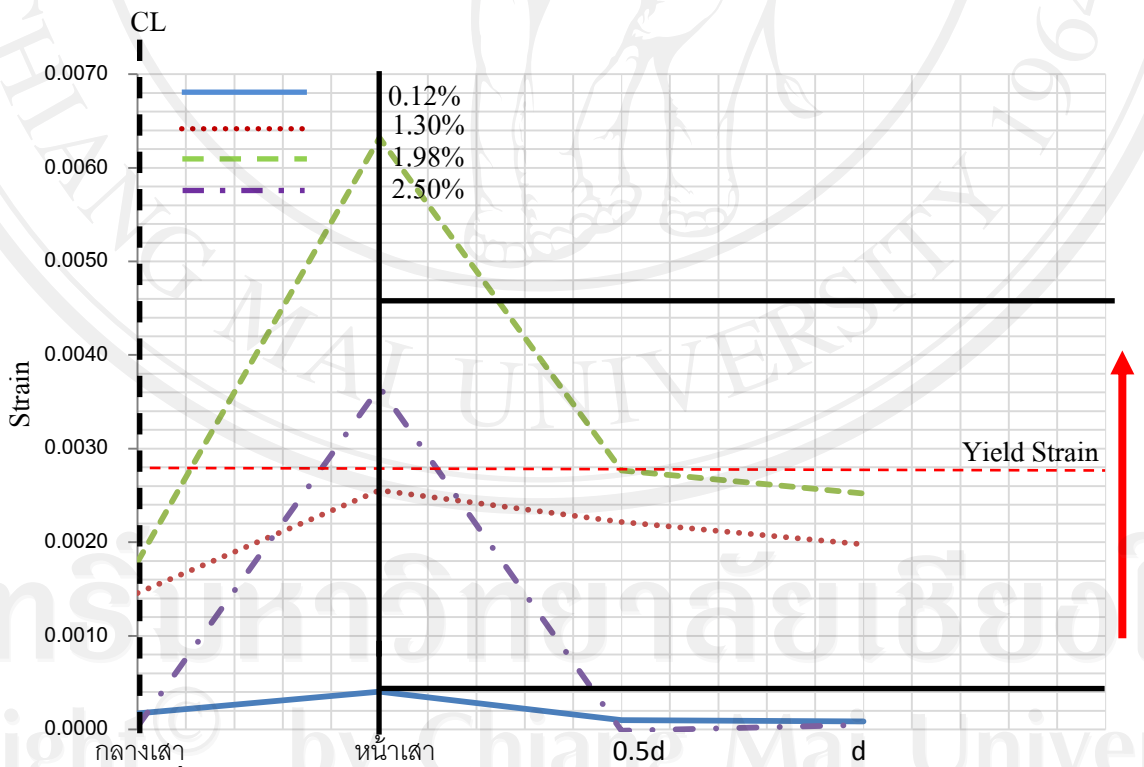
รูปที่ 4.61 ความเครียดเหล็กเสริมในคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J1-CFRP1

จากรูปที่ 4.62 พบว่าความเครียดในเหล็กเสริมคานของแบบจำลอง J1-CFRP2 มีค่ามากที่สุดเท่ากับ 0.02275 ซึ่งความเครียดถึงจุดครากที่ตำแหน่ง d ของคาน เนื่องจากเป็นตำแหน่งสิ้นสุดการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์หมายความว่าสามารถย้ายการวิบัติจากเกิดที่จุดต่อมาเกิดที่คานได้ จึงเหมาะสมในการใช้ต้านทานแรงแผ่นดินไหว

แบบจำลอง J1-GFRP1 สามารถสร้างกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความเครียดในเหล็กเสริมคานกับตำแหน่งต่างๆ ในจุดต่อได้ดังรูปที่ 4.63 และพบว่ามีลักษณะของเส้นกราฟคล้ายกับแบบจำลอง J1-CFRP1 คือมีความเครียดที่หน้าเสาสูงกว่าบริเวณอื่นอย่างมากและมีค่าเกินกำลังครากของเหล็กเสริม โดยมีความเครียดสูงสุดเท่ากับ 0.00632 ที่ Drift Ratio 1.98% หลังจากนั้นพบว่าความเครียดของแบบจำลองนี้ที่ Drift Ratio 3.50% มีค่าลดลง เป็นผลมาจากการที่แบบจำลองนี้เกิดการวิบัติที่จุดต่อทำให้อิเลเมนต์คอนกรีตในจุดต่อนั้นเสียรูปร่างจนไม่สามารถถ่ายแรงไปที่เหล็กเสริมได้

