



บทที่ 1 บทนำ

1.1 ความเป็นมาของการวิจัย

ในอดีตที่ผ่านมา การศึกษาถึงผลกระทบของแผ่นดินไหวที่มีต่อโครงสร้างอาคารในประเทศไทยมีค่อนข้างน้อย ตลอดจนมักไม่มีการออกแบบอาคารเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว โดยเฉพาะในอาคารที่มีความสูงไม่มากนัก เนื่องจากความรุนแรงและโอกาสการเกิดของแผ่นดินไหวในประเทศไทยมีไม่มาก แต่อย่างไรก็ตาม ในหลายปีที่ผ่านมาพบว่าประเทศไทยเริ่มได้รับผลกระทบจากแผ่นดินไหวมากขึ้น โดยเฉพาะในบริเวณภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศ เกิดแผ่นดินไหวที่มีจุดศูนย์กลางในประเทศเพื่อนบ้านบ่อยครั้งขึ้น บางครั้งบุคคลที่อาศัยอยู่ในอาคารสูงบางแห่งสามารถรู้สึกถึงแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวได้ และพบว่าโครงสร้างของอาคารมีการแตกร้าวเนื่องจากแรงของแผ่นดินไหว ส่งผลให้มีการพิจารณาออกกฎกระทรวงฉบับที่ 49 เมื่อวันที่ 11 พฤศจิกายน พ.ศ. 2540 ว่าด้วยเรื่องของการออกแบบโครงสร้างอาคารเพื่อรับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งมีการบังคับใช้ในจังหวัดกาญจนบุรี เชียงราย เชียงใหม่ ตาก น่าน พะเยาแพร่ แม่ฮ่องสอน ลำปาง และลำพูน แต่กฎกระทรวงฉบับนี้ไม่ได้ครอบคลุมไปถึงอาคารซึ่งได้รับการอนุญาตให้ก่อสร้างและอาคารที่มีการก่อสร้างไปแล้วก่อนที่จะมีการประกาศบังคับใช้กฎกระทรวงฉบับนี้

อาคารเรียนของทางราชการมักเป็นอาคารที่มีการออกแบบเป็นมาตรฐานเพื่อใช้ก่อสร้างทั่วประเทศ รวมทั้งใน 10 จังหวัดที่อยู่ในเขตที่อาจได้รับแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว การออกแบบและการก่อสร้างกระทำก่อนการบังคับใช้กฎกระทรวงฉบับที่ 49 จึงไม่มีการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว อาคารเรียนจัดเป็นอาคารที่มีความสำคัญต่อสาธารณะ เป็นแหล่งที่มีเด็กนักเรียนจำนวนมากมารวมกันอยู่ตลอดทั้งวัน อีกทั้งมีโอกาสที่หน่วยงานราชการจะใช้อาคารเรียนเป็นที่พักชั่วคราวหรือเป็นอาคารศูนย์บรรเทาสาธารณภัย เพื่อให้ความช่วยเหลือแก่ผู้ประสบภัย หากมีแผ่นดินไหวรุนแรงเกิดขึ้น จึงมีความจำเป็นอย่างยิ่งที่จะต้องมีการตรวจสอบความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารดังกล่าว

การวิจัยในครั้งนี้จะศึกษาพฤติกรรมและความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารเรียน ซึ่งเป็นอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้มีการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว ทำให้ระบบอาคารไม่เหมาะสม เสริมความแข็งแรงน้อยกว่าคาน อีกทั้งไม่มีการออกแบบเสริมเหล็กให้โครงสร้างอาคารมีพฤติกรรมแบบเหนียวที่เพียงพอ ซึ่งเป็นคุณสมบัติที่สำคัญต่อการต้านทานแรงแผ่นดินไหว นอกจากนี้ การศึกษาครั้งนี้จะรวมถึงการหาวิธีที่เหมาะสมเพื่อใช้ใน

การเสริมกำลังให้กับอาคารเรียนที่ได้ก่อสร้างไปแล้ว ตลอดทั้งจะได้เสนอแนวทางการออกแบบอาคารสำหรับการก่อสร้างในครั้งต่อไป

1.2 งานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

1.2.1 งานวิจัยเกี่ยวกับการทดสอบชิ้นส่วนโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

Ozcebe และ Saatcioglu (1987) ทำการทดสอบเสาคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีรูปแบบของเหล็กเสริมตามขวางต่างกัน เพื่อศึกษาผลของรูปแบบของเหล็กเสริมตามขวางที่มีผลต่อพฤติกรรมการรับแรงกระทำแบบเป็นวัฏจักร (Cyclic loading) จากแผ่นดินไหว พบว่าเสาที่มีการเสริมเหล็กตามขวางเป็นไปตามข้อกำหนดของ ACI 318-83 สำหรับการออกแบบในบริเวณที่มีความเสี่ยงต่อแผ่นดินไหวสูง มีประสิทธิภาพต่ำคือมีการลดลงของสติฟเนส (Stiffness degradation), และ กำลัง (Strength deterioration) อย่างรวดเร็วเมื่อได้รับแรงกระทำแบบวัฏจักร แต่เมื่อลดระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมตามขวางลง ประสิทธิภาพจะดีขึ้นเล็กน้อย แต่เมื่อใช้เหล็กยึดเหล็กตามขวาง (Cross tie) พบว่าประสิทธิภาพดีขึ้นมาก โดยที่มีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางเป็นไปตามข้อกำหนดของ ACI 318-83 ทำให้สรุปได้ว่า ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางตามข้อกำหนดของ ACI 318-83 เพียงพอต่อการรับแรงแผ่นดินไหว แต่รูปแบบของเหล็กเสริมตามขวางยังไม่เหมาะสม

Pessiki และคณะ (1990) ได้ทดสอบผลของการเสริมเหล็กต่อพฤติกรรมและประสิทธิภาพของชิ้นส่วนจุดต่อของคาน-เสากายในคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยทดสอบกับตัวอย่างขนาดจริงจำนวน 10 ตัวอย่าง ซึ่งถูกออกแบบเพื่อรับเฉพาะแรงในแนวตั้งเท่านั้น ไม่ได้ออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยมีลักษณะการเสริมเหล็กดังนี้ เหล็กเสริมตามขวางในเสามีปริมาณน้อยและการต่อเหล็กตามยาวกระทำที่ตำแหน่งเหนือพื้นเล็กน้อย ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางในจุดต่อคาน - เสามีน้อยหรือไม่มี และเหล็กเสริมล่างในคานมีความไม่ต่อเนื่องที่จุดต่อ โดยมีระยะฝังเหล็กเสริม 6 นิ้ว จากการทดสอบพบว่า ความเสียหายที่ระหยาบของเสาเกิดขึ้นมากบริเวณจุดต่อคาน - เสา ตัวอย่างที่มีความต่อเนื่องของเหล็กล่างและไม่มีเหล็กเสริมภายในจุดต่อคาน - เสา ขนาดของเหล็กเสริมและรูปแบบไม่มีผลต่อกำลังรับแรงเฉือนสูงสุดที่จุดต่อ

