

## บทที่ 2

### เอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้อง

การศึกษาเพื่อออกแบบเสริมกำลังให้กับโครงข้อแข็ง จำเป็นจะต้องทราบถึงกำลังรับแรงของโครงข้อแข็งเดิม เนื่องจากงานวิจัยนี้เป็นการศึกษาวิจัยต่อเนื่อง จึงทำให้การอ้างอิงข้อมูลรวมทั้งผลทดสอบต้องใช้จากงานวิจัยที่ผ่านมา ดังนั้นเอกสารและงานวิจัยที่เกี่ยวข้องมีดังนี้

#### 2.1 การศึกษากำลังต้านทานของโครงข้อแข็งและผนังอิฐก่อเดิม

อนุชาติและไพบุลย์ (2558) ทำการศึกษากำลังต้านทานของโครงสร้างอาคารโรงเรียนในสังกัดกระทรวงศึกษาธิการสูง 3 ชั้นโครงข้อแข็งเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กระบบคาน-เสา ซึ่งไม่ได้มีการออกแบบเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหว พบว่ามีกำลังต้านทานสูงสุดอยู่ที่ 72.46 kN และมีรูปแบบการวิบัติในลักษณะของเสาแข็งแรงและคานอ่อน (strong columns and weak beams) เนื่องจากโครงอาคารที่ใช้ในงานวิจัยมีหน้าตัดคานที่เล็กเมื่อเปรียบเทียบกับหน้าตัดเสา ลักษณะการวิบัติจะเกิดแรงเฉือนที่คานที่บริเวณรอยต่อของเสาและคานบน เนื่องจากพฤติกรรมแบบ Pinching behavior ในช่วงการให้แรง ไป-กลับ มีรอบของ Hysteresis Loop ที่แคบเป็นการวิบัติแบบเปราะ

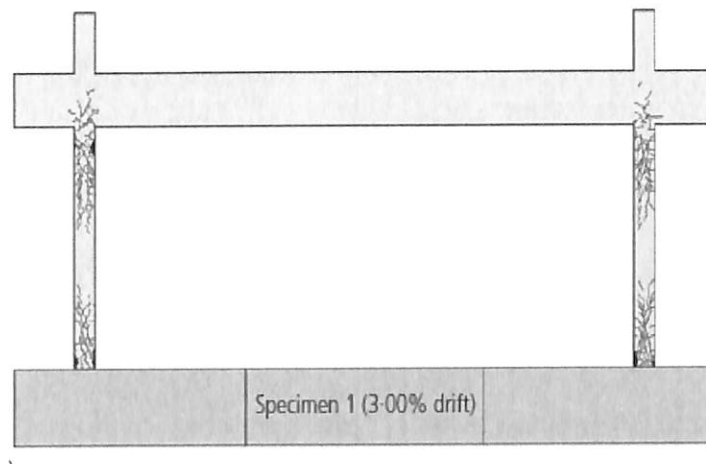


ภาพที่ 2.1 การวิบัติบริเวณจุดหมุนพลาสติกของ RC. Bare Frame  
(อนุชาติและไพบุลย์, 2558)

สุทัศน์และเป็นหนึ่ง(2557) ได้สรุปความเสียหายของโครงข้อแข็งอาคารขนาดเล็กและปานกลางเช่นบ้านพักอาศัย ตึกแถว และอาคารเรียนในพื้นที่ที่ประสบเหตุแผ่นดินไหวขนาด 6.3 ตามมาตราริคเตอร์ที่อำเภอแม่ลาว จังหวัดเชียงใหม่ เมื่อวันที่ 5 พฤษภาคม 2557 อาคารเหล่านี้มักมีจุดอ่อนในโครงข้อแข็งหลายรูปแบบ มีรูปทรงทางสถาปัตยกรรมหรือลักษณะทางโครงข้อแข็งที่ไม่

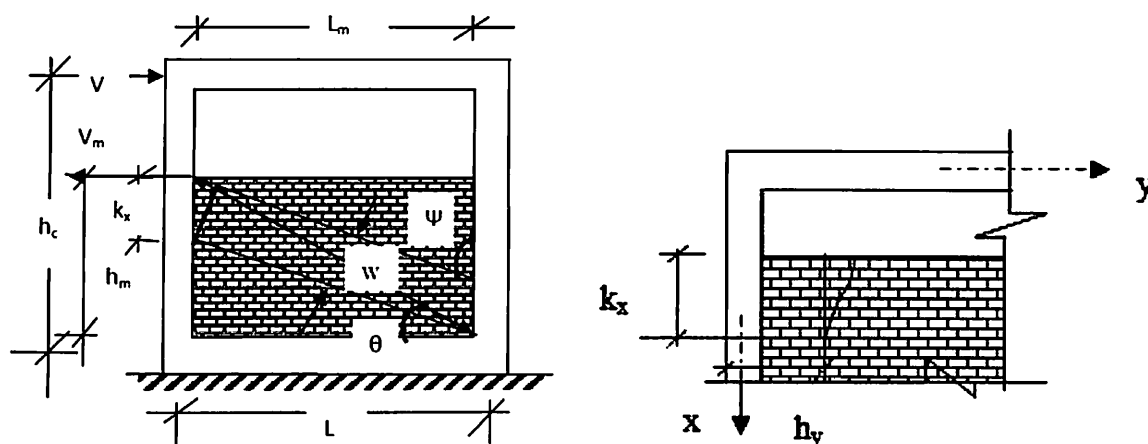
เหมาะสมต่อการต้านทานแผ่นดินไหว และยังมีเสริมเหล็กโดยไม่มีการค้ำึงถึงแรงจากแผ่นดินไหว ทำให้อาคารขาดกำลังและความเหนียว นอกจากนี้อาคารเหล่านี้มักมีผนังอิฐก่อซึ่งในบางกรณีสามารถช่วยเพิ่มความแข็งแรงของอาคารทำให้ต้านทานแรงแผ่นดินไหวได้ดีขึ้น แต่ในบางกรณีกลับส่งผลเสียทำให้อาคารเกิดความเสียหาย

Niyompanitpattana S., Warnitchai P. (2017) ได้ทำการศึกษาพฤติกรรมของอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารเรียนภายใต้แรงกระทำสลับทิศพบว่ามีความเหนียวของโครงสร้างชิ้นปานกลางและมีความเสียหายที่เกิดขึ้นบริเวณโคนเสาและปลายเสาจุดที่เป็นจุดต่อของคานและยังเกิด Plastic Hinge มีรูปแบบการวิบัติลักษณะเสาอ่อน-คานแข็ง ซึ่งจะนำไปสู่การพังทลายแบบ Soft Story ได้หากเกิดแผ่นดินไหวขึ้นจึงมีความจำเป็นต้องเสริมกำลังให้โครงสร้างหากตั้งอยู่ในพื้นที่เสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว