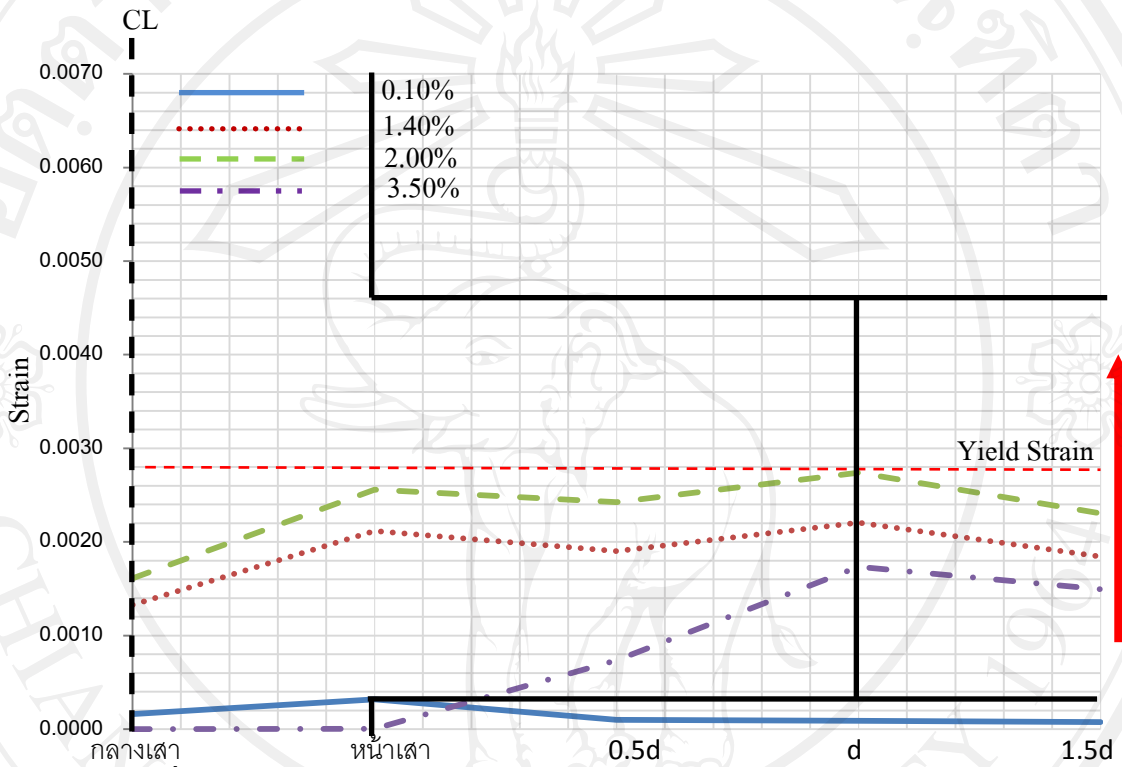


รูปที่ 4.62 ความเครียดเหล็กเสริมในคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J1-CFRP2



รูปที่ 4.63 ความเครียดเหล็กเสริมในคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J1-GFRP1

