



รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การประเมินกำลังและความเหนียวข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นในเมื่อรับแรงวัฏจักรด้วย
แบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด

Strength and Ductility Evaluation of Interior Steel Beam-Column Connections
under Cyclic Loading using Detailed Finite Element Models.

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว

โครงการวิจัยประเภทงบประมาณเงินรายได้จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน)

ประจำปีงบประมาณ พ.ศ. 2558

มหาวิทยาลัยบูรพา

รหัสโครงการ 2558A10802413

สัญญาเลขที่ ๑๑๘/๒๕๕๘

รายงานวิจัยฉบับสมบูรณ์

การประเมินกำลังและความเหนียวข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นในเมื่อรับแรงวัฏจักรด้วย
แบบจำลองไฟไนต์อิลเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด

Strength and Ductility Evaluation of Interior Steel Beam-Column Connections
under Cyclic Loading using Detailed Finite Element Models.

ผศ. ดร. อานนท์ วงษ์แก้ว

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์

มหาวิทยาลัยบูรพา

ตุลาคม ๒๕๖๐

บทสรุปสำหรับผู้บริหาร
(Executive Summary)

ข้าพเจ้า ผศ.ดร.อานนท์ วงษ์แก้ว ได้รับทุนสนับสนุนโครงการวิจัย จากมหาวิทยาลัยบูรพา ประเภทงบประมาณเงินรายได้ จากเงินอุดหนุนรัฐบาล (งบประมาณแผ่นดิน) มหาวิทยาลัยบูรพา โครงการวิจัยเรื่อง การประเมินกำลังและความเหนียวข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นในเมื่อรับแรงวัฏจักร ด้วยแบบจำลองไฟไนต์อิลิเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด

Strength and Ductility Evaluation of Interior Steel Beam-Column Connections under Cyclic Loading using Detailed Finite Element Models

รหัสโครงการ 2558A10802413 สัญญาเลขที่ ๑๑๘/๒๕๕๘ ได้รับงบประมาณรวมทั้งสิ้น ๓๔๑,๐๐๐ บาท (สามแสนสี่หมื่นหนึ่งพันบาท)

ระยะเวลาการดำเนินงาน ๑ ปี (ต.ค.๒๕๕๘-ก.ย.๒๕๕๙)

บทคัดย่อ

This study is aimed to present the development of Finite Element (FE) Model to predict the elastic and inelastic response of the interior steel beam-column connections of the moment-resisting frame. First, the finite element (FE) model of welded unreinforced flanges-bolted web beam-column connection (FEM1) was developed and analyzed. The inelastic analysis results of FEM1 model included material nonlinearity and cyclic loading scheme were verified with an available full-scale connection tested at the University of Michigan. Guided by FEM1, fifteen FE models representing interior connections of the moment-resisting frame were developed. The FE analysis of this connection was aimed to investigate behavior and potential of such a type of the beam-column connection subjected to an earthquake.

Since from other studies show that the panel zone portion of columns can dominate the inelastic response of a moment frames. Therefore, the analytical results were focused on the behavior of panel zone.

The analytical results from first part (FEM1) showed such excellent agreements with the experiment, globally and locally. The high von-Mises stress regions exceptionally matched yielding areas of the tested specimen. Based on FE analysis, the loading resistance and panel zone rotation of fifteen connections show well capture behaviors of the panel zones. The connections with a weak panel zone strength can rotate more compared with strong one resulting in severe yielding of the panel zone. On the other hand, the beams of connections with the strong panel zone result in severe damage in the connection area between beam flanges and column flanges including the shear tab and the beam web bolted to it. In conclusion, the FEM developed from this study can use to analyze the steel moment connection with the details of as shown.

กิตติกรรมประกาศ

งานวิจัย เรื่อง การประเมินกำลังและความเหนียวข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นในเมื่อรับแรงวง
จักรด้วยแบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด ประจำปีงบประมาณ 2558 จาก
สำนักงานคณะกรรมการวิจัยแห่งชาติ ผู้วิจัยขอขอบคุณมา ณ. ที่นี้

สารบัญ

	หน้า
บทสรุปผู้บริหาร	ก
กิตติกรรมประกาศ	ค
สารบัญ	ง
บทที่ 1 บทนำ	1
บทที่ 2 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง	3
บทที่ 3 การพัฒนาแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก	11
บทที่ 4 ผลการวิเคราะห์ไฟไนลิเมนต์ข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web	21
บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนลิเมนต์	35
บทที่ 6 สรุปผลการศึกษา	57
เอกสารอ้างอิง	58

บทที่ 1

บทนำ

1.1 ความเป็นมาและแรงจูงใจในการทำงานวิจัย

แผ่นดินไหวเป็นปรากฏการณ์ทางธรรมชาติ ที่ก่อให้เกิดความเสียหายร้ายแรงต่อชีวิต และทรัพย์สินของมนุษย์ได้เป็นบริเวณกว้าง เชื่อกันว่าทุกประเทศได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหว ไม่ว่าจะทางตรงหรือทางอ้อม ปัจจุบันพบว่ามีความพยายามอย่างมากในหลายประเทศ ซึ่งได้รับอันตรายจากแผ่นดินไหว ศึกษา และทำความเข้าใจถึงกลไกของการเกิดแผ่นดินไหว เพื่อการพยากรณ์แผ่นดินไหว แต่ยังไม่ประสบความสำเร็จ ดังนั้นขณะนี้จึงยังไม่มีผู้ใดสามารถ พยากรณ์แผ่นดินไหวได้อย่างถูกต้อง โดยทั่วไปสิ่งจำเป็นอย่างยิ่งสำหรับการเผชิญภัยแผ่นดินไหว คือการเตรียมพร้อมที่ดี แต่แต่ละประเทศควรมีมาตรการในการป้องกัน และบรรเทาภัยแผ่นดินไหวทั้งในระยะสั้นและระยะยาว เช่น การศึกษาวิจัยเกี่ยวกับธรรมชาติของแหล่งกำเนิดแผ่นดินไหว รอยเลื่อนต่าง ๆ ให้ความรู้ และข้อควรปฏิบัติเมื่อเกิดแผ่นดินไหวต่อประชาชน ให้มีการแบ่งเขตแผ่นดินไหวตามความเหมาะสมของความเสี่ยงภัย ออกกฎหมายให้อาคารสิ่งก่อสร้างต่าง ๆ สามารถรับแรงแผ่นดินไหวตามความเหมาะสมของแต่ละพื้นที่เสี่ยงภัย มีการวางแผนการจัดการที่ดี หากเกิดความเสียหายร้ายแรงหลังการเกิดแผ่นดินไหว

จากเหตุการณ์ เมื่อวันที่ 17 มกราคม ค.ศ. 1994 ได้เกิดแผ่นดินไหวขนาดปานกลางขึ้นที่เมืองเล็กๆชื่อ Northridge ใกล้กับเมือง Los Angeles ซึ่งต่อมาถูกเรียกชื่อว่า แผ่นดินไหว Northridge แผ่นดินไหวครั้งนี้ได้สร้างความเสียหายเป็นบริเวณกว้าง และจากการสำรวจความเสียหายจากเหตุการณ์แผ่นดินไหวที่เกิดขึ้น พบว่าโครงสร้างที่มีความยืดหยุ่นต่ำเช่น อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก อาคารจอดรถที่สร้างจากคอนกรีตอัดแรง จะได้รับผลกระทบต่อโครงสร้างโดยมีการพังทลายทั้งอาคาร ส่วนองค์อาคารเหล็กนั้น พบความเสียหายเพียงเล็กน้อยและไม่พบการพังทลายของอาคาร อย่างไรก็ตามเมื่อทำการสำรวจภายในโดยละเอียดพบว่า มีรอยแตกเกิดขึ้นบริเวณข้อต่อคาน-เสาเป็นจำนวนมากกว่า 100 อาคารในบริเวณที่เกิดแผ่นดินไหว

สำหรับประเทศไทยนั้น ยังไม่มีการศึกษาเกี่ยวกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กที่ออกแบบโดยใช้มาตรฐานการออกแบบของประเทศไทยภายใต้แผ่นดินไหวอย่างจริงจัง และยังไม่มีความรู้มาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็กเพื่อต้านทานแผ่นดินไหวโดยตรง ดังนั้นทำให้ปัญหาต่างๆ ที่กล่าวมาแล้วข้างต้น อาจเกิดขึ้นกับโครงสร้างเหล็กเหล่านี้ได้เหมือนกับที่เกิดขึ้นมาแล้วในประเทศอื่นๆ เมื่อเกิดแผ่นดินไหว นอกจากนี้รายละเอียดของการก่อสร้างโครงสร้างเหล็กในประเทศไทย ก็แตกต่างไปจากมาตรฐานของประเทศอื่น ๆ ซึ่งรายละเอียดการก่อสร้างนี้ส่วนใหญ่จะเป็นบริเวณข้อต่อ รอยต่อ และระบบยึดรั้ง ซึ่งส่วนเหล่านี้มีความสำคัญอย่างยิ่งในการดูดซับพลังงานจากแผ่นดินไหว รายละเอียดการก่อสร้างที่ใช้ใน

ประเทศไทยเหล่านี้ ยังมีได้รับการศึกษาอย่างจริงจังถึงศักยภาพและพฤติกรรมเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว การนำมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็กในต่างประเทศมาใช้โดยตรงอาจเป็นการสิ้นเปลือง และอาจเป็นการไม่ถูกต้องเนื่องจากพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กในประเทศไทยอาจแตกต่างกับพฤติกรรมของโครงสร้างเหล็กในต่างประเทศ ดังนั้นการศึกษาวิจัยนี้จะเป็นการรวบรวม วิเคราะห์ และนำเสนอ ข้อมูลที่มีความสำคัญและจำเป็นต่อโครงสร้างเหล็กที่ก่อสร้างอยู่ในประเทศไทย ซึ่งถูกออกแบบสำหรับรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้ง และแรงลมเท่านั้น จากนั้นจะทำการประเมินพฤติกรรมของโครงสร้างนี้ว่าจะมีพฤติกรรมอย่างไรเมื่อต้องถูกแรงแผ่นดินไหวกระทำ มีความสามารถและศักยภาพในการต้านแรงแผ่นดินไหวได้ในระดับใด โดยจะเน้นที่องค์อาคารที่เป็นจุดอ่อนต่อการต้านทานแผ่นดินไหว คือ ข้อต่อคาน-เสา นอกจากนี้ งานวิจัยนี้จะทำการศึกษาพัฒนาข้อต่อคาน-เสาชนิดใหม่ โดยการผสมผสานข้อต่อคาน-เสาที่มีรายละเอียดการเชื่อมต่อที่ใช้กันอยู่ในประเทศไทย กับต่างประเทศเข้าด้วยกัน เพื่อใช้เป็นข้อต่อคาน-เสาชนิดใหม่ที่อาจเหมาะสมกับระดับแรงแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้นกับประเทศไทยในอนาคต

1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการวิจัย

- 1) เพื่อรวบรวมข้อมูลวิธีการออกแบบโครงสร้างเหล็กและข้อมูลเกี่ยวรายละเอียดการก่อสร้างโครงสร้างเหล็กในประเทศไทย (Typical Detail) โดยเฉพาะบริเวณข้อต่อเสาด้านใน (Interior Connection)
- 2) พัฒนาแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด (Detailed Finite Element Model) ที่เหมาะสม เพื่อใช้ในการวิเคราะห์ ประเมินพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก และลักษณะการพังของข้อต่อเสาด้านใน (Interior Connection)
- 3) ศึกษาเชิงตัวแปร (Parametric Study) เพื่อหาผลกระทบของตัวแปรที่สำคัญต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก และลักษณะการพังของข้อต่อเสาด้านใน (Interior Connection)

1.3 ขอบเขตของโครงการวิจัย

โครงการวิจัยนี้ มุ่งเน้นที่การประเมินพฤติกรรมการตอบสนองต่อแรง และลักษณะการพังของข้อต่อเสาด้านใน (Interior Connection) ของโครงข้อแข็งเหล็ก เมื่อรับแรงแผ่นดินไหว ด้วยวิธีการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด โดยใช้ดัชนีวัดคือ กำลัง, การยืดหยุ่น (Ductility) และลักษณะการพังของชิ้นงาน นอกจากนี้จะทำการศึกษาถึงผลกระทบของตัวแปรต่างๆ ที่สำคัญต่อพฤติกรรมการรับน้ำหนักบรรทุก และลักษณะการพังของข้อต่อเสาด้านใน เช่น ขนาดของคาน ขนาดของเสา รายละเอียดของรอยต่อ

1.4 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

- 1) เป็นการพัฒนาแบบจำลองไฟไนต์อิเลเมนต์ประเภทแสดงรายละเอียด (Detailed Finite Element Model) เพื่อใช้ในการวิเคราะห์และประเมินพฤติกรรมการตอบสนองของโครงสร้างข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นในที่เหมาะสมเมื่อรับแรงวงจักร ซึ่งจะเป็นองค์ความรู้ใหม่ และเป็นประโยชน์ต่อการนำไปประยุกต์ใช้ในการออกแบบข้อต่อชนิดนี้ต่อไป
- 2) ข้อมูลจากการวิเคราะห์เชิงตัวแปร (Parametric Study) ด้วยเทคนิค Finite Element Analysis จะทำให้เข้าใจพฤติกรรมของโครงสร้างประเภทนี้มากขึ้น และจะนำไปสู่การปรับปรุงและพัฒนาโครงสร้างเหล่านี้ ต่อไป

บทที่ 2

ข้อต่อคาน-เสาเหล็กและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

2.1 ข้อต่อคาน-เสาเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web

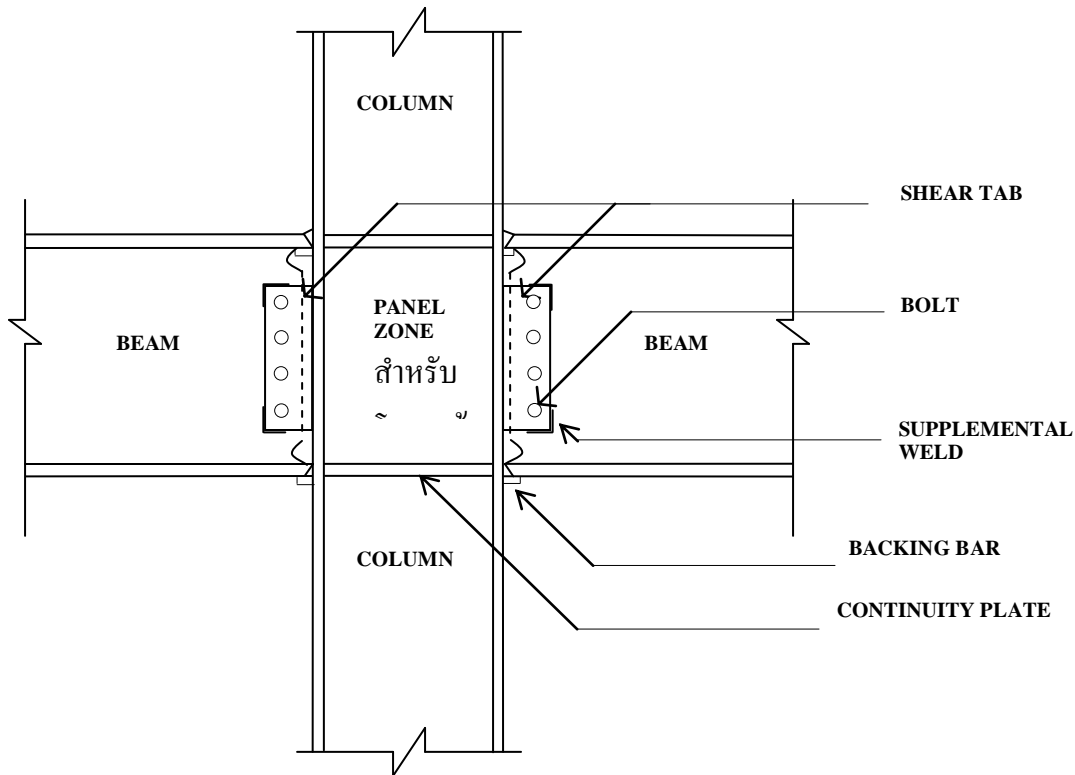
สำหรับโครงสร้างทุกประเภทที่ออกแบบให้รับแรงที่เกิดจากแผ่นดินไหว ข้อกำหนดที่สำคัญ คือ การยึดต่อองค์ประกอบทุกส่วนให้ทำหน้าที่เป็นหนึ่งเดียวและที่สำคัญที่สุดก็คือรอยต่อและข้อต่อระหว่างองค์ประกอบหลักของโครงสร้าง เช่น คาน เสา เป็นต้น จึงเป็นสิ่งจำเป็นที่ข้อต่อจะต้องมีประสิทธิภาพมากกว่าความสามารถในการรับแรงขององค์ประกอบหลักของโครงสร้างเพื่อให้การถ่ายเทแรงไปสู่โครงสร้างหลักได้อย่างมีประสิทธิภาพ การป้องกันการพังทลายของโครงสร้างขณะเกิดแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ จะขึ้นอยู่กับคุณสมบัติขององค์ประกอบหลักและส่วนของข้อต่อ ซึ่งข้อต่อจะต้องแข็งแรงเพียงพอที่จะรับแรงที่เกิดขึ้น โดยแรงที่ใช้ในการออกแบบข้อต่อมีดังนี้ แรงเฉือนแนวนอน แรงตามแนวแกน แรงดัดและบิด ส่วนการถ่ายแรงเฉือนสู่องค์ประกอบของโครงสร้างและส่วนข้อต่อจะต้องกระทำให้ถูกต้องและให้สอดคล้องกับสมมติฐานของการกระจายแรง

มาตรฐานการออกแบบ AISC ปี 2005 สำหรับโครงข้อแข็งรับแรงแผ่นดินไหว (AISC Seismic Provision 2005) ได้กำหนดให้โครงข้อแข็งแบบพิเศษ (SMF) ต้องมีความสามารถรองรับการหมุนได้น้อยกว่า 0.04 radians ส่วนโครงข้อแข็งแบบกลาง (IMF) จะต้องหมุนได้น้อยกว่า 0.02 radians และ 0.01 radians สำหรับโครงข้อแข็งแบบธรรมดา (OMF) ทั้งนี้สำหรับโครงข้อแข็งแบบธรรมดานี้ AISC ได้กำหนดให้พฤติกรรมขององค์อาคารอยู่ในช่วงอีลาสติกเท่านั้นหรือมีช่วงอินอีลาสติกน้อยมาก จึงได้กำหนดการหมุนของข้อต่อไว้เพียง 0.01 radians เท่านั้น ข้อกำหนดเหล่านี้เป็นไปตามผลการศึกษาของ SAC ซึ่งตีพิมพ์ในเอกสาร FEMA 350 ผู้อ่านสามารถหาข้อมูลเพิ่มเติมได้จากหนังสืออ้างอิง [5, 8] นอกจากนี้ ทั้ง FEMA 350 และมาตรฐานการออกแบบ AISC 2005 ได้กำหนดชนิดข้อต่อที่สามารถนำมาใช้ในโครงข้อแข็งชนิดต่างๆ ไว้ด้วย ในรายงานของ FEMA 350 ได้กำหนดชนิดข้อต่อที่เหมาะสม (Prequalified Connections) โดยมีรายละเอียดดังนี้

- 1) ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ใช้ได้กับโครงข้อแข็งแบบกลาง
- 2) ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Welded Web ใช้ได้กับโครงข้อแข็งแบบกลางและพิเศษ
- 3) ชนิด Free Flange ใช้ได้กับโครงข้อแข็งแบบกลาง และพิเศษ
- 4) ชนิด Reduced Beam Section ใช้ได้กับโครงข้อแข็งแบบกลาง และพิเศษ
- 5) ชนิด Welded Flange Plate ใช้ได้กับโครงข้อแข็งแบบกลาง และพิเศษ

อย่างไรก็ตาม มาตรฐานการออกแบบ AISC ได้กำหนดเฉพาะข้อต่อชนิด Reduced Beam Section ไว้ในมาตรฐานปี 2005 เท่านั้น มิได้รับเอาข้อเสนอแนะทั้งหมดจาก FEMA 350 มาไว้ในมาตรฐานสำหรับโครงข้อแข็งเหล็กชนิด Welded Fully Restrained Connection Types

สำหรับการศึกษาในส่วนการพัฒนาแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ ผู้วิจัยจะทำการศึกษาข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ซึ่งถูกระบุโดย AISC ให้ใช้ได้กับโครงข้อแข็งแบบกลางสาเหตุที่มุ่งการศึกษาไปที่ข้อต่อนี้เพราะ ผู้วิจัยมีผลการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ข้อต่อประเภทนี้ จึงทำให้สามารถเปรียบเทียบผลความถูกต้องของแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ ได้ดีกว่าข้อต่อประเภทอื่นๆ จากนั้นเมื่อได้แบบจำลองที่ถูกต้องแล้ว ก็จะสามารถปรับแบบจำลองนี้ให้มีรายละเอียดบริเวณข้อต่อคาน-เสาให้ใกล้เคียงกับรายละเอียดการก่อสร้างในประเทศไทย และทำการวิเคราะห์แบบจำลองใหม่ต่อไป รายละเอียดของข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web มีดังนี้



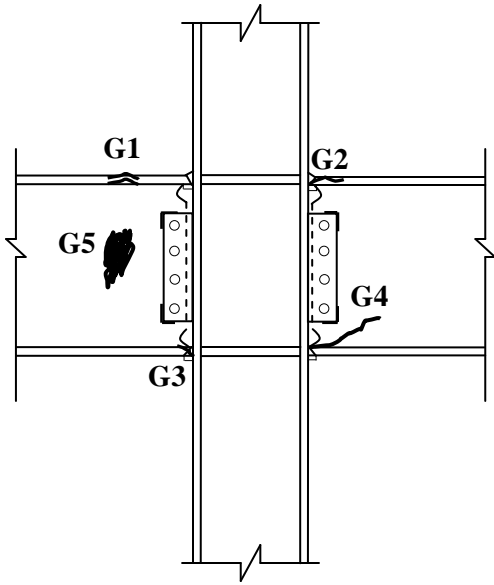
รูปที่ 2.1 รูปข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ของเสาต้นใน (Interior column)

รูปที่ 2.1 แสดงข้อต่อแบบถ่ายโมเมนต์ชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ของเสาต้นริม (Exterior column) ข้อต่อในลักษณะนี้จะถูกนำมาสร้างเป็นแบบจำลองสำหรับการศึกษาโครงการนี้ ซึ่งมีรายละเอียดดังนี้ซึ่ง

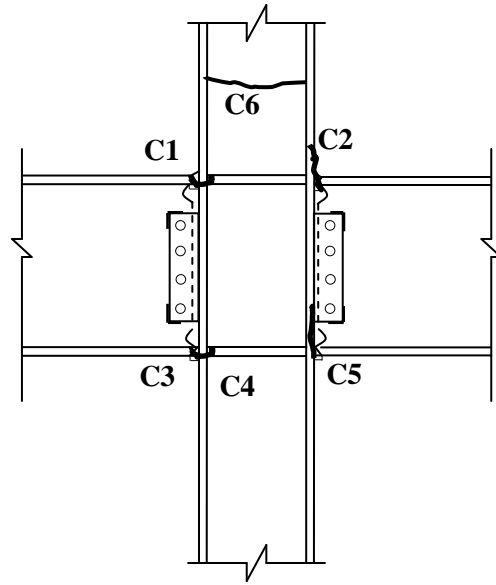
- Column คือ เสาเหล็กซึ่งเป็นองค์ประกอบหลักของโครงสร้าง โดยทั่วไปจะเป็นแบบ W Shapes สำหรับประเทศสหรัฐอเมริกา
- Beam คือ คานเหล็ก เป็นองค์ประกอบหลักของโครงสร้างเช่นเดียวกับ Column
- Shear Tab คือ แผ่นประกบรับแรงเฉือน ซึ่งเป็นแผ่นเหล็กที่เชื่อมติดกับส่วนปีกของเสา ใช้ยึดส่วนของโครงสร้างโดยเป็นส่วนสำคัญในการรับแรงเฉือนในแนวตั้งของข้อต่อ
- Bolt เป็นสลักเกลียวเหล็กที่ใช้ยึด Shear Tab เข้ากับคาน ขนาดของ Bolt จะขึ้นอยู่กับมาตรฐานของการออกแบบ
- Continuity Plate คือแผ่นเหล็กที่อยู่ระหว่างปีกของเสา ซึ่งทำหน้าที่ถ่ายแรงจากคานเข้าสู่ส่วนแผ่นตั้งของเสา (Web)
- Backing Bar คือแผ่นเหล็กที่ใช้ปิดเข้ากับรอยเชื่อมระหว่างส่วนปีกของคานและส่วนปีกของเสา
- Access Hole คือ บริเวณที่ปลายแผ่นเอวของคานด้านบนและล่างที่ถูกคว้านออกเป็นรู เพื่อให้สะดวกต่อการเชื่อม
- Supplemental Weld คือรอยเชื่อมเพื่อเสริมความแข็งแรงของจุดต่อระหว่าง Shear Tab และแผ่นตั้งของคาน

2.2 รูปแบบความเสียหายของข้อต่อคาน-เสาเหล็กชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web