ภาพที่ 2.2 ลักษณะความเสียหายและการเกิด Plastic Hinge ที่จุดต่อเสาและคานของ RC. Bare Frame (Niyompanitpattana S., Warnitchai P., 2017)

Prachand Man Pradhan (2012) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการหาความกว้างของแรงค้ำยันเทียบเท่าของผนังก่อที่ความสูงผนังตั้งแต่ 0 ถึง 2,550 mm ภายในโครงสร้างภายในที่มีอัตราส่วนความสูงต่อความยาว 0.63:1, 1:1, 1.5:1 โดยนำเสนอสมการคำนวณทางทฤษฎีเทียบกับงานวิจัยที่ผ่านมา พบว่าสมการที่นำเสนอมีความใกล้เคียงกัน นอกจากนี้ยังพบว่าที่ความสูงต่อความยาวยาวโครงสร้าง 0.63:1 และ 1:1 ความสูงของผนังมีความแปรผันโดยตรงกับความกว้างของแรงค้ำยันเทียบเท่า ส่วนที่อัตราส่วน 1.5:1 ที่ความสูงของผนังเกิน 50% ของความสูงผนังที่กำหนดความกว้างของแรงค้ำยันเทียบเท่าจะมีค่าลดลง



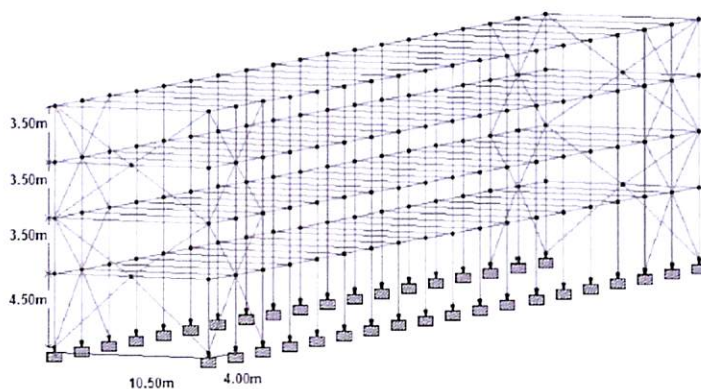
ภาพที่ 2.3 ลักษณะแรงค้ำยันเทียบเท่าของผนังก่อในแนวทแยง ( $R_c$ ) และความกว้างของแรงค้ำยันเทียบเท่าตาม (Prachand Man Pradhan 2012)

## 2.2 การศึกษาการเสริมกำลังโครงสร้างด้วยวิธีต่างๆ

Mahin S. et al. (2004) ได้ศึกษาการทดสอบเสริมกำลังโครงอาคารเหล็กด้วยองค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ (Buckling Restrain Brace, BRB) ภายใต้แรงกระทำสลับทิศ พบว่าช่วยให้โครงอาคารมีความเหนียวที่มากขึ้นและการสลายพลังที่สูงตาม

Xie (2004) ได้รวบรวมบทความที่เกี่ยวกับเรื่อง Buckling Restrain Brace, BRB พบว่าระบบเสริมกำลังนี้มีความสามารถรับแรงกระทำได้ดีทั้งแรงดึงและแรงอัด รวมทั้งมีการดูดซับและสลายพลังงานสามารถปรับเปลี่ยน Stiffness ได้ตามต้องการจึงได้รับความนิยมในการนำมาใช้เสริมกำลังให้อาคารเพื่อป้องกันแรงแผ่นดินไหวหรือเสริมกำลังให้กับอาคารที่ไม่ได้ออกแบบให้รองรับแรงแผ่นดินไหว

บริบูรณ์ สัมพันธ์เจริญ (2553) ได้ศึกษาพฤติกรรมการรับแรงแผ่นดินไหวของอาคารเรียนของไทยตามแบบมาตรฐานกระทรวงศึกษาธิการสูง 5 ชั้นด้วยแบบจำลองที่มีองค์อาคารยึดรั้งการโก่งเดาะ (Buckling Restrain Brace, BRB) ด้วยการวิเคราะห์วิธีพลศาสตร์ไม่เชิงเส้นแบบ 3 มิติ และมีการวิเคราะห์พฤติกรรมขององค์อาคารด้วยวิธีหน้าตัดไฟเบอร์ (Fiber Section) ด้วยคลื่นแผ่นดินไหวจำนวน 10 คู่คัดเลือกจากคลื่นที่มีโอกาสเกิดที่บริเวณภาคเหนือของไทย พบว่าอาคารตัวอย่างก่อนการเสริมกำลังเกิดอย่างมีการวิบัติแบบชั้นอ่อน (Soft Story) ในชั้นล่าง และอาจมีการวิบัติของโครงข้อแข็งที่เกิดเฉพาะที่ เหล็กเสริมมีการเลื่อนหลุดบริเวณต่อทาบและเหล็กเสริมเกิดการคลากบริเวณปลายของเสาทั้งปลายบนและล่างและเมื่อวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีการเสริมกำลังด้วย BRB แล้วไม่พบการวิบัติที่เกิดขึ้นเหล่านี้จึงมีความเป็นไปได้ที่จะนำไปเสริมกำลังให้โครงอาคารได้ต่อไป



ภาพที่ 2.4 แบบจำลองโครงข้อแข็ง 3 มิติที่เสริมกำลังด้วยระบบ BRB  
(บริบูรณ์ สัมพันธ์เจริญ, 2553)

Muhammed S. et al.(2016) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการเสริมกำลังเสาสั้นด้วยวิธีเฟอร์โรซีเมนต์โดยที่มอดาร์สำหรับการผสมด้วย polypropylene fiber เปรียบเทียบกับเสาเดิมที่ไม่เสริมกำลังพบว่าเสาที่เสริมกำลังมีค่ากำลังรับแรงสูงกว่าเสาเดิมและพบว่าสัดส่วนการผสมของ polypropylene fiber ต่อมอดาร์โดยปริมาตรที่ 0.1% ให้ค่ากำลังรับแรงที่เหมาะสมและวิธีการนี้นอกจากจะใช้เพื่อเสริมกำลังให้โครงข้อแข็งแล้วยังสามารถใช้ซ่อมเสาที่มีความเสียหายได้ด้วย