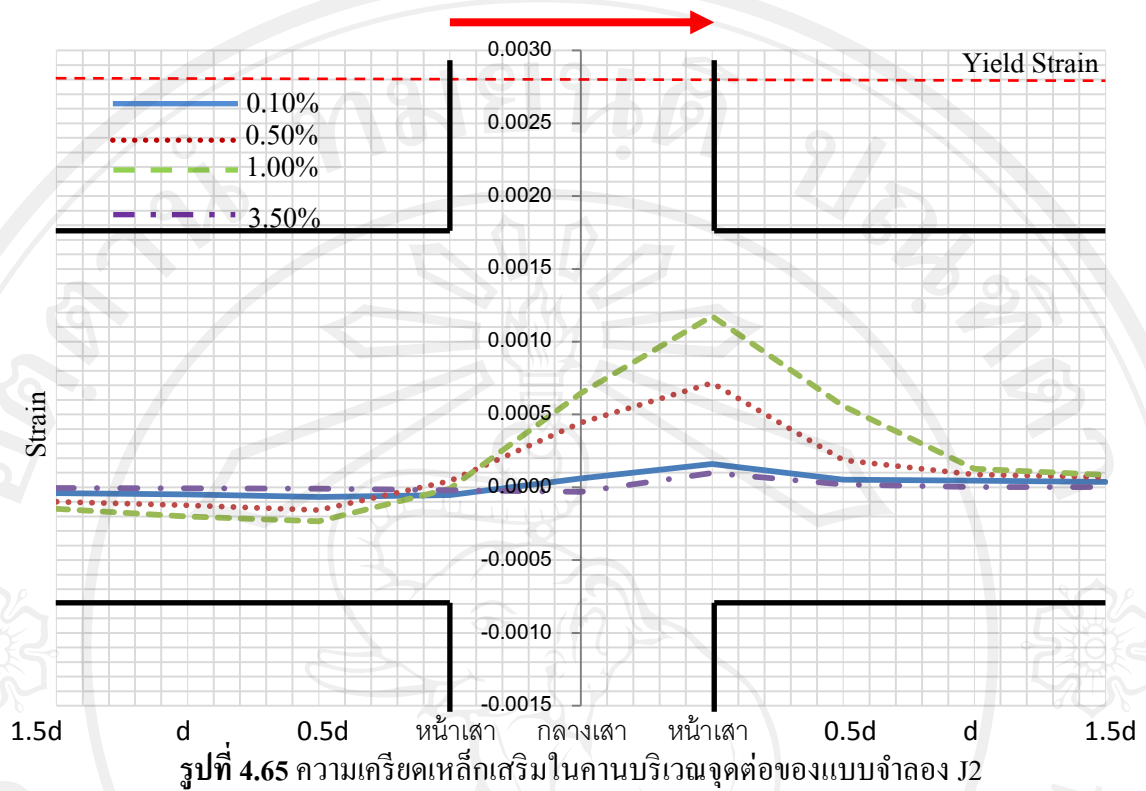
ความเครียดเหล็กเสริมในคานของแบบจำลอง J2-GFRP2 ดังรูปที่ 4.64 แสดงให้เห็นว่ามีค่าน้อยกว่าการเสริมกำลังด้วยแผ่นไฟเบอร์วิธีที่ผ่านมา และเหล็กเสริมทุกตำแหน่งยังไม่ถึงจุดคราก โดยมีค่าสูงสุดอยู่ที่ 0.00256 ที่ Drift Ratio 2.0% ส่วนในบริเวณคานพบว่ามีค่าความเครียดใกล้เคียงกัน แสดงว่าแบบจำลองนี้เกิดการวิบัติที่คอนกรีตโดยที่เหล็กเสริมในคานยังไม่ถึงจุดคราก



รูปที่ 4.64 ความเครียดเหล็กเสริมในคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J1-GFRP2