สำหรับตัวอย่างที่มีระยะฝังของเหล็กเสริมล่างในคานยาว 6 นิ้วเข้าไปในเสา พบว่าการวิบัติสำหรับตัวอย่างทดสอบเริ่มจากเหล็กเสริมล่างในคานถูกดึงออก (Pullout) นอกจากนี้ ความต้านทานแรงดึงสูงสุดจะเพิ่มขึ้นกับขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเสริมและระดับของ

แรงตามแนวแกนในเสา แต่การเสริมเหล็กตามขวางมีผลทำให้ความสามารถในการต้านทานการถูกดึงหลุดเพิ่มขึ้นเล็กน้อย

Bere และคณะ (1992) ได้ทำการศึกษาต่อจากการศึกษาของ Pessiki โดยได้ทำการทดสอบจุดต่อคาน – เสาภายในและภายนอก (Interior and exterior beam-column joint) ผลการศึกษาจุดต่อคาน – เสาภายใน ให้ผลที่ใกล้เคียงกับการศึกษาของ Pessiki อย่างไรก็ตาม สำหรับจุดต่อคาน – เสาภายนอก พบว่าสาเหตุสำคัญของการวิบัติเกิดจากโมเมนต์ลบล ทำให้เกิดรอยร้าวที่มุมบนของจุดต่อ แล้วขยายไปสู่บริเวณรอยทาบและบริเวณฝังยึด กำลังของเสาจะลดลงอย่างรวดเร็วหลังจากเกิดรอยร้าวกระจายไปตลอดความยาวของระยะทาบ จนเป็นสาเหตุให้เกิดการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาวในเสา

Aycardi, Mander และ Reinhorn (1994) ได้ทำการทดสอบชิ้นส่วนของคานอาคารซึ่งออกแบบให้รับเฉพาะแรงในแนวตั้ง ตัวอย่างที่ทดสอบเป็นเสา 4 ต้น ถูกจำลองเป็นเสาภายในและเสาภายนอกที่มีขนาดของแรงตามแนวแกนที่ต่างกัน มีระยะทาบและไม่มีระยะทาบของเหล็กเสริมตามยาวของเสา ทดสอบโดยใช้แรงกระทำทางด้านข้างกระทำสลับทิศ โดยการควบคุมขนาดการเคลื่อนที่จนเกิดการวิบัติ จากการทดสอบพบว่าการวิบัติในกรณีที่เสารับแรงตามแนวแกนมาก จะเกิดจากการแตกของคอนกรีต (Concrete crushing) และเกิดการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาว สำหรับในกรณีที่เสารับแรงตามแนวแกนน้อย การวิบัติจะเกิดจากการล้าของเหล็กเสริมตามยาว (Low fatigue failure) การทดสอบแสดงให้เห็นว่าเสาที่ทดสอบสามารถรับแรงได้อย่างน้อย 2 รอบที่ Drift angle 4%

นอกจากนี้ Aycardi และคณะ ได้ทำการทดสอบตัวอย่างจำลองขนาด 1/3 ส่วน ซึ่งเป็นแบบของชิ้นส่วน พื้น-คาน-เสา (Slab-beam-column subassemblages) ที่ไม่ได้ออกแบบเพื่อต้านทานแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวโดยได้ทดสอบแบบจำลองทั้งที่เป็นชิ้นส่วนภายในและชิ้นส่วนภายนอกจำนวนทั้งหมด 2 ตัวอย่าง โดยมีแรงกระทำตามแนวแกนและแรงกระทำทางด้านข้างกระทำสลับทิศ โดยควบคุมการเคลื่อนที่จนกระทั่งเกิดการวิบัติเช่นเดียวกับการทดสอบเสา ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่าการวิบัติของชิ้นส่วนทดสอบที่จำลองเป็นชิ้นส่วนภายนอกเกิดการวิบัติแบบคานอ่อน-เสาแข็ง (Weak beam-strong column) อันเป็นผลมาจากความไม่ต่อเนื่องของเหล็กเสริมล่างของคาน ซึ่งทำให้เกิดการถูกดึงออกของเหล็กเสริม สำหรับชิ้นส่วนที่จำลองเป็นชิ้นส่วนภายในจะเกิดการวิบัติแบบเสาอ่อน-คานแข็ง (Weak column-strong beam) นอกจากนี้ ผลจากการทดสอบทำให้ได้ค่าพารามิเตอร์ต่างๆ เพื่อใช้ในการจำลองพฤติกรรมของชิ้นส่วน ซึ่งใช้ในการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ต่อไป

Lynn และคณะ (1996) ได้ทำการทดสอบเสาจำนวน 8 ต้น ซึ่งมีรายละเอียดการเสริมเหล็กดังนี้ คือเหล็กเสริมตามขวางมีระยะห่างมาก และมีการทำของอ 90 องศา มีการต่อทาบเหล็กเสริมตามยาวที่เหนือระดับพื้น การทดสอบทำโดยให้เสารับแรงในแนวแกนคงที่เท่ากับ $0.12 A_g f_c'$ และ $0.35 A_g f_c'$ ร่วมกับการให้แรงกระทำด้านข้างกระทำสลับทิศไปมาจนกระทั่งเสาเกิดการวิบัติ ผลการทดสอบแสดงให้เห็นว่า ระยะทาบเหล็กเสริมตามยาวที่มีความยาว 20 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวเพียงพอที่จะทำให้เกิดหน่วยแรงครากในเหล็กเสริมตามยาวได้ แต่เนื่องจากเหล็กเสริมตามขวางที่น้อยจะทำให้ความสามารถในการรับโมเมนต์ที่ตำแหน่งทาบลดลงเมื่อมีการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมากขึ้น และเมื่อเหล็กเสริมตามขวางมีมากขึ้นจะทำให้ความสามารถในการรับโมเมนต์มากขึ้น แต่ทั้งสองกรณีต่างก็เกิดรอยแตกร้าวบริเวณรอยทาบ ซึ่งจะกระจายเข้าไปภายในเสา ทำให้เกิดรอยร้าวในแนวทแยง จนกระทั่งเป็นสาเหตุของการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน

1.2.2 งานวิจัยเกี่ยวกับการทดสอบอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