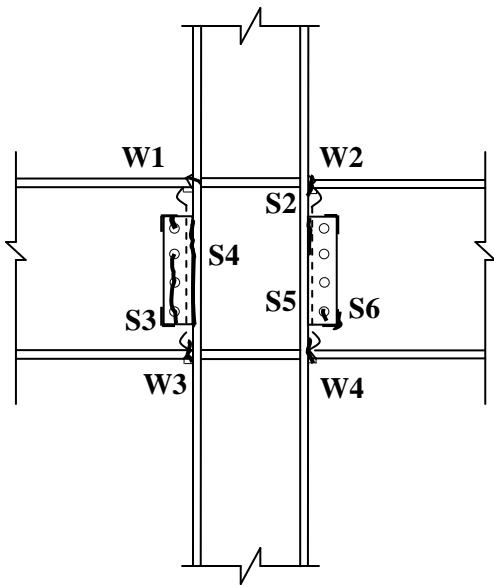
จากการศึกษารูปแบบความเสียหายของข้อต่อหลังจากเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหวครั้งใหญ่ เมื่อปี ค.ศ. 1994 ที่เมือง Northridge ประเทศสหรัฐอเมริกา พบว่ารูปแบบความเสียหายของข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์สามารถจำแนกโดยละเอียดได้ดังรูปที่ 2.2



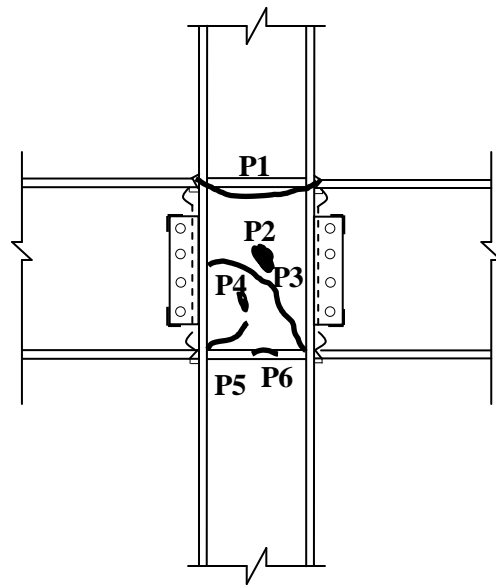
(ก) Girder Damage



(ข) Column Flange Damage



(ค) Weld and Shear Tab Damage



(ง) Panel Zone Damage

รูปที่ 2.2 รูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นในบริเวณข้อต่อของโครงสร้างเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ [7]

รูปที่ 2.2 สามารถอธิบายลักษณะรูปแบบความเสียหายได้ดังนี้

- 1) Girder Damage เป็นรูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นกับส่วนของคาน โดยมีรายละเอียดดังนี้ จุด G1 เกิดการตัดงอในส่วนปีกของคาน จุด G2 การฉีกแตกในส่วนปีกบนของคานใกล้ๆกับรอยเชื่อม จุด G3 การฉีกแตกในส่วนปีกล่างของคานใกล้ๆกับรอยเชื่อม จุด G4 การฉีกแตกในแผ่นตั้งของคาน จุด G5 การบิดงอในส่วนแผ่นตั้งของคาน
- 2) Column Flange Damage เป็นรูปแบบความเสียหายที่เกิดขึ้นกับส่วนปีกของเสา โดยมีรายละเอียดดังนี้ จุด C1 การฉีกขาดในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกบนของคาน จุด C2 การฉีกแตกในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกบนของคาน จุด C3 การฉีกแตกในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกล่างของคาน จุด C4 การฉีกขาดในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกล่างของคาน จุด C5 การฉีกขาดในส่วนปีกของเสาใกล้ๆรอยเชื่อมกับปีกล่างของคาน จุด C6 การฉีกแตกเป็นแนวยาวของส่วนปีกถึงอีกปีกของเสา
- 3) Weld and Shear Tab Damage เป็นรูปแบบความเสียหายที่เกิดกับส่วนรอยเชื่อมและส่วนแผ่นประกบรับแรงเฉือน โดยมีรายละเอียดดังนี้ จุด W1, W2, W3 และ W4 เป็นการฉีกแตกของรอยเชื่อมระหว่างส่วนปีกของเสาและส่วนปีกของคาน จุด S1 การฉีกแตกที่ขอบบนของแผ่นประกบที่ติดกับแผ่นตั้งของคาน จุด S2 และ S4 การฉีกแตกเป็นแนวยาวของแผ่นประกบในส่วนที่ติดกับปีกของเสา จุด S3 การฉีกแตกจากส่วนล่างของแผ่นประกบเข้าหารูของสลักเกลียวและจากรูของสลักเกลียวถึงอีกรูที่อยู่ติดกัน จุด S5 การฉีกขาดของสลักเกลียว และจุด S6 การฉีกแตกในส่วนรอยเชื่อมเสริมของแผ่นประกบรับแรงเฉือน
- 4) Panel Zone Damage เป็นรูปแบบความเสียหายที่เกิดกับส่วน Panel Zone โดยมีรายละเอียดดังนี้ จุด P1 การฉีกขาดเป็นแนวยาวจากส่วนปีกของเสาผ่านแผ่นตั้งและเข้าหาอีกปีกหนึ่งของเสา จุด P2 การหักงอในส่วนแผ่นตั้งของเสา จุด P3 การฉีกขาดเป็นแนวยาวในส่วนแผ่นตั้งของเสา จุด P4 การฉีกขาดเป็นบางส่วนของแผ่นตั้งของเสา จุด P5 การฉีกแตกเป็นแนวยาวจากรอยเชื่อมที่มุมของแผ่นตั้งในส่วนของเสา และจุด P6 การโก่งงอเพียงบางส่วนของแผ่นคอนกรีต (Continuity Plates)
โดยสรุปรอยแตกที่เกิดขึ้นเป็นรอยแตกแบบเปราะ โดยส่วนใหญ่จะเกิดที่บริเวณจุดเชื่อมต่อระหว่างคานและเสา โดยรอยแตกจะมีลักษณะที่คล้ายกันคือ มีจุดเริ่มต้นของการแตกที่ฐานของรอยเชื่อมกับ Backing Bar จากนั้นรูปแบบรอยแตกจะกระจายตัวออกผ่านปีกเสาเข้าสู่แผ่นเอวของเสา หรือบางรูปแบบจากจุดเริ่มต้นของรอยแตกอาจจะกระจายตัวตลอดฐานของรอยเชื่อมดังแสดงในรูปที่ 2 อาจกล่าวโดยสรุปได้ว่ารอยแตกนี้มีรูปแบบไม่แน่นอน อย่างไรก็ตามที่สรุปได้คือ รอยแตกจะมีจุดเริ่มจากฐานของรอยเชื่อมและ Backing Bar และรอยแตกที่พบมากอีกหนึ่งรูปแบบคือ รอยแตกของปีกคาน ซึ่งมีจุดเริ่มต้นจากปลายของ Access Hole เข้าสู่ฐานรอยเชื่อม หรือผ่านความหนาของปีกคาน

2.3 งานวิจัยที่เกี่ยวข้องกับข้อต่อคาน-เสาเหล็ก

Subhash C. Goel, Bozidar Stojadinovic และผู้ร่วมวิจัยท่านอื่นๆ แสดงให้เห็นว่ารอยเชื่อมของข้อต่อเหล็กระหว่างเสา-คาน มีกระจายตัวของความเค้นและความเครียดสูงมาก แรงเฉือนจะถูกถ่ายลงสู่เสา โดยผ่านที่บริเวณปีกคานบนและล่าง แทนที่จะเป็นการถ่ายโดยแผ่น Shear Tab การเกิดปรากฏการณ์เช่นนี้ อาจเป็นสาเหตุหนึ่งที่ทำให้ปีกคานไม่สามารถรับแรงเฉือนนี้ได้ และเกิดการแตกขึ้น

การศึกษาของ Scott A. Civjan, John L. Gross เป็นการประเมินและปรับปรุงข้อต่อเหล็กในการถ่ายแรงของโมเมนต์ (Steel moment connection) จากการกระทำของแรงแผ่นดินไหว โดยมีการทดสอบชิ้นงานโดยใส่แรงแบบวัฏจักร (Cyclic loading) กับชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ผลการทดสอบชิ้นงานจากสภาพภายนอกแสดงให้เห็นว่าเมื่อรอยเชื่อมมีความเหนียวต่ำ ความแข็งแรงของปีกคานของคานจะไม่เพียงพอต่อแรงกระทำ ซึ่งจากการสังเกตทำให้เกิดการปรับปรุงปีกคานโดยการแทนที่ที่ปีกคานด้วยร่องของรอยเชื่อม ซึ่งรอยเชื่อมมีความเหนียวเพิ่มขึ้นจะไม่ทำให้เกิดการแตกในบริเวณขอบบนของรอยเชื่อม

การศึกษาในขั้นต้นของ Wongkaew A. แสดงให้เห็นว่ามีความเป็นไปได้อย่างมากที่จะออกแบบ Panel Zone ด้วยวิธี Balance Yielding ระหว่างคานและ Panel Zone กล่าวคือ ยอมให้เกิดการคราก (Yielding) ในส่วน Panel Zone ในขณะที่เดียวกันก็พยายามควบคุมไม่ให้เกิดการคราก (Yielding) เกิดขึ้นมากเกินไประดับที่จะสามารถสร้างความเสียหายแก่ตัวข้อต่อและรอยเชื่อมได้ อย่างไรก็ตาม การศึกษาในขั้นต้นนี้ต้องการพิสูจน์ในอีกหลายกระบวนการเพื่อจะสามารถนำมาใช้งานได้จริง โดยจะต้องมีการวิเคราะห์เพิ่มเติมด้วยคอมพิวเตอร์ เพื่อวิเคราะห์หาสาเหตุที่แท้จริงว่ากระบวนการคราก (Yielding) ของ Panel Zone นั้นส่งผลกระทบต่ออย่างไรบ้างต่อ ข้อต่อ รอยเชื่อม และหน้าตัดคานบริเวณข้อต่อ จากนั้นต้องวิเคราะห์ว่าระดับการคราก (Yielding) ขนาดเท่าไรจึงไม่เกิดผลเสียต่อ ข้อต่อ รอยเชื่อม และคาน จากนั้นอาจต้องปรับเปลี่ยนกระบวนการออกแบบ Panel Zone ในบางส่วน เพื่อความถูกต้องยิ่งขึ้น

จากการศึกษาของ Krawinkler (1987-1978), Popov 1987 [20], Popov et al 1989 แสดงให้เห็นว่า Panel Zone ที่ถูกออกแบบอย่างถูกต้อง และมีการควบคุมการก่อสร้างที่ดี สามารถรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้เลยจุดคราก (Yield Point) โดยไม่ส่งผลเสียต่อข้อต่อ การที่ยอมให้ Panel Zone เกิดการคราก (Yielding) ขึ้นนี้จะเรียกว่าการออกแบบ ด้วยวิธี Weak Panel Zone การออกแบบนี้ได้รับการยอมรับอย่างกว้างขวางและมีการใช้กันอย่างแพร่หลายตั้งแต่ปีค.ศ.1990 โดยได้มีการบรรจุลงในมาตรฐานการออกแบบโครงสร้างเหล็ก AISC [2-5] ด้วย

Roeder [22], EL-Tawil การศึกษาทั้งหมดนี้ชี้ให้เห็นว่า มาตรฐานการออกแบบ AISC [2-5] ไม่ควรอนุญาตให้เกิดการคราก (Yielding) ขึ้นใน Panel Zone หมายความว่า Panel Zone จะเป็นแบบ

Strong Panel Zone ซึ่งเป็นการออกแบบที่ใช้กันก่อนหน้าปี 1990 อย่างไรก็ตามการออกแบบโดยไม่มียอมให้เกิดการคราก (Yielding) ใน Panel Zone นั้นหมายความว่าพลังงานจากแผ่นดินไหวทั้งหมดจะต้องถูกดูดซับด้วยการคราก (Yielding) ของหน้าตัดคานตรงบริเวณข้อต่อเพียงอย่างเดียว ซึ่งการออกแบบเช่นนี้ มีข้อเสียคือ ถ้าแผ่นดินไหวมีความรุนแรงในระดับปานกลางถึงมาก คานจะเสียหายอย่างมาก และจะเกิดรอยแตกร้าวขึ้นที่ข้อต่อเสมอ ถึงแม้ว่าจะถูกออกแบบและก่อสร้างเป็นอย่างดี นอกจากนี้ยังรวมถึงการออกแบบด้วยข้อต่อชนิดใหม่ (New Type of Connection) [7] ดังนั้นจนถึงปัจจุบันยังไม่มีข้อสรุปที่แน่ชัดว่าจะออกแบบ Panel Zone ด้วยวิธีใดจึงจะเหมาะสม

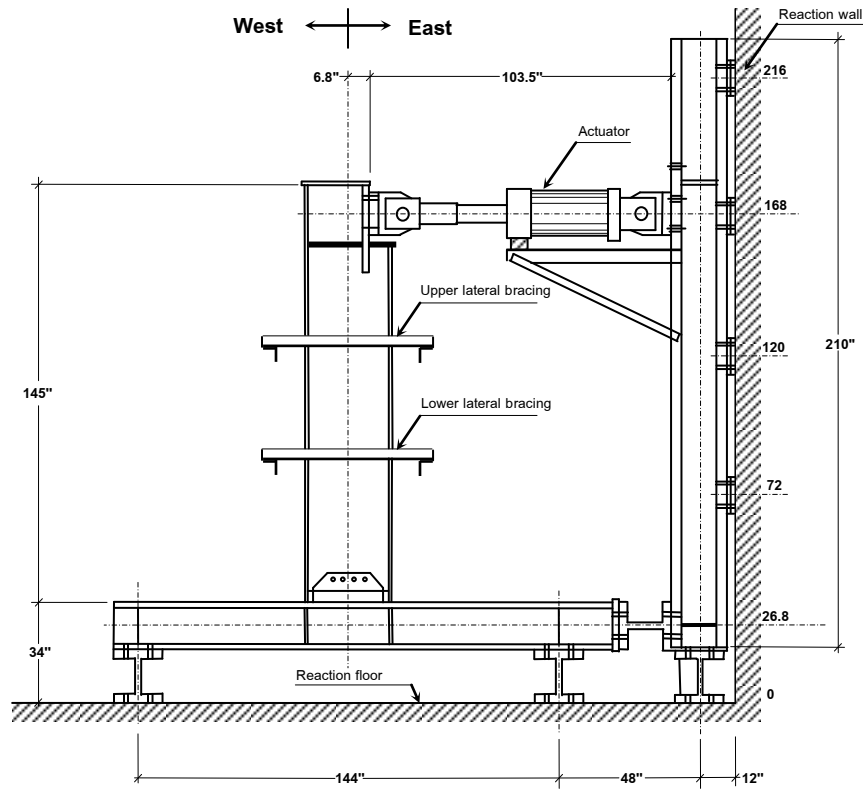
บทที่ 3

การพัฒนาแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ของข้อต่อคาน-เสาเหล็ก

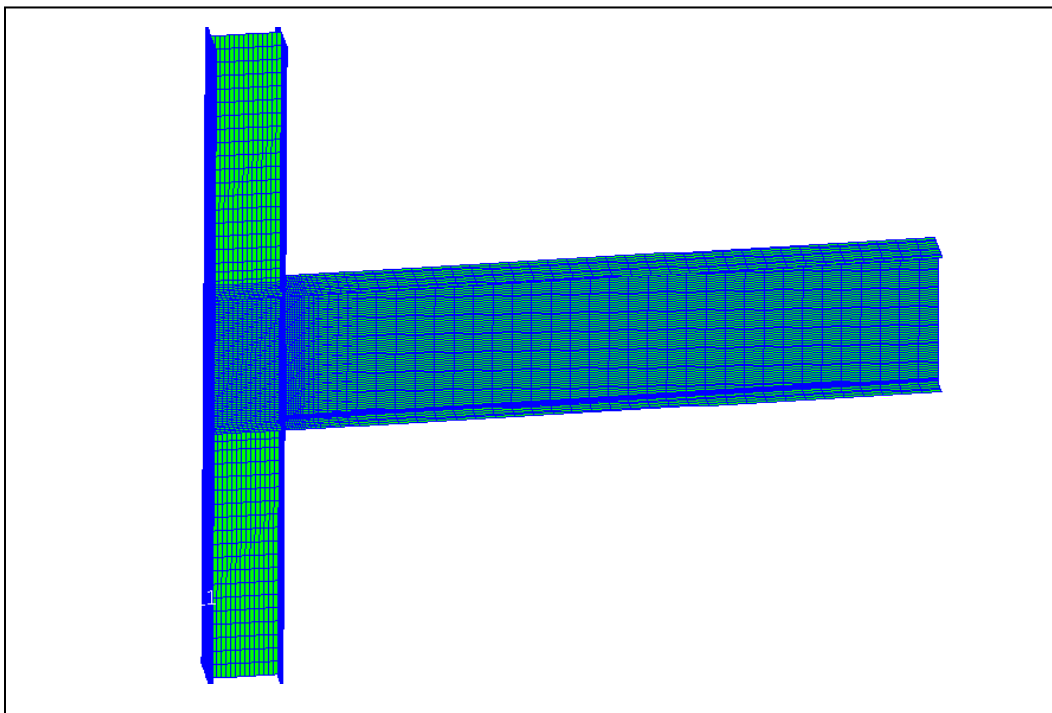
การศึกษาพฤติกรรมของข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ โดยใช้วิธีการวิเคราะห์แบบไฟไนท์เอลิเมนต์นั้นจะทำให้ทราบพฤติกรรมของชิ้นส่วนย่อยเล็กๆ แต่ละชิ้นส่วนที่ประกอบเป็นข้อต่อโดยรวม ซึ่งเปรียบเสมือนว่าได้ศึกษาถึงระดับเนื้อแท้ของวัสดุนั้น ทั้งนี้ขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของวัสดุที่ผู้ใช้โปรแกรมได้กำหนดไว้ เช่น ค่าโมดูลัสยืดหยุ่น (E_s), ค่าแรงเค้นที่จุดคราก (F_y) เป็นต้น ซึ่งการศึกษาพฤติกรรมของข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ด้วยวิธีดังกล่าวนี้มีผลทำให้ผู้ศึกษาประหยัดค่าใช้จ่ายและประหยัดเวลาในการเตรียมชิ้นงานจริงในการทดสอบเพื่อศึกษาพฤติกรรมของข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์ สำหรับเนื้อหาในบทนี้ได้กล่าวถึงที่มาของการสร้างแบบจำลองและรายละเอียดของแบบจำลอง รายละเอียดของชิ้นส่วนย่อยของแบบจำลองที่นำไปวิเคราะห์แบบไฟไนท์เอลิเมนต์ ทั้งยังมีการแสดงให้เห็นว่าแบบจำลองนั้นมีผลการวิเคราะห์ที่ใกล้เคียงกับผลการทดสอบชิ้นงานจริง เป็นการชี้ให้เห็นว่าผลที่ได้จากแบบจำลองนั้นเชื่อถือได้จริง

3.1 การทดสอบชิ้นงานจริงที่นำมาสู่การสร้างแบบจำลอง

จากการทดสอบชิ้นงานจริงของมหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน (University of Michigan) เป็นต้นแบบที่ผู้ทำการวิจัยนี้ได้นำมาใช้ในการสร้างแบบจำลอง ซึ่งมีการกำหนดคุณสมบัติของวัสดุ และขั้นตอนการให้น้ำหนักบรรทุกทุกกระทำกับแบบจำลองเหมือนกับการทดสอบชิ้นงานจริง กล่าวคือ ในการทดสอบชิ้นงานจริงมีการเตรียมชิ้นงานทั้งคาน, เสา, แผ่นประกบโดยใช้เหล็กที่มีความเค้นที่จุดคราก (F_y) มีค่าเท่ากับ 50 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ซึ่งเป็นค่าความเค้นที่ได้จากการทดสอบจริงโดยการตัดชิ้นงานส่วนแผ่นตั้งและส่วนปีกของเหล็กตัวอย่างแล้วนำไปทดสอบแรงดึง ในส่วนของการประกอบชิ้นงานที่ใช้ทดสอบจริงที่มีการประกอบชิ้นงานเป็นข้อต่อเหล็กของเสาต้นริม (exterior connection) ซึ่งแบบจำลองที่ใช้ในงานวิจัยนี้ก็จะมีลักษณะเช่นเดียวกัน ดังรูปที่ 3.1 และ 3.2 ตามลำดับ กล่าวคือแบบจำลองที่ใช้วิเคราะห์มีการให้แรงกระทำที่ตำแหน่งปลายคาน ซึ่งเปรียบเสมือนการให้แรงจากเครื่องกำเนิดแรง (Actuator) ของการทดสอบชิ้นงาน

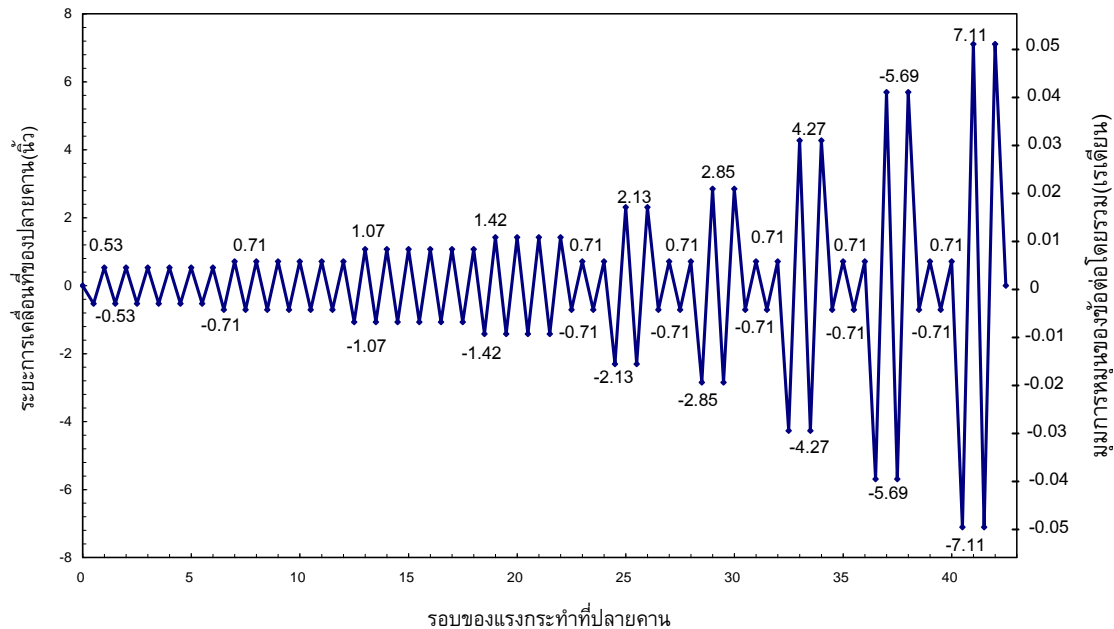


รูปที่ 3.1 การติดตั้งชิ้นงานที่ใช้ทดสอบที่มหาวิทยาลัยแห่งรัฐมิชิแกน



รูปที่ 3.2 ตัวอย่างแบบจำลองชิ้นงานเต็มส่วน

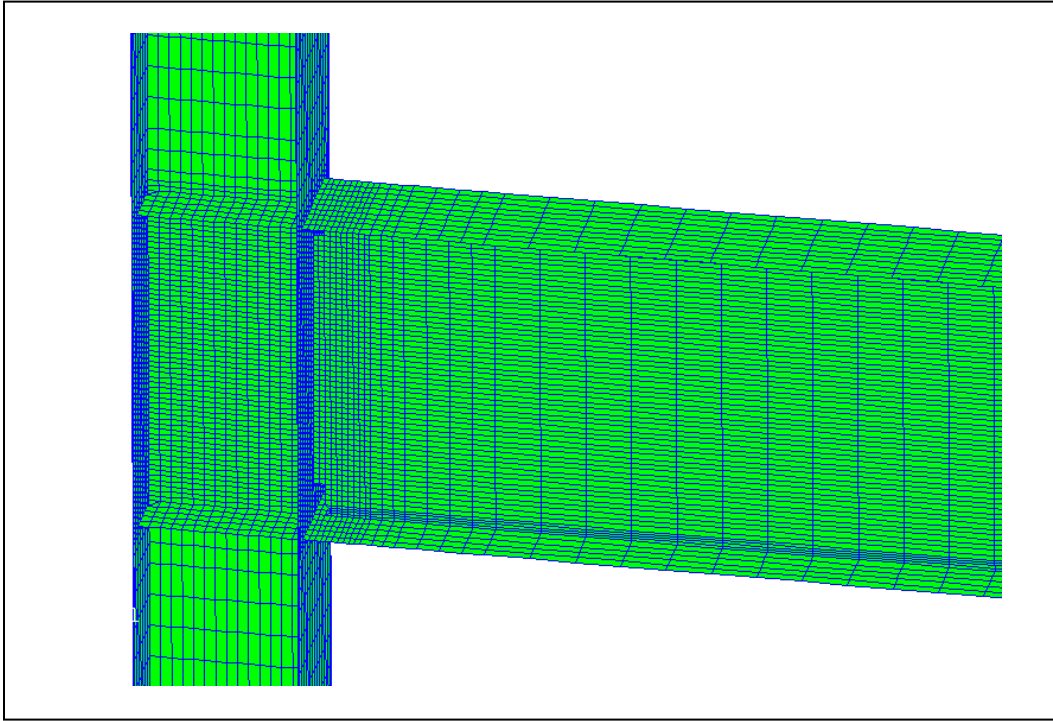
รูปที่ 3.1 แสดงการติดตั้งชิ้นงานที่ใช้ทดสอบจริงโดยมีขนาดเท่ากับการใช้งานจริง (full scale test) โดยที่ตำแหน่งปลายคานมีการติดตั้งเครื่องกำเนิดแรงที่ใช้ในการทดสอบ(Actuator) และมีลำดับชั้นของแรงกระทำดังรูปที่ 3.3 ซึ่งแรงดังกล่าวนี้มีลักษณะไป-กลับ หลายๆ รอบ เรียกว่าแรงแบบวัฏจักร (Cyclic load)