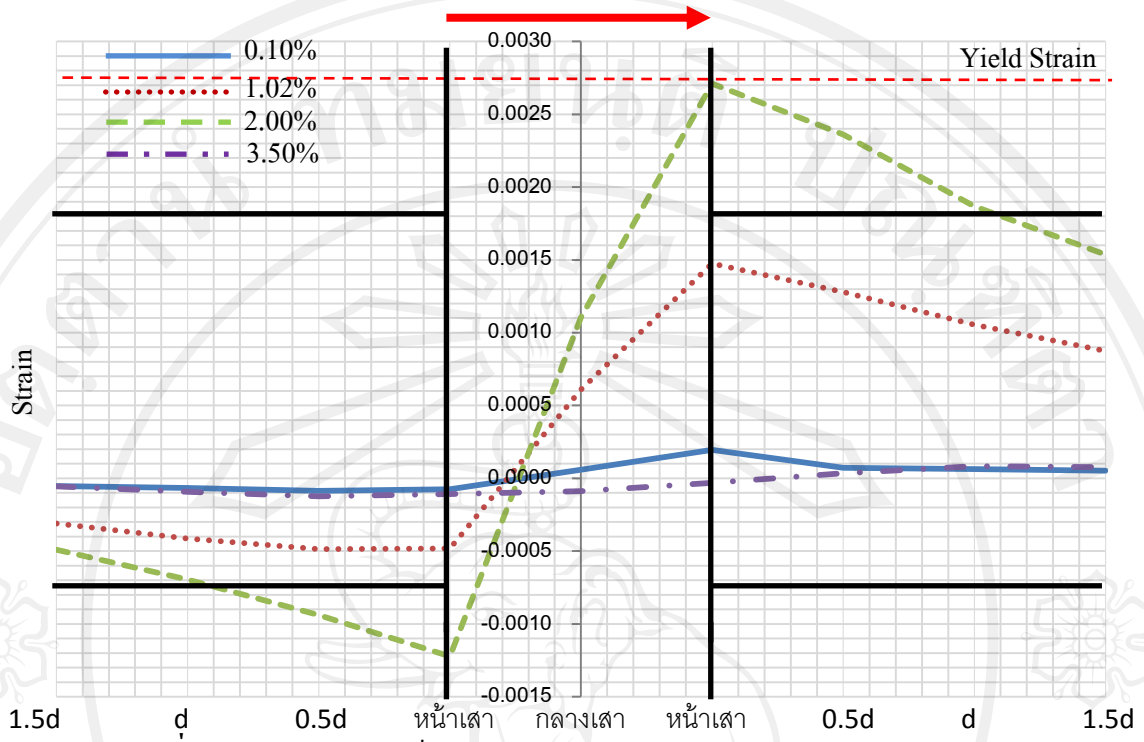
ในการวิเคราะห์ความเครียดเหล็กเสริมในคานของจุดต่อภายในอาคารจะแตกต่างจากจุดต่อริมอาคารเนื่องจากต้องพิจารณาคานทั้งสองฝั่งดังรูปที่ 4.65 ซึ่งเป็นกราฟแสดงความเครียดที่จุดต่อของแบบจำลอง J2 และพบว่าความเครียดเหล็กเสริมของคานฝั่งที่มีทิศทางเดียวกับแรงกระทำ (ฝั่งซ้าย) จะมีค่าเป็นบวกซึ่งหมายถึงเหล็กเกิดการยืดตัว ส่วนเหล็กเสริมคานฝั่งที่ทิศทางตรงข้ามกับแรงกระทำจะมีค่าเป็นลบหมายถึงเหล็กเสริมหดตัวเนื่องจากแรงอัด

จากการวิเคราะห์พบว่าความเครียดเหล็กเสริมคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J2 มีค่ามากที่สุดเท่ากับ 0.00117 บริเวณหน้าเสา ที่ Drift Ratio 1.00% ส่วนค่าความเครียดน้อยสุดเกิดที่บริเวณ 0.5d ซึ่งมีค่าเท่ากับ -0.00023 ที่ Drift Ratio 1.00% ซึ่งค่าความเครียดมากที่สุดนั้นยังไม่ทำให้เหล็กเสริมถึงจุดคราก เพราะฉะนั้นแบบจำลองจึงเกิดการวิบัติเนื่องจากคอนกรีตบริเวณจุดต่อเกิดการเสียหาย โดยเมื่อแบบจำลองนี้เสียหายไปแล้วจะทำให้ความเครียดนี้ลดลงเกือบเท่ากับศูนย์

