

การพัฒนาเอลิเมนต์โครงข้อแข็งสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่เชิงเส้นของ
ผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กโดยพิจารณาการเสีรูปจากแรงเฉือน
DEVELOPMENT OF FRAME ELEMENT FOR NONLINEAR FINITE ELEMENT
ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS CONSIDERING
SHEAR DEFORMATION

ธรรมการ ปักพิตรพิบูล^{1*} ภาณุวัฒน์ จ้อยกลัด²

¹นักศึกษานิพนธ์โท ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์

²อาจารย์ ภาควิชาวิศวกรรมโยธาและสิ่งแวดล้อม คณะวิศวกรรมศาสตร์

Tammakarn Pakpitpibool^{1*} Panuwat Joyklad²

¹ Master Student, Srinakharinwirot University, Ongkharak, Nakhonnayok 26120

² Assistant, Srinakharinwirot University, Ongkharak, Nakhonnayok 26120

*Corresponding author: Email: pakpitpibool@gmail.com

บทคัดย่อ

บทความนี้เสนอขั้นตอนวิเคราะห์ไม่เชิงเส้นของเอลิเมนต์โครงข้อแข็งบนพื้นฐานของฟลักซ์บีบอัด ที่พิจารณาการเสีรูปเฉือน เพื่อจำลองพฤติกรรมของผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กซึ่งอาจวิบัติได้อย่างกะทันหันในระดับความเหนียวต่ำ การพัฒนาขั้นตอนการวิเคราะห์สำหรับการตอบสนองสภาพพลาสติกของหน้าตัดอยู่บนพื้นฐานแบบจำลองรอยแตกร้าวเฉลี่ย โดยการแบ่งแถบชั้นลงในหน้าตัด การวิเคราะห์หน้าตัดสภาพพลาสติกทำให้ทำนายกลไกการเฉือนในหน้าตัดคอนกรีตโดยรวมผลกระทบเนื่องจากอัตราส่วนโพรง การอ่อนตัว (Softening Effect) แรงดึงแข็งเกร็ง (Tension Stiffening) ของคอนกรีต หน่วยแรงโอบรัดทางข้างจากเหล็กเสริมออกจากกระนาบ (Confining Effect for Out-of-Plane Steel Reinforcement) รวมถึงการกระทำของเหล็กเดือย (Dowel action) แรงเอลิเมนต์บนพื้นฐานวิธีฟลักซ์บีบอัดได้โดยปริพันธ์เชิงตัวเลขตามพฤติกรรมหน้าตัดบนพื้นฐานความสมดุลตามความยาวเอลิเมนต์ การตรวจสอบความถูกต้องแบบจำลองด้วยตัวอย่างผนังรับแรงเฉือน ผลที่ได้จากการทดลองและทางทฤษฎีโดยแบบจำลองสอดคล้องกัน

คำสำคัญ: ผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก การวิเคราะห์ไม่เชิงเส้น เอลิเมนต์โครงข้อแข็งฟลักซ์บีบอัด

วิธีรอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ย การตอบสนองของโครงสร้าง การเสีรูปเนื่องจากแรงเฉือน

ABSTRACT

This paper presents analytical procedures of the flexibility-based for the nonlinear analysis of frame elements with shear deformation developed to model the behavior of RC shear walls which can fail suddenly at lower ductility levels. An analytical procedure was developed for plasticity sectional response analysis modeling based on smeared crack approaches by section discretization into layers. The plasticity sectional analyses were made to capture shear mechanisms in a section of concrete, with the inclusion of nonlinear Poisson effects, softening effect of concrete, tension stiffening, as well

as confining effects for out-of-plane steel reinforcement and especially with dowel action. Based on flexibility method, element forces were obtained by performing equilibrium-based numerical integration on section behaviors along the length of the elements. Verification of the accuracy of the procedure was undertaken with six specimens. A good fit between experimental and theoretical results provided by the model was obtained.

Keyword: Reinforced Concrete Shear Walls, Non-Linear Analysis, Flexibility Frame Element, Smeared Crack Approaches, Structural Response, Shear Deformation.