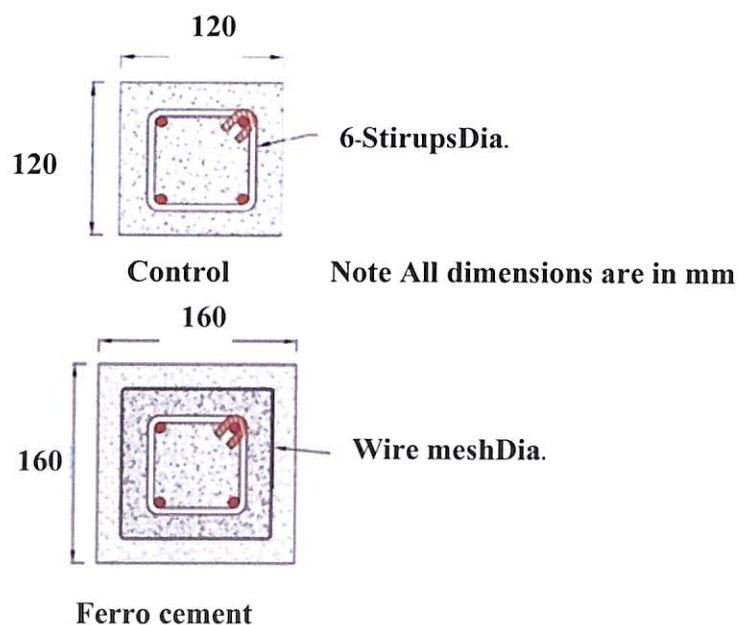
ภาพที่ 2.5 การเสริมกำลังด้วยวิธีเฟอร์โรซีเมนต์ให้กับเสาสั้น  
(Muhammed Salih et al., 2016)

ประกาศิตและอมร (2557) ทำการศึกษาการเสริมกำลังด้วยวิธีการหุ้มโดยใช้แผ่นเหล็กหุ้มและการใช้แผ่น CFRP หุ้มเสาภายใต้แรงกระทำแบบสลับทิศ ผลการทดสอบพบว่าเสาตัวอย่างที่มีการเสริมกำลังมีกำลังรับแรงและความเหนียวที่มากกว่าเสาที่ไม่ได้เสริมกำลังและการเสริมกำลังด้วยการ

หุ้มแผ่นเหล็กและ CFRP ช่วยป้องกันไม่ให้เหล็กยื่นในเสาเกิดการโก่งเดาะและป้องกันคอนกรีตเกิดการกะเทาะอีกด้วย

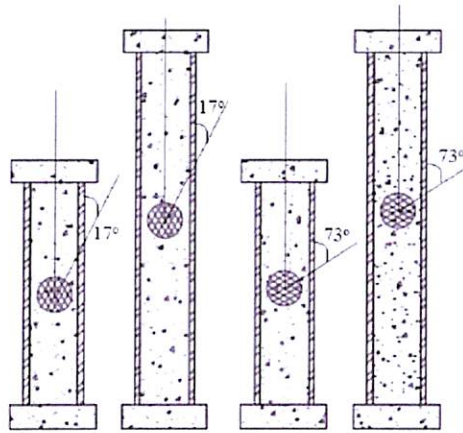
Xia et al. (2003) ได้ศึกษาการเสริมกำลังเสาด้วยวิธี Steel Jackets ภายใต้แรงกระทำแบบสลับทิศ (Cyclic Load) พบว่าการเสริมกำลังด้วย SteelJackets ช่วยทำให้เสามีค่ากำลังรับแรงที่สูงกว่าเสาที่ไม่ได้เสริมกำลังรวมทั้งมีค่าความเหนียวที่มากขึ้นรวมทั้งป้องกันไม่ให้เสาเกิดการวิบัติแบบ brittle shear failure

Sheikh T.R. et al. (2017) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการเสริมกำลังเสาสั้นด้วยวิธี Ferrocement Jackets ภายใต้แรงกระทำแบบ Concentric Loadingเทียบกับเสาเดิมพบว่าเสาเสริมกำลัง Ferrocement Jackets มีกำลังรับแรงสูงสุดมากกว่าเสาเดิมคิดเป็นสัดส่วนเทียบ 1.62 เท่า การวิบัติของเสาเกิดจากหลุดร่อนของมอดาร์ที่มุมเสาคาดว่าเกิดจาก stress concentration ซึ่งต่างจากเสาเดิมจะมีการวิบัติแบบ concrete crushing และเหล็กเสริมเกิดBuckling



ภาพที่ 2.6 การเสริมกำลังด้วยวิธี Ferrocement Jacketing  
(Sheikh et al., 2017)

Takhan et al.(2015) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการเสริมกำลังเสาสั้นด้วยวิธี Ferrocement Jackets ภายใต้แรงกระทำแบบ Concentric Loading เปรียบเทียบกับเสาเดิมที่ไม่เสริมกำลังพบว่าเสามีกำลังรับแรงที่สูงขึ้นและความความเหนียวมากกว่าเสาที่ไม่ได้เสริมกำลัง



ภาพที่ 2.7 การเสริมกำลังเสาด้วยวิธี Ferro cement (Takhan และคณะ, 2015)

Gautam et al.(2014) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการเสริมกำลังเสาด้วยวิธี Ferrocement Jackets และ วิธี Steel Jackets เทียบกับเสาเดิมพบว่าเสาที่เสริมกำลังด้วย Steel Jacket มีกำลังรับแรงมากที่สุดรองลงมาเป็นเสาเสริม Ferrocement Jackets คิดเป็น 2.28 และ 1.75 เท่าตามลำดับเมื่อเทียบกับกำลังเสาเดิม ส่วนการสลายพลังงานพบว่าเสาที่เสริมด้วย Ferrocement Jackets มีการสลายพลังงานที่สูงสุดรองลงมาเป็นเสาเสริม Steel jackets คิดเป็นสัดส่วน 5.01 และ 4.56 เท่าเมื่อเทียบกับเสาเดิม



(a)



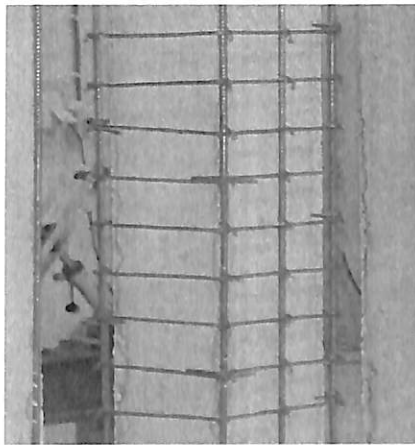
(b)

ภาพที่ 2.8 (a) การเสริมกำลังเสาด้วยวิธี Steel Jackets

(b) การเสริมกำลังเสาด้วยวิธี Ferro cement (Gautamet al., 2014)

Konstantion G. et al.(2008) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการเสริมกำลังเสาสั้นด้วยวิธี Concrete Jackets โดยมีความหนาชั้น 75 mm. ภายใต้แรงกระทำแบบสลับทิศเทียบกับเสาเดิมโดยมีการเชื่อมเหล็กปลอกและการเชื่อมเหล็กเสริมแนวตั้งของเสาเดิมและเหล็กเสริมแนวตั้งของส่วน Concrete Jackets