El – Attar, White และ Gergely (1997) ได้ทำการทดสอบอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหวโดยอาศัยแบบจำลองขนาด 1/6 ส่วน เป็นอาคารสำนักงาน 2 ชั้น และแบบจำลองขนาด 1/8 ส่วน เป็นอาคารสำนักงาน 3 ชั้น รายละเอียดการเสริมเหล็กมีดังนี้ เหล็กเสริมตามขวางในเสามีปริมาณน้อย, การไม่ต่อเนื่องของเหล็กเสริมล่างของคาน, ปริมาณเหล็กเสริมตามขวางในจุดต่อคาน – เสา มีน้อยหรือไม่มีเลย และการต่อเหล็กเสริมตามยาวในเสากระทำที่ตำแหน่งเหนือพื้นเล็กน้อย คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ทดสอบแบบจำลองทั้งสองใช้ Taft (1952) โดยเปลี่ยนค่าความเร่งของมิดดินที่มากที่สุดต่างๆ กันไป จากการทดสอบพบว่าความแข็งแรงด้านข้าง (Lateral stiffness) ของโครงสร้างหลังจากรับแรงสลับทิศมีค่าลดลงเนื่องจากความเหนียวที่น้อยเนื่องจากการเสริมเหล็กที่ไม่ดี และการถูกดึงหลุดของเหล็กเสริมล่างในคานเนื่องจากความไม่ต่อเนื่อง การเปลี่ยนแปลงรูปร่าง ความเสียหาย และการสลายพลังงานส่วนใหญ่เกิดขึ้นในเสาของชั้นที่ 1 สำหรับคาน ความเสียหายที่พบมีน้อยมาก รวมทั้งตำแหน่งของระยะทาบและจุดต่อพบความเสียหายน้อยมาก ในเสาจะเกิดรอยร้าวขึ้นบริเวณจุดต่อทั้งส่วนบนและส่วนล่างของเสา และที่จุดวิบัติเกิดข้อหมุนพลาสติก (Plastic hinge) ขึ้นที่เสา ทำให้เป็นการวิบัติเนื่องจากความอ่อนแอของชั้น (Soft-story failure mode) ซึ่งเป็นพฤติกรรมแบบคานแข็ง-เสาอ่อน

Bracci, Reinhorn และ Mander (1995) ได้ทำการทดสอบโครงข้อแข็ง ขนาด 1/3 ส่วน ซึ่งมีการออกแบบให้รับเฉพาะแรงในแนวตั้ง การทดสอบอาศัยการจำลองคลื่นแผ่นดิน

ไหว Taft (1952) ด้วย Shaking table ที่ความเร่งของผิวดินสูงสุด (Peak ground acceleration, PGA) ต่างๆ กัน 3 ค่า คือ 0.05g, 0.20g และ 0.30g จากการทดสอบพบว่าสำหรับแผ่นดินไหวขนาดเล็ก (PGA = 0.05g) โครงสร้างสามารถต้านทานแผ่นดินไหวได้โดยไม่เกิดความเสียหายที่รุนแรง แต่สำหรับในแผ่นดินไหวขนาดกลาง (PGA = 0.20g) และแผ่นดินไหวขนาดใหญ่ (PGA = 0.30g) จะเกิดการเคลื่อนที่ทางด้านข้างมาก ทำให้เกิดความเสียหายอย่างหนักในโครงสร้างหลักและโครงสร้างรอง นอกจากนี้พบว่าโครงสร้างมีพฤติกรรมเป็นแบบคานแข็ง-เสาอ่อน ทั้งนี้เป็นผลมาจากพฤติกรรมการรับแรงร่วมกันของคานและพื้น ทำให้คานมีกำลังเพิ่มขึ้นมาก

1.2.3 งานวิจัยเกี่ยวกับการใช้โปรแกรมคอมพิวเตอร์วิเคราะห์โครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว

Kunnath และคณะ (1995) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมภายใต้แรงแผ่นดินไหวของโครงข้อแข็งที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว ซึ่งมีรายละเอียดของการเสริมเหล็กที่ทำให้มีพฤติกรรมแบบเปราะ (Non-ductile behavior) ดังนี้ เหล็กเสริมล่างของคานไม่ต่อเนื่อง, เหล็กเสริมรับแรงเฉือนมีน้อย และเหล็กเสริมตามขวางในเสามีน้อย โครงข้อแข็งที่นำมาวิเคราะห์เป็นโครงสร้างที่มีความสูง 3 ชั้น, 6 ชั้น และ 9 ชั้น การวิเคราะห์อาศัยการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์ IDARC Version 3.0 (Inelastic damage analysis of reinforced concrete structures) ทดสอบโดยให้รับแรงแผ่นดินไหวต่างๆ กัน คลื่นแผ่นดินไหวที่ใช้ได้แก่ Nahami (1985), El Centro (1940), Taft (1952) และคลื่นที่ใช้ออกแบบสเปกตรัม (Spectrum) ของ UBC (1988) โดยกำหนดความเร่งของผิวดินสูงสุด ให้มีค่าเท่ากับ 0.20g ยกเว้นคลื่นแผ่นดินไหวของ UBC ใช้ความเร่งของผิวดินที่มากที่สุดเท่ากับ 0.15g ค่าตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ ได้จากการศึกษาของ Aycardi และคณะ (1994)

จากการวิเคราะห์โดยใช้โปรแกรม IDARC ซึ่งสามารถวิเคราะห์หาค่าความเสียหายได้โดยใช้แบบจำลองความเสียหาย (Damage model) ที่เสนอโดย Park และ Ang พบว่าภายใต้คลื่นแผ่นดินไหวขนาดรุนแรง (Taft และ El Centro) โครงสร้างเกิดความเสียหายอย่างหนักในระดับที่ไม่สามารถซ่อมแซมได้ ($DI \geq 0.5$) ทั้งในคาน และเสา โดยเฉพาะในชั้นล่างของอาคาร

สำหรับกรณีที่ใช้คลื่นแผ่นดินไหวขนาดปานกลาง (Nahami และ คลื่นของ UBC) โครงสร้างมีความเสียหายในระดับที่ซ่อมแซมได้ ($0.10 \leq DI \leq 0.30$) และโดยทั่วไปคานจะมีความเสียหายมากกว่าเสาเพียงเล็กน้อย ยกเว้นในกรณีของชั้นล่างของอาคาร 9 ชั้น พบความเสียหายในคานมีมากกว่าในเสามาก ซึ่งเป็นผลมาจากอัตราส่วนกำลังของเสาและคานในบริเวณดังกล่าวค่อนข้างสูง ทำให้เห็นได้ชัดว่าความสามารถในการรับโมเมนต์บวกและความเหนียวของ

คานที่ไม่เพียงพอเป็นสาเหตุหลักทำให้เกิดการวิบัติของโครงสร้างมากกว่าสาเหตุจากการวิบัติแบบเฉือนที่จุดต่อ หรือการวิบัติอันเนื่องมาจากการเสริมเหล็กตามขวางในเสาไม่เพียงพอ อย่างไรก็ตามในส่วนชั้นที่สูง กำลังของคานและเสาคงใกล้เคียงกัน ความเสียหายที่เกิดจากการถูกดึงออกของเหล็กเสริมในคาน, การวิบัติที่จุดต่อเนื่องจากแรงเฉือน และการมีปริมาณเหล็กเสริมตามขวางในคานและเสาไม่เพียงพอ ต่างเป็นสาเหตุของการวิบัติทั้งสิ้น

Bracci, Reinhorn และ Mander (1995) ได้ทำการเปรียบเทียบผลการทดสอบโครงข้อแข็งขนาด 1/3 ส่วนด้วย Shaking table กับผลการวิเคราะห์ด้วยโปรแกรม IDARC การวิเคราะห์จะใช้แรงดันด้านข้างแบบสถิตจนโครงสร้างพัง (Pushover analysis) และวิธีพลศาสตร์ (Dynamic analysis) โดยตัวแปรที่ใช้ในการวิเคราะห์ของโปรแกรมได้จากการทดสอบชิ้นส่วนขนาด 1/3 ส่วน ของ Aycardi และคณะ (1994) ผลการเปรียบเทียบพบว่า การวิเคราะห์โดยการโปรแกรม IDARC ให้ผลที่ถูกต้องในระดับที่ยอมรับได้