1. บทนำ

การสร้างแบบจำลองพฤติกรรมของผนังรับแรงเฉือน โดยใช้แบบจำลองไฟไนต์เอลิเมนต์ของแข็งทั้ง 2 มิติ และ 3 มิติ สามารถอธิบายพฤติกรรมของชิ้นส่วนองค์อาคารได้อย่างถูกต้อง อย่างไรก็ตามการจำลองดังกล่าวต้องการสมการสมบัติของวัสดุสามมิติที่ซับซ้อนและเกี่ยวข้องกับ Degrees of Freedom (D.O.F) จำนวนมากดังนั้นต้องใช้เวลาในการคำนวณที่สูงทำให้จำกัดการประยุกต์ใช้ในการจำลองระบบโครงสร้างที่มีขนาดใหญ่

เอลิเมนต์โครงข้อแข็ง (Frame Element) หรือเอลิเมนต์คาน-เสา (Beam-Column Element) เป็นเอลิเมนต์ในหนึ่งมิติ (1-D Element) มีประสิทธิภาพสำหรับจำลองพฤติกรรมของโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก เนื่องจากใช้เวลาในการวิเคราะห์ที่สั้นกว่า ในขณะที่ความถูกต้องจากการวิเคราะห์ขึ้นอยู่กับรายละเอียดของเอลิเมนต์รวมถึงแบบจำลองวัสดุที่นำมาประยุกต์

อย่างไรก็ดีเอลิเมนต์โครงข้อแข็งอย่างง่ายทั่วไปไม่สามารถทำนายพฤติกรรมของโครงสร้างที่เสียรูปโดยการเฉือน (Shear Deformation) ได้อย่างสมบูรณ์ ดังนั้นในอดีตที่ผ่านมาจึงมีความพยายามที่จะพัฒนาเอลิเมนต์โครงข้อแข็งที่สามารถรวมผลของพฤติกรรมข้างต้นขึ้น โดยเริ่มแรกมีการใช้เอลิเมนต์โครงข้อแข็งบนพื้นฐานจุดหมุนพลาสติก โดย [1], [2] และต่อมา [3]-[6] ได้ใช้เอลิเมนต์ข้างต้นร่วมกับเอลิเมนต์แบบสปริงแรงเฉือน (Shear Spring Element) แต่แบบจำลองเหล่านั้นไม่สามารถ

สร้างปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงเฉือน แรงตามแกนและแรงดัดในระดับหน้าตัดได้

การวิจัยในลำดับถัดมาแสดงให้เห็นว่าเอลิเมนต์โครงข้อแข็งที่มีการกระจายสภาพไม่ยืดหยุ่น (Inelasticity) ไปตามความยาวเอลิเมนต์มีถูกต้องมากกว่าเอลิเมนต์ที่มีจุดหมุนพลาสติกอยู่เพียงที่ปลายเอลิเมนต์เท่านั้น ตามวิธีการกระจายหน้าตัดพลาสติกนั้นพฤติกรรมไม่ยืดหยุ่นสามารถอธิบายได้โดยการแบ่งย่อยหน้าตัดพลาสติกด้วยแถบเส้นใย (Fiber sections) และจำลองสมบัติของวัสดุคอนกรีตเสริมเหล็กแบบไม่เชิงเส้น

ตามแนวคิดใหม่ [7] ได้พัฒนาแบบจำลองเอลิเมนต์บนพื้นฐานเพลกซิบิลิตีโดยแบ่งย่อยหน้าตัดสำหรับวิเคราะห์เอลิเมนต์โครงข้อแข็ง ซึ่งแบบจำลองสามารถคิดผลกระทบปฏิสัมพันธ์ระหว่างแรงแนวแกนและแรงดัดได้ ต่อมา [8], [9] เสนอเอลิเมนต์แรงเฉือนด้วยแบบจำลองบนพื้นฐานแรง (Force method) ไปด้วยอีกทางหนึ่ง

[10] ได้พัฒนาแบบจำลองเอลิเมนต์บนพื้นฐานเพลกซิบิลิตีคิดผลกระทบแรงเฉือน แต่ไม่พิจารณาปฏิสัมพันธ์พฤติกรรมระหว่างแรงเฉือนกับพฤติกรรมการดัด ในขณะที่ [11] ใช้เอลิเมนต์บนพื้นฐานแรง สำหรับผลปฏิสัมพันธ์ของแรงเฉือน แรงตามแกน แรงดัด ใช้แบบจำลองสมบัติของวัสดุด้วยวิธีระนาบไมโคร (Micro-plane) ในแถบเส้นใย ซึ่งถือว่าพัฒนาการล่าสุดในการสร้างเอลิเมนต์

ในเทอมของแบบจำลองของวัสดุ การจำลองสภาพพลาสติกของคอนกรีตเสริมเหล็กในการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ โดยมากจะใช้ "วิธีรอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ย

(Smeared Crack Approaches)" ตามที่แนะนำไว้ใน ACI 445R-99 ซึ่งแบบจำลองนี้ สมการสมดุลและสมการความสอดคล้องของความเครียดถือว่าทั้งในค้ำยันคอนกรีต (Strut) และเหล็กเสริมจะกระจายตัวเฉลี่ย ในกลุ่มนี้ [12] เสนอทฤษฎีสันนามแรงอัด (Compression Field Theory, CFT) ที่สามารถทำนายพฤติกรรมไม่เชิงเส้นของเอลิเมนต์เมมเบรนคอนกรีตเสริมเหล็กโดยคิดการอ่อนตัวลงของคอนกรีต (Softening) อันเนื่องจากการแตกร้าวได้สำเร็จ อย่างไรก็ตาม CFT ไม่สามารถคำนึงถึงผลกระทบแรงดึงแข็งเกร็ง (Tension Stiffening) ของคอนกรีต