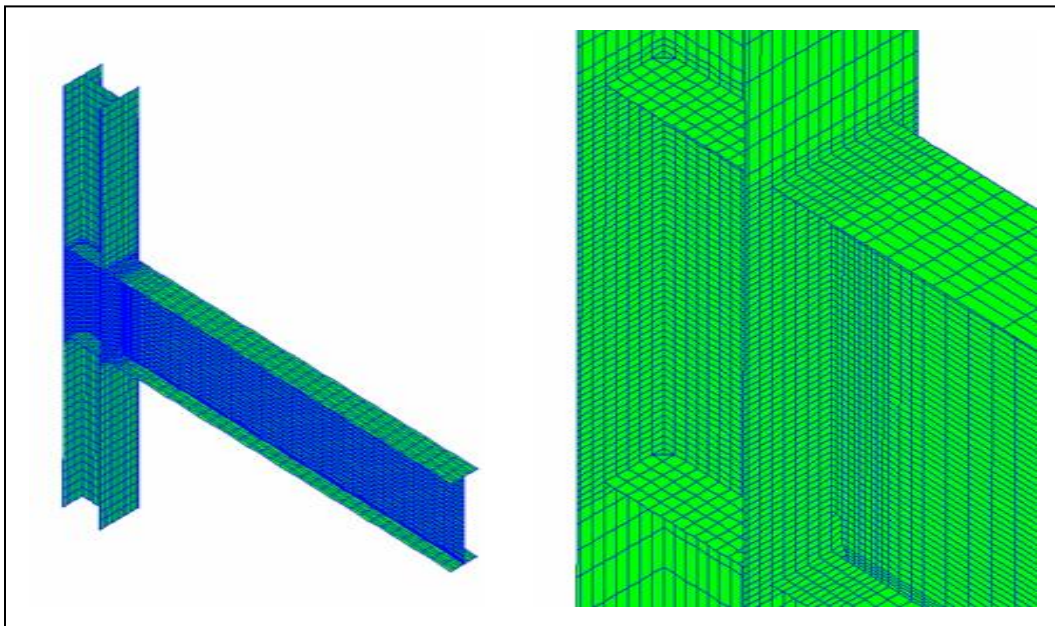
รูปที่ 3.3 ลำดับชั้นของแรงกระทำของเครื่องกำเนิดแรง (Actuator) ต่อชิ้นงานที่ใช้ทดสอบ

4.2 การสร้างแบบจำลองด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ (ไฟไนท์เอลิเมนต์)

การสร้างแบบจำลองโดยใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์ ABAQUS ผู้จัดทำโครงการได้ศึกษาจากคู่มือการใช้โปรแกรม [1], [9] ทำให้มีความคล่องตัวสูง และทำงานได้อย่างรวดเร็ว แบบจำลองจะเป็นชิ้นงาน 3 มิติ ชิ้นส่วนย่อยถูกเลือกให้เป็นแบบแผ่นบาง (Shell Element) โดยจะแบ่งชิ้นงานเป็นชิ้นส่วนเล็กๆ ต่อเนื่องกันซึ่งขนาดของแบบจำลองจะมีขนาดเท่ากับชิ้นงานจริงและสามารถเปลี่ยนค่าสัดส่วน (Dimension) ต่างๆ ของแบบจำลองได้อย่างง่ายดาย เช่น ความหนาของส่วนแผ่นตั้งของเสา, ความลึกของคาน เป็นต้น ตัวอย่างของแบบจำลองแสดงได้ดังรูปที่ 3.2, รูปที่ 3.4 และรูปที่ 3.5



รูปที่ 3.4 ตัวอย่างแบบจำลองชิ้นงาน

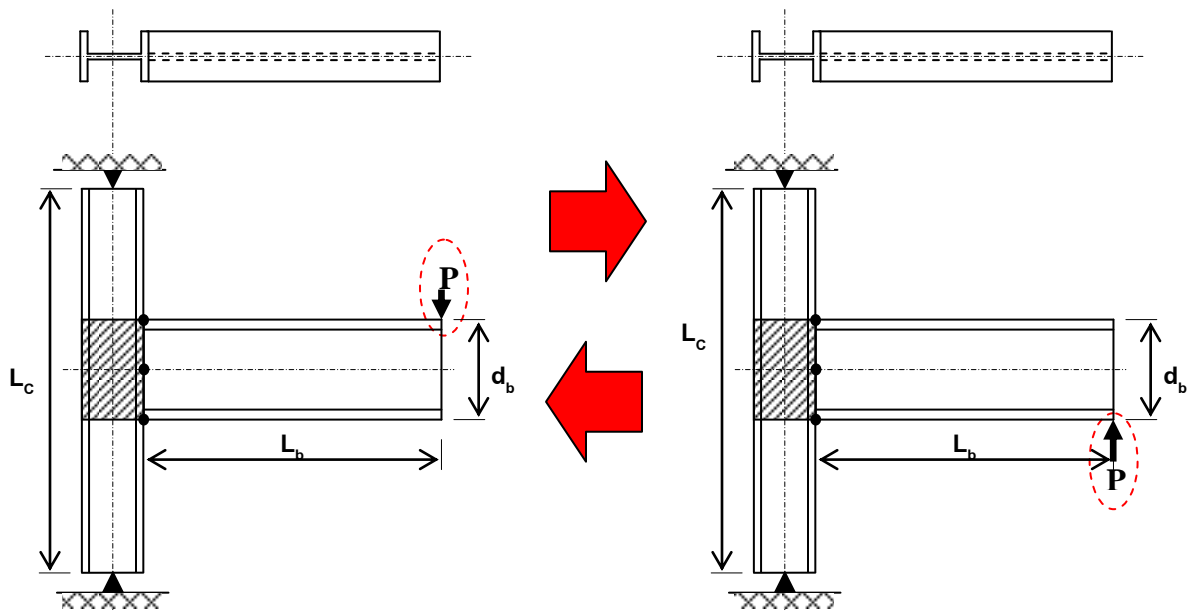


รูปที่ 3.5 ตัวอย่างแบบจำลองชิ้นงาน

จากรูปที่ 3.4 และรูปที่ 3.5 เป็นตัวอย่างของแบบจำลองซึ่งแสดงให้เห็นชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element) ที่ประกอบเป็นข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์โดยรวมเพื่อใช้ในการวิเคราะห์แบบไฟไนท์เอลิเมนต์

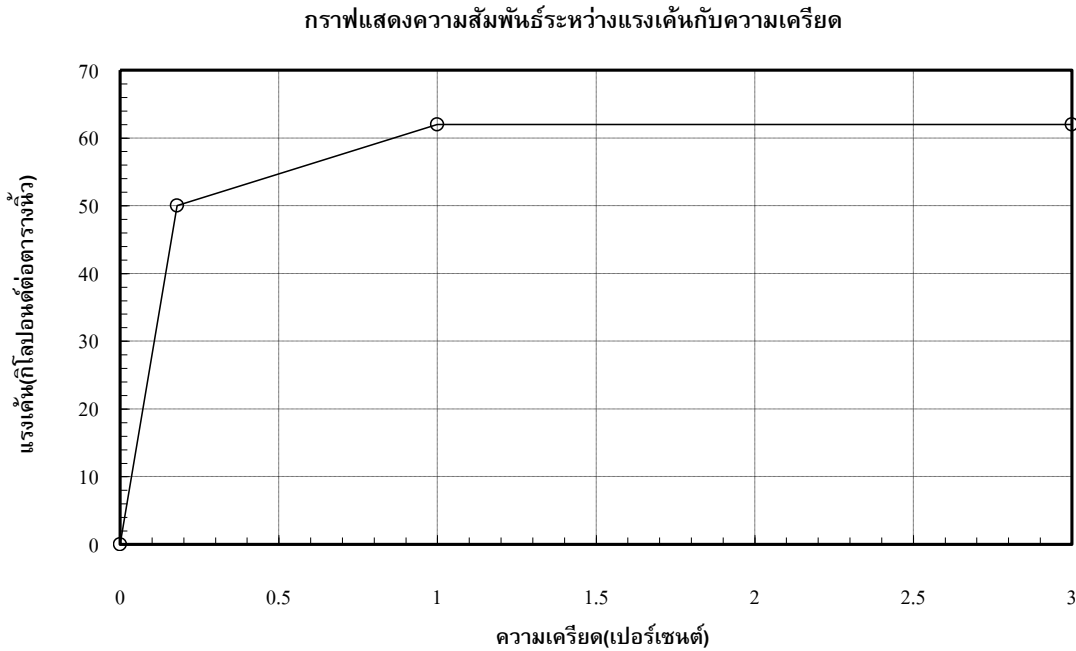
ชิ้นงานที่สร้างในแบบจำลองจะถูกวิเคราะห์ด้วยตัวโปรแกรมและทำการเก็บข้อมูลที่วิเคราะห์เอาไว้ เมื่อผู้ใช้ทำการสั่งให้ประมวลผลเช่น ข้อมูลระยะการเคลื่อนตัวของปลายคานที่สัมพันธ์กับแรงกระทำที่ปลายคาน, การกระจายตัวของความเค้น (Stress) ของชิ้นส่วนย่อย, การหมุนตัว (Rotation) ของชิ้นส่วนย่อย เป็นต้น และข้อมูลนี้จะถูกนำมาวิเคราะห์หาความสัมพันธ์ต่อไป ดังนั้นการเลือกใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์จึงเป็นอีกทางเลือกหนึ่งที่สำคัญของการวิเคราะห์พฤติกรรมของข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์

ทดสอบแบบจำลองด้วยโปรแกรม ABAQUS โดยจำลองการรับแรงแผ่นดินไหวซึ่งเป็นแรงแบบวัฏจักร (Cyclic Load) โดยการใส่แรงที่ปลายคาน ในลักษณะไป-กลับหลายๆครั้ง กระทำกับแบบจำลอง ดังรูปที่ 3.6 โดยแบบจำลองถูกออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบ AISC (1994) แบบจำลองข้อต่อจะถูกวิเคราะห์แบบอีลาสติก (Elastic Analysis) และอินอีลาสติก (Inelastic Analysis) ผลจากการวิเคราะห์ในส่วนนี้จะแสดงให้เห็นถึงพฤติกรรมของ Panel Zone และพฤติกรรมของข้อต่อโดยรวม ภายใต้สภาวะการจำลองรับแรงแผ่นดินไหว โดยให้โปรแกรม ABAQUS แสดงค่าระยะการเคลื่อนตัว (Displacement) ในแนวตั้งที่จุดปลายคาน ที่สัมพันธ์กับค่าน้ำหนักบรรทุกทุกที่ตำแหน่งปลายคานที่มีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ



รูปที่ 3.6 การจำลองข้อต่อเหล็กแบบถ่ายโมเมนต์เมื่อจำลองการรับแรงแบบวัฏจักร

4.3 ความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress) กับความเครียด (Strain) ของวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง



รูปที่ 3.7 ความสัมพันธ์ของความเค้น (Stress) กับความเครียด (Strain) ของวัสดุที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง

จากรูปที่ 3.7 เป็นการแสดงความสัมพันธ์ระหว่าง Stress กับ Strain ของวัสดุ ซึ่งเป็นคุณสมบัติของวัสดุที่ได้นำมากำหนดคุณสมบัติสำหรับสร้างแบบจำลอง โดยจะเห็นได้ว่าค่า Stress มีการเปลี่ยนค่า 2 ช่วง โดยช่วงแรกวัสดุจะมีคุณสมบัติอยู่ในช่วงยืดหยุ่น (Elastic) ซึ่งมีค่าขีดจำกัดความยืดหยุ่นของความเค้นคือ 50 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว (ksi.) ส่วนช่วงที่สอง วัสดุจะมีสภาพพลาสติก (Plastic) ซึ่งมีขีดจำกัดความเค้นที่ค่า 62 ปอนด์ต่อตารางนิ้ว (ksi.)

4.4 ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element)

ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element) เป็นหนึ่งในชนิดของชิ้นส่วนย่อย(Element Type) ของการสร้างรูปแบบจำลองเพื่อนำไปวิเคราะห์ด้วยไฟไนต์เอลิเมนต์ ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell

Element) ประกอบด้วยจุดต่อ (Node) จำนวน 4 จุด หรือ 3 จุด ในการศึกษานี้เลือกใช้แบบ 4 จุด มีด้านประกอบ 4 ด้าน แสดงดังรูปที่ 3.8

ส่วนประกอบของชิ้นส่วนย่อยได้ถูกกำหนดทิศทางเฉพาะซึ่งเป็นผิวหน้าที่เป็นบวกรวมได้ถูกกำหนดทิศทางดังรูป 4.10 โดยผิวด้านบนมีทิศทางเป็นบวก Top surface (SPOS) ตามกฎมือขวาและผิวด้านล่าง Bottom surface (SNEG) มีค่าเป็นลบ ตามทิศทางโดยทั่วไปของ Shell Element ซึ่งความหนาของแผ่นบางจะถูกกำหนดให้เป็นค่าคงที่โดยผู้ใช้โปรแกรม(ตามขนาดจริงของชิ้นงาน)

S4R เป็นชื่อของรูปแบบของเอลิเมนต์ (Naming convention) ที่เป็นเอลิเมนต์ชนิดแผ่นบาง (Shell Element) ซึ่งสามารถอธิบายได้ดังนี้

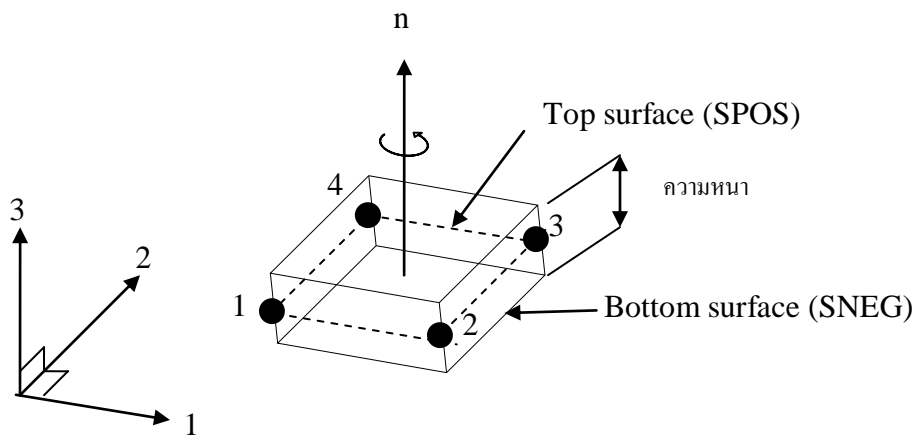
S4R : S คือการวิเคราะห์ค่าความเค้นหรือการกระจัด (Stress/displacement shell)

4 คือจำนวนของจุดต่อ (Number of node)

R คือการรวมกันแบบลดทอน (Reduced integration optional)

การเรียกชื่อ S4R คือ 4-node quadrilateral stress/displacement shell element with reduced integration ซึ่งการทราบชื่อ S4R ของชิ้นส่วนย่อย (Element) จะทำให้ผู้ใช้โปรแกรมทราบแนวทางการวิเคราะห์พฤติกรรมของชิ้นส่วนย่อย (Element) ได้

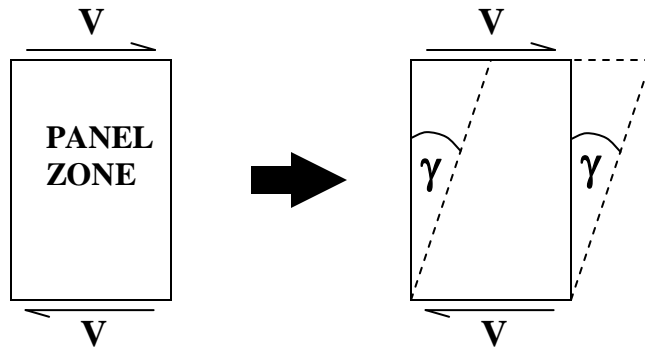
เนื่องจากชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element) ที่ใช้ในการศึกษานี้มีจำนวนจุดต่อ (Node) เท่ากับ 4 จึงเป็นการง่ายในการสร้างแบบจำลอง ที่เรียกว่า “ แผ่นบาง ” เพราะว่ามี ความหนาของแผ่นน้อยมากเมื่อเทียบกับด้านกว้างและด้านยาวเมื่อพิจารณาด้านความเค้นที่เป็นองค์ประกอบก็เพียงพอในการนำค่ามาวิเคราะห์ทั้งยังมีความง่ายและสะดวกในการกำหนดค่าความหนาของชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element) ซึ่งเป็นค่าคงที่ที่ผู้ใช้ต้องตั้งค่าเองตามขนาดชิ้นงานจริงที่ใช้สร้างแบบจำลอง (Model) และสามารถเปลี่ยนค่าความหนาได้ ซึ่งเป็นประเด็นหนึ่งในการศึกษานี้



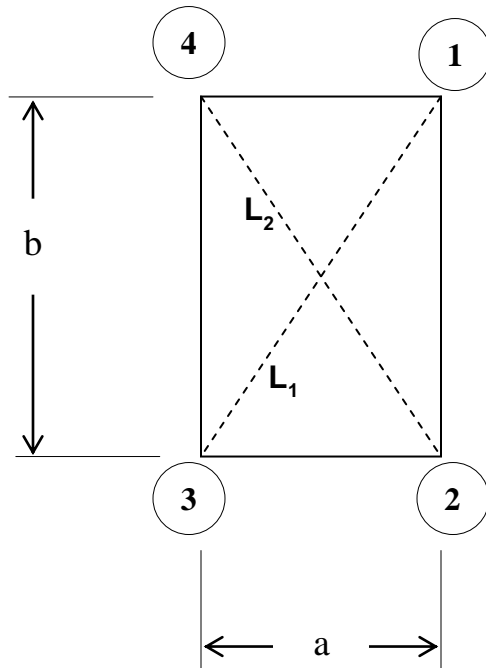
รูปที่ 3.8 ชิ้นส่วนย่อยแบบแผ่นบาง (Shell Element)

4.6 การวิเคราะห์ค่า Panel Zone Rotation ของแบบจำลองโดยใช้สมการของ SAC Report 1996-01 และข้อมูลที่ได้จากแบบจำลอง

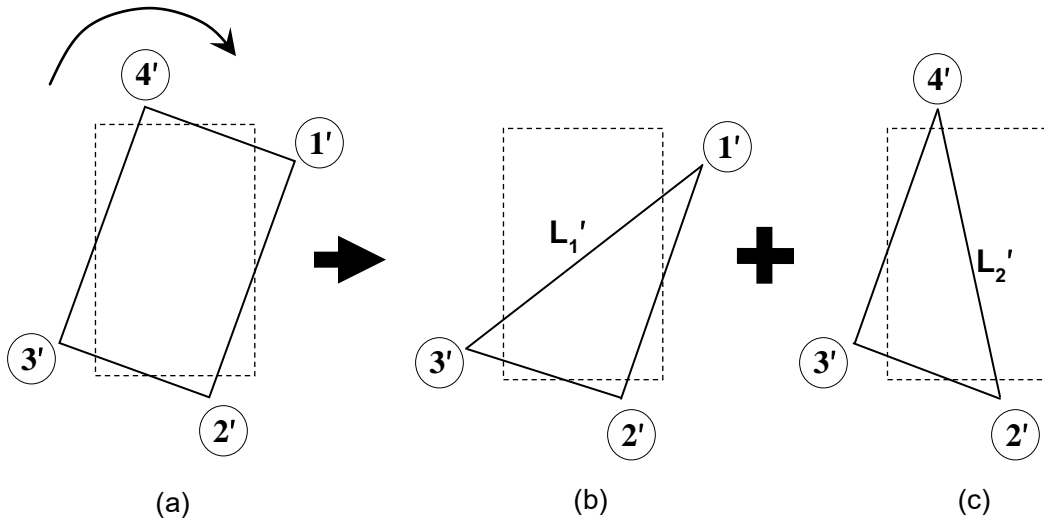
รูปที่ 3.9 เป็นการวิเคราะห์ค่าการหมุนตัวของ Panel Zone (Panel Zone Rotation, γ) โดยสมมติให้ส่วนของ Panel Zone เป็นกรอบสี่เหลี่ยมมีขนาดความกว้าง a หน่วย ความยาว b หน่วย ดังรูปที่ 3.10



รูปที่ 3.9 การเกิดความเครียด (γ) ของส่วน Panel Zone เมื่อรับแรงเฉือน (V)



รูปที่ 3.10 การจำลอง Panel Zone เมื่อไม่มีการหมุนตัว



รูปที่ 3.11 การจำลอง Panel Zone เมื่อมีการหมุนตัว

จากรูปที่ 3.10 สมมติให้พิกัดที่มุมมีค่าดังนี้

จุด 1 มีค่าพิกัด (X_1, O, Z_1)

จุด 2 มีค่าพิกัด (X_2, O, Z_2)

จุด 3 มีค่าพิกัด (X_3, O, Z_3)

จุด 4 มีค่าพิกัด (X_4, O, Z_4)

ดังนั้น ความยาวของเส้นทแยงมุม L_1, L_2 มีค่าเท่ากับ $\sqrt{(Z_1 - Z_2)^2 + (X_2 - X_3)^2}$ และ $\sqrt{(Z_4 - Z_2)^2 + (X_2 - X_3)^2}$ ตามลำดับ

จากรูปที่ 3.11(a) สมมติให้พิกัดที่มุมมีค่าดังนี้

จุด 1' มีค่าพิกัด (X'_1, O, Z'_1)

จุด 2' มีค่าพิกัด (X'_2, O, Z'_2)

จุด 3' มีค่าพิกัด (X'_3, O, Z'_3)

จุด 4' มีค่าพิกัด (X'_4, O, Z'_4) โดยที่

$$X' = X + U1 \quad \text{และ} \quad Z' = Z + U3$$

ให้ระยะเคลื่อนตัวของจุดตามแนวแกนมีค่าเท่ากับ u ดังนั้นเส้นทแยงมุมใหม่ (L'_1 และ L'_2) มีค่าเท่ากับ

$$L'_1 = \sqrt{(Z'_1 - Z'_2)^2 + (X'_2 - X'_3)^2}$$

$$L'_2 = \sqrt{(Z'_4 - Z'_2)^2 + (X'_2 - X'_3)^2}$$

ให้ $d_1 = L'_1 - L_1$ และ $d_2 = L'_2 - L_2$

จาก SAC Report 1996-01 จะได้

$$\gamma_{avg} = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} \cdot (d_1 - d_2)$$

โดยที่

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G}$$

และ

$$F_y = 50$$

กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว(ksi.)

$$G = 11200$$

กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว(ksi.)