Wu (1995) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่ไม่ได้ออกแบบรับแรงแผ่นดินไหว โดยอาคารที่ใช้ทดสอบเป็นอาคารสำนักงาน 3 ชั้น และ 12 ชั้น ซึ่งทั้งสองอาคารมีการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working stress design) และวิธีกำลัง (Ultimate strength design) เพื่อเปรียบเทียบพฤติกรรมของอาคารที่ออกแบบด้วยวิธีที่ต่างกัน การวิเคราะห์อาศัยโปรแกรม DRAIN-2DX จากการศึกษาพบว่ากำลังรับแรงดัด (Flexural strength) และความเหนียว (Ductility) ของเสาเป็นตัวควบคุมกำลังและความเหนียวของโครงสร้างทั้งหมด การถูกดึงออกของเหล็กเสริมตามยาวในคานเป็นตัวจำกัดความสามารถในการรับแรงเฉือนที่ฐานของอาคาร 12 ชั้น และวิธีการออกแบบมีผลต่อพฤติกรรมของโครงสร้างเมื่อรับแรงแผ่นดินไหว เนื่องจากการลดขนาดของหน้าตัดและลดปริมาณเหล็กเสริมเนื่องจากการออกแบบโดยวิธีกำลัง ทำให้สติฟเนสของโครงสร้างน้อยกว่าการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน และแรงเฉือนที่ฐานที่มากที่สุดของโครงสร้างที่ออกแบบโดยวิธีกำลังมีค่าน้อยกว่าการออกแบบโดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน

Gupta, Kunnath และ Islam (1997) ได้ศึกษาถึงการวิเคราะห์โดยอาศัยแบบจำลองและวิธีการวิเคราะห์ที่ใช้กันอยู่ว่ามีความสามารถใช้ในการคาดการณ์การตอบสนองของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่รับแผ่นดินไหวหรือไม่ โดยอาศัยข้อมูลการสั่นของอาคาร และข้อมูลการสั่นของผิวดินที่ติดตั้งที่อาคาร Holiday Inn ซึ่งเป็นอาคาร 7 ชั้น ที่ผ่านการเกิดแผ่นดินไหว San Fernando (1971) และ Northridge (1994) การวิเคราะห์จะอาศัยโปรแกรม IDARC วิธีการวิเคราะห์ได้แก่การวิเคราะห์โดยใช้แรงดันด้านข้างแบบสถิตจนโครงสร้างพัง (Pushover analysis) และการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์ในช่วงไม่ยืดหยุ่น จากการศึกษาพบว่าค่าที่ได้จากการ

วิเคราะห์แบบพลศาสตร์ในช่วงไม่ยืดหยุ่นให้ค่าที่ใกล้เคียงกับข้อมูลที่วัดได้จริง และการวิเคราะห์ใช้แรงดันด้านข้างแบบสถิตจนโครงสร้างพัง ไม่สามารถแสดงลำดับการเกิดจุดครากในโครงสร้างได้ชัดเจน และควรมีการพิจารณาถึงผลของการเปลี่ยนแปลงรูปร่างโหมด (Mode shape) ในวิธีการวิเคราะห์แบบง่ายด้วย

1.2.4 งานวิจัยที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์อินอีลาสติกไดนามิกส์ (Inelastic dynamic)

Meyer (1974) ได้สรุปปัญหาและทฤษฎีในการวิเคราะห์ในระหว่างการพัฒนาโปรแกรม NLDYN ได้แก่ ความสัมพันธ์ระหว่างแรงกระทำกับการเปลี่ยนรูปร่างที่เลือกใช้, ทฤษฎีที่เกี่ยวกับ Yield capacity reduction, ความเหนียว, ผลของ $P-\Delta$, ความหน่วงของโครงสร้าง, การบิดเบี้ยวของรอยต่อ (Panel zone distortion), วิธีการทางตัวเลขในการแก้ปัญหา, การวิเคราะห์ทางด้านพลังงาน และผลของส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง

กระบวนการวิเคราะห์อินอีลาสติกของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กสามารถแบ่งออกเป็น 3 ขั้นตอนใหญ่ๆ ดังนี้ คือ การสร้างรูปแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ของโครงสร้าง วิธีการคำนวณเชิงตัวเลข การวิเคราะห์ผลที่คำนวณได้ ซึ่งขั้นตอนที่สำคัญที่สุดคือ ขั้นตอนการสร้างรูปแบบจำลองทางคณิตศาสตร์ เนื่องจากความน่าเชื่อถือของผลการคำนวณและข้อจำกัดจะขึ้นอยู่กับรูปแบบจำลองของโครงสร้างที่ใช้

การจำลองรูปแบบของโครงสร้างทำได้ 2 วิธี คือ

1. ไมโครโมเดล (Micromodel) การจำลองโครงสร้างจะอาศัย Constitutive relation เพื่อใช้ในการสร้างสติฟเนสเมตริกซ์ ซึ่งเป็นวิธีที่ใช้การวิเคราะห์ไฟไนท์เอลิเมนต์ (Finite element) และการแบ่งหน้าตัดออกเป็นชั้นย่อย (Fiber model) ซึ่งเป็นวิธีที่เหมาะสมกับการวิเคราะห์ชิ้นส่วนย่อยของโครงสร้างที่ต้องการทราบพฤติกรรมโดยละเอียด ไม่เหมาะสำหรับวิเคราะห์ปัญหาขนาดใหญ่

2. มาโครโมเดล (Macromodel) วิธีนี้จะอาศัยกฎของแรงกับการเปลี่ยนรูปร่าง (Force-deformation rules หรือ Hysteresis rules) ในการแสดงพฤติกรรมทางอินอีลาสติกของวัสดุ สามารถใช้แสดงพฤติกรรมของการลดลงของสติฟเนส, การลดลงของกำลัง และการสูญเสียแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเหล็กเสริมกับคอนกรีต (Bond-slip) ซึ่งวิธีนี้เป็นวิธีที่ใช้ในการพัฒนาโปรแกรม IDARC และ DRAIN

1.2.5 งานวิจัยที่เกี่ยวกับการวิเคราะห์ค่าความเสียหาย

Park and Ang (1985) ได้เสนอค่าดัชนีความเสียหาย (Damage index, DI) ซึ่งอยู่ในรูปผลรวมเชิงเส้นของความเสียหายที่เกิดจากการเปลี่ยนรูปร่างแบบอินอีลาสติกเนื่องจากได้รับความเค้นที่สูง และความเสียหายสะสมที่เกิดจากการได้รับแรงกระทำซ้ำกลับไปกลับมา แสดงได้ดังสมการ

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_n \quad (1.1)$$

โดยที่ δ_m เป็นการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่มากที่สุดที่เกิดขึ้น, δ_u เป็นการเปลี่ยนแปลงรูปร่างที่สภาวะวิบัติ, P_y เป็นกำลังครากของชิ้นส่วน, $\int dE_n$ เป็นพลังงานที่สะสมอยู่ในชิ้นส่วน, β เป็นค่าคงที่ของแบบจำลองที่มีความสัมพันธ์กับการลดลงของกำลัง