ต่อมา [13] ได้ปรับปรุงแบบจำลองและพัฒนาทฤษฎีปรับปรุงสันนามแรงอัด (Modified Compression Field Theory, MCFT) ซึ่งผลกระทบแรงดึงแข็งเกร็งของคอนกรีตได้นำมาพิจารณาในเวลาใกล้เคียงกัน [14], [15] เสนอแบบจำลองที่ต่างกัน และการพัฒนาแบบจำลองมุมหมุนโครงข้อหมุนอ่อนตัว (Rotating Angle Softened Truss Model, RA-STM) ซึ่งต่อมาได้มีการปรับปรุงและการพัฒนา แบบจำลองมุมคงที่โครงข้อหมุนอ่อนตัว (Fixed Angle Softened Truss Model, FA-STM) ซึ่งสามารถในการทำนายพฤติกรรมของคอนกรีตด้านแรงเฉือนได้เป็นอย่างดี โดย [16]-[19] ซึ่งในครั้งนั้น FA-STM ได้เพิ่มโมดูลัสเฉือนและการพัฒนาขั้นตอนแก้ปัญหาที่เรียบง่าย

โดยในกลุ่มวิจัยเดียวกัน [20] ได้เสนออัตราส่วนโพของเฉพาะตัวที่คิดค้นได้ ซึ่งนำไปสู่การพัฒนา แบบจำลองเมมเบรนอ่อนตัว (Softened Membrane Model, SMM) ที่สามารถทำนายการตอบสนองทั้งก่อนและหลังจุดสูงสุดได้อย่างแม่นยำ

2. วัตถุประสงค์ของงานวิจัย

วัตถุประสงค์ของงานวิจัยนี้คือ สังเคราะห์และพัฒนาแบบจำลองรอยแตกร้าวกระจายตัวเฉลี่ยซึ่งใช้ประเมินสมบัติของวัสดุ โดยการพิจารณาผลกระทบการอ่อนตัว แรงดึงแข็งเกร็ง การขยายตัวไม่เชิงเส้น หน่วยแรงโอบรัดทางข้างจากเหล็กเสริมออกจากระนาบ และแรงกระทำของเหล็กเดือย ของคอนกรีต

เสริมเหล็กที่มีสภาพพลาสติก ในการกำหนดเอลิเมนต์โครงข้อแข็งบนพื้นฐานเฟล็กซิบิลิตี้สำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่เชิงเส้น ที่สามารถทำนายพฤติกรรมของผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก

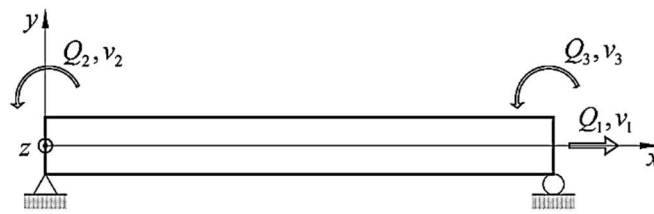
3. สมมติฐาน

กระบวนการวิเคราะห์ต่างๆในงานวิจัยนี้ มีสมมติฐานหลัก คือ

1. ความเครียดตามแนวแกนขององค์อาคาร ใช้สมมติฐานระนาบยังคงเป็นระนาบ
2. ความเครียดเฉือนตามขวางของหน้าตัด พิจารณาให้มีการกระจายเป็นรูปพาราโบลา
3. ไม่รวมผลของหน่วยแรงขมขม (Stress concentration) ที่เกิดขึ้นบริเวณแรงกระทำและฐานรองรับ
4. ไม่คิดการครูดของแรงยึดหน่วง (Bond Slip) และการโก่งเดาะของเหล็กเสริม