บทที่ 4

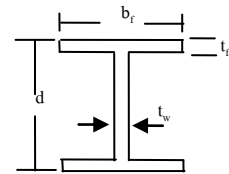
ผลการวิเคราะห์ไฟไนลิเมนต์ข้อต่อชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web

4.1 ข้อต่อคาน-เสาชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ทดสอบที่มหาวิทยาลัย แห่งรัฐมิชิแกน และแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ FEM1

รูปที่ 3.1 แสดงรูปวาดขนาดชิ้นงานทดสอบ การติดตั้งและอุปกรณ์ที่ใช้ในการทดสอบ โดยชิ้นงานเป็นข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นริม (Exterior Connection) ที่มีรายละเอียดการออกแบบ และก่อสร้างเป็นไปตามมาตรฐานการออกแบบ AISC/CRFD 1994 คานมีความยาวจากปลายคานตรงบริเวณใส่แรงจักร (ระยะการเคลื่อนที่ซ้าย-ขวา) ถึงตำแหน่งกึ่งกลางเสา เท่ากับ 136 นิ้ว และมีความสูงของเสาจากกึ่งกลางของตำแหน่งยึดรับจนถึงล่างเท่ากับ 144 นิ้ว คานที่ใช้ในการทดสอบมีขนาดหน้าตัดเท่ากับ W30x99 และเสามีขนาดหน้าตัดเท่ากับ W14x145 ซึ่งเป็นหน้าตัด W-Flange ตามหนังสือ มาตรฐาน AISC 2005 ทุกประการ ขนาดหน้าตัดแสดงโดยสรุปไว้ในตารางที่ 4.1 การใส่แรงจักรกระทำกับชิ้นงานทดสอบ จะกระทำได้โดยผ่านเครื่องกำเนิดแรง (Actuator) กระทำที่ปลายคาน แสดงดังรูป ลักษณะการใส่แรงจักรจะเป็นไปตามมาตรฐานการทดสอบกำหนดโดย SAC 1997 ดังแสดงในรูปที่ 3.5 เครื่องกำเนิดแรงจะทำการผลักชิ้นงานทดสอบไปทางด้านซ้าย จนถึงระยะ 0.53 นิ้ว และผลักกลับทิศทางขวา จนถึงค่าลบ 0.53 นิ้ว ในระหว่างที่ผลักนี้ เครื่องจะบันทึกแรงตอบสนองของชิ้นงานที่เกิดขึ้นเนื่องจากการผลัก และบันทึกไว้ในคอมพิวเตอร์ เป็นคู่ลำดับระหว่างระยะทางที่ผลักกับแรงตอบสนองของข้อต่อคาน-เสา ชิ้นงานทดสอบจะถูกผลักเป็นรอบๆ โดยจะมีรอบของระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 0.71 นิ้วและ 1.07 นิ้ว อย่างละ 6 รอบ 1.42 นิ้วจำนวน 4 รอบ 2.13 นิ้ว 2.85 นิ้ว 4.27 นิ้ว 5.69 นิ้วและ 7.11 นิ้ว อย่างละ 2 รอบ ในระหว่างการผลักที่ระยะการเคลื่อนที่ตั้งแต่ 1.42 นิ้ว ถึง 7.11 นิ้วจะมีการสลับด้วยระยะการเคลื่อนที่ 0.71 นิ้ว จำนวน 2 รอบก่อนที่จะมีการเปลี่ยนระยะการผลักให้มากขึ้นตามลำดับ

นอกจากนี้ ระยะการผลักชิ้นงานทดสอบ ยังมีความสัมพันธ์กับมุมการหมุนของข้อต่อโดยรวม (Story Drift Angle) ด้วยดังนี้ ระยะการเคลื่อนที่แนวราบเท่ากับ 0.5 นิ้ว ข้อต่อจะมีการหมุนประมาณ 0.004 เรเดียน ที่ 0.71 นิ้ว ข้อต่อจะหมุนประมาณ 0.005 เรเดียน ที่ 1.07 นิ้ว ข้อต่อหมุนประมาณ 0.008 เรเดียน ที่ 1.42 นิ้ว ข้อต่อหมุนประมาณ 0.01 เรเดียน ที่ 2.13 นิ้ว เท่ากับ 0.016 เรเดียน ที่ 2.85 นิ้ว เท่ากับ 0.021 เรเดียน ที่ 4.27 นิ้ว เท่ากับ 0.032 เรเดียน ที่ 5.69 นิ้ว เท่ากับ 0.042 เรเดียน และ ที่ 7.11 นิ้ว ข้อต่อจะหมุนเท่ากับ 0.053 เรเดียน ค่าที่ได้จากการทดสอบ จะถูกนำมาสร้างกราฟ

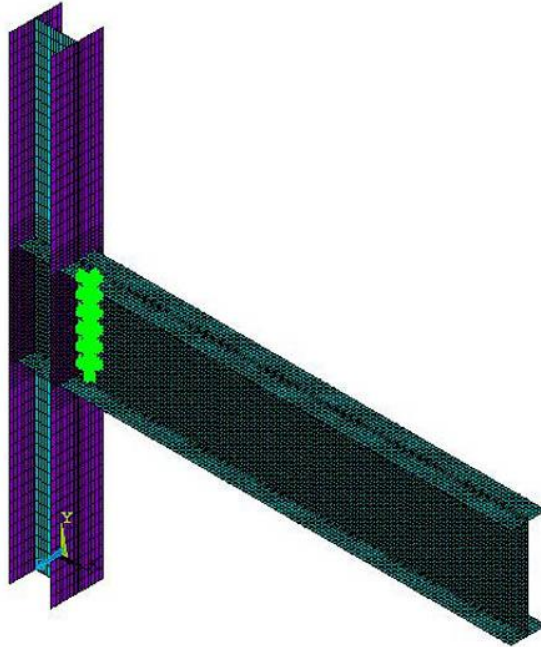
ความสัมพันธ์ระหว่าง แรงตอบสนองของข้อต่อ กับค่าการเคลื่อนที่ของปลายคาน โดยลักษณะเส้นกราฟ จะมีลักษณะเป็นวงรอบ (loop) ตามจำนวนรอบของการเคลื่อนที่ของข้อต่อ ลักษณะเส้นกราฟประเภทนี้มีชื่อเฉพาะว่า Hysteresis loop ซึ่งแสดงถึงพลังงานที่ข้อต่อสามารถดูดซับได้ ในกรณีที่วงรอบขนาดใหญ่ จะหมายความว่าสามารถดูดซับพลังงานจากแผ่นดินไหวได้ดีกว่าวงรอบที่มีขนาดเล็ก



ตารางที่ 4.1 แสดงขนาดหน้าตัดคานและเสาที่ใช้ในการสร้างแบบจำลอง FEM1

ตัวอย่าง	ความลึก	แผ่นตั้ง	ปีก		
	d	ความหนา	ความกว้าง	ความหนา	ความยาว
	นิ้ว	t_w นิ้ว	b_f นิ้ว	t_f นิ้ว	นิ้ว
คาน	29.65	0.52	10.45	0.67	136
เสา	14.75	0.68	15.5	1.09	144

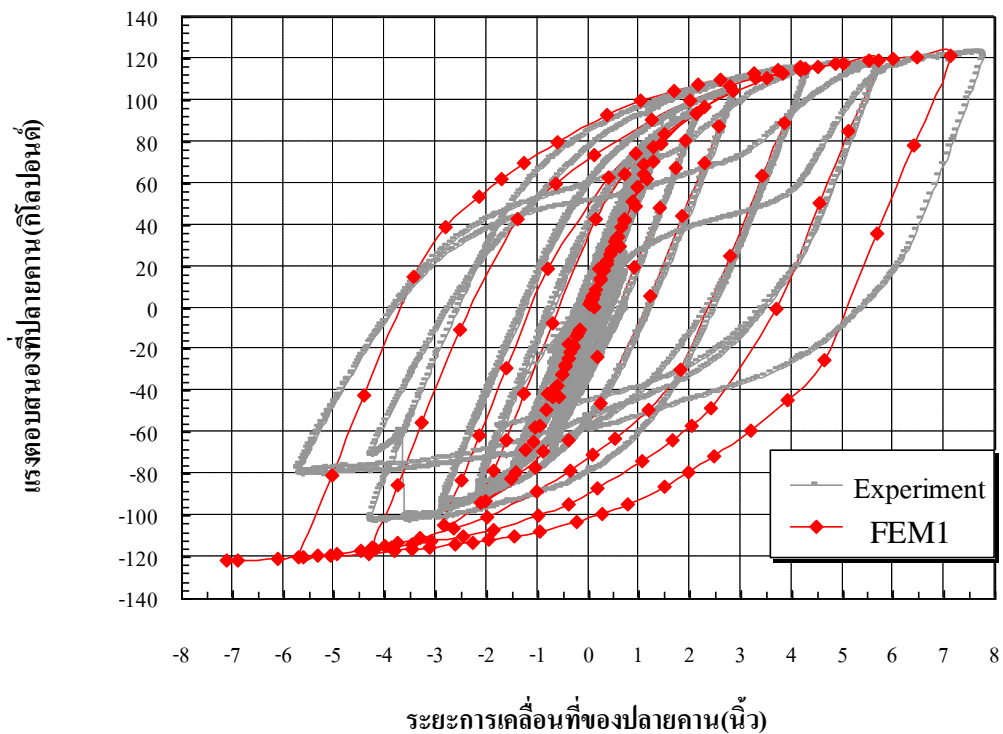
รูปที่ 4.2 แสดงแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นตามข้อกำหนดในบทที่ 3 มีขนาดหน้าตัดขนาดความยาวคานและเสา รายละเอียดต่างๆ และคุณสมบัติอื่นๆ เหมือนกับชิ้นงานทดสอบในข้อ 4.1 ทุกประการ



รูปที่ 4.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ข้อต่อคาน-เสา FEM1

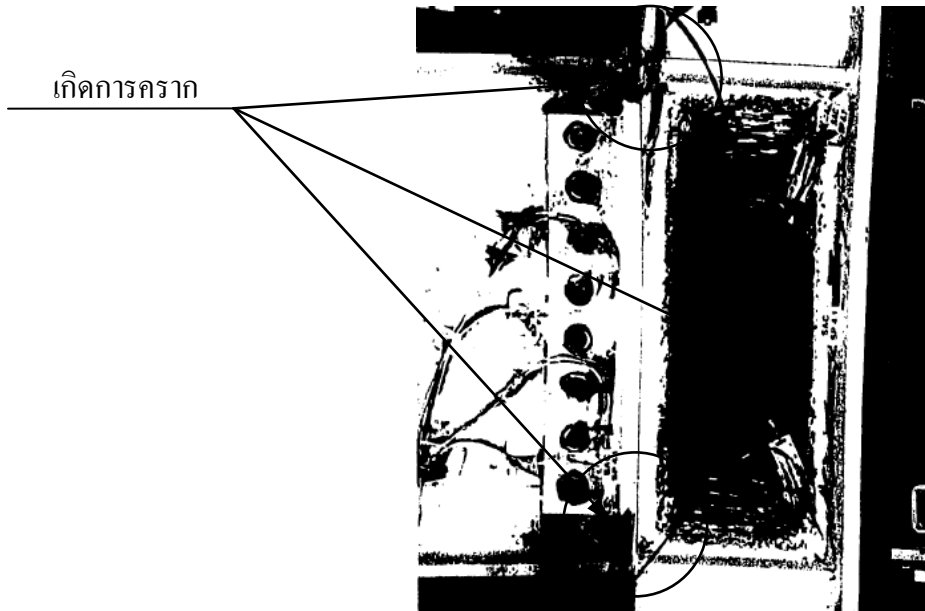
4.2 การเปรียบเทียบผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์กับผลการทดสอบชิ้นงาน

การเปรียบเทียบผล สามารถวิเคราะห์ได้จากการศึกษากราฟแรงตอบสนองของข้อต่อ วัตต์ที่ปลายคาน กับระยะการเคลื่อนที่ของปลายคาน ดังแสดงในรูปที่ 4.3 เส้นกราฟแสดงในรูปที่ 4.3 มี 2 เส้น คือ เส้นกราฟที่ได้จากการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ แสดงด้วยเส้นและจุดประ ส่วนผลการทดสอบจริงแสดงด้วยเส้นสีที่จางกว่า โดยภาพรวมจะพบว่า ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ให้ผลใกล้เคียงกับผลการทดสอบ โดยเฉพาะในช่วงที่ยังไม่เกินพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) เมื่อเกินพิกัดยืดหยุ่นแล้ว ก็ยังพบว่าผลที่ได้จากการวิเคราะห์ให้ผลดีมากจนถึงสถานะที่ปีกคานล่างของตัวอย่างทดสอบฉีกขาดในรอบที่ 2 ของการผลักลายคานเท่ากับ 4.27 นิ้ว จากนั้นชิ้นงานทดสอบก็จะมีค่ากำลัง (Stiffness) ลดลง จึงทำให้ผลการวิเคราะห์แตกต่างจากผลการทดสอบ อย่างไรก็ตาม ในส่วนของปีกคานบน ซึ่งไม่ฉีกขาด ทำให้ในรอบของการผลักที่เป็นบวก ข้อต่อมีค่าแรงตอบสนองสูงสุดประมาณ 120 กิโลปอนด์ ซึ่งมีค่าเท่ากับผลที่ได้จากการวิเคราะห์แบบจำลอง

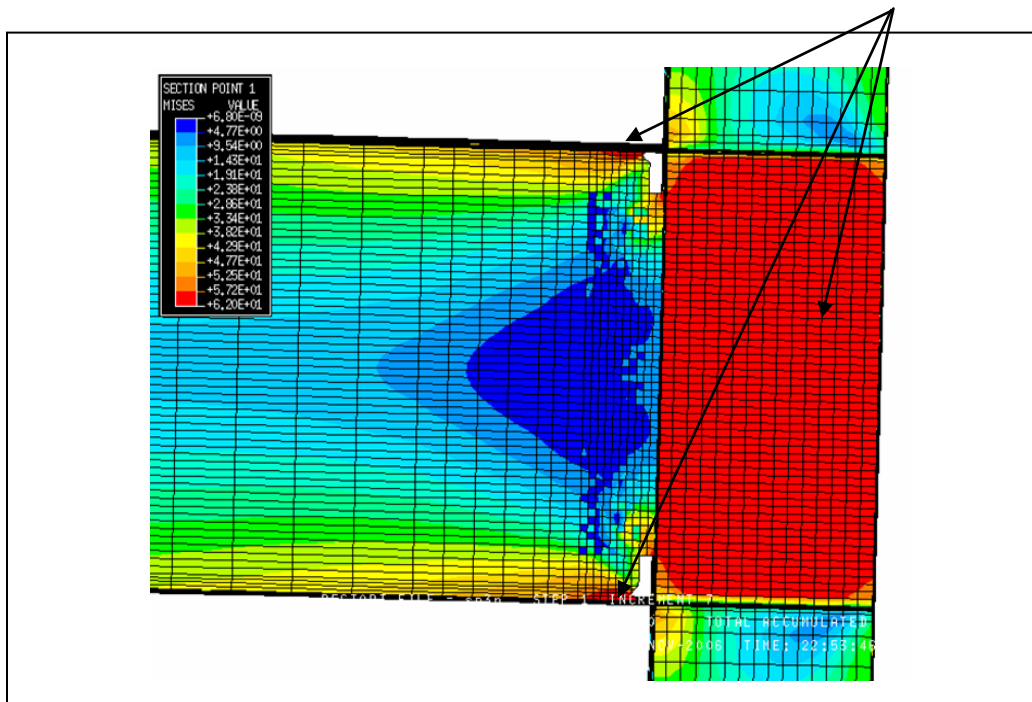


รูปที่ 4.3 กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงตอบสนองที่ตำแหน่งปลายคานกับระยะเคลื่อนที่ของปลายคาน

รูปที่ 4.4 แสดงค่าความเค้น von-Mises ของแบบจำลอง เทียบกับรูปถ่ายชิ้นงาน จากการทดสอบที่ระยะปลายคานเคลื่อนที่เท่ากับ 4.27 นิ้ว จากการทดสอบพบว่า บริเวณแผ่น Panel Zone ของชิ้นงานทดสอบเกิดการครากทั้งแผ่นและที่บริเวณรอยต่อระหว่างปีกคานบนและล่าง กับหน้าเสาก็เกิดการครากขึ้นอย่างมาก สังเกตได้จากการที่สีขาวที่ทาไว้ เกิดการหลุดร่อนออก เมื่อเทียบกับการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises จะพบว่า ตรงตำแหน่งเดียวกันกับตำแหน่งที่เกิดการครากมากๆ ค่าความเค้น von-Mises จะมีค่าสูงมากเช่นกัน คือมีค่าตั้งแต่ 50 ถึง 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว นั้นแสดงว่า บริเวณเหล่านี้เกิดการครากแล้วเช่นกัน ส่วนในบริเวณอื่นๆ ของแบบจำลอง ก็จะมีค่าความเค้น von-Mises ลดน้อยลงไปตามแถบสีที่แสดงในรูป และในบางบริเวณมีค่าน้อยมาก แสดงว่าบริเวณเหล่านี้อยู่ในช่วงพักยึดหยุ่น



High Stress Panel Zone Area (Yield Area)



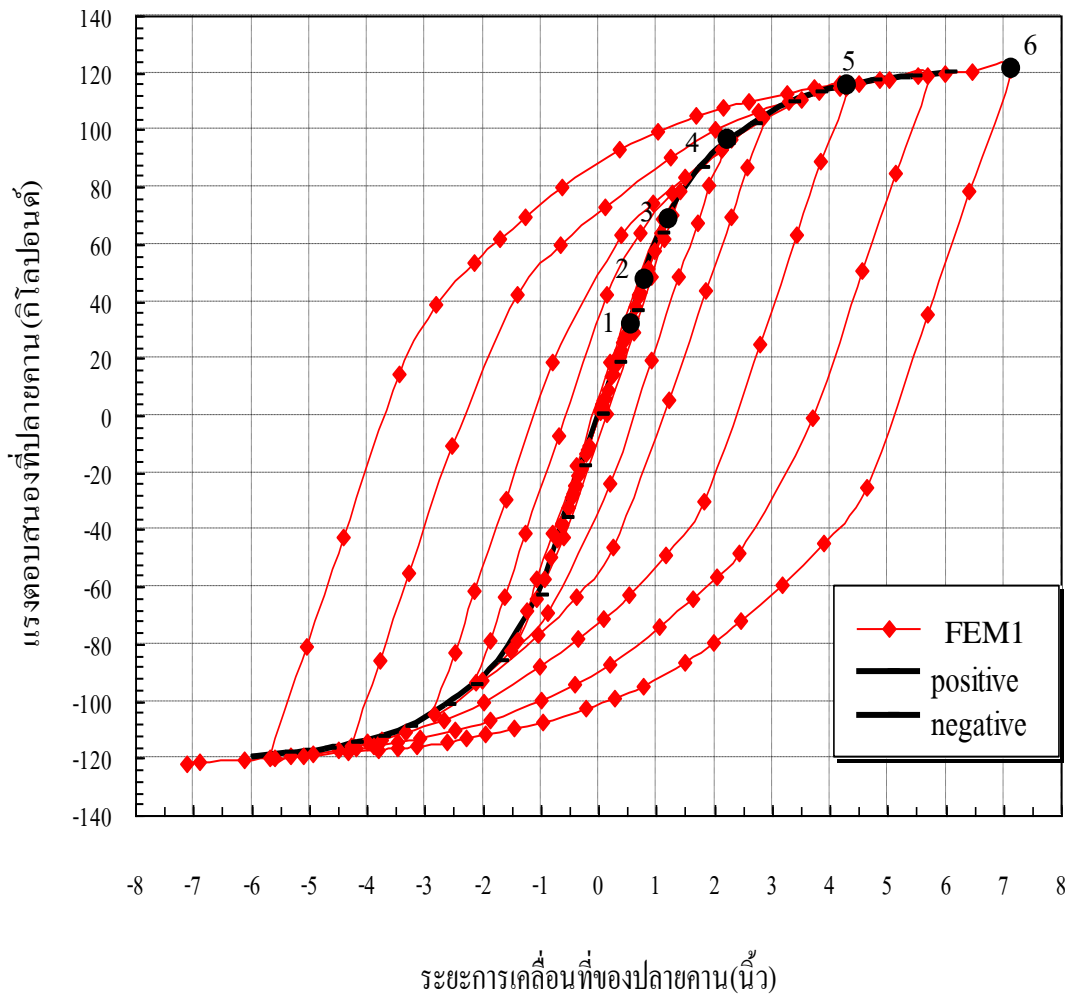
รูปที่ 4.4 แสดงค่าความเค้น von-Mises ของแบบจำลอง FEM1 และรูปถ่ายจากการทดสอบที่ระยะปลายคานเคลื่อนที่เท่ากับ 4.27 นิ้ว

จากรูปที่ 4.3 และ 4.4 สามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์มีความถูกต้องสูง สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อคาน-เสาเหล็กได้ดีมาก นอกจากนี้ยังสามารถแสดงพฤติกรรมการครากได้ ตรงกับตำแหน่งที่เกิดการครากในชิ้นงานทดสอบ ถึงแม้ว่าแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์นี้ไม่สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อ ณ เวลาที่ปีกคานเกิดการฉีกขาดได้ แต่แบบจำลองสามารถระบุบริเวณที่น่าจะเกิดการฉีกขาดได้ตรงกับตำแหน่งที่เกิดการฉีกขาดของปีกคานจริงในชิ้นงานทดสอบ กล่าวคือบริเวณปีกคาน ตรงตำแหน่งที่ติดกับหน้าเสาทั้งด้านบนและล่าง ซึ่งก็คือตำแหน่งที่เกิดการฉีกขาดจริงในการทดสอบ จะมีค่าความเค้นสูงสุดมากกว่าที่บริเวณอื่น จึงอาจสันนิษฐานได้ว่า ตรงตำแหน่งนี้น่าจะเกิดการฉีกขาด ซึ่งเป็นบริเวณเดียวกับที่เกิดในผลการทดสอบ

4.3 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์รวมของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1

ในขั้นต้นสามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ที่พัฒนาขึ้นนั้นมีความถูกต้องแม่นยำสูง ดังนั้นเพื่อให้อุปกรณ์สมบูรณ์ยิ่งขึ้น ผลการวิเคราะห์ข้อต่อนี้จะถูกนำเสนอถึงการตอบสนองของข้อต่อตามสถานะต่างๆ กัน เริ่มตั้งแต่ในสถานะที่ยังไม่เกินพิกัดยืดหยุ่น (Elastic) จนถึงสถานะเกินพิกัดยืดหยุ่น (Inelastic) ในลักษณะการต่อเนื่องของการเคลื่อนที่ปลายคาน

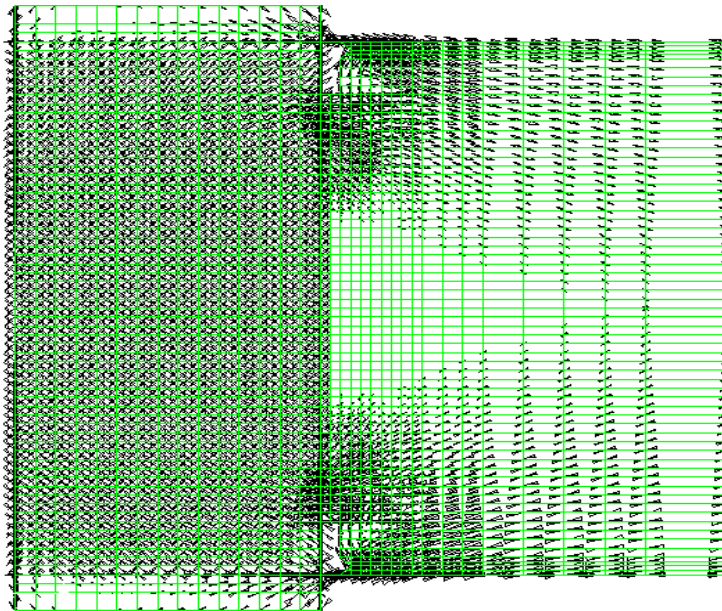
การนำเสนอผลการวิเคราะห์ จะทำโดยลากเส้นต่อจุดที่ค่าแรงตอบสนองที่ปลายคานสูงสุดในแต่ละรอบของการพลิกในทิศทางเดียวกัน แสดงดังเส้นทึบในรูปที่ 4.5 จุด 1-6 แสดงค่าในรอบที่ระยะพลิกเป็นบวก จุดเหล่านี้จะแสดงสถานะต่างๆ ของข้อต่อ ซึ่งแต่ละสถานะ ข้อต่อก็จะมีผลการตอบสนองที่ต่างกันออกไป และเนื่องจากความสมมาตรของผลตอบสนอง ดังนั้นจึงทำให้ทราบว่า ผลการวิเคราะห์ทั้งในด้านที่เป็นบวกจะมีค่าเท่ากับด้านที่เป็นลบ เพียงแต่กลับทิศกันเท่านั้น จากรูปที่ 4.5 ที่จุด 1 2 และ 3 เส้นกราฟยังคงเป็นเส้นตรงแสดงว่าพฤติกรรมของข้อต่อยังอยู่ในช่วงพิกัดยืดหยุ่น ส่วนจุด 4 5 และ 6 ในรูปที่ 4.5 แสดงอยู่บนส่วนของเส้นกราฟที่เป็นเส้นโค้ง แสดงว่าพฤติกรรมของข้อต่ออยู่ในช่วงเกินพิกัดยืดหยุ่น ตารางที่ 4.2 แสดงค่าความเค้น von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดค่าสูงสุด ของแบบจำลอง FEM1 ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.5 ตามสถานะต่างๆ จาก 1-6



รูปที่ 4.5 แรงตอบสนองที่ปลายนานกับระยะเคลื่อนที่ของปลายนาน ที่สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง FEM1

ตารางที่ 4.2 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุดและตำแหน่งที่เกิด สภาวะ 1-6 ของแบบจำลอง FEM1

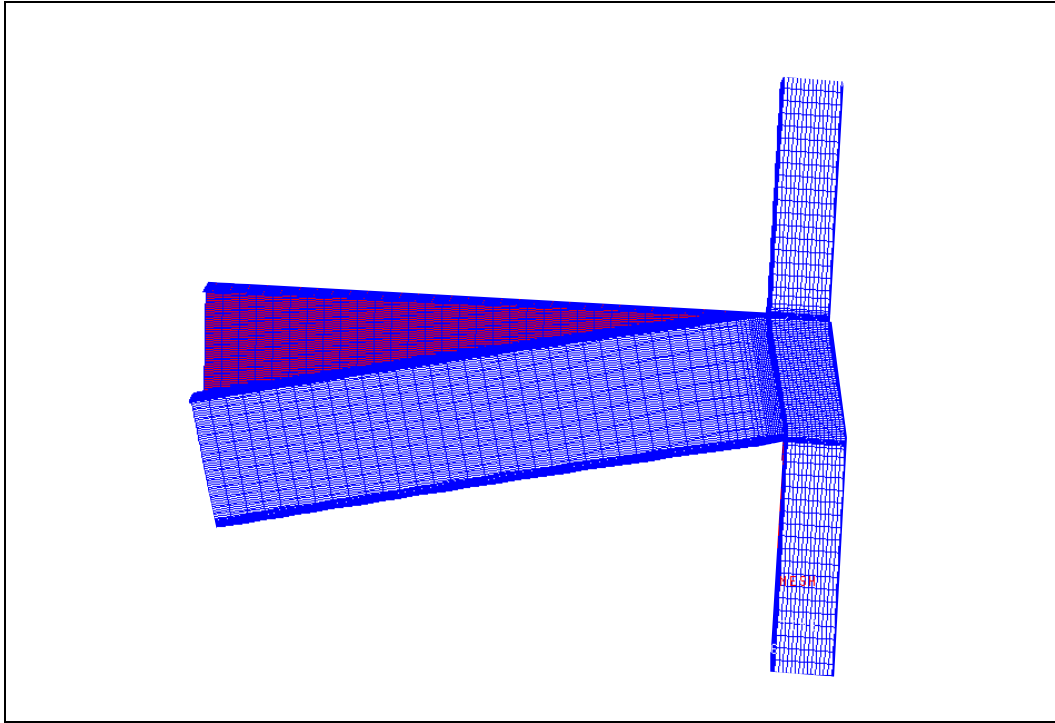
สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายนาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรงตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	36.675	ปีกคานติดกับหน้าเสา
2	0.71	0.005	62	43.452	
3	1.08	0.0065	95	50.724	Panel Zone และ
4	2.147	0.0135	110	59.354	ปีกคานติดกับหน้าเสา
5	4.303	0.031	116	62	
6	7.163	0.05	120	62	