ES Jilio et al.(2003) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการเสริมกำลังเสาสั้นด้วยวิธี Concrete Jackets ภายใต้แรงหนาชั้น 20 mm กระทำแบบสลับทิศเทียบกับเสาเดิม. พบการเสริม Concrete Jackets สามารถเพิ่มกำลังรับแรงและ Stiffness ของเสาให้สูงขึ้นได้ แต่อาจจะไม่เหมาะกับโครงข้อแข็งที่สัมพันธ์กับการกักกร่อนหรือโครงข้อแข็งที่ต้องทนไฟนอกจากวิธีการเสริมกำลัง Concrete Jackets ไม่ต้องการแรงงานที่มีความเชี่ยวชาญพิเศษมาก ซึ่งเป็นอีกหนึ่งทางเลือกที่เหมาะสมแก่การนำไปใช้เสริมกำลังต่อไป

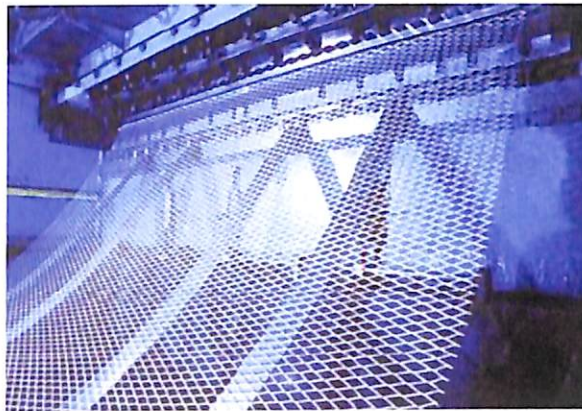


ภาพที่ 2.9 การเสริมกำลังด้วยวิธีคอนกรีต Jackets ให้กับเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก (E S Jilio et al., 2003)

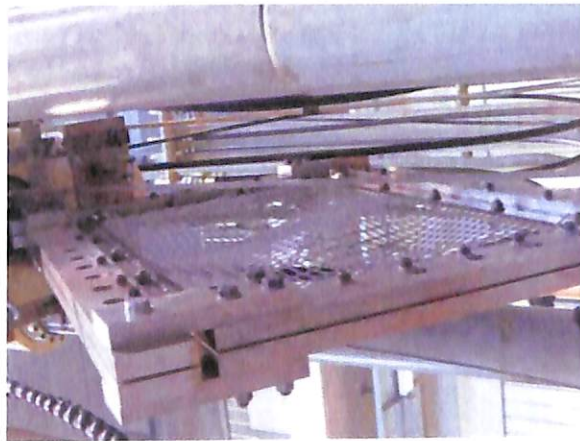
Sachin S. et al. (2012) ทำการศึกษาเกี่ยวกับการเสริมกำลังคานคอนกรีตเสริมเหล็กด้วยวิธี Concrete Jackets หนาชั้น 60 mm ทดสอบภายใต้แรงกระทำเป็นจุด (point load) ระยะห่างเท่าๆ กันเท่ากับ  $L/3$  จากฐานรองรับจนเกิดการวิบัติเทียบกับคานเดิม พบว่า Concrete Jackets มีส่วนช่วยให้คานมีกำลังรับแรงและค่าความเหนียวที่มากขึ้นจุดวิบัติมีค่าสูงชันกว่าคานเดิม

### 2.3 การศึกษาเกี่ยวกับกำลังต้านทานของตะแกรงเหล็กฉีก

Dung and Plumier (2010) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือนของแผงตะแกรงเหล็กฉีกภายใต้แรงผลักแบบวัฏจักร และได้อธิบายถึงกระบวนการผลิตตะแกรงเหล็กฉีกมีการผลิตจากแผ่นเหล็กที่ผ่านการเจาะรูให้เป็นรูสี่เหลี่ยมขนมเปียกปูนที่มีความต่อเนื่องกันโดยไม่มีการยึดติดด้วยการเชื่อม ตะแกรงเหล็กฉีกมี 2 type คือ Standard Type และ Flattened Type ผลการทดสอบพบว่าแผงตะแกรงเหล็กฉีกมีความสามารถต้านทานแรงเฉือนต่อการเสียรูปได้เป็นอย่างดีและมีค่าความเหนียว (ductility) อยู่ระหว่าง 10 ถึง 20 ซึ่งอยู่ในระดับความเหนียวที่สูง



ภาพที่ 2.10 กระบวนการผลิตตะแกรงเหล็กฉีกด้วยแผ่นเหล็ก  
(Dung และ Plumier 2010)



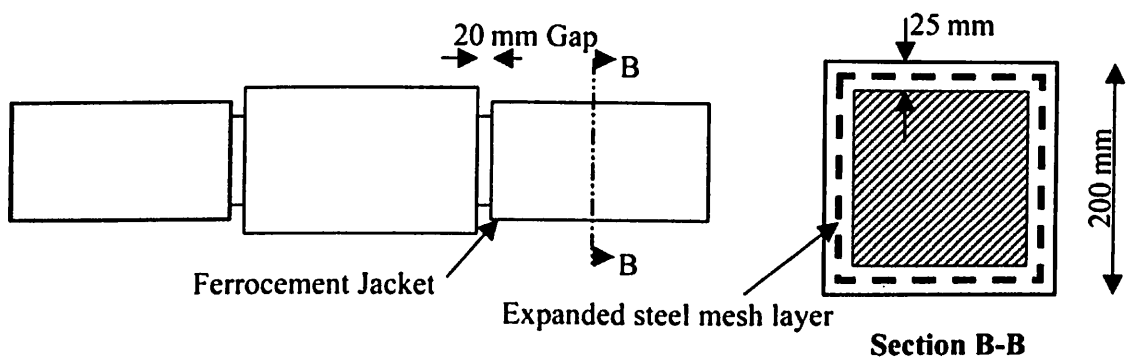
ภาพที่ 2.11 การเกิด Buckling Shape จากการทดสอบแรงเฉือนของแผงตะแกรงเหล็กฉีก (Dung and Plumier, 2010)



Teixeira et al. (2016) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือนของตะแกรงเหล็กฉีก ภายใต้แรงผลักแบบวัฏจักร ผลการศึกษาพบว่าผลของรูปร่างของรูตาข่ายและความยาวของแผงที่ต่างกันมีผลต่อกำลังต้านทานเป็นหลัก ส่วนความสูงของแผงที่ต่างกันมีผลเพียงเล็กน้อยเท่านั้น