โดยถ้าค่าดัชนีความเสียหายระดับโครงสร้างมีค่าน้อยกว่า 0.4 แสดงว่า ความเสียหายอยู่ในสภาพที่สามารถซ่อมแซมได้ (Reparable) ถ้ามีค่าระหว่าง 0.4 ถึง 1 แสดงว่าความเสียหายอยู่ในสภาพที่ไม่สามารถซ่อมแซมได้ และถ้ามีค่ามากกว่า 1 แสดงว่าเกิดการวิบัติ อย่างไรก็ตาม ในปี 1987 Park และ Ang ได้แบ่งสถานะความเสียหายใหม่ได้ดังนี้

$DI < 0.10$	No damage
$0.10 \leq DI < 0.25$	Minor damage
$0.25 \leq DI < 0.40$	Moderate damage
$0.40 \leq DI < 1.00$	Severe damage
$DI \geq 1.00$	Collapsed

และในปี 1997 Ang และคณะ ได้เสนอให้ใช้ $DI = 0.8$ เพื่อแทนสถานะพังทลาย (Collapse)

Reinhorn และคณะ (1989) ได้เสนอดัชนีความเสียหายที่ใช้แนวคิดของความเสียหายที่เกิดขึ้น (Consumption damage, D_c) และความสามารถที่จะรับความเสียหาย (Damage potential, D_p) โดยที่ความเสียหายที่เกิดขึ้นประกอบไปด้วย 2 ส่วนด้วยกันคือ ความเสียหายด้านกำลัง (Strength damage, D_s) และความเสียหายจากการเปลี่ยนรูปร่างแบบถาวร (Deformation damage, D_d) สามารถแสดงได้ดังสมการ

$$DI = \frac{D_s + D_d}{D_p} \quad (1.2)$$

จากการคำนวณค่าดัชนีความเสียหายเปรียบเทียบกับผลการทดสอบเสาของ Mander และคณะ (1983) สามารถแบ่งสภาพความเสียหาย (Damage state) ได้ดังนี้

$DI < 0.33$	Serviceability
$0.33 \leq DI < 0.66$	Reparability
$0.66 \leq DI < 1.00$	Irreparability
$DI > 1.00$	Collapse

Chung และคณะ (1989) ได้เสนอค่าดัชนีความเสียหายที่ได้จากการปรับปรุงสูตรคำนวณความล้า (Fatigue formula) ร่วมกับการกำหนดค่ากำลังรับโมเมนต์ที่ลดลงเนื่องจากการรับแรงกระทำซ้ำ, การใช้ Damage modifier (α) ที่พิจารณาผลของลำดับของการรับแรงจากค่าสตีเฟนเนสที่เปลี่ยนแปลง และการแยกพิจารณาการตอบสนองของชิ้นส่วนเนื่องจากโมเมนต์บวกและโมเมนต์ลบ สามารถแสดงค่าดัชนีความเสียหายได้ดังนี้

$$DI = \sum_i \left(\alpha_i^+ \frac{n_i^+}{N_i^+} + \alpha_i^- \frac{n_i^-}{N_i^-} \right) \quad (1.3)$$

โดยที่ n_i คือจำนวนรอบของแรงกระทำซ้ำที่ความโค้ง i , N_i คือจำนวนรอบของแรงที่กระทำซ้ำจนกระทั่งเกิดการวิบัติที่ความโค้ง i และเครื่องหมายบวกและลบแสดงถึงทิศทางของแรงที่กระทำ

Ghobarah และคณะ (1999) ได้เสนอการวิธีการคิดค่าดัชนีความเสียหายจากค่าสตีเฟนเนสของโครงสร้างที่ลดลงหลังจากเกิดความเสียหายจากแผ่นดินไหวเช่นเดียวกับวิธี Final softening ของ DiPasquale และ Cakmak (1988) แต่จะวิเคราะห์ค่าสตีเฟนเนสของโครงสร้างก่อนและหลังเกิดแผ่นดินไหวด้วยวิธีใช้แรงดันด้านข้างแบบสถิตจนโครงสร้างวิบัติกับอาคาร แทนที่จะใช้วิธีหาค่าสตีเฟนเนสจากค่าคาบมูลฐาน (Fundamental period) ของโครงสร้างที่มักพบกับปัญหาการเปลี่ยนโหมดมูลฐาน (Fundamental mode) ของโครงสร้างหลังเกิดความเสียหาย สามารถแสดงค่าดัชนีความเสียหายได้ดังนี้

$$DI = 1 - K_{final} / K_{initial} \quad (1.4)$$

โดยที่ $K_{initial}$ และ K_{final} คือความชันเริ่มต้น (Initial slope) ของกราฟความสัมพันธ์ระหว่างค่าแรงเฉือนที่ฐาน กับการโก่งตัวที่ตำแหน่งบนสุด (Top deflection) ของอาคารที่ได้จากการวิเคราะห์

ด้วยวิธีใช้แรงดันด้านข้างแบบสถิตจนโครงสร้างเกิดการวิบัติกับอาคาร ก่อนและหลังเกิดแผ่นดินไหวตามลำดับ

และสามารถแบ่งสภาพความเสียหายได้ดังนี้

$DI < 0.15$	Minor
$0.15 \leq DI < 0.30$	Moderate (Reparable)
$0.30 \leq DI < 0.80$	Severe (Irreparable)
$DI > 0.80$	Collapse

1.2.6 งานวิจัยเกี่ยวกับการปรับปรุงประสิทธิภาพของอาคาร

Bett, Klingner และ Jirsa (1988) ได้ทดสอบประสิทธิภาพของเสาที่ผ่านการเสริมกำลังหรือการซ่อมแซมด้วยวิธีห่อหุ้มด้วยคอนกรีต (Concrete jacketing) โดยทดสอบกับตัวอย่างขนาดย่อในอัตราส่วน 2/3 ภายใต้แรงกระทำแบบสลับทิศ และแรงในแนวแกนคงที่เท่ากับ 64.8 กิโลปอนด์ ตัวอย่างชิ้นส่วนเสามีขนาดก่อนการปรับปรุง 12x12 นิ้ว² การออกแบบเหล็กเสริมเป็นไปตามมาตรฐานของอเมริกาปี ค.ศ.1950 ถึง 1960 ขนาดหลังการเสริมกำลังและการซ่อมแซมมีขนาด 17x17 นิ้ว² พบว่าเสาก่อนการปรับปรุงมีการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน เสาที่ได้รับการเสริมกำลังเปลี่ยนรูปแบบของการวิบัติ จากการวิบัติแบบเฉือนไปเป็นการวิบัติโดยการดัด ส่วนเสาที่ได้รับการซ่อมแซมมีการวิบัติแบบการเฉือนร่วมกับการดัด และสามารถรักษากำลังและสติเฟนสของเสาไว้ได้เมื่อมีการเปลี่ยนตำแหน่งด้านข้างเกิน 2% ของความยาวของตัวอย่าง เสาที่ได้รับการซ่อมแซมมีสติเฟนสและกำลังเหมือนกับเสาที่ได้รับการเสริมกำลัง