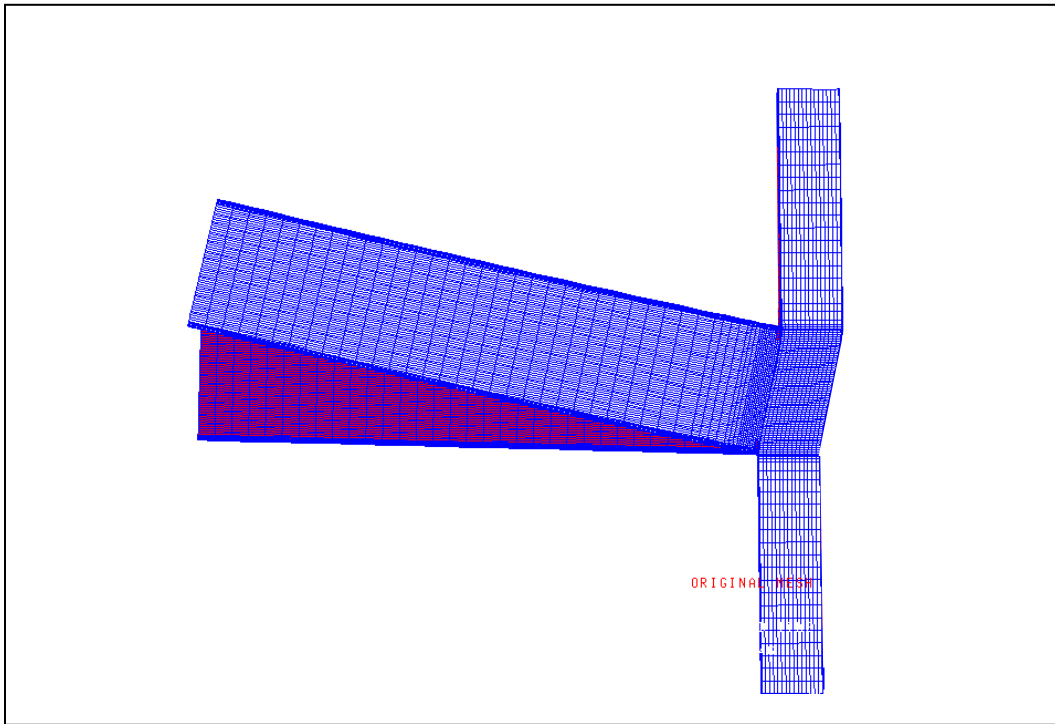
รูปที่ 4.6 การไหลของความเค้นสูงสุดบริเวณข้อต่อคาน-เสาของแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1

แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์พบว่า จะมีความเค้นสูงสุดไหลผ่านจากคานสู่เสาโดยผ่านที่ตำแหน่งนี้มากที่สุดแสดงในรูปที่ 4.6 จากรูปแสดงอย่างชัดเจนว่า มีความเค้นสูงสุดไหลผ่านเข้าสู่เสาที่บริเวณปีกคานสูงมากเมื่อเทียบกับบริเวณแผ่น Shear Tab ดังนั้นถ้าจะเกิดรอยแตกจะต้องเกิดขึ้นที่บริเวณนี้ก่อน

จากรูปที่ 4.7 และ 4.8 พบว่าแบบจำลองมีการหมุนตัวไปตามค่าแรงกระทำที่ตำแหน่งปลายคาน ในขณะที่เดียวกันส่วนของคานก็มีการเคลื่อนตัว สังเกตจากตำแหน่งปลายคานมีการเปลี่ยนตำแหน่งจากตำแหน่งเดิม เป็นที่น่าสังเกตว่าส่วนของคานแทบจะยังคงเป็นเส้นตรงซึ่งแทบจะไม่มีอาการโก่งเกิดขึ้นเลย แต่ข้อต่อโดยรวมมีการหมุนตัวเกิดขึ้น นั่นก็หมายความว่า การหมุนตัวของข้อต่อส่วนใหญ่เกิดในแผ่น Panel Zone แสดงให้เห็นว่าแผ่น Panel Zone มีการหมุนอย่างมาก และมีอีกเพียงบางส่วนที่มาจาก การหมุนตัวของคาน



รูปที่ 4.7 พฤติกรรมการเสียรูปของแบบจำลอง FEM1 เมื่อมีการรับแรงแบบวิฆัจกร (แรงลง)



รูปที่ 4.8 พฤติกรรมการเสียรูปของแบบจำลอง FEM1 เมื่อมีการรับแรงแบบวิฆัจกร (แรงขึ้น)

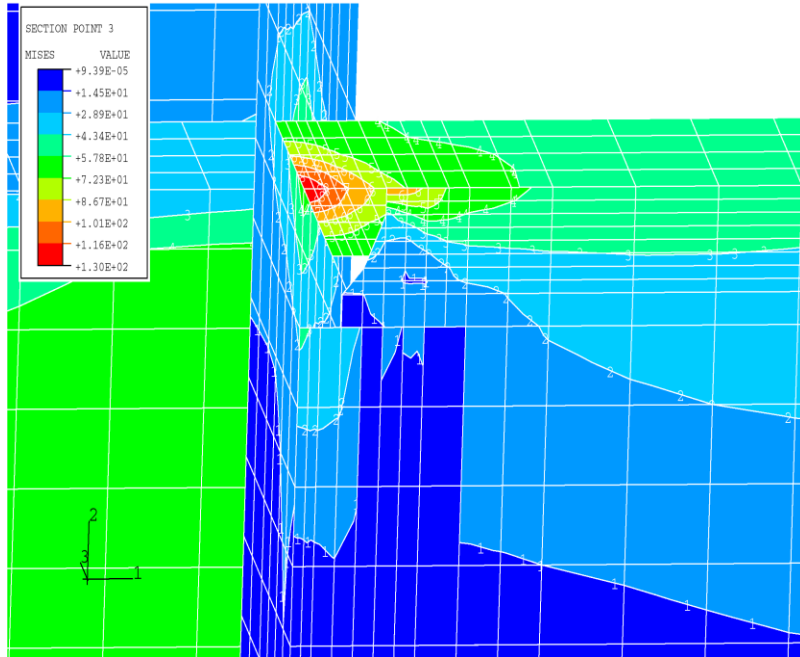
4.4 การวิเคราะห์พฤติกรรมองค์ประกอบย่อยของแบบจำลองไฟไนลิเมนต์ FEM1

องค์ประกอบย่อยของแบบจำลองไฟไนลิเมนต์จะกล่าวถึงคือ บริเวณ Access Hole บริเวณแผ่น Shear Tab และบริเวณแผ่น Panel Zone โดยค่าที่จะนำเสนอเป็นค่าการกระจายของค่าความเค้น von-Mises ที่สภาวะการเคลื่อนที่ของปลายคานต่างๆ จากสภาวะ 1-6

รูปที่ 4.9 เป็นการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises ที่บริเวณ Access Hole จากรูปจะเห็นว่าค่าความเค้นสูงสุดจะเกิดขึ้นที่ บริเวณปลายของ Access Hole ด้านที่ติดกับแผ่นปีกคานก่อน จากนั้นค่าความเค้นสูงสุดนี้จะค่อยๆ กระจายตัวออก 2 ทิศทางคือ ตามแนวกว้างของปีกคาน และกระจายตัวลงสู่ส่วนเว้าของ Access Hole ในแผ่นเอวคาน ค่าความเค้นสูงสุดนี้จะกระจายจนเต็มหน้าตัดปีกคาน และกระจายมาทางด้านหลังของ Access Hole เต็มบริเวณปีกคานด้านหลัง ค่าความเค้นที่ได้จะมีค่าเกินจุดคราก ส่วนบริเวณแผ่นเอวคานที่ติดกับปีกคานเหนือส่วนเว้าของ Access Hole ก็จะทำให้เกิดความเค้นสูงสุดเกินจุดครากเช่นกัน คือมีค่าเกิน 50 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว จากผลการวิเคราะห์นี้ สามารถสรุปได้ว่า ที่บริเวณจุดต่อระหว่างปลาย Access Hole กับแผ่นปีกคาน สามารถเกิดการฉีกขาดของเหล็กได้ เพราะมีค่าความเค้นสูงสุดมาก และอยู่ในบริเวณที่แคบๆ การกระจายตัวของค่าความเค้นมีน้อย ซึ่งสอดคล้องกับผลการทดสอบชิ้นงานขนาดใหญ่ พบว่ารอยแตกจะเกิดขึ้นที่บริเวณนี้ก่อน และทำให้เกิดรอยแตกทะลุผ่านความหนาของปีกคาน ขึ้นสู่ผิวด้านบนของปีกคาน จากนั้นรอยแตกนี้จะกระจายตัวออกด้านข้างทำให้ปีกคานขาดออกจากกัน แสดงดังรูปที่ 4.10 ตารางที่ 4.3 แสดงค่าความเค้น von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดค่าสูงสุด ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.9 ตามสภาวะต่างๆ จาก 1-6

ตารางที่ 4.3 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บริเวณ Access Hole ของแบบจำลอง FEM1

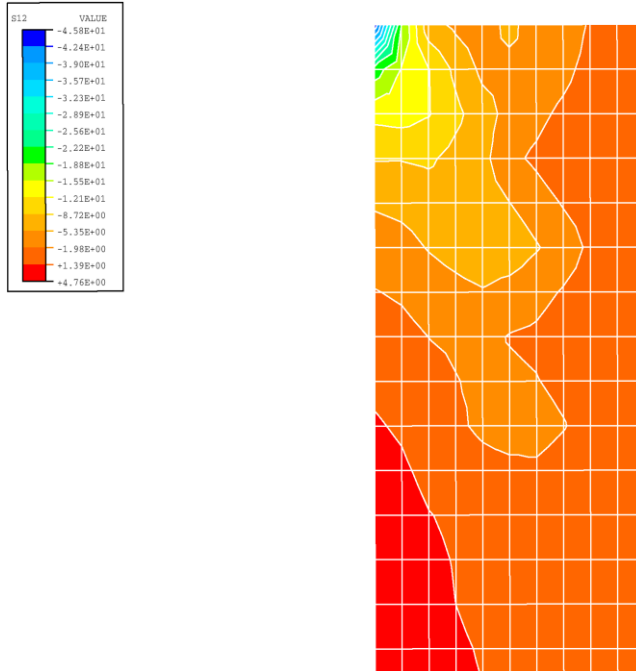
สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	36.675	
2	0.71	0.005	62	43.45	
3	1.08	0.0065	95	50.723	ใต้ปีกคานบนติดกับ
4	2.147	0.0135	110	59.042	ปลาย Access Hole
5	4.304	0.031	116	62	
6	7.158	0.05	120	61.999	



รูปที่ 4.9 แสดงค่าความเค้น von-Mises ที่บริเวณ Access Hole ที่สภาวะ 6 ของแบบจำลอง FEM1



รูปที่ 4.10 แสดงลักษณะการแตกของปีกคานด้านผิวบน ที่บริเวณ Access Hole ของชิ้นงานทดสอบ



รูปที่ 4.11 แสดงค่าความเค้น von-Mises บนแผ่น Shear Tab ที่สภาวะ 6 ของแบบจำลอง FEM1

รูปที่ 4.11 แสดงการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Shear Tab จากรูปจะเห็นว่า ค่าความเค้นสูงสุดจะเกิดขึ้นที่มุมบนและล่างด้านขวามือของแผ่น Shear Tab และเมื่อค่าการเคลื่อนที่ของปลายคานเพิ่มขึ้น ค่าความเค้นสูงสุดนี้จะมีค่าเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ จนมีค่าประมาณ 55 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว แสดงว่าที่มุมบนและล่างขวามือของแผ่น Shear Tab จะเกิดการคราก อย่างไรก็ตาม เป็นที่น่าสนใจเป็นอย่างยิ่งว่า แผ่น Shear Tab บริเวณที่ติดกับหน้าเสา คือด้านซ้ายมือในรูป จะมีค่าความเค้น von-Mises ต่ำมาก และเป็นบริเวณที่มีค่าน้อยที่สุดในแผ่น Shear Tab เมื่อค่าการเคลื่อนที่ตัวมากขึ้น ค่าความเค้นบริเวณนี้จึงค่อยๆ มีค่าเพิ่มขึ้น แต่จะเห็นว่าเพิ่มขึ้นค่อนข้างช้า และเพิ่มขึ้นไม่มากนัก เมื่อถึงสภาวะที่ 6 พบว่า ค่าความเค้น von-Mises ในบริเวณนี้มีค่าสูงสุดเพียง 20 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ซึ่งยังไม่ถึงจุดครากของเหล็ก จากผลการวิเคราะห์ดังกล่าวข้างต้นพบว่า แผ่น Shear Tab ทั้งแผ่นนั้น มีค่าความเค้น von-Mises สูงสุดโดยเฉลี่ยอยู่ที่ประมาณ 25 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้วยกเว้นบริเวณเล็กๆ ที่มุมขวาด้านบนและล่าง เมื่อคานมีระยะการเคลื่อนที่เท่ากับ 7.2 นิ้ว แสดงให้เห็นว่า แผ่น Shear Tab อาจไม่มีประสิทธิภาพที่ดีพอในการส่งถ่ายแรงเฉือนเข้าสู่เสา นอกจากนี้ จากทฤษฎีของคาน ที่กำหนดไว้ว่าค่าแรงเฉือนสูงสุดควรเกิดขึ้นบริเวณกึ่งกลางแผ่น Shear Tab และค่าแรงเฉือนส่วนใหญ่จะต้องเกิดขึ้นในแผ่น Shear Tab และส่วนน้อยเท่านั้นที่จะเกิดขึ้นในปีกคาน แต่จากผลการวิเคราะห์ สามารถสรุปผลได้ตรงข้ามกับทฤษฎีของคาน กล่าวคือ ค่าแรงเฉือนส่วนใหญ่ ไม่ได้เกิดขึ้นในแผ่น Shear Tab และค่าแรงเฉือนสูงสุดก็ไม่ได้เกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางของแผ่น Shear Tab ด้วย นอกจากนี้ผลที่ได้จากการทดสอบชิ้นงาน

ทดสอบขนาดใหญ่ ก็ยืนยันผลการวิเคราะห์ ดังนี้คือ แผ่น Shear Tab มีความเสียหายน้อยมากและแทบจะไม่เกิดการครากเลย เมื่อเทียบกับบริเวณปีกคานบนและล่าง ตรงบริเวณจุดต่อคาน-เสา แสดงว่า การออกแบบแผ่น Shear Tab อาจเกิดข้อผิดพลาด ควรมีการศึกษาเพิ่มเติมในเชิงลึกให้มากขึ้น เพื่อนำไปสู่ข้อสรุปสำหรับการออกแบบแผ่น Shear Tab ที่เหมาะสม รวมถึงรูปแบบแผ่น Shear Tab ที่มีประสิทธิภาพในการรับแรงเฉือนได้ดียิ่งขึ้น ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด และตำแหน่งที่เกิดบนแผ่น Shear Tab ที่สภาวะ 6 ซึ่งอ่านได้จากรูปที่ 4.11 แสดงสรุปไว้ในตารางที่ 4.4

ตารางที่ 4.4 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด บนแผ่น Shear Tab ของแบบจำลอง FEM1

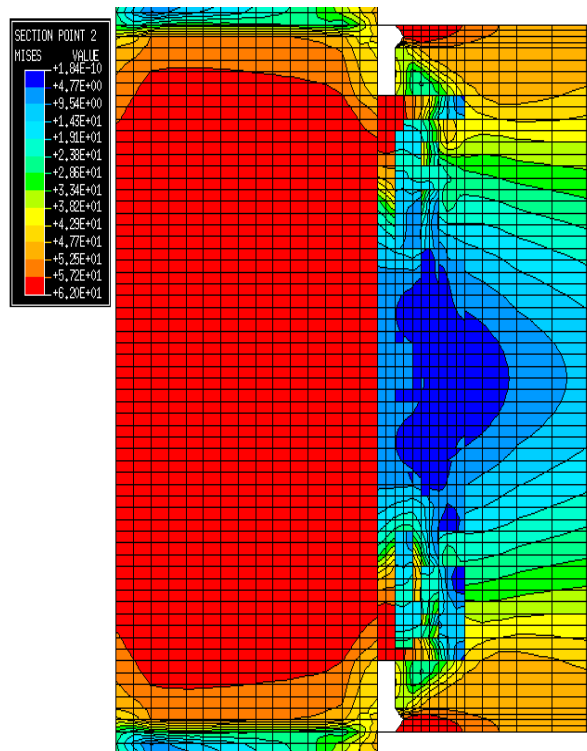
สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	7.024	
2	0.71	0.005	62	23.325	
3	1.08	0.0065	95	31.75	มุมบนและล่างด้านขวามือของ
4	2.147	0.0135	110	41.282	แผ่น Shear Tab
5	4.304	0.031	116	45.334	
6	7.158	0.05	120	55.152	

รูปที่ 4.12 แสดงการกระจายตัวของค่าความเค้น von-Mises บนแผ่น Panel Zone จากรูปค่าความเค้นสูงสุด จะเกิดขึ้นที่บริเวณกึ่งกลางของแผ่น Panel Zone และมีค่าน้อยที่สุดที่บริเวณติดกับ แผ่น Continuity Plate ด้านบนและล่าง เมื่อค่าการเคลื่อนที่ของปลายคานเพิ่มขึ้น ค่าความเค้นสูงสุดจะค่อยๆ ขยายตัวออกจากกึ่งกลางจนเต็มบริเวณแผ่น Panel Zone ในลักษณะสมมาตร ค่าความเค้นสูงสุดมีค่าเท่ากับ 62 กิโลปอนด์ต่อตารางนิ้ว ที่สภาวะที่ 6 และเกิดขึ้นกับพื้นที่ส่วนใหญ่ของแผ่น Panel Zone แสดงว่า แผ่น Panel Zone ส่วนใหญ่เกิดการคราก ซึ่งตรงกับผลที่ได้จากการทดสอบชิ้นงาน ทั้งนี้ เนื่องจากข้อต่อคาน-เสาชนิดนี้ ถูกออกแบบให้แผ่น Panel Zone มีความแข็งแรงน้อย เมื่อเทียบกับความแข็งแรงของคาน จึงทำให้เกิดการครากเป็นบริเวณกว้างในแผ่น Panel Zone ทั้งนี้การเกิดการครากที่มากเกินไปในแผ่น Panel Zone อาจส่งผลกระทบต่อพฤติกรรมรวมขององค์อาคาร เช่น ปัญหาแรงเยื้องศูนย์ อย่างไรก็ตาม ผลจากการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ ไม่สามารถแสดงปัญหาที่อาจเกิดขึ้นกับข้อต่อเนื่องจากการครากที่มากเกินไปของแผ่น Panel Zone จึงอาจต้องทำการวิเคราะห์ต่อไปในเชิงลึก เพื่อหาผลกระทบของการครากนี้ต่อพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสาเหล็กต่อไป ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด

และตำแหน่งที่เกิดในแผ่น Panel Zone ที่อ่านได้จากรูป 4.12 ที่สภาวะต่างๆ จาก 1-6 แสดงสรุปไว้ใน ตารางที่ 4.5

ตารางที่ 4.5 ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด ในแผ่น Panel Zone ของแบบจำลอง FEM1

สภาวะ	ระยะเคลื่อนที่ ปลายคาน (นิ้ว)	การหมุน ของข้อต่อ (เรเดียน)	แรง ตอบสนอง (กิโลปอนด์)	ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด	ตำแหน่งการเกิด ค่าความเค้น von-Mises สูงสุด
1	0.53	0.003	20	36.675	
2	0.71	0.005	62	43.45	
3	1.08	0.0065	95	50.723	กลาง Panel Zone
4	2.147	0.0135	110	59.042	
5	4.304	0.031	116	62	
6	7.158	0.05	120	61.999	



รูปที่ 4.12 แสดงค่าความเค้น von-Mises ในแผ่น Panel Zone ที่สภาวะ 6 ของแบบจำลอง FEM1

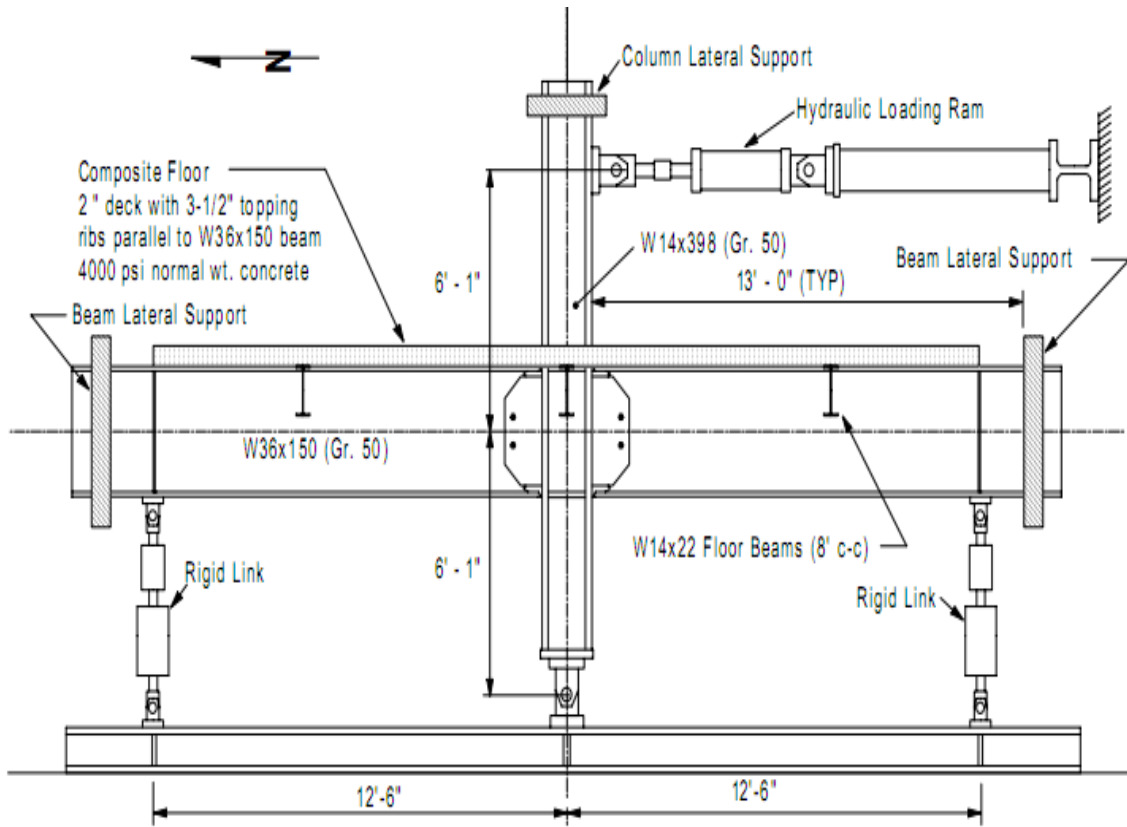
บทที่ 5 ผลการวิเคราะห์แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์