อนุชาติและไพบุลย์ (2013) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับการประยุกต์ใช้ตะแกรงเหล็กฉีก ร่วมกับวิธีเฟอร์โรซีเมนต์แก๊วโครงสร้างคอนกรีตเสริมตามแบบของกระทรวงศึกษาธิการ โดยโครงสร้างคอนกรีตเสริมนี้ไม่ได้ถูกออกแบบให้สามารถรองรับแรงจากแผ่นดินไหวมาก่อน โดยการศึกษาได้จำลองโครงสร้างที่มีผนังก่ออิฐแบบทึบและแบบมีช่องเปิด ทำการเสริมกำลังให้แก่ผนังทั้งสองด้าน แล้วจึงทำการทดสอบกำลังต้านทานภายใต้แรงผลักแบบวัฏจักร ผลการศึกษาพบว่าการเสริมกำลังที่ผนังนั้น มีผลให้ผนังมีกำลังต้านทานที่เพิ่มขึ้นมากกว่าผนังที่ไม่ได้กำลังสูงถึงร้อยละ 53.10 อีกทั้งยังพบว่าการเลือกใช้ตะแกรงเหล็กฉีก No.22 เสริมกำลัง ให้ผลต่อกำลังต้านทานที่เพิ่มขึ้นมากกว่า ตะแกรงเหล็กฉีก No.23 XS-31 และ XS-32 ที่ความหนาของเฟอร์โรซีเมนต์เดียวกัน

Kazemi et al. (2005) ได้ทำการศึกษาเกี่ยวกับกำลังรับแรงเฉือนของเสาสั้นคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยตะแกรงเหล็กฉีกร่วมกับวิธีเฟอร์โรซีเมนต์ทำการทดสอบภายใต้แรงผลักแบบวัฏจักร ผลการศึกษาพบว่าเสามีกำลังรับแรงเฉือนและค่าความเหนียวที่มากกว่าเสาที่ไม่ได้เสริมกำลังถึง 5.5 เท่า

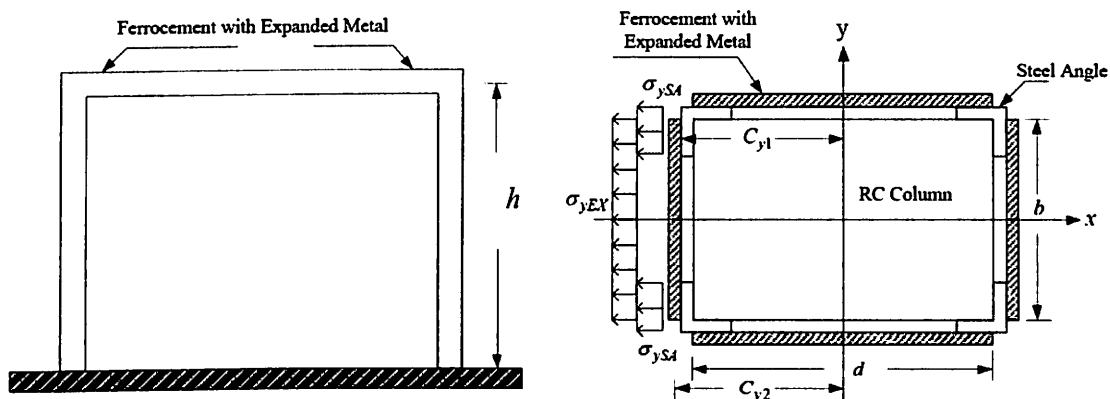


ภาพที่ 2.12 เสาสั้นคอนกรีตเสริมเหล็กเสริมกำลังด้วยวิธีเฟอร์โรซีเมนต์เสริมด้วย ตะแกรงเหล็กฉีก (Kazemi et al., 2005)

Kazemi et al. (2005) จากงานศึกษางานวิจัยที่ผ่านมาพบว่าการเสริมกำลังด้วยวิธี เฟอร์โรซีเมนต์เสริมด้วยตะแกรงเหล็กฉีก พบว่าตะแกรงเหล็กฉีกสามารถนำมาใช้เสริมกำลังได้เป็น อย่างดี แต่ผลงานวิจัยยังมีน้อยเมื่อเทียบกับวิธีอื่นๆ และอีกทั้งรูปแบบการเสริมกำลังให้ทั้งโครงสร้าง นั้นยังไม่มี การทำการศึกษามาก่อน และยังเป็น การสร้างทางเลือ กสำหรับวิธีการเสริมกำลังให้มีความ หลากหลายที่มากขึ้น ดังนั้นในงานวิจัยนี้จึงได้ประยุกต์ใช้วิธีเฟอร์โรซีเมนต์เสริมด้วยตะแกรง เหล็กฉีกซึ่งจะใช้ตะแกรงเหล็กฉีกแทนลวดตาข่ายหรือตะแกรง wire mesh ที่ใช้เสริมตามวิธีการ

ทั่วไปของวิธีเฟอร์โรซีเมนต์ ตัวอย่างในการทดสอบนี้มีทั้งหมด 2 รูปแบบคือโครงข้อแข็งที่ไม่ได้เสริมกำลัง(BF) และโครงสร้างที่มีการเสริมกำลัง (BF-SR) การเสริมกำลังของโครงอาคารตัวอย่างนี้จะกระทำที่ด้านข้างของเสาและคานโดยใช้ตะแกรงเหล็กฉีกXS-63เชื่อมยึดติดเข้ากับเหล็กฉากจำนวนสองชั้น หลังจากนั้นจึงทำการฉาบปิด

#### 2.4 กำลังต้านทานของโครงอาคารเสริมกำลังด้วยตะแกรงเหล็กฉีกร่วมกับวิธีเฟอร์โรซีเมนต์



ภาพที่ 2.13 โครงอาคารและรูปตัดที่เสริมกำลังด้วยตะแกรงเหล็กฉีกร่วมกับวิธีเฟอร์โรซีเมนต์

จากรูปที่ 2.13 โครงอาคารรูปตัดที่เสริมกำลังด้วยตะแกรงเหล็กฉีกร่วมกับวิธีเฟอร์โรซีเมนต์ จะสมมติการกระจายแรงเค้นได้เป็นแรงกระจายสม่ำเสมอในแต่ละด้านของเสาซึ่งกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดสูงสุดของโครงอาคาร ( $M_{sc}$ ) คำนวณได้จากค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดของหน้าตัดเสาเดิม ( $M_{exc}$ ) รวมกับค่าโมเมนต์ดัดคลากของหน้าตัดเสริมกำลัง ( $M_y^F$ ) ซึ่งประกอบด้วยเหล็กฉาก, ตะแกรงเหล็กฉีกและเฟอร์โรซีเมนต์ดังสมการที่ 1

$$M_{sc} = M_{exc} + M_y^F \quad (1)$$

สำหรับค่าโมเมนต์ดัดคลากของหน้าตัดเสริมกำลัง ( $M_y^F$ ) คำนวณได้จากสมการที่ 2

$$M_y^F = \sum_{i=1}^n \sigma_{ySA} \left( \frac{I_{y1}}{C_{y1}} \right)_i + \sum_{i=1}^n \sigma_{yEX} \left( \frac{I_{y2}}{C_{y2}} \right)_i \quad (2)$$

เมื่อ

$\sigma_{ySA}$  ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคลากของเหล็กฉาก