4. การจัดรูปแบบเอลิเมนต์โครงข้อแข็งบนพื้นฐานเฟล็กซิบิลิตี้

สมการเชิงอนุพันธ์ของความสมดุลสำหรับเอลิเมนต์โครงข้อแข็งของแรงตามแกน แรงเฉือนและโมเมนต์ คือ $\frac{\partial N}{\partial x} + w_x(x) = 0$, $\frac{\partial V}{\partial x} + w_y(x) = 0$, $\frac{\partial M}{\partial x} + V = 0$ เมื่อ $w_x(x)$ คือน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอในทิศทาง x และ $w_y(x)$ คือน้ำหนักกระจายสม่ำเสมอในทิศทาง y ลักษณะสำคัญของเอลิเมนต์โครงข้อแข็งนี้คือ ภายใต้รูปทรงเรขาคณิตเชิงเส้น สมการเชิงอนุพันธ์ของความสมดุล จะแก้ไขได้เป็นอิสระจากการเปลี่ยนตำแหน่ง และการตอบสนองของวัสดุ ในกรณีที่ไม่มีน้ำหนักบรรทุกทุกบนเอลิเมนต์ ผลเฉลยเอกพันธ์ ของสมการเชิงอนุพันธ์ของความสมดุล ให้การกระจายแรงแนวแกนคงที่ และการกระจายโมเมนต์ดัดเชิงเส้น การคำนวณจะใช้แรงเอลิเมนต์พื้นฐาน Q รูปที่ 1 เป็นค่าขอบเขตของปัญหาได้ลักษณะการกระจายดังนี้



รูปที่ 1 แรงพื้นฐานและการเสียรูปของเอลิเมนต์

$$\begin{Bmatrix} N(x) \\ V(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{L} & -\frac{1}{L} \\ 0 & \frac{x}{L}-1 & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ Q_3 \end{Bmatrix} \quad (1a)$$

$$\mathbf{S}(x) = \mathbf{b}(x) \cdot \mathbf{Q} \quad (1b)$$

เมทริกซ์ $\mathbf{b}(x)$ เป็นตัวแทนฟังก์ชันประมาณภายในของแรงและนอกจากนี้ยังสามารถพิจารณาว่าเป็น เมทริกซ์การแปลงความสมดุล ระหว่าง แรงหน้าตัด $\mathbf{S}(x)$ และแรงเอลิเมนต์พื้นฐาน $\mathbf{Q}$

การคำนวณไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่เชิงเส้นต้องการทำวนซ้ำ การเสียรูปเอลิเมนต์ที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{v}$ ก่อให้เกิดแรงเอลิเมนต์พื้นฐานที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{Q}$ จากเมทริกซ์ความแข็งเกร็งของเอลิเมนต์ $\mathbf{k}_{ele}^{j-1}$ ในการทำวนซ้ำก่อนหน้านี้อตามความสัมพันธ์ แรง – การเสียรูป ของเอลิเมนต์ จะได้ว่า

$$\Delta \mathbf{Q}^j = \mathbf{k}_{ele}^{j-1} \Delta \mathbf{v}^j \text{ และ } \mathbf{Q}^j = \mathbf{Q}^{j-1} + \Delta \mathbf{Q}^j \quad (2)$$

แรงเอลิเมนต์พื้นฐานที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{Q}$ ก่อให้เกิดเวกเตอร์แรงหน้าตัดเพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{S}(x)$ ด้วยความสัมพันธ์ตามสมการที่ (1) จะได้ว่า

$$\Delta \mathbf{S}(x) = \mathbf{b}(x) \cdot \Delta \mathbf{Q} \quad (3)$$

$$\mathbf{S}(x)^j = \mathbf{S}(x)^{j-1} + \Delta \mathbf{S}(x)^j \quad (4)$$

เวกเตอร์แรงต้านทานหน้าตัด $\mathbf{S}_R(x)$ และเมทริกซ์ความแข็งเกร็งหน้าตัด $\mathbf{k}_s(x)$ จะถูกกำหนดจากเวกเตอร์การเสียรูปหน้าตัด (Section Deformations)

$\mathbf{e}(x) = \{\varepsilon_a(x) \quad \gamma_{xy}(x) \quad \kappa_z(x)\}^T$ โดยที่ $\varepsilon_a(x)$ เป็นความเครียดตามแกนที่พิกัดจุดกำเนิด $\gamma_{xy}(x)$ เป็นความเครียดเฉือน, $\kappa_z(x)$ เป็นความโค้งที่ทราบค่าการเสียรูปหน้าตัดที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{e}(x)$ จะถูกกำหนดโดยการบวกเพิ่มจากเศษเหลือการเสียรูปหน้าตัด $\mathbf{e}_r(x)$ จากการทำวนซ้ำก่อนหน้านี้อ ต่อการเสียรูปที่เกิดจากการแรงหน้าตัดที่เพิ่มขึ้น $\Delta \mathbf{S}(x)$ โดยที่

$$\Delta \mathbf{e}^j(x) = \mathbf{f}_s^{j-1}(x) \cdot \Delta \mathbf{S}^j(x) + \mathbf{e}_r^{j-1}(x) \quad (5)$$

$$\mathbf{e}^j(x) = \mathbf{e}^{j-1}(x) + \Delta \mathbf{e}^j(x) \quad (6)$$

เมื่อ $\mathbf{f}_s(x)$ คือเฟลกซิบิลิตีของหน้าตัด หลังจากตั้งค่าความสัมพันธ์ความสมดุล สภาพความเข้ากันได้