Alcocer และ Jirsa (1990) ได้ศึกษาพฤติกรรมของเสาที่ปรับปรุงหรือซ่อมแซมโดยการห่อหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยทำการทดสอบตัวอย่างชิ้นส่วนเสา-คาน-พื้นภายในจำนวน 4 ตัวอย่าง ซึ่งออกแบบตามมาตรฐานการออกแบบก่อนปี ค.ศ.1950 ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักรในสองทิศทาง โดยศึกษาถึงผลของการจัดเหล็กเสริมตามยาวของส่วนห่อหุ้ม 2 แบบคือแบบกลุ่ม (Bundle) และแบบกระจาย รวมถึงประสิทธิภาพของเสาที่ผ่านการซ่อมแซมกับเสาที่เสริมกำลังก่อนเกิดความเสียหาย พบว่าการห่อหุ้มสามารถเปลี่ยนรูปแบบการวิบัติจากการเกิดการวิบัติในเสาไปเกิดการวิบัติในคาน กำลังและสติเฟนสของเสาที่ได้รับการซ่อมแซมมีค่า 35% และ 45 % ของเสาที่ได้รับการเสริมกำลังก่อนเกิดความเสียหาย และในเสาที่มีการโอบรัดที่เพียงพอ รูปแบบการจัดเหล็กแบบเป็นกลุ่มไม่มีผลเสียต่อพฤติกรรมของตัวอย่าง

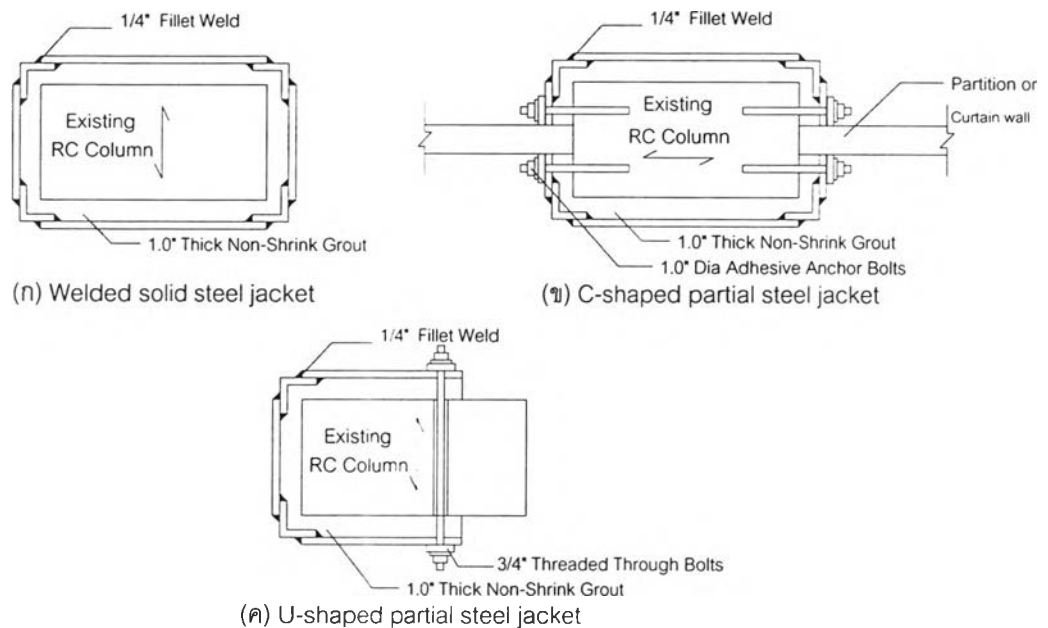
Rodriguez และ Park (1994) ทำการศึกษาและทดสอบประสิทธิภาพเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก 4 ต้น ขนาด 350×350 มม.² ซึ่งผ่านการซ่อมแซมความเสียหายหรือเสริมกำลังโดยวิธีห่อหุ้มด้วยคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 100 มม. พบว่ากำลังและสติเฟนสของเสาเพิ่มขึ้นถึง 3 เท่า เพิ่มค่าความเหนียวเชิงการเปลี่ยนตำแหน่ง (Displacement ductility) จาก 2 ไปเป็น 6 การสลายพลังงานมีประสิทธิภาพมากขึ้นและการลดลงของกำลังของเสาเป็นไปอย่างช้าๆ พฤติกรรมของเสาที่ผ่านการซ่อมแซมความเสียหายกับเสาที่มีการเสริมกำลังก่อนเกิดความเสียหาย ไม่แตกต่างกันมาก แต่อย่างไรก็ตามพบว่าการปรับปรุงวิธีนี้ใช้แรงงานมาก

Priestley และคณะ (1994) ได้ทำการทดสอบกำลังรับแรงเฉือนของเสากลมซึ่งห่อหุ้มด้วยแผ่นเหล็กรูปทรงระบอก และเสาสีเหลี่ยมผืนผ้าซึ่งห่อหุ้มด้วยแผ่นเหล็กรูปวงรีตลอดความสูงของเสา โดยทดสอบกับเสากลม 8 ต้น และเสาสีเหลี่ยม 6 ต้นและครึ่งหนึ่งจะถูกห่อหุ้มและให้รับแรงกระทำแบบโค้งสองทาง (Reverse curvature) พบว่าเสาที่ยังไม่มีการห่อหุ้มจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน มีการลดลงของสติเฟนสและกำลังอย่างรวดเร็ว ในขณะที่เสาที่เสาที่ได้รับการห่อหุ้มสามารถเกิดความเหนียวเชิงการเปลี่ยนตำแหน่งเท่ากับ 8 สติเฟนสจะเพิ่มขึ้น 30% สำหรับเสากลมและ 64% สำหรับเสาสีเหลี่ยม กำลังรับโมเมนต์มีค่ามากกว่ากำลังที่คาดการณ์ไว้ 29% เมื่อพิจารณาถึงผลของการโอบรัดและช่วงการแข็งตัวเพิ่ม (Strain hardening) แล้ว

Ghobarah และคณะ (1997) ได้ศึกษาประสิทธิภาพของการห่อหุ้มด้วยเหล็กลูกฟูก (Corrugated steel jacket) ในการปรับปรุงความเหนียวและกำลังรับแรงเฉือนของชิ้นส่วนคานและเสาภายนอก โดยทำการทดสอบกับตัวอย่าง 4 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร พบว่าการห่อหุ้มด้วยเหล็กลูกฟูกสามารถเปลี่ยนพฤติกรรมการวิบัติแบบเปราะของตัวอย่างก่อนการปรับปรุง ซึ่งมีการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนที่จุดต่อระหว่างคานกับเสา ไปเป็นการวิบัติแบบเหนียวเนื่องจากแรงดัด ตัวอย่างสามารถรักษากำลังได้จนกระทั่งมี Drift angle ประมาณ 0.05 เเรเดียน การห่อหุ้มด้วยเหล็กลูกฟูกมีประสิทธิภาพในการโอบรัด (Confinement) ทำให้ความเครียดประลัยของคอนกรีตเพิ่มขึ้น ป้องกันการโก่งเดาะของเหล็กเสริมตามยาวในเสาและการวิบัติเนื่องจากแรงยึดหยุ่นของเหล็กบริเวณที่มีการทาบทเหล็กได้