$\sigma_{yEX}$  ค่ากำลังรับแรงดึงที่จุดคลากของตะแกรงเหล็กฉีก

- $I_{y1}$  ค่าอินเนอร์ซีโมเมนต์ของเหล็กฉาก  
 $C_{y1}$  ค่าระยะจากจุด Centroid ของเสาถึงจุดศูนย์กลางของหน้าตัดเหล็กฉาก  
 $I_{y2}$  ค่าอินเนอร์ซีโมเมนต์ของเฟอร์โรซีเมนต์ สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 3

$$I_{y2} = 2 \left\{ \frac{bt_e^3}{12} + bt_e \bar{x}^2 \right\} + 2 \left\{ \frac{t_e d^3}{12} \right\} \quad (3)$$

เมื่อ

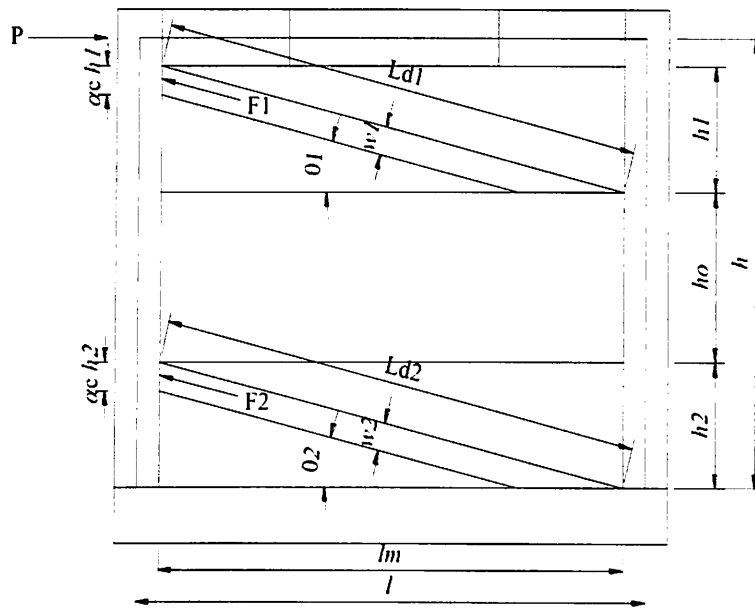
- $b$  ขนาดความกว้างของเสา  
 $d$  ขนาดความลึกของเสา  
 $h$  ขนาดความสูงของเสา  
 $t_e$  ความหนาประสิทธิภาพของตะแกรงเหล็กฉีก  
 $\bar{x}$  ค่าระยะจาก Centroid ของเสาถึงแนวแกนสะเทินของเฟอร์โรซีเมนต์  
 $C_{y2}$  ค่าระยะระหว่าง Centroid ของเสาและตะแกรงเหล็กฉีก

สำหรับค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ฐาน ( $V_b$ ) สามารถคำนวณได้จากสมการที่ 4

$$V_b = \frac{2M_{sc}}{h} = \frac{2(M_{sc} + M_y^F)}{h} \quad (4)$$

## 2.5 แบบจำลองแรงค้ำยันสำหรับโครงข้อแข็งที่มีช่องเปิด

ในการจัดทำแบบจำลองโครงข้อแข็งที่มีผนังช่องเปิด ใช้โครงข้อแข็งคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีช่องเปิดหน้าต่าแบบบานกว้างเต็มช่วงเสา เป็นโครงข้อแข็งต้นแบบ ดังแสดงในภาพที่ 2.14 การเสริมกำลังเสาและคานใช้เทคนิคเฟอร์โรซีเมนต์ตามที่แสดงข้างต้น ผนังก่ออิฐแบ่งออกเป็น 2 ส่วน ส่วนบนและส่วนล่างมีความสูง  $h_1$  และ  $h_2$  ตามลำดับ ส่วนกลางเป็นช่องเปิดหน้าต่าซึ่งมีความสูง  $h_0$  ผนังอิฐทั้งสองส่วนมีการเสริมกำลังด้วยเทคนิคเฟอร์โรซีเมนต์เสริมตะแกรงเหล็กฉีก



ภาพที่ 2.14 แบบจำลองแรงค้ำยันสำหรับโครงข้อแข็งที่มีช่องเปิด

ในการวิเคราะห์แรงภายในแผ่นผนัง จะใช้แบบจำลองแรงค้ำยันเทียบเท่า (Equivalent Strut Model) เพื่อจำลองพฤติกรรมการรับแรงของผนังทั้งสองส่วน เมื่อพิจารณาว่า รูปแบบการวิบัติของแผ่นผนังโดยทั่วไปเป็นแบบการแตกร้าวในแนวทแยงมุม แรงกระทำด้านข้างสูงสุด  $P$  คำนวณได้จากผลรวมของแรงต้านทานของโครงเปล่า  $R_{BF}$  และแรงต้านทานในแนวราบของผนังทั้งสองส่วน  $F_1$  และ  $F_2$  ดังนี้

$$P = R_{BF} + F_1 \cos \theta_1 + F_2 \cos \theta_2 \quad (5)$$

เมื่อ  $F_1$  และ  $F_2$  คือ แรงค้ำยันในแนวทแยงมุมสำหรับแผ่นผนังส่วนบนและแผ่นผนังส่วนล่าง ตามลำดับ คำนวณได้ดังนี้

$$F_1 = w_1 f_a \quad (6)$$

$$F_2 = w_2 f_a \quad (7)$$

เมื่อ  $f_a$  คือ หน่วยแรงที่ยอมให้ของปริซึมอิฐคำนวณได้จาก  $f_a = 0.6 \phi f'_m$ ,  $\phi = 0.65$ ,  $f'_m$  คือ กำลังอัดประลัยของปริซึมอิฐ  $t$  คือ ความหนาของแผ่นผนังอิฐ และ  $\theta_1, \theta_2$  คือ มุมของแรงค้ำยันในแนวทแยงเทียบกับแนวราบสำหรับแผ่นผนังส่วนบนและแผ่นผนังส่วนล่าง ตามลำดับ ส่วนแรงค้ำยันของแผ่นผนังส่วนบนและแผ่นผนังส่วนล่างมีขนาดความกว้าง  $w_1$  และ  $w_2$  และสมมุติว่า หน่วยแรงที่กระทำต่อผิวสัมผัสระหว่างผนังอิฐและหน้าเสามีขนาดความกว้าง  $\alpha_c h_1$  และ  $\alpha_c h_2$  ตามลำดับ ตามที่เสนอโดย Saneinejad and Hobbs (1995) ดังนั้น ขนาดความกว้างของแรงค้ำยันเทียบเท่าคำนวณได้ดังนี้

$$w_1 = \alpha_c h_1 \frac{l_m}{\sqrt{h_1^2 + l_m^2}} = \alpha_c h_1 \cos \theta_1 \quad (8)$$