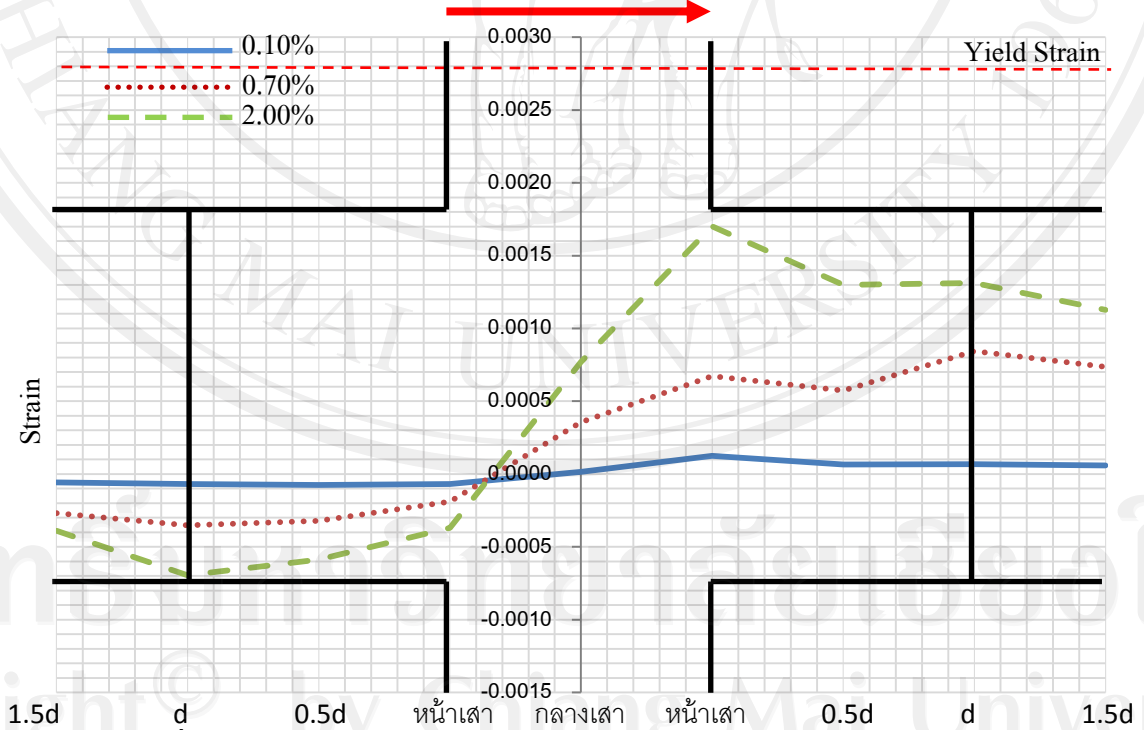


ความเครียดเหล็กเสริมคานของแบบจำลองจุดต่อ J2-CFRP1 ดังแสดงในรูปที่ 4.66 พบว่าความเครียดมีค่าสูงสุดเกิดขึ้นที่หน้าเสาเท่ากับ 0.00271 และน้อยสุดเท่ากับ -0.00122 ที่ Drift Ratio 2.00% และลดลงอย่างรวดเร็วที่ Drift Ratio 3.50% และเนื่องจากความเครียดของเหล็กเสริมคานในแบบจำลองนี้ยังไม่ถึงจุดคราก เพราะฉะนั้นการวิบัติของแบบจำลองนี้จึงเป็นการวิบัติเนื่องจากความเสียหายของคอนกรีตบริเวณหน้าเสา