5.1 บทนำ

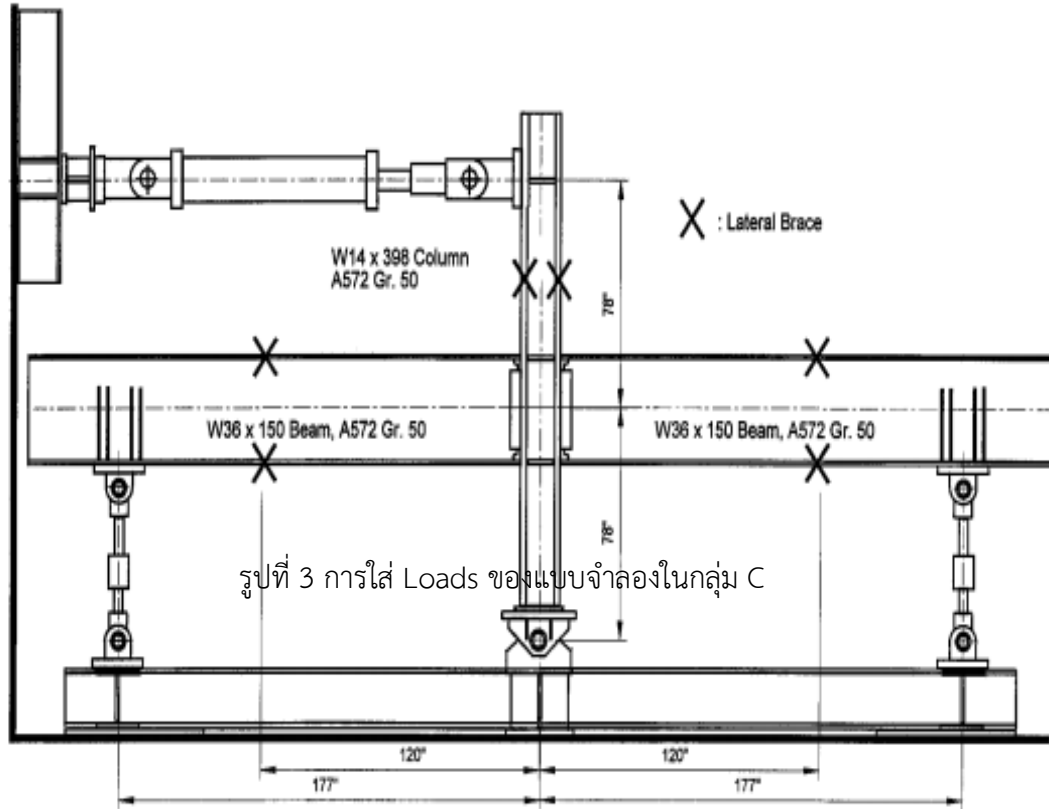
จากบทที่ 4 สามารถสรุปได้ว่า แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1 ที่พัฒนาขึ้นนั้น มีความถูกต้อง สามารถทำนายได้ ความสามารถในการรับแรงวิฤจักรได้ดี และสามารถทำนายพฤติกรรมของข้อต่อคาน-เสาชนิด Welded Unreinforced Flanges-Bolted Web ได้ดี เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบ ชั่งงานจริงในห้องปฏิบัติการ ดังนั้น เมื่อนำแบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ในบทที่ 4 มาทำการปรับรายละเอียดต่างๆ ให้มีลักษณะคล้ายกับข้อต่อคาน-เสาเหล็กที่ก่อสร้างในประเทศไทย และทำการวิเคราะห์แบบจำลองนี้ ผลที่ได้จากการวิเคราะห์ควรให้ผลที่ใกล้เคียงกับผลที่คาดว่าจะได้จากการทดสอบตัวอย่างข้อต่อคาน-เสาต้นใน

5.2 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ข้อต่อคาน-เสา

ตัวอย่างที่จะนำมาวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์เป็นตัวอย่างที่มีการทดสอบในห้องปฏิบัติการและมีการตีพิมพ์เป็นเอกสาร ซึ่งสามารถมั่นใจได้ว่าผลที่ได้จากการทดสอบนั้นเป็นค่าที่ถูกต้องและสามารถนำมาเปรียบเทียบกับผลการวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ได้ ซึ่งตัวอย่างทดสอบที่จะนำมาวิเคราะห์ด้วยวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์มีทั้งตัวอย่างที่เป็นข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นใน (Interiors Column) มีทั้งหมด 15 ตัวอย่าง ซึ่งตัวอย่างทดสอบนี้มีคุณสมบัติที่แตกต่างกัน เช่น ขนาดคาน ขนาดเสา และการติด Double plate เป็นต้น รูปที่ 5.1 แบบจำลองในกลุ่ม T เป็นข้อต่อแบบเสาต้นริม มีการยึดที่ปลายเสาทั้งสองข้าง มีการใส่ Loads ปลายคาน ตัวอย่างทดสอบนี้การทดสอบโดย Michael D. Engelhardt and Mark J. Ventin ทำการทดสอบที่ Ferguson Laboratory - The University of Texas at Austin จากรูปที่ 5.2 แบบจำลองในกลุ่ม C เป็นข้อต่อแบบเสาต้นใน มีการยึดที่ปลายเสาทั้งสองข้าง มีการใส่ Loads ปลายคานทั้งสองข้าง ตัวอย่างทดสอบนี้การทดสอบโดย James M. Ricles, Le-Wu Lu , and John W. Fisher; with Changshi Mao and Joel Ojeda ทำการทดสอบที่ ATLSS Research Center, Lehigh University รูปที่ 5.3 แบบจำลองในกลุ่ม CR เป็นข้อต่อแบบเสาต้นใน มีการยึดที่ปลายเสาทั้งสองข้าง มีการใส่ Loads ปลายคานทั้งสองข้าง ตัวอย่างทดสอบนี้การทดสอบโดย Daeyong Lee ทำการทดสอบที่ The University of Minnesota

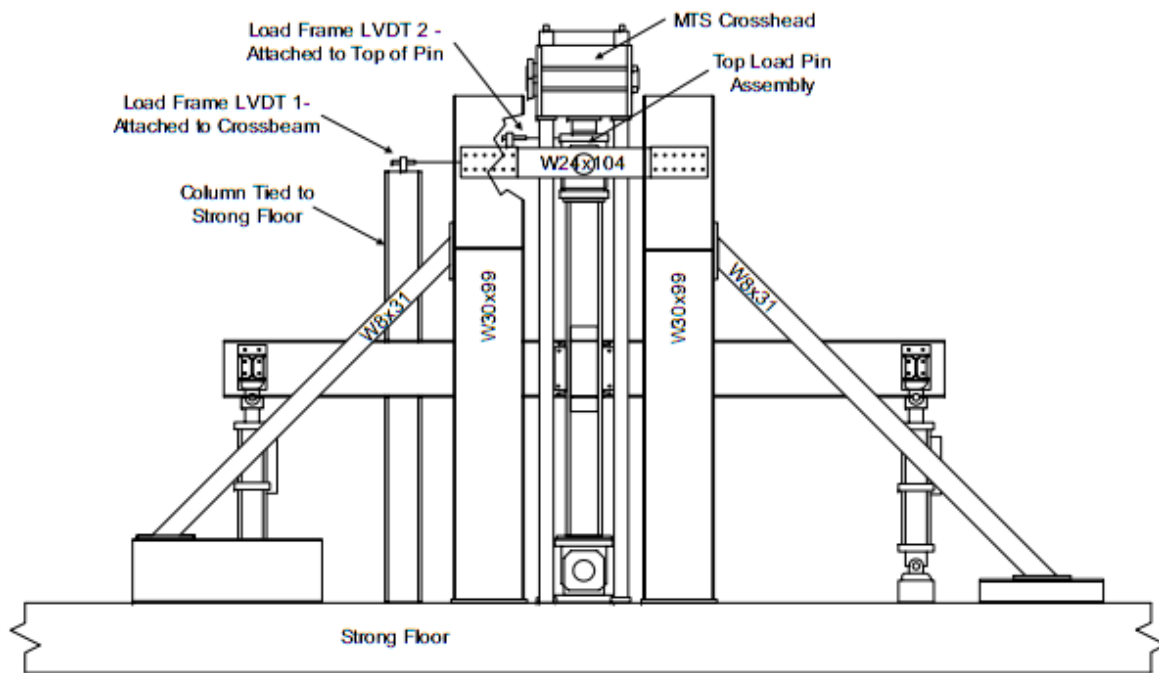


รูปที่ 5.1 การใส่ Loads ของแบบจำลองในกลุ่ม TA

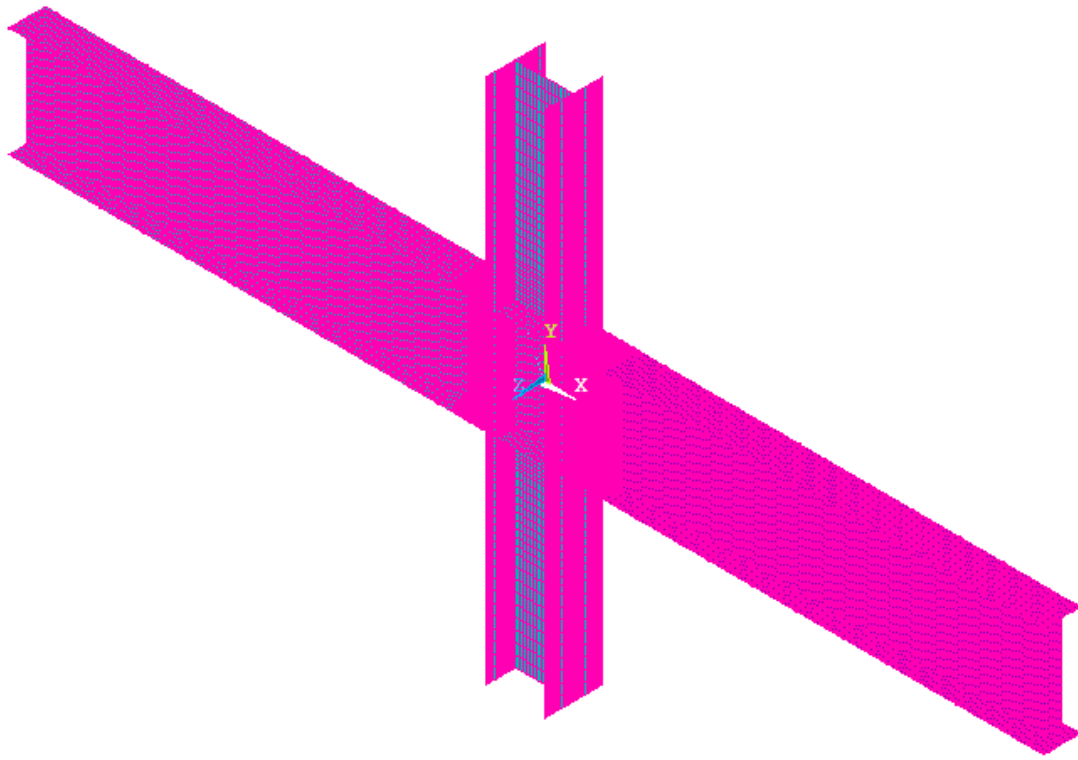


รูปที่ 3 การใส่ Loads ของแบบจำลองในกลุ่ม C

รูปที่ 5.2 การใส่ Loads ของแบบจำลองในกลุ่ม C



รูปที่ 5.3 การใส่ Loads ของแบบจำลองในกลุ่ม CR



รูปที่ 5.4 แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์คาน-เสาของเสาต้นใน

ตารางที่ 5.1 ตัวอย่างทดสอบแบบข้อต่อคาน-เสาเหล็กของเสาต้นใน (Interiors Column)

ชื่อ	ขนาดคาน	ขนาดเสา	ขนาด Double Plate (in)
CR1	W24x94	W14x283	-
CR2	W24x94	W14x193	0.625
CR3	W24x94	W14x176	2x0.5*
CR4	W24x94	W14x176	2x0.75*
CR5	W24x94	W14x145	2x0.625*
C2	W36x150	W14x398	0.75
C4	W36x150	W27x258	2x0.625*
TA1	W36x150	W14x398	0.75
Sp8.2	W24x68	W14x120	0.625
Sp9.1	W30x99	W14x176	-
Sp9.2	W30x99	W14x176	0.75
Sp10.1	W30x124	W14x257	-
Sp10.2	W30x124	W14x257	0.5
T1	W36x150	W14x311	-
T5	W36x150	W14x311	0.5

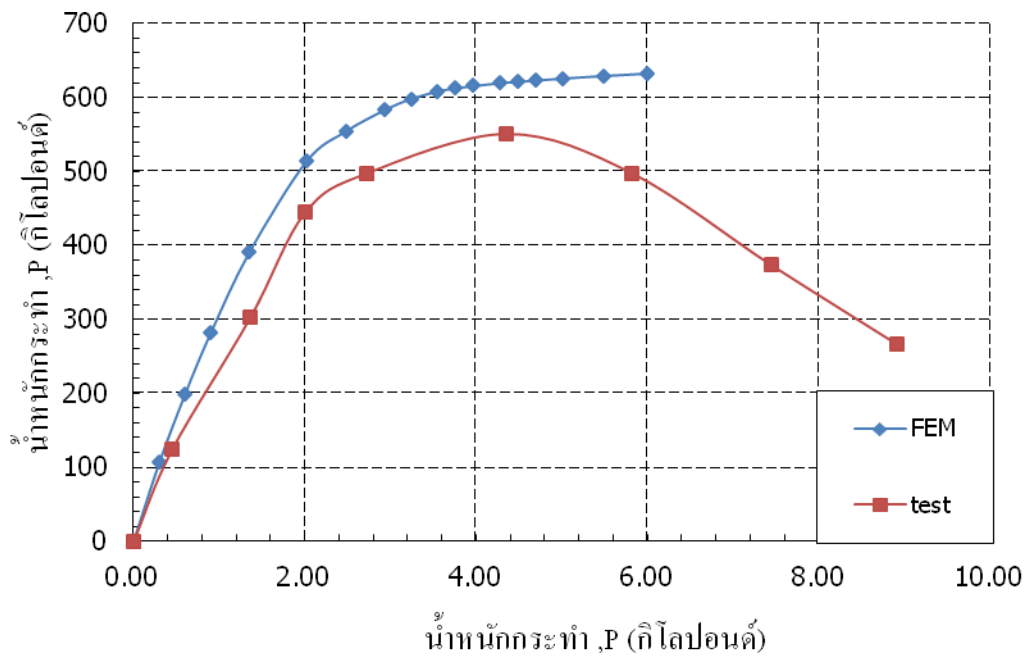
*หมายเหตุ 2 x...หมายถึงติด Double Plate ทั้งสองฝั่ง

ตารางที่ 5.2 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบของข้อต่อ

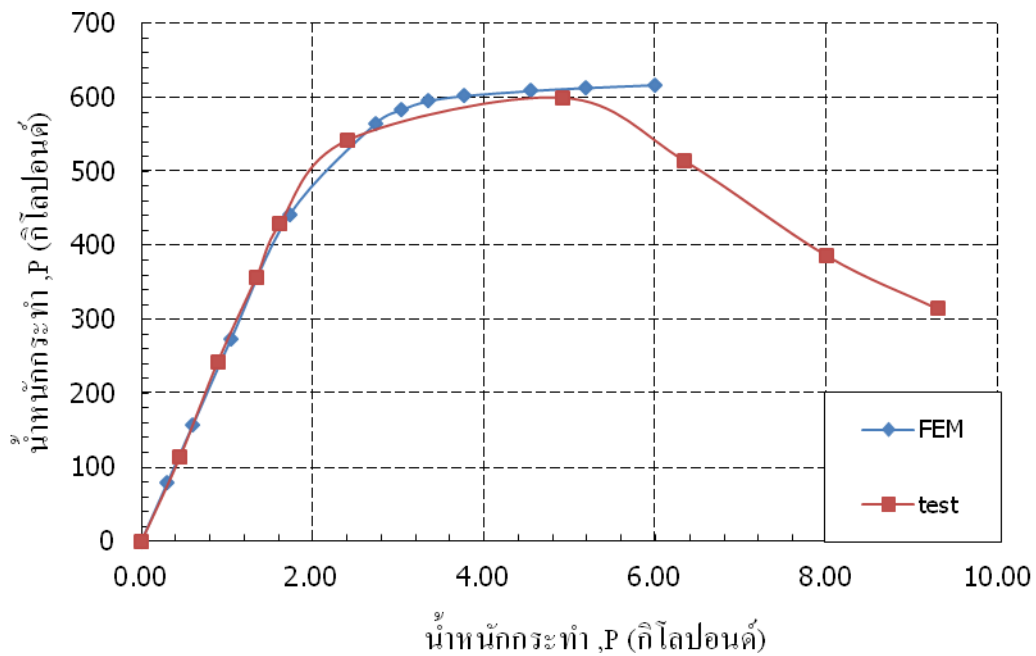
ชื่อ	CR1	CR2	CR3	CR4	CR5	C2	C4	TA1
F_y	50	50	50	50	50	55.5	56	53
d_c (in)	16.7	15.5	15.2	15.2	14.8	18.3	29	18.3
b_{cf} (in)	16.1	15.7	15.7	15.7	15.5	16.6	14.3	16.6
t_{cw} (in)	12.9	0.89	0.83	0.83	0.68	1.77	0.98	1.77
t_{cf} (in)	2.07	1.44	1.31	1.31	1.09	2.85	1.77	2.85
d_b (in)	24.3	24.3	24.3	24.3	24.3	35.9	35.9	35.9
b_{bf} (in)	9.07	9.07	9.07	9.07	9.07	12	12	12
t_{bw} (in)	0.515	0.515	0.515	0.515	0.515	0.625	0.625	0.625
t_{bf} (in)	0.875	0.875	0.875	0.875	0.875	0.94	0.94	0.94
Continuity (in)	-	-	0.5	-	-	1	1	1
H (in)	140	140	140	140	140	156	156	146
$L_b+d_c/2$ (in)	171	171	171	171	171	177	177	150
สถานที่ทดสอบ	Minnesota	Minnesota	Minnesota	Minnesota	Minnesota	Lehigh	Lehigh	Texas

ตารางที่ 5.3 คุณสมบัติของตัวอย่างทดสอบของข้อต่อ (ต่อ)

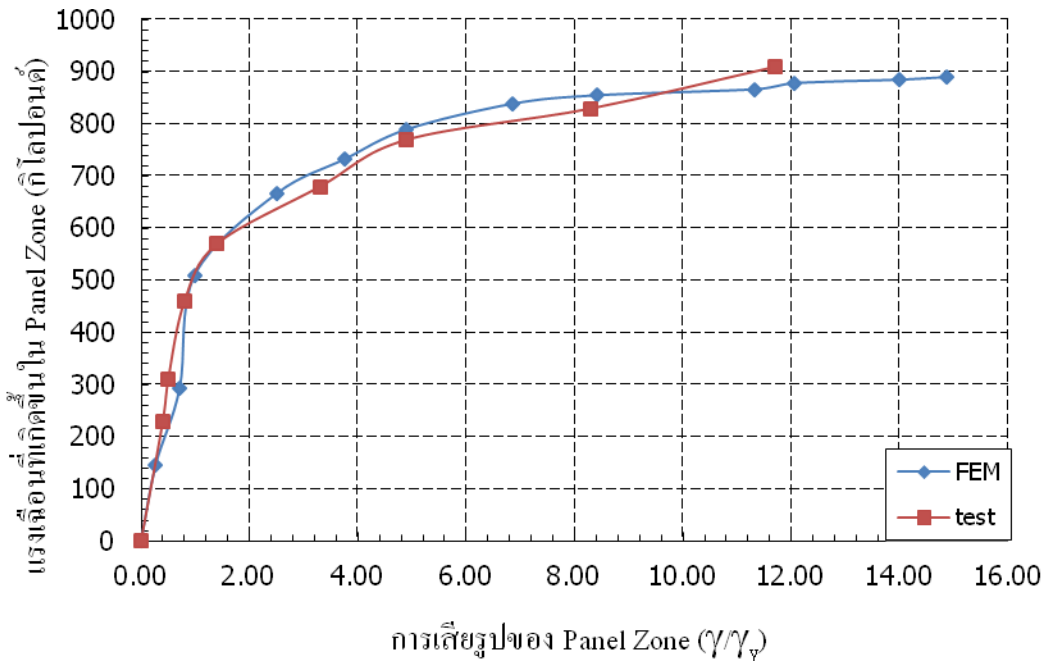
ชื่อ	Sp8.2	Sp9.1	Sp9.2	Sp10.1	Sp10.2	T1	T5
F_y	52.68	54	54	58	58	51	51
d_c (in)	14.5	15.2	15.2	16.4	16.4	17	17
b_{cf} (in)	14.7	15.7	15.7	16	16	16.2	16.2
t_{cw} (in)	0.59	0.83	0.83	1.18	1.18	1.41	1.41
t_{cf} (in)	0.94	1.31	1.31	1.89	1.89	2.26	2.26
d_b (in)	23.7	29.7	29.7	30	30	35.9	35.9
b_{bf} (in)	8.97	10.5	10.5	10.5	10.5	12	12
t_{bw} (in)	0.415	0.52	0.52	0.585	0.585	0.625	0.625
t_{bf} (in)	0.585	0.67	0.67	0.93	0.93	0.94	0.94
Continuity (in)	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	1	-
H (in)	144	144	144	144	144	156	156
$L_b+d_c/2$ (in)	134	134	134	134	134	177	177
สถานที่ทดสอบ	Michigan	Michigan	Michigan	Michigan	Michigan	Lehigh	Lehigh



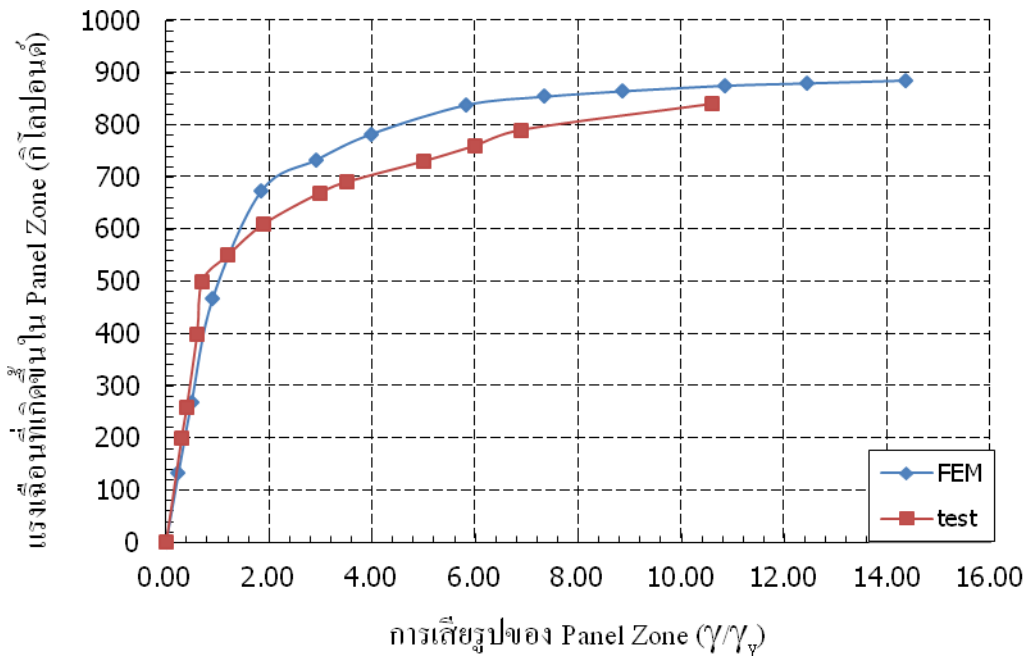
รูปที่ 5.5 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำ (P) และค่าการเคลื่อนตัว (Δ) ของแบบจำลอง C2



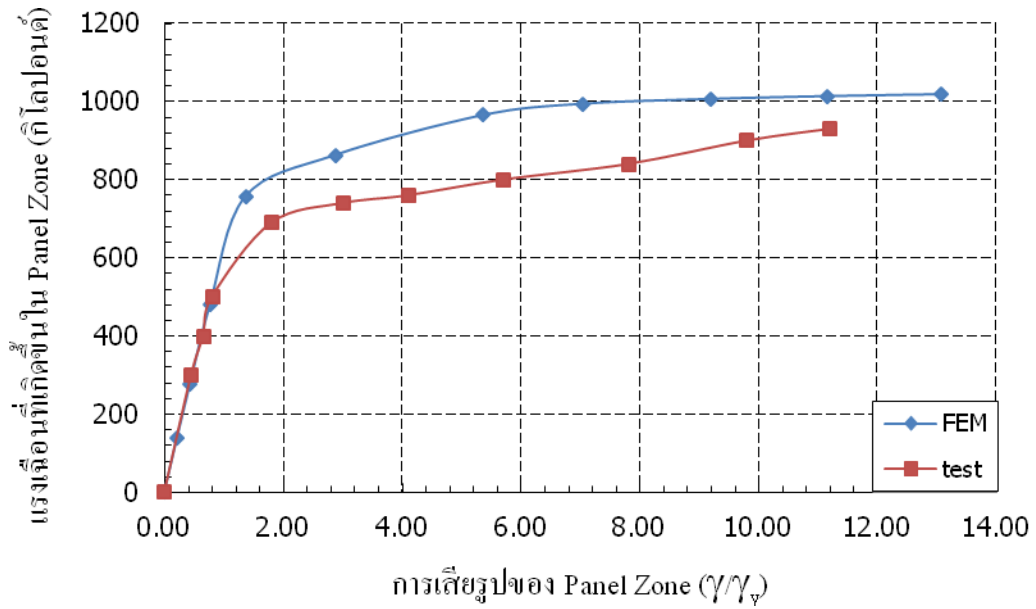
รูปที่ 5.6 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักกระทำ (P) และค่าการเคลื่อนตัว (Δ) ของแบบจำลอง C4