$$w_2 = \alpha_c h_2 \frac{l_m}{\sqrt{h_2^2 + l_m^2}} = \alpha_c h_2 \cos \theta_2 \quad (9)$$

$$\alpha_c = \frac{1}{h} \sqrt{\frac{2M_{pj} + 2\beta_c M_{pc}}{\sigma_c t}} \quad (10)$$

$$\sigma_c = \frac{f'_m}{\sqrt{1 + 3\mu^2 r^4}} \quad (11)$$

เมื่อ

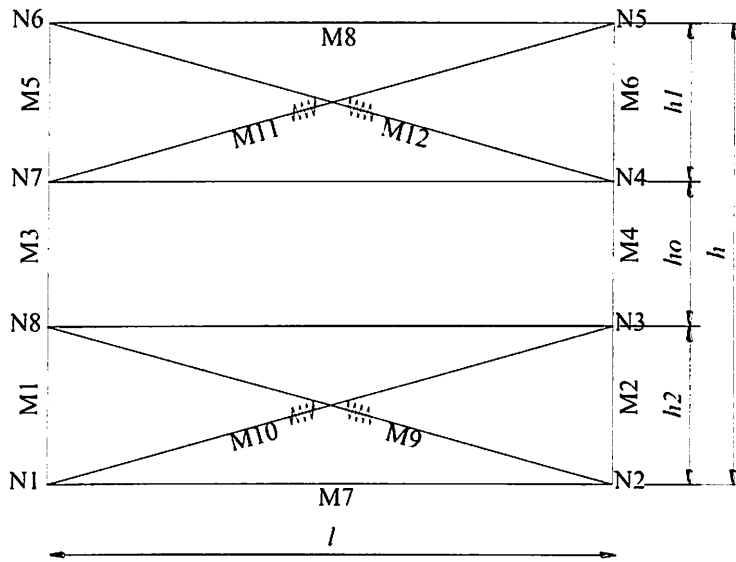
$\mu$  คือ สัมประสิทธิ์แรงเสียดทานระหว่างผิวสัมผัสโครงข้อแข็งและผนังอิฐ,

$r$  คือ อัตราส่วนระหว่างความสูงและความยาวของโครงข้อแข็ง ( $r = h/l$ )

$\beta_c$  คือ ตัวประกอบลดกำลังสำหรับเสา ซึ่งใช้ค่าเท่ากับ 0.2

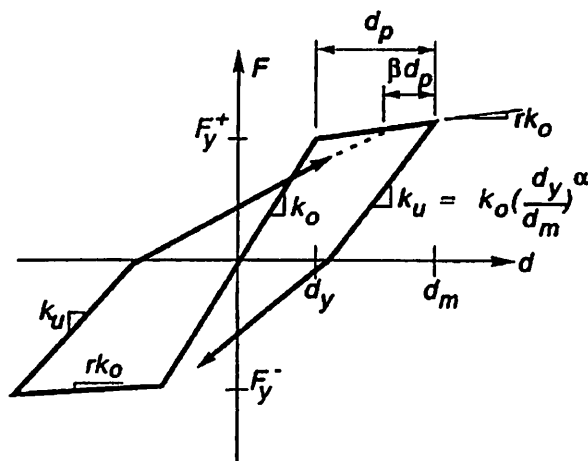
## 2.6 การวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีผนังก่อแบบมีช่องเปิดด้วยโปรแกรม RUAUMOKO (Carr, 2006) ภายใต้แรงผลักแบบเป็นวัฏจักร

ในการวิเคราะห์โครงข้อแข็งที่มีผนังช่องเปิดภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร ทำการจำลองโครงข้อแข็งด้วยโปรแกรม RUAUMOKO (Carr, 2006) การจำลองชิ้นส่วนคานและเสา ใช้พฤติกรรม การรับแรงแบบวัฏจักรด้วยแบบจำลอง Modified Takeda การจำลองพฤติกรรมของผนังอิฐ ใช้ ชิ้นส่วนสปริงซึ่งมีพฤติกรรมรับแรงแบบไม่เชิงเส้น เพื่อเป็นตัวแทนของแรงอัดค้ำยันเทียบเท่าดัง รูปภาพที่ 2.15 และใช้พฤติกรรมรับแรงแบบวัฏจักรของค้ำยันด้วยแบบจำลอง SINA Degrading Tri-linear (Saiidi and Sozen, 1979) ค่าพารามิเตอร์ในแบบจำลองผนังอิฐทั้งสองส่วนคำนวณโดยใช้ แบบจำลองผนังอิฐตามที่แสดงโดย Leeanansaksiri, Panyakapo and Ruangrassamee (2018) ในการคำนวณค่าความเครียดของผนังอิฐ ใช้กราฟความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียด ของผลทดสอบปริซึมอิฐก่อเสริมกำลังด้วยเฟอร์โรซีเมนต์แบบจำลองโครงข้อแข็งที่มีผนังช่องเปิด โดย โปรแกรม RUAUMOKO การวิเคราะห์โครงข้อแข็งโดยวิธีการผลัดแบบวัฏจักรใช้วิธีการตามที่เสนอ โดย Panyakapo (2014) และผลักไปถึงค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์เป้าหมาย 2.5% การกระจายแรง ผลักสอดคล้องกับการสั่นในรูปแบบโหมดแรก และใช้ค่าประวัติการเคลื่อนที่รูปแบบเดียวกับที่ใช้ใน การทดสอบในห้องปฏิบัติการ เพื่อควบคุมรูปแบบการเคลื่อนที่ในขั้นตอนการผลัดแบบวัฏจักร



ภาพที่ 2.15 แสดงแบบจำลองโครงข้อแข็งและชิ้นส่วนสปริงแทนแรงค้ำยันเทียบเท่าของผนัง

การคำนวณค่าพารามิเตอร์ของโครงข้อแข็งตามแบบจำลอง Modified Takeda Hysteresis Model



ภาพที่ 2.16 แสดงแบบจำลอง Modified Takeda Hysteresis Model

โดยที่ค่าสตีเฟนเริ่มต้นของโครงข้อแข็ง( $k_o$ )

$$k_o = \frac{F_y}{d_y}$$

(12)