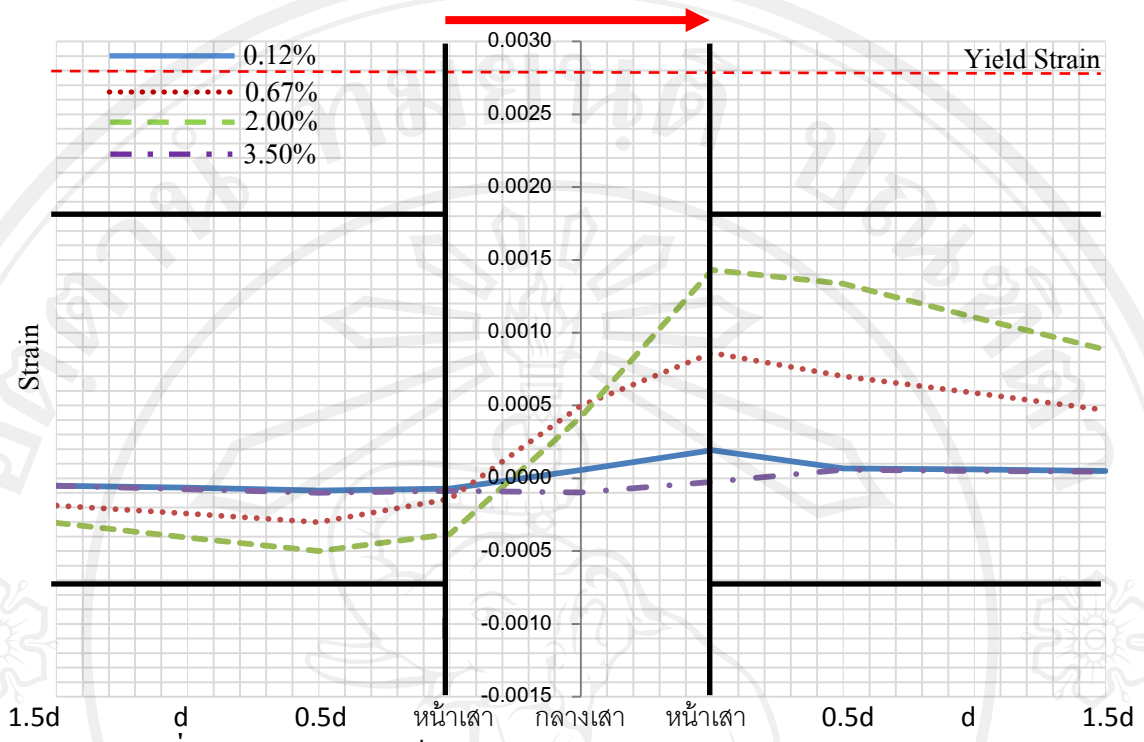
ในส่วนของแบบจำลอง J2-CFRP2 เนื่องจากแบบจำลองนี้เกิดการวิบัติที่เสาชั้นบนในตำแหน่งสิ้นสุดการหุ้มแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ ทำให้การวิเคราะห์ค่าความเครียดเหล็กเสริมในคานของแบบจำลองนี้ไม่ใช่ส่วนสำคัญ เนื่องจากไม่เกี่ยวข้องกับการวิบัติของแบบจำลอง แต่จากกราฟแสดงความเครียดในคานดังรูปที่ 4.67 มีแนวโน้มว่าความเครียดเกิดสูงสุดที่หน้าเสา ส่วนความเครียดในคานมีค่าใกล้เคียงกันโดยที่ไม่มีจุดที่เหล็กเสริมถึงจุดคราก