Aboutaha, Jirsa และ Kreger (1999) ได้ทดสอบประสิทธิภาพของวิธีการเสริมกำลังโดยการห่อหุ้มด้วยแผ่นเหล็กที่ต่างกันดังนี้ คือการห่อหุ้มด้วยแผ่นเหล็กโดยรอบ (Solid steel jacket) ทั้งที่ติดตั้งโดยการเชื่อมและใช้สลักเกลียว และการห่อหุ้มแบบบางส่วน (Partial jacket) ทั้งแบบตัวยูและตัวซี โดยมีทิศทางการให้แรงดัดรูปที่ 1.1 โดยทำการทดสอบกับเสาสีเหลี่ยมขนาดใหญ่ (45×90 ซม.²) ซึ่งออกแบบตามมาตรฐาน ACI 318-56 และ ACI 318-63 จำนวน 11 ต้น

พบว่า เสาที่ไม่มีการเสริมกำลังมีการวิบัติแบบเปราะเนื่องจากแรงเฉือน ที่ Drift ratio ประมาณ 2 % ไม่สามารถพัฒนากำลังได้ถึงโมเมนต์ประลัย ส่วนเสาซึ่งห่อหุ้มด้วยแผ่นเหล็กโดยรอบจะมีพฤติกรรมแบบเหนียว เหล็กเสริมตามยาวจะสามารถพัฒนากำลังได้ถึงจุดครากและสามารถคงกำลังได้ไปจนถึงค่า Drift ratio ที่ 4-5 % การยึดแผ่นเหล็กด้วยสลักเกลียวและการเชื่อม มีพฤติกรรมที่ใกล้เคียงกัน ส่วนการห่อหุ้มแบบส่วนแบบตัวยู จะเกิดความเสียหายรุนแรงในด้านที่ไม่มีการห่อหุ้มจากแรงเฉือนบิด เนื่องจากการมีรูปร่างที่ไม่สมมาตรของเสา อย่างไรก็ตาม พบว่าสามารถรักษากำลังสูงสุดได้ถึง Drift ratio 7% ส่วนการห่อหุ้มด้วยเหล็กตัวซี 2 ตัวและยึดด้วยสลักสมอ (Anchorage bolt) พบว่าเกิดการวิบัติที่ตัวสลักสมอ เนื่องจากเกิดการแตกของคอนกรีตบริเวณรอบสลักสมอ ทำให้เกิดการเคลื่อนตัวออกของส่วนห่อหุ้ม เกิดการสูญเสียสติเฟนของเสา



รูปที่ 1.1 การห่อหุ้มเสาด้วยเหล็กแบบต่างๆ ในการศึกษาของ Aboutaha และคณะ

Hayashi, Niwa และ Fukuhara (1980) ได้ทดสอบโครงข้อแข็ง 1 ชั้น ขนาดย่อ 1:3 ซึ่งเสริมกำลังโดยวิธีเพิ่มผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก จำนวน 6 ตัวอย่าง ภายใต้แรงกระทำสลับทิศ ตัวอย่าง w-1 เป็นโครงข้อแข็งซึ่งไม่มีผนัง ตัวอย่าง w-2 เป็นโครงข้อแข็งซึ่งหล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนัง ตัวอย่าง w-3 ถึง w-6 เป็นโครงข้อแข็งซึ่งเพิ่มผนังคอนกรีตและมีการทำรอยต่อต่างๆ กัน โดย w-3 ใช้ สลักรับแรงเฉือน (Shear key) และยึดกับโครงข้อแข็งด้วยน้ำยาประสาน (Binding agent) ตัวอย่าง w-4 ใช้สมอเหล็ก (Steel piece anchor) ยึดเฉพาะที่ได้คานบน ส่วนอีก 3 ด้านใช้การทำผิวรอยต่อให้เกิดความขรุขระ ตัวอย่าง w-5 ใช้สมอเหล็กยึดทุกด้าน ตัวอย่าง w-6 ใช้สมอเหล็กทุกด้านร่วมกับการทำผิวรอยต่อให้ขรุขระทุกด้านยกเว้นใต้คานบน ผลการทดสอบพบว่า การเลื่อนระหว่างคานกับผนังเกิดขึ้นเพียงเล็กน้อยก่อนการให้แรงสูงสุด ที่สภาวะวิบัติ ตัวอย่าง w-1

เกิดการวิบัติแบบเฉือนโดยเกิดรอยร้าวกระจายไปในผนัง ตัวอย่าง w-3 จะเกิดการวิบัติเนื่องจาก สลักรับแรงเฉือนหลุดจากตำแหน่ง ตัวอย่าง w-4, w-5 และ w-6 เกิดการเฉือนขาดของสมอเหล็ก บริเวณใต้คานบนเมื่อการเปลี่ยนตำแหน่งมีค่ามาก กำลังของโครงข้อแข็งที่เพิ่มผนังสูงกว่าโครงข้อ แข็ง 3.5-5 เท่า และมีกำลังอยู่ระหว่าง 0.55-0.72 เท่าของโครงข้อแข็งซึ่งหล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนัง และมีค่าอยู่ระหว่าง 0.78-1.10 เท่าเมื่อเปรียบเทียบกับกำลังรับโมเมนต์ดัดโดยพิจารณาหน้าตัด เป็นรูปตัวไอ (I)

Sugano และ Fujimura (1980) ได้ทำการทดสอบโครงข้อแข็ง 1 ชั้น ขนาดย่อ 1:3 ซึ่งเสริมกำลังโดยวิธีเพิ่มผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก หรือวิธีค้ำยัน (Bracing technique) แบบ ต่างๆ โครงข้อแข็งถูกออกแบบให้เกิดการวิบัติเนื่องจากการเฉือนก่อนหรือหลังการเกิดการคราก ทัศน์ พบว่าโครงข้อแข็งซึ่งไม่มีการเสริมกำลังมีการวิบัติแบบเปราะ เนื่องจากแรงเฉือนในเสา โครง ข้อแข็งซึ่งหล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนังเกิดการเลื่อนแบบเฉือนเมื่อมีการเคลื่อนที่ไปได้ 0.004 เเรเดียน จากนั้นเกิดการลดลงของกำลังอย่างช้า ๆ จนกระทั่งมีการเคลื่อนที่ไป 0.01 เเรเดียน โครงข้อแข็งที่ เพิ่มผนังที่ใช้การทำรอยต่อโดยใช้เหล็กเดือย และใช้สลักรับแรงเฉือน มีพฤติกรรมการรับแรงเกือบ เหมือนกับโครงที่มีการหล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนัง โดยมีการลดลงของกำลังใกล้เคียงกัน มีกำลังอยู่ ะหว่าง 0.87-0.98 เท่าของโครงข้อแข็งที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนัง โครงข้อแข็งซึ่งใช้การค้ำยัน ด้วยเหล็ก สามารถสลายพลังงานและมีความเหนียวมากกว่าโครงที่เพิ่มผนัง โดยสามารถเคลื่อนที่ ไปได้ถึง 0.02 เเรเดียน โดยไม่มีการลดลงของกำลัง ในขณะที่กำลังที่เพิ่มขึ้นน้อยกว่ากรณีเพิ่มผนัง โดยมีค่าอยู่ระหว่าง 0.62-0.66 เท่าของโครงข้อแข็งที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนัง