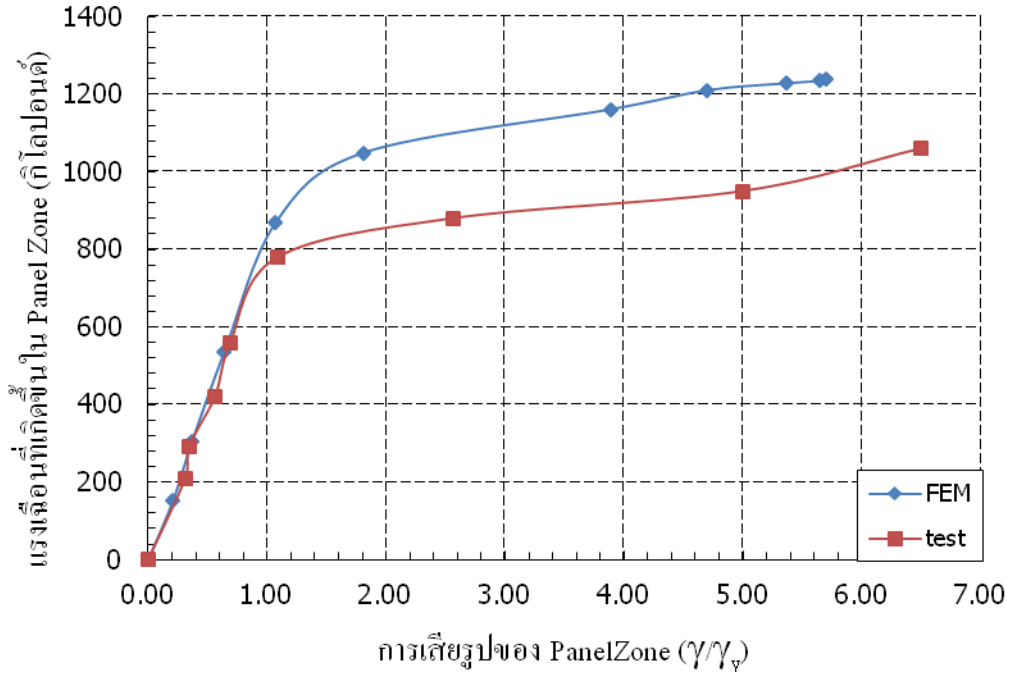
รูปที่ 5.7 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง CR1



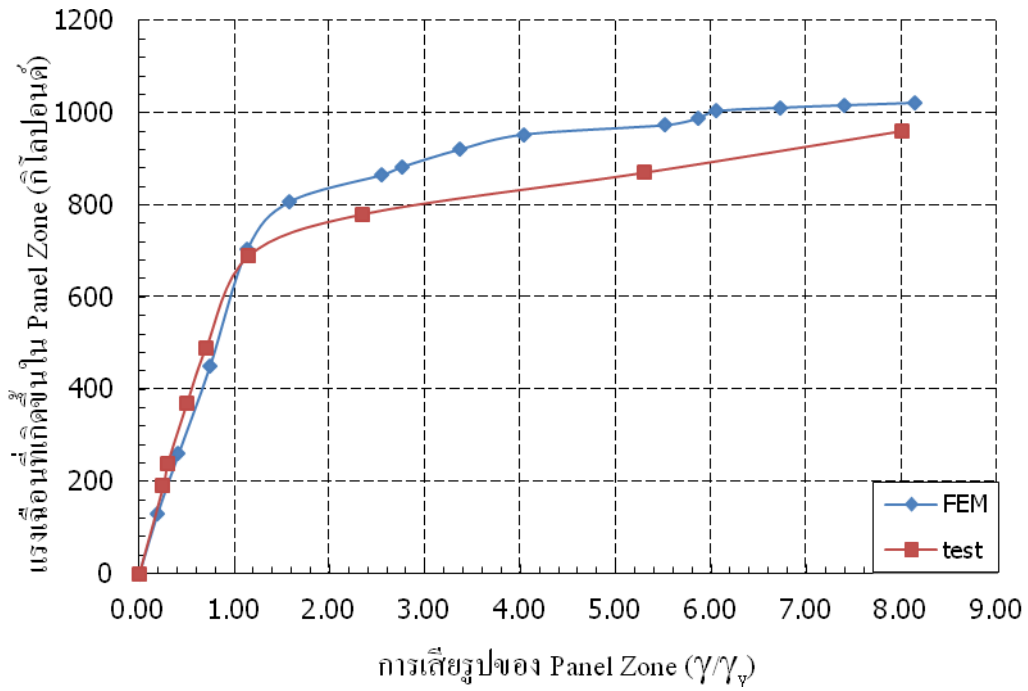
รูปที่ 5.8 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง CR2



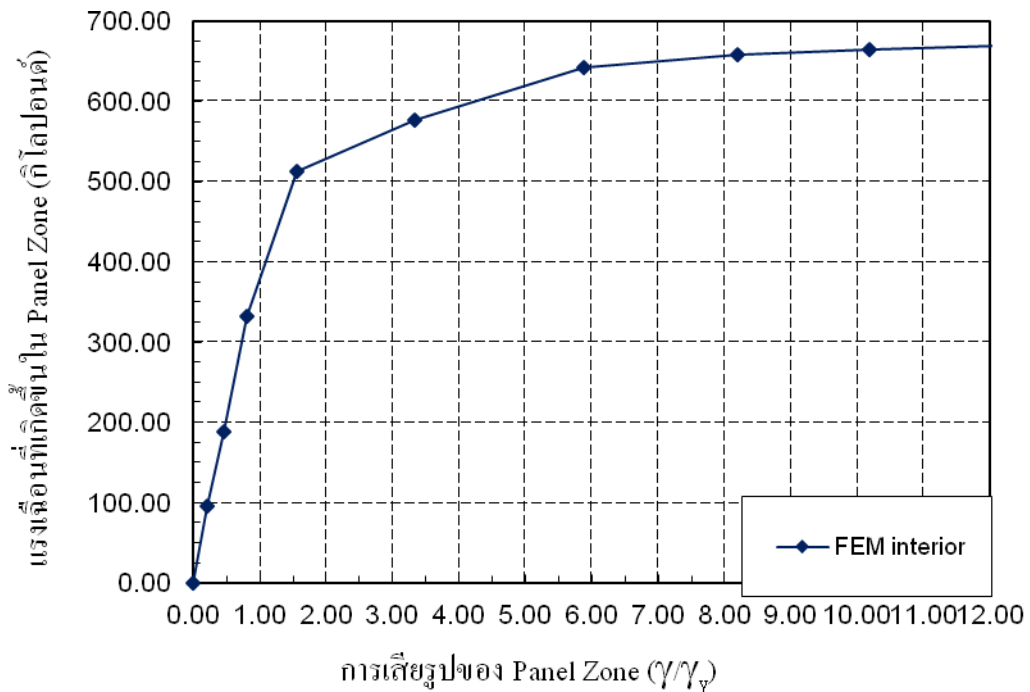
รูปที่ 5.9 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง CR3



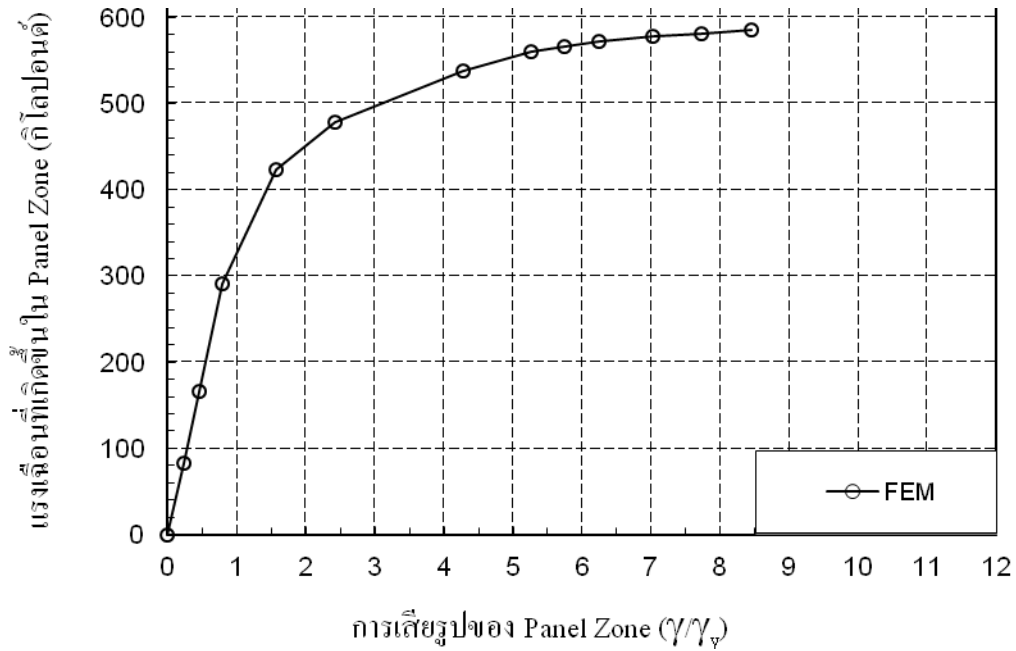
รูปที่ 5.10 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง CR4



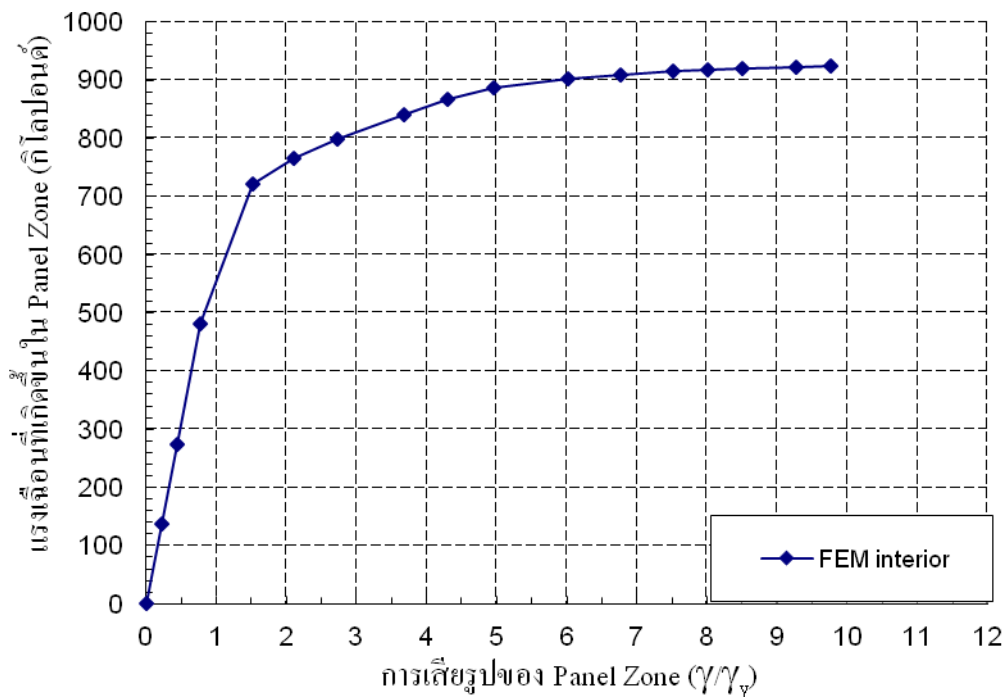
รูปที่ 5.11 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง CR5



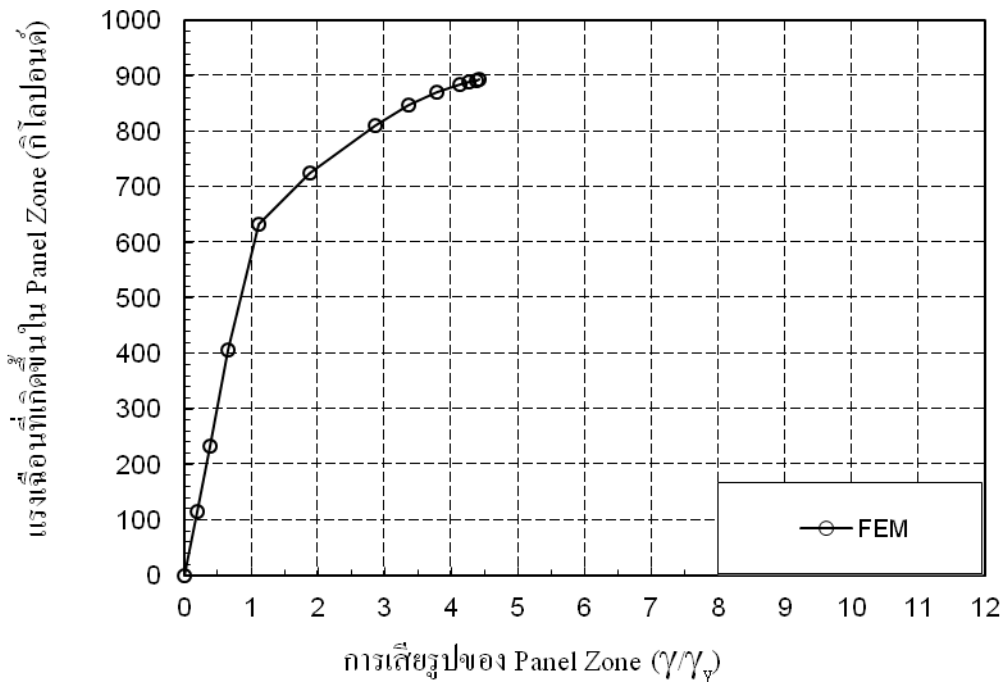
รูปที่ 5.12 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง sp8.2



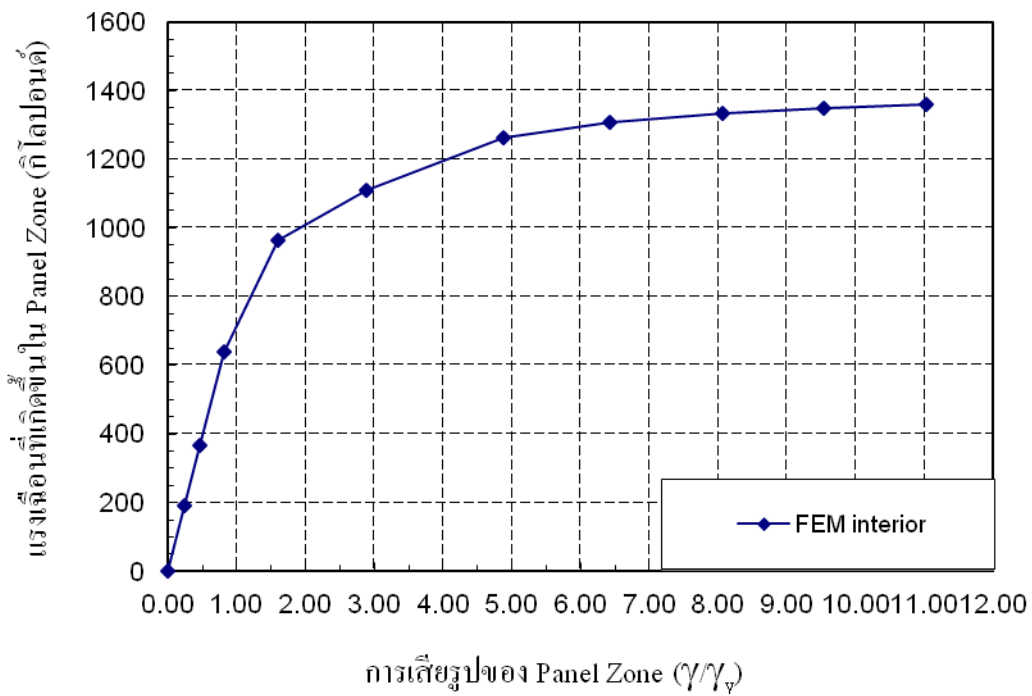
รูปที่ 5.13 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง sp9.1



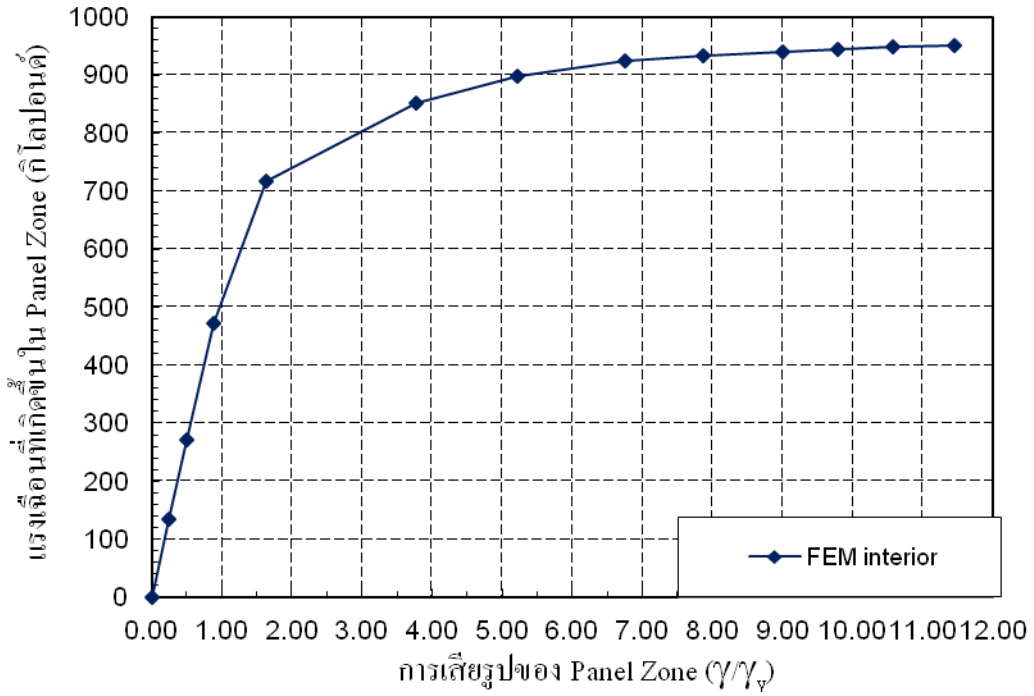
รูปที่ 5.14 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง sp9.2



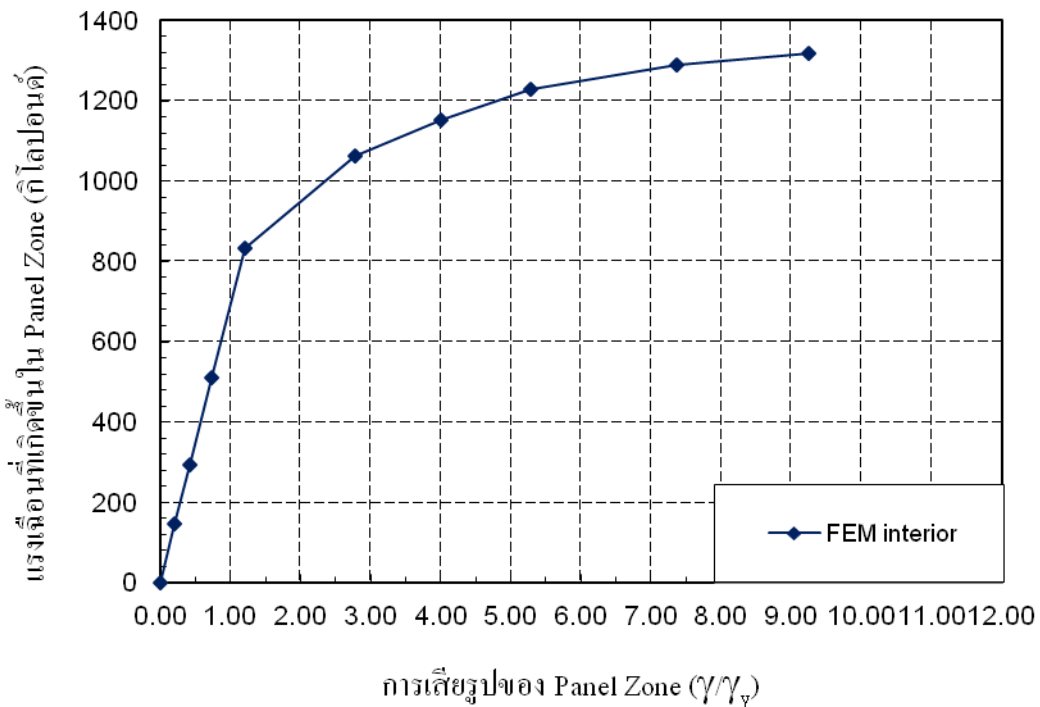
รูปที่ 5.15 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_v) ของแบบจำลอง sp10.1



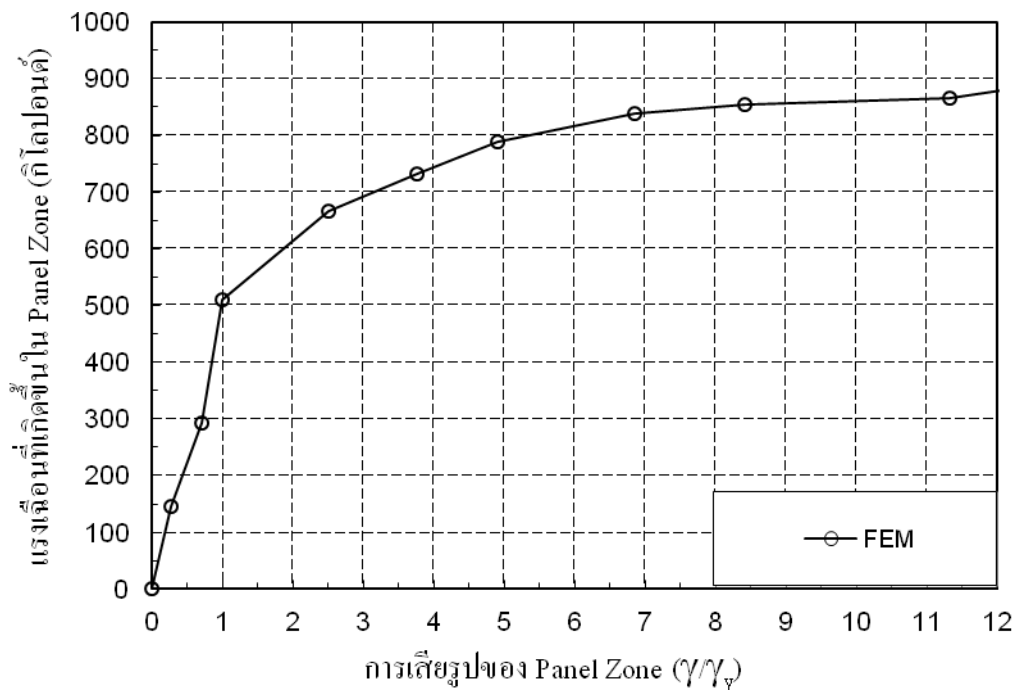
รูปที่ 5.16 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง sp10.2



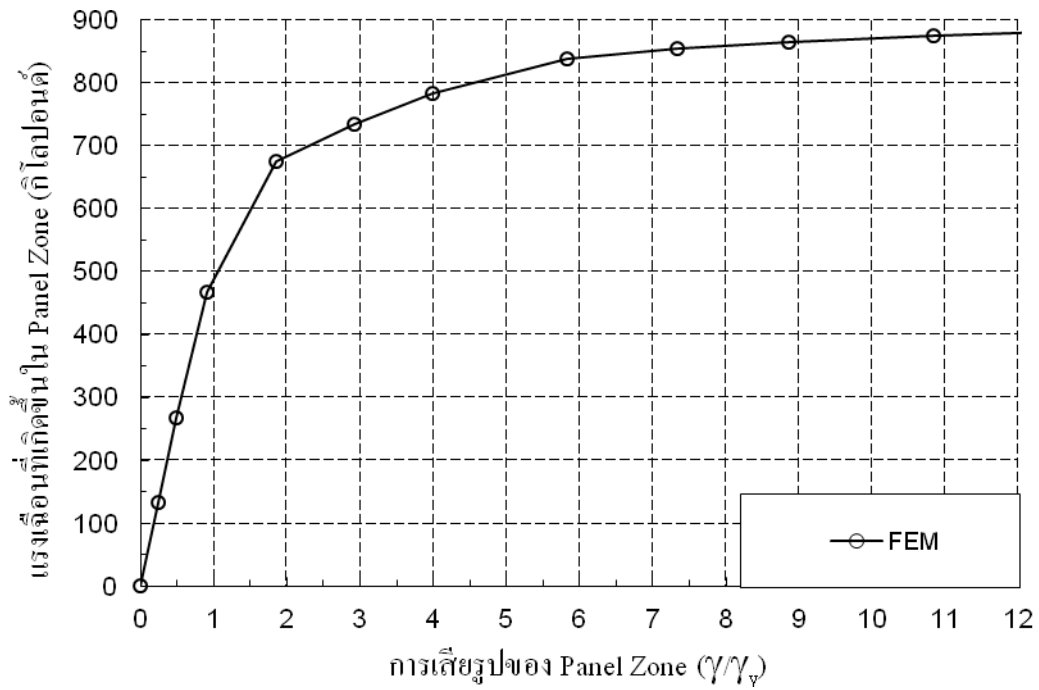
รูปที่ 5.17 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง T1