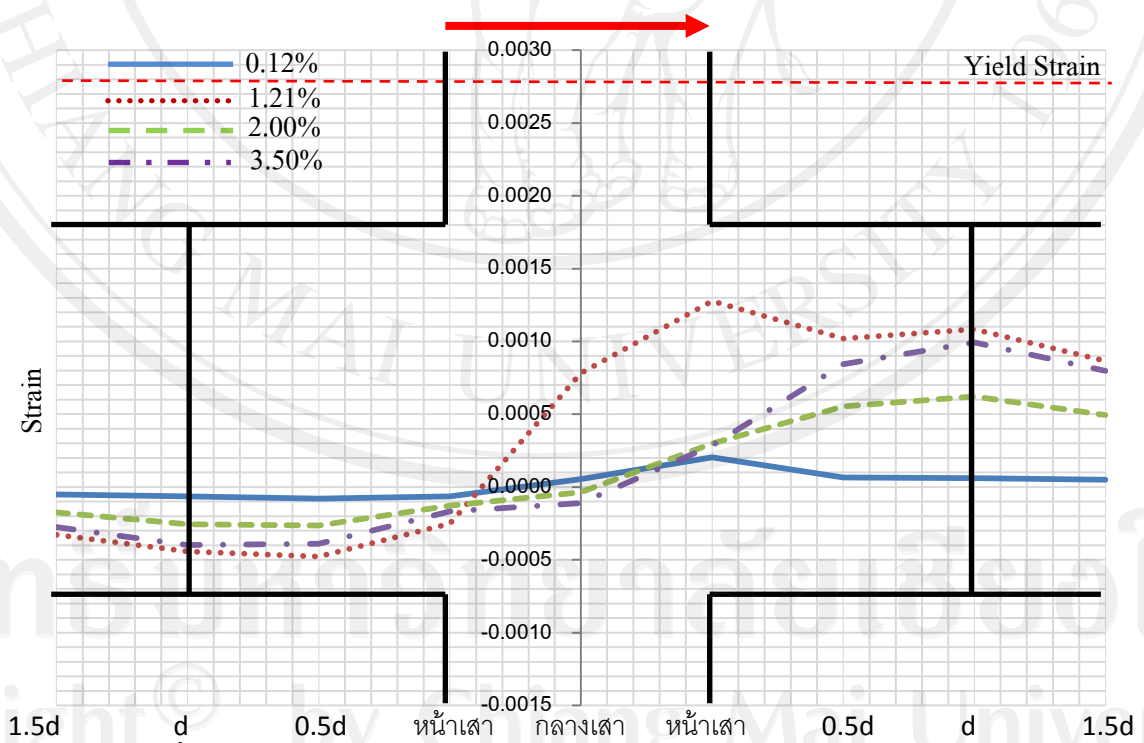
รูปที่ 4.66 ความเครียดเหล็กเสริมในคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J2-CFRP1



รูปที่ 4.67 ความเครียดเหล็กเสริมในคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J2-CFRP2



รูปที่ 4.68 ความเครียดเหล็กเสริมในคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J2-GFRP1



รูปที่ 4.69 ความเครียดเหล็กเสริมในคานบริเวณจุดต่อของแบบจำลอง J2-GFRP2

ในส่วนของการเสริมกำลังจุดต่อภายในอาคารโดยการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วนั้นพบว่า ความเครียดเหล็กเสริมคานที่เกิดขึ้นบริเวณจุดต่อนั้นมีค่าน้อยกว่าการเสริมกำลังด้วยแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ เนื่องจากแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วมีความสามารถในการรับแรงดึงน้อยกว่าแผ่นคาร์บอนไฟเบอร์ จึงไม่สามารถย้ายรูปแบบการวิบัติไปเกิดในบริเวณอื่นนอกเหนือจากจุดต่อได้ รูปแบบของกราฟแสดงค่าความเครียดของเหล็กเสริมคานของแบบจำลอง J2-GFRP1 ดังรูปที่ 4.68 และ J2-GFRP2 ดังรูปที่ 4.69 จึงมีลักษณะคล้ายกัน คือมีค่าความเครียดสูงสุดเกิดขึ้นบริเวณหน้าเสาเท่ากับ 0.00143 และ 0.00128 ของแบบจำลอง J2-GFRP1 และ J2-GFRP2 ตามลำดับ ซึ่งเป็นค่าที่แสดงว่าเหล็กเสริมของทั้งสองแบบจำลองนี้ยังไม่ถึงจุดคราก แต่เป็นที่น่าสังเกตว่าความเครียดของเหล็กเสริมในคานของแบบจำลอง J2-GFRP2 มีค่าเพิ่มขึ้นหลังจากแบบจำลองนี้ถึงจุดวิบัติแล้ว อาจเป็นเพราะการหุ้มแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วในรูปแบบนี้มีผลให้เหล็กเสริมในคานนั้นยังสามารถรับน้ำหนักได้ต่อไปได้แม้ว่าคอนกรีตในจุดต่อจะเกิดการวิบัติไปแล้วก็ตาม เนื่องจากมีแผ่นไฟเบอร์ใยแก้วช่วยรับแรงเฉือนส่วนเกิน ทำให้คอนกรีตในจุดต่อนั้นไม่เกิดการวิบัติอย่างเฉียบพลัน ต่างจากแบบจำลอง J2-GFRP1 ซึ่งหลังจากถึงจุดวิบัติค่าความเครียดในคานของแบบจำลองนี้จะมีค่าเกือบเท่ากับศูนย์