Altin, Ursoy และ Tankut (1992) ได้ศึกษาพฤติกรรมของโครงข้อแข็งซึ่งถูกเพิ่ม ผนัง (Infilled frame) ภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยทดสอบกับโครงข้อแข็ง 2 ชั้น จำนวน 14 ตัว อย่าง และให้แรงด้านข้างกระทำสลับทิศที่ชั้นที่ 2 สำหรับโครงข้อแข็งมีการออกแบบให้คานมี ความแข็งแรงมากกว่าเสาจึงมีพฤติกรรมแบบคานแข็ง-เสาอ่อน ส่วนผนังมีการออกแบบเสริมเหล็ก ภายในที่แตกต่างกัน แบบ A มีการใช้เหล็กเสริมแนวทแยง (Diagonal bar) เชื่อมติดกับเหล็ก เสริมภายในโครงข้อแข็ง แบบ B เหล็กในแนวตั้งถูกวางเหลื่อมกับเหล็กเดือย (Dowel bar) ซึ่งถูก ใส่ในรูที่เจาะเข้าไปในคานและยึดด้วยอีพอกซี (Epoxy) ส่วนเหล็กแนวนอนถูกเชื่อมกับเหล็กภายใน โครงข้อแข็ง แบบ C เหล็กเสริมในผนังจะรวมกันอยู่บริเวณขอบของผนังและเชื่อมกับเหล็กใน โครงข้อแข็ง แบบ D เหล็กภายในผนังไม่ถูกยึดกับเหล็กในโครงข้อแข็ง แบบ M โครงข้อแข็งมีการ เสริมเหล็กเหมือนแบบ D แต่เหล็กเสริมมีการยึดกับโครงข้อแข็งเป็นอย่างดี และหล่อเป็นเนื้อเดียว กับผนัง พบว่ารอยร้าวเนื่องจากการดัดเริ่มขึ้นในเสาของชั้นที่ 1 เมื่อจำนวนรอบและระดับของการ ให้แรงเพิ่มขึ้นจะเกิดรอยร้าวในแนวทแยงตามมา และที่สภาวะวิบัติจะเกิดการแยกตัวของผนัง

และโครงข้อแข็ง การครากในเสาเกิดขึ้นพร้อมๆ กับการเกิดรอยร้าวในแนวราบใกล้กับคานฐานราก ในขณะที่โครงข้อแข็งที่มีการหล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนังจะเกิดรอยร้าวห่างจากคานฐานราก การวิบัติเกิดจากการดัดรวมกับการเลื่อนแบบเฉือน (Shear sliding) กราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงที่กระทำกับการเปลี่ยนตำแหน่งของชั้นที่ 2 ของตัวอย่างแบบ A และ B ใกล้เคียงกับโครงที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนัง โดยที่แบบ A เกิดการลดลงของกำลังมากกว่า ในตัวอย่างแบบ D เกิดการวิบัติอย่างรวดเร็วเนื่องจากขาดความต่อเนื่องของผนังและโครงข้อแข็ง กำลังรับโมเมนต์ของตัวอย่างเมื่อเปรียบเทียบกับกำลังรับโมเมนต์เมื่อพิจารณาหน้าตัดเป็นรูปตัวไอ (I) ได้ผลใกล้เคียงกัน สติฟเนสของผนังต่ำกว่าโครงข้อแข็งที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนังเล็กน้อย การสลายพลังงานของผนังมีลักษณะคล้ายกันจนกระทั่งมีความเหนียวเท่ากับ 4 โดยเฉพาะตัวอย่างแบบ B มีลักษณะคล้ายกับโครงข้อแข็งที่หล่อเป็นเนื้อเดียวกับผนังมาก

1.3 วัตถุประสงค์ของการวิจัย

1. ศึกษาพฤติกรรมของอาคารเรียนภายใต้แรงแผ่นดินไหว โดยการวิเคราะห์แบบอินอีลาสติก
2. ตรวจสอบความสามารถในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวของอาคารเรียนตัวอย่าง
3. เสนอวิธีการเสริมกำลังให้กับอาคารเรียนเดิม
4. เสนอแนะแนวทางสำหรับการออกแบบอาคารเรียนครั้งใหม่

1.4 ขอบเขตการวิจัย

1. ไม่พิจารณาผลของส่วนที่ไม่ใช่โครงสร้าง (Non-structural element) ในการช่วยรับแรงด้านข้างของอาคาร
2. ใช้คลื่นแผ่นดินไหวที่ตรวจวัดได้จากสถานีตรวจวัดภายในประเทศและต่างประเทศ
3. ไม่พิจารณาการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน

1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. สามารถคาดการณ์ถึงระดับและรูปแบบความเสียหายของอาคารเรียน เนื่องจากแผ่นดินไหวที่อาจเกิดขึ้น
2. ทราบถึงแนวทางการปรับปรุงที่เหมาะสมและมีประสิทธิภาพให้กับอาคารเรียนเดิมที่ก่อสร้างแล้ว และแนวทางการปรับปรุงแบบก่อสร้างอาคารเรียนสำหรับก่อสร้างใหม่

3. ลดความเสี่ยงภัยต่อชีวิตและทรัพย์สินที่เกิดจากการพังทลายของอาคารเรียน เนื่องจากแผ่นดินไหว ซึ่งอาจใช้อาคารเรียนเป็นศูนย์กลางการบรรเทาสาธารณภัยเมื่อเกิดแผ่นดินไหวได้

1.6 วิธีดำเนินการวิจัย

1. ศึกษาผลงานการวิจัยที่ผ่านมาในอดีตที่ศึกษาเกี่ยวกับอาคารโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก ที่ไม่ได้ออกแบบให้รับแรงเนื่องจากแผ่นดินไหวภายใต้แรงเนื่องจากแผ่นดินไหว
2. ศึกษาทฤษฎีและวิธีการวิเคราะห์แบบพลศาสตร์
 - 2.1 การวิเคราะห์แบบอีลาสติก
 - 2.2 การวิเคราะห์แบบอินอีลาสติก
3. ศึกษาทฤษฎีดัชนีความเสียหายของโครงสร้าง
4. ศึกษาหลักการที่ใช้ในการวิเคราะห์ในโปรแกรม IDARC2D Version 4.0 และวิธีการใช้โปรแกรม
5. ศึกษารายละเอียดของแบบก่อสร้างอาคารเรียน
6. ศึกษาถึงเทคนิควิธีการปรับปรุงประสิทธิภาพในการต้านทานแรงแผ่นดินไหวให้กับอาคาร
7. รวบรวมข้อมูลและศึกษาข้อมูลแผ่นดินไหวที่ใช้ในการวิเคราะห์
8. วิเคราะห์ความสามารถในการต้านแรงแผ่นดินไหวของอาคารเรียนก่อนการปรับปรุงประสิทธิภาพ
9. วิเคราะห์ความสามารถในการต้านแรงแผ่นดินไหวของอาคารเรียนหลังการปรับปรุงประสิทธิภาพ
10. อภิปรายผลที่ได้และสรุป
11. ทำรายงานการวิจัย