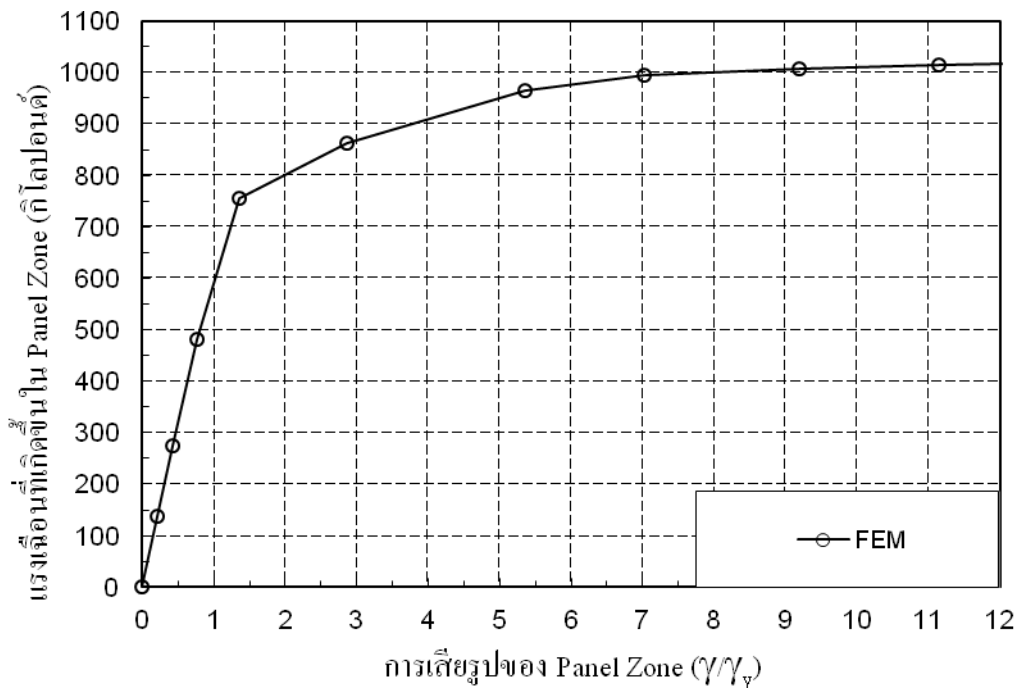
รูปที่ 5.18 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง T5



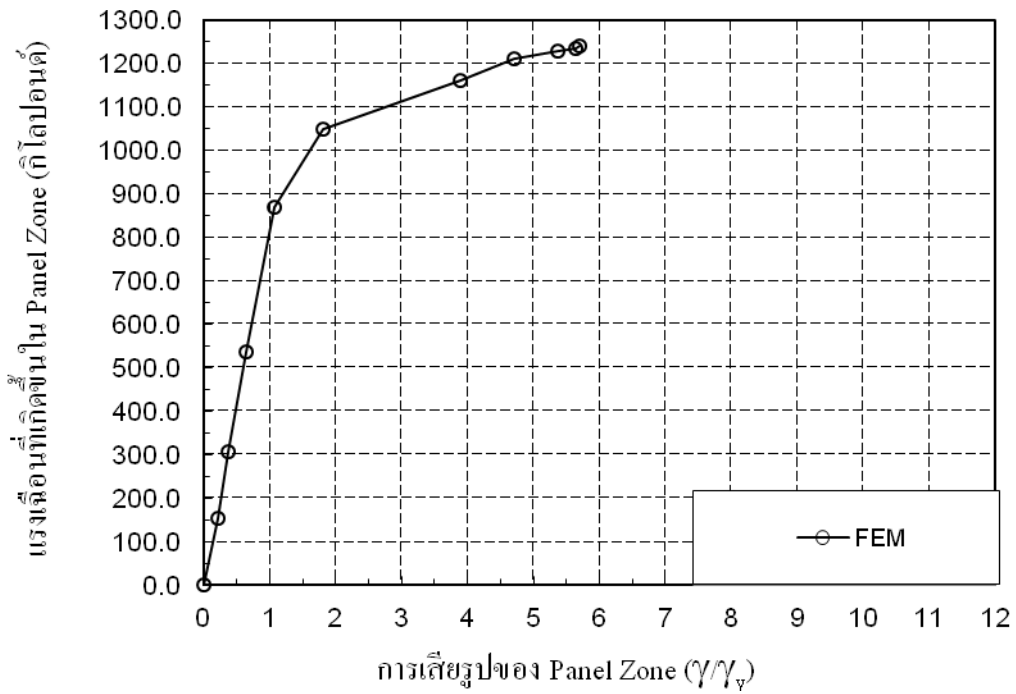
รูปที่ 5.19 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง CR1



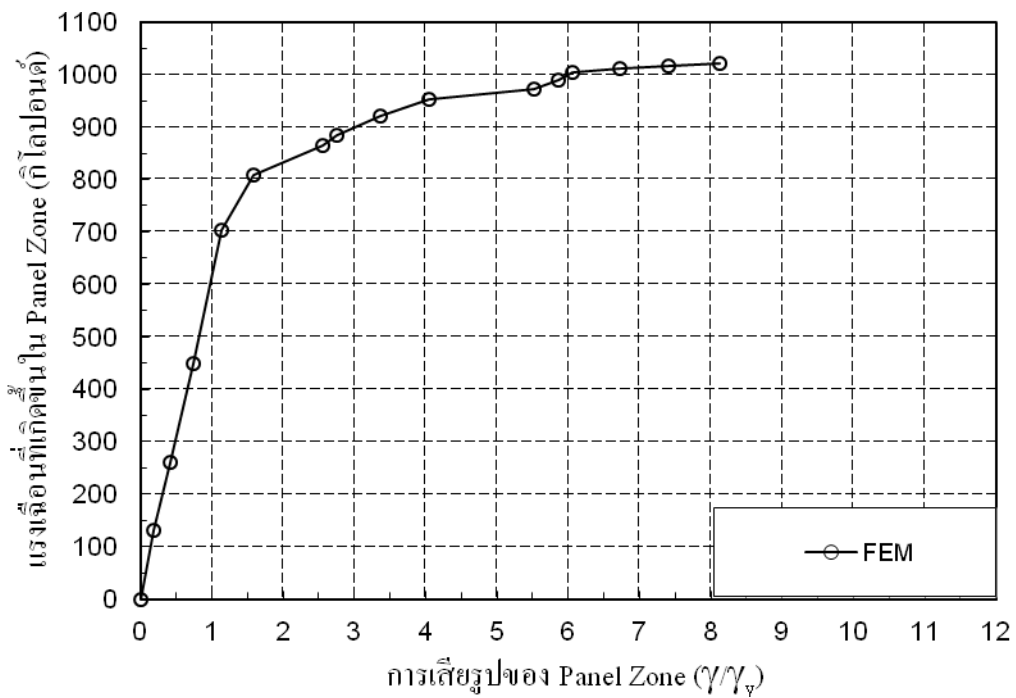
รูปที่ 5.20 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสียรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง CR2



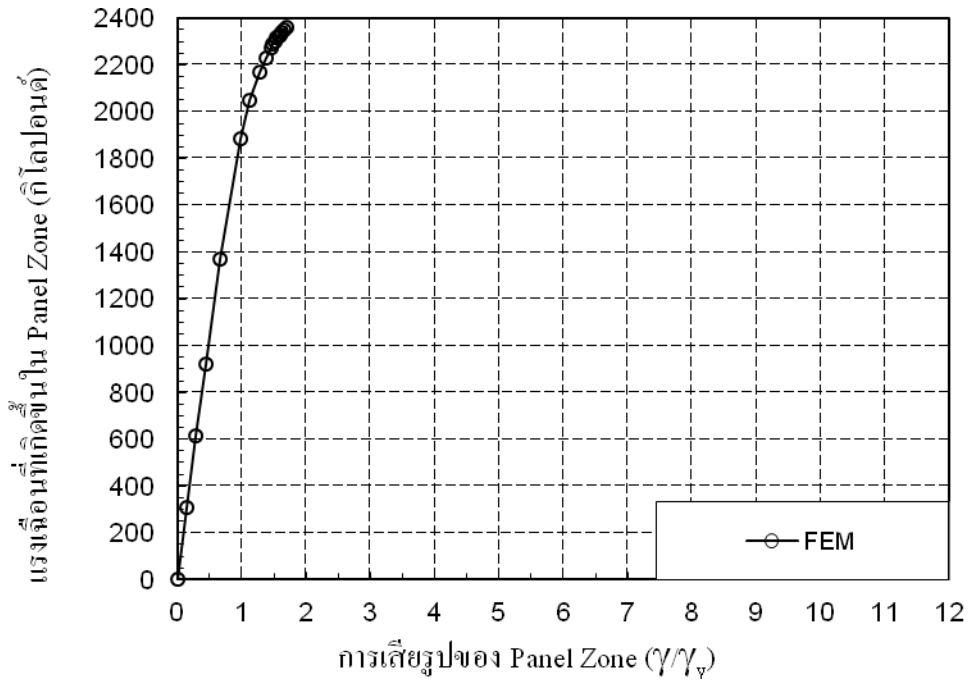
รูปที่ 5.21 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสียรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง CR3



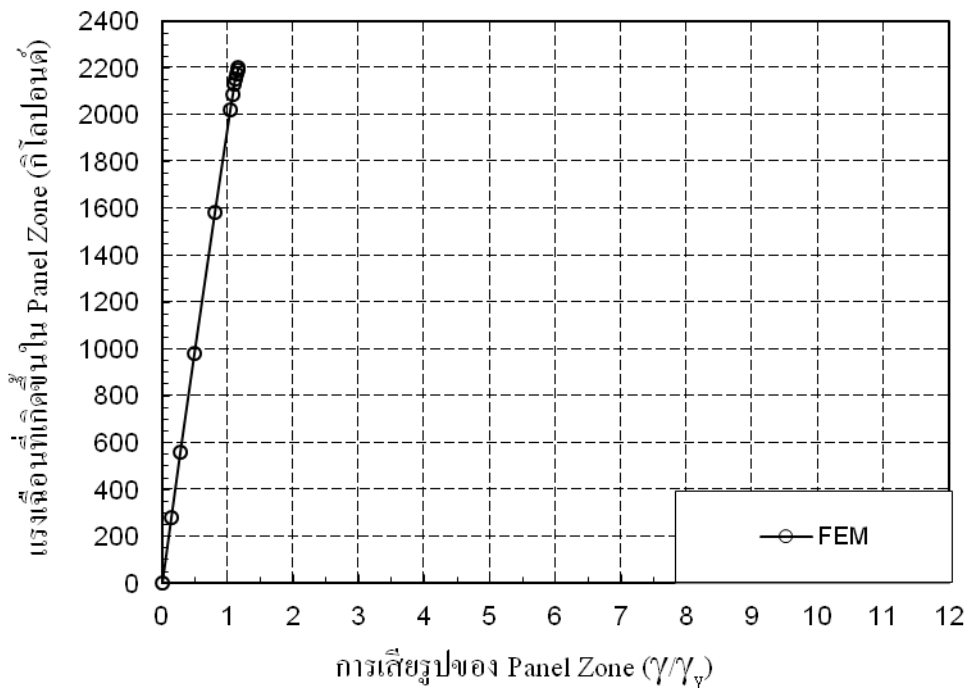
รูปที่ 5.22 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_v) ของแบบจำลอง CR4



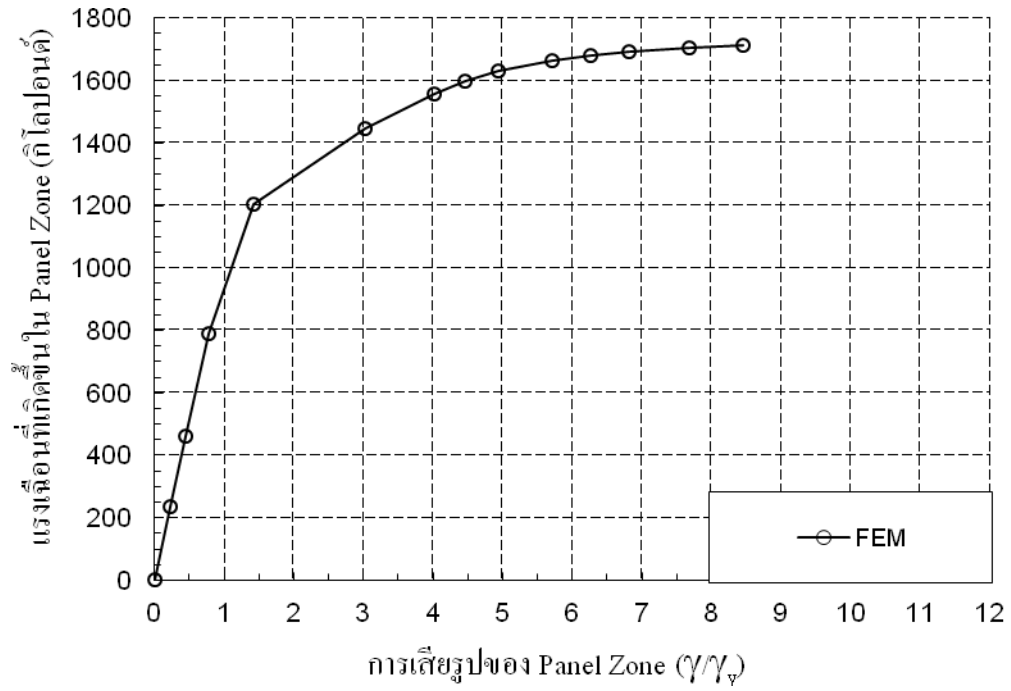
รูปที่ 5.23 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_v) ของแบบจำลอง CR5



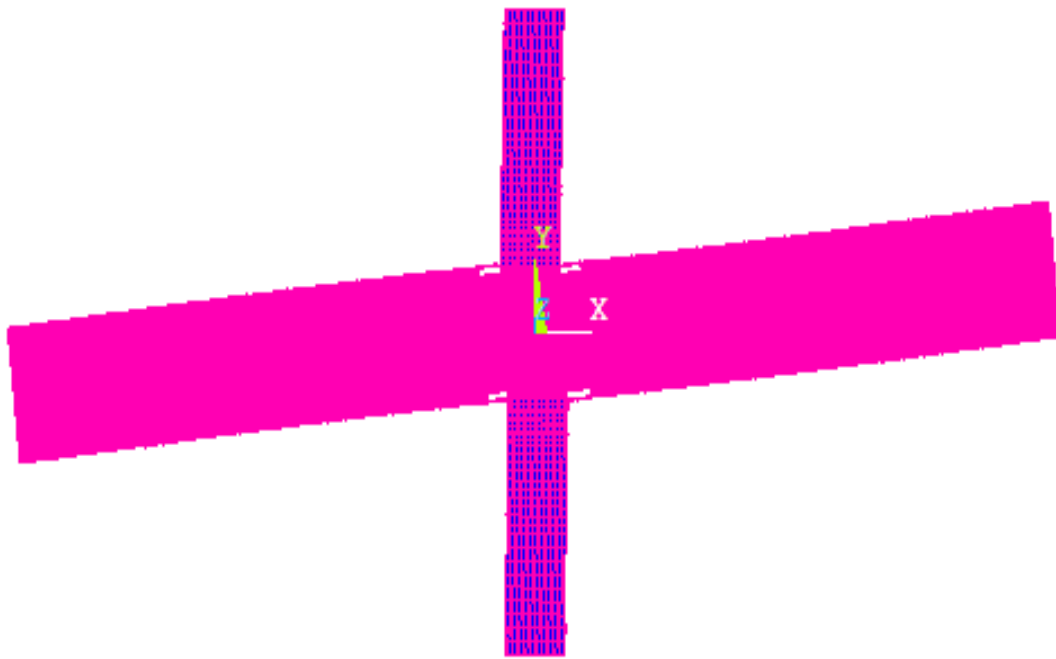
รูปที่ 5.24 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง C2



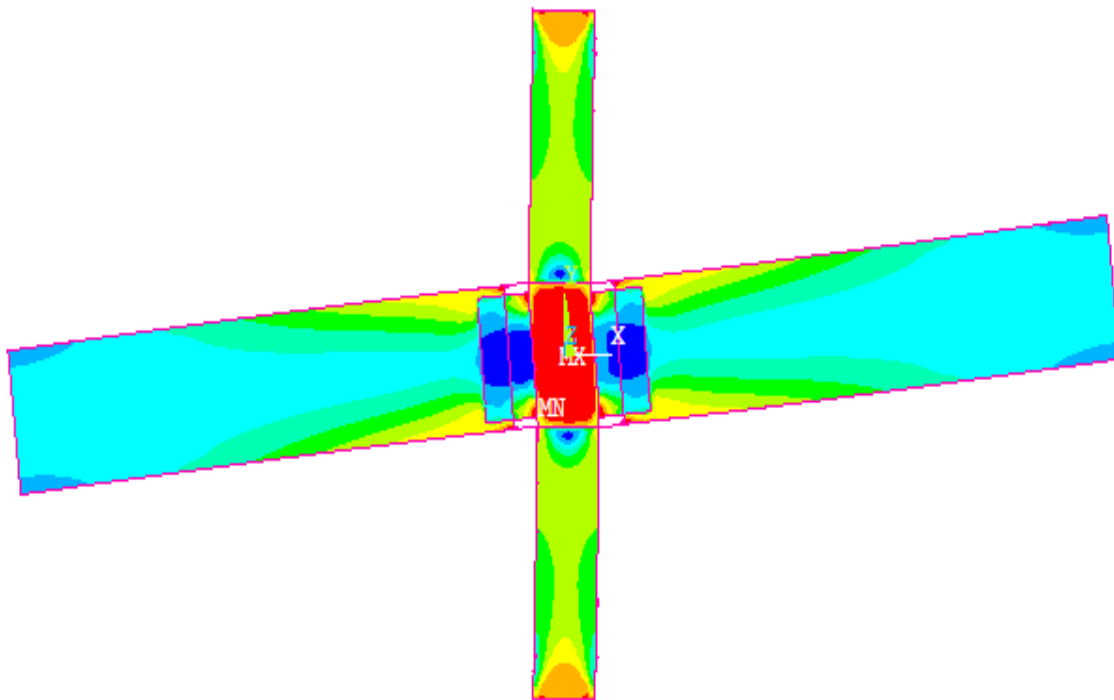
รูปที่ 5.25 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสี้ยวรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง C4



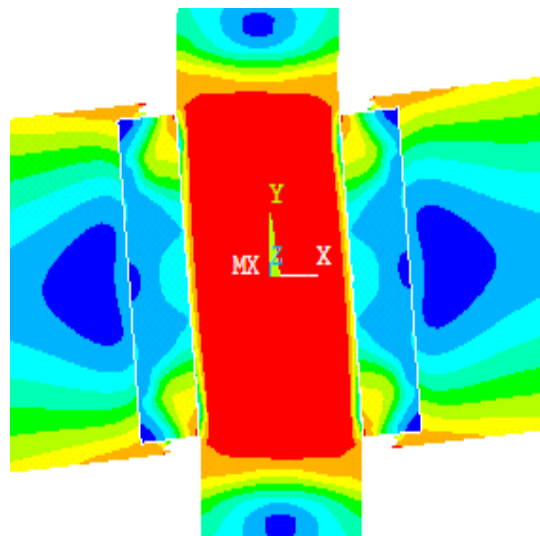
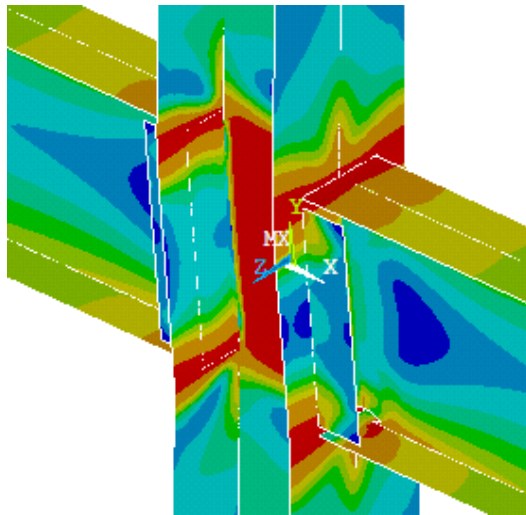
รูปที่ 5.26 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นใน Panel Zone (V_{pz}) และการเสียรูป (γ/γ_y) ของแบบจำลอง TA1



รูปที่ 5.26 การเสียรูปของแบบจำลองไฟไนอิเมนต์



รูปที่ 5.2 เส้นชั้นความสูงแบบจำลองไฟไนอิเมนต์



รูปที่ 5.2 เส้นชั้นความสูงแบบจำลองไฟในอิลิเมนต์บริเวณข้อต่อ

บทที่ 6

สรุปผลการศึกษา

- 1) แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1 ที่พัฒนาขึ้น มีความถูกต้องเที่ยงตรงสูง เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบชิ้นงานจริง สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อได้ดี นอกจากนี้ยังแสดงพฤติกรรมการครากได้ดี ใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการทดสอบจริง
- 2) แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ FEM1 ไม่สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อในขณะที่เกิดการฉีกขาดของปีกคานได้
- 3) แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสถียรในที่พัฒนาขึ้น มีความถูกต้องเที่ยงตรงสูง เมื่อเปรียบเทียบกับผลการทดสอบชิ้นงานจริง สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อได้ดี นอกจากนี้ยังแสดงพฤติกรรมการครากได้ดี ใกล้เคียงกับผลที่ได้จากการทดสอบจริง
- 4) แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์เสถียรใน ไม่สามารถทำนายแรงตอบสนองของข้อต่อในขณะที่เกิดการฉีกขาดของปีกคานได้

เอกสารอ้างอิง

- 1) American Institute of Steel Construction (1994), "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", AISC, 2nd Edition, Chicago, Illinois.
- 2) American Institute of Steel Construction (1997), "Seismic Provisions for Structural Steel Building", AISC, Chicago, Illinois.
- 3) American Institute of Steel Construction (2000), "Seismic Provisions for Structural Steel Building", AISC, Chicago, Illinois.
- 4) American Institute of Steel Construction (2005), "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", AISC, Chicago, Illinois.
- 5) American Institute of Steel Construction (2005), "Seismic Provisions for Structural Steel Building", AISC, Chicago, Illinois.
- 6) Daeyong Lee. Cyclic Behavior of steel Moment Resisting Connections Reinforce by Alternative Column Stiffener Details I. Connection Performance and Continuity Plate Detailing. Engineering Journal/ Fourth Quarter/2005/189-214
- 7) Daeyong Lee. Cyclic Behavior of steel Moment Resisting Connections Reinforce by Alternative Column Stiffener Details II. Panel Zone Behavior and Double Plate Detailing. Engineering Journal/ Fourth Quarter/2005/189-214
- 8) Federal Emergency Management Agency (1995), "Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures", Report FEMA-267, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
- 9) Federal Emergency Management Agency (1997), "Interim Guidelines advisory No. 1", Report No. SAC-96-03, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
- 10) Federal Emergency Management Agency (2000), "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", Report FEMA-350, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
- 11) SAC (1995), "Analytical and Field Investigations of Buildings Affected by the Northridge Earthquake: Part 2", Report SAC 95-04, SAC Joint Venture, Sacramento California.

- 12) SAC (1996), "Experimental Investigation of Beam-Column Subassemblages: Part 1 and Part 2", Report SAC 96-01, SAC Joint Venture, Sacramento California.
- 13) SAC (1996), "Steel Connection Subassemblage: Testing Investigations, Northridge Earthquake, Report SAC 96-01, SAC Joint Venture, Sacramento California.
- 14) SAC (1999), "Connection Performance TAP Meeting", Minutes and Material from the meeting, SAC Joint Venture, San Francisco California.
- 15) Scott A. Civjan, John L. Gross, P.E., Michael D. Engelhardt (2000), "Retrofit of Pre-Northridge Moment-Resisting Connection", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 126, No. 6, April, pp. 445-452.
- 16) Stojadinovic, B., Goel, S., Lee, H.K., Margarian, A.G., and Choi, J.H. (2000), "Parametric Tests on Unreinforced Steel Moment Connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 1, January, pp. 40-49.
- 17) Wongkaew, A., Goel, S.C., and Stojadinovic, B. (2001), "Development of Improved Details for Unreinforced Welded Steel Moment Connections", Report UMCEE 01-20, Dept. of Civ. & Env. Engrg., Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan.
- 18) Goel, S.C., and Stojadinovic, B., and Lee, K.H., Margarian, A.G., Choi, J.H., Wongkaew, A., Reyher, B.P., and Lee, D.Y. (1998), "Conduct Parametric Tests of Unreinforced Connections", Preliminary Report to SAC, Task 7, Subtak 7.02, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan
- 19) Krawinkler, H. (1978), "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames", Engineering Journal, AISC, Vol. 15, No. 3, pp. 82-91.
- 20) Krawinkler, H., and Mohasseb, S. (1987), "Effects of Panel Zone Deformation on Seismic Response", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 8, pp. 233-250.
- 21) Popov, E.P., Amin, N.R., Louie, J.C., and Stephen, R.M. (1986), "Cyclic Behavior of Large Beam-Column Assemblies", Engineering Journal, AISC, First Quarter, pp. 9-23.
- 22) Popov, E. P. (1987), "Panel Zone flexibility in Seismic Moment Joints", Journal Construction Steel Research, Barking, England, pp. 91-118.
- 23) Popov, E.P., Tsai, K-C, and Engelhardt, M.D. (1989), "On Seismic Steel Joints and Connections", Engineering Structures, Vol. 11, July, pp. 148-162.

- 24) Roeder, C.W., Schneider, S.P., and Carpenter, J.E. (1993), "Seismic Behavior of Moment-Resisting Steel Frames: Analytical Study", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 6, June, pp. 1866-1883.
- 25) El-Tawil, S., Mikesell, T., Vidarsson, E., and Kunnath, S. (1998), "Inelastic Behavior and Design of Steel Panel Zones", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 2, pp. 183-193.