และค่าสตีเฟนช่วงหลังจุดคราก ( $k_u$ )

$$k_u = k_o \left( \frac{d_y}{d_m} \right)^\alpha \tag{13}$$

เมื่อ

$F_y$  คือกำลังต้านทานที่จุดคราก

$d_y$  คือระยะการเคลื่อนที่ที่จุดคราก

$F_m$  คือกำลังต้านทานที่สูงสุด

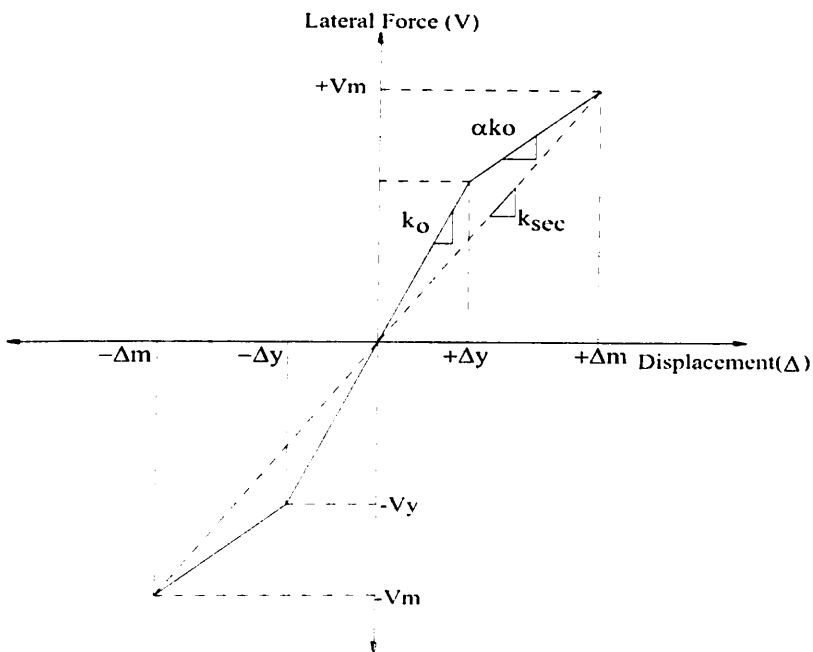
$d_m$  คือระยะการเคลื่อนที่สูงสุด

กำหนดใช้ค่า  $\alpha = 0.30$ ,  $\beta = 0.50$ ,

$$d_p = d_m - d_y \tag{14}$$

$$r = \frac{F_m - F_y}{d_m - d_y} \tag{15}$$

การคำนวณค่าพารามิเตอร์ของแรงค้ำยันเทียบเท่าของผนังอิฐก่อ ตามแบบจำลอง SINA Degrading Tri-linear (Saiidi and Sozen, 1979)



ภาพที่ 2.17 แบบจำลอง SINA Degrading Tri-linear (Saiidi and Sozen, 1979)

กำลังรับแรงของผนังก่อกึ่งจตุรกราก( $V_{1j}$ )

$$\text{กำลังต้านทานที่จุดครากผนังส่วนบน}(V_{1j}) = w_1 t f_i \cos \theta_1 \quad (16)$$

$$\text{กำลังต้านทานที่จุดครากผนังส่วนล่าง}(V_{1j}) = w_2 t f_i \cos \theta_2 \quad (17)$$

$t$  คือความหนาของแผ่นผนังอิฐ และ  $\theta_1, \theta_2$  คือ มุมของแรงค้ำยันในแนวทแยงเทียบกับแนวราบสำหรับแผ่นผนังส่วนบนและแผ่นผนังส่วนล่างตามลำดับ และแรงค้ำยันของแผ่นผนังส่วนบนและแผ่นผนังส่วนล่างมีขนาดความกว้าง  $w_1$  และ  $w_2$  เมื่อ  $f_i =$  กำลังต้านทานแรงดึงขอปริซึมอิฐก่อกึ่งจตุรกรากที่มีค่าเท่ากับ  $0.6f'_m, f'_m$  คือ กำลังอัดประลัยของปริซึมอิฐ

กำลังต้านทานของค้ำยันแนวทแยงของผนังก่อกึ่งจตุรกราก( $V_m$ )

$$\text{กำลังต้านทานที่สูงสุดผนังส่วนบน}(V_m) = w_1 t f_a \cos \theta_1 \quad (18)$$

$$\text{กำลังต้านทานที่สูงสุดผนังส่วนบน}(V_m) = w_2 t f_a \cos \theta_2 \quad (19)$$

$t$  คือความหนาของแผ่นผนังอิฐ และ  $\theta_1, \theta_2$  คือ มุมของแรงค้ำยันในแนวทแยงเทียบกับแนวราบสำหรับแผ่นผนังส่วนบนและแผ่นผนังส่วนล่างตามลำดับ และแรงค้ำยันของแผ่นผนังส่วนบนและแผ่นผนังส่วนล่างมีขนาดความกว้าง  $w_1$  และ  $w_2$   $f_a$  คือ หน่วยแรงที่ยอมให้ของปริซึมอิฐคำนวณได้จาก  $f_a = 0.6\phi f'_m, \phi = 0.65, f'_m$  คือ กำลังอัดประลัยของปริซึมอิฐ

3. ความยาวค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่าของผนังส่วนบน  $L_{d1}$  และผนังส่วนล่าง  $L_{d2}$

$$L_{d1} = \sqrt{(1 - \alpha_c)^2 h_1^2 + l_m^2} \quad (20)$$

$$L_{d2} = \sqrt{(1 - \alpha_c)^2 h_2^2 + l_m^2} \quad (21)$$

เมื่อ  $h_1, h_2$  คือความสูงของผนังก่อกึ่งจตุรกรากส่วนบนและส่วนล่างตามลำดับ

4. ค่าการเคลื่อนตัวที่จุดครากและจุดสูงสุดของผนังก่อกึ่งจตุรกราก

การเคลื่อนที่ที่จุดครากผนังส่วนบน

$$D_{y1} = \frac{\varepsilon_y L_{d1}}{\cos \theta_1} \quad (22)$$

การเคลื่อนที่ที่จุดครากผนังส่วนล่าง

$$D_{y2} = \frac{\varepsilon_y L_{d2}}{\cos \theta_2} \quad (23)$$

การเคลื่อนที่สูงสุดของผนังส่วนบน

$$D_{m1} = \frac{\varepsilon_m L_{d1}}{\cos \theta_1} \quad (24)$$



การเคลื่อนที่สูงสุดของผนังส่วนล่าง

$$D_{m2} = \frac{\varepsilon_m L_{d2}}{\cos \theta_2} \quad (25)$$

5. ค่าสตีเฟนเริ่มต้นและค่าสตีเฟนช่วงหลังจุดคราก

ค่าสตีเฟนเริ่มต้นของผนังก่ออิฐส่วนบน

$$k_{o1} = \frac{V_{y1}}{D_{y1}} \quad (26)$$

ค่าสตีเฟนเริ่มต้นของผนังก่ออิฐส่วนบน

$$k_{o2} = \frac{V_{y2}}{D_{y2}} \quad (27)$$

ค่าสตีเฟนหลังจุดครากของผนังก่ออิฐส่วนบน

$$\alpha k_{o1} = \frac{V_{m1} - V_{y1}}{D_{m1} - D_{y1}} \quad (28)$$

ค่าสตีเฟนหลังจุดครากของผนังก่ออิฐส่วนบน

$$\alpha k_{o2} = \frac{V_{m2} - V_{y2}}{D_{m2} - D_{y2}} \quad (29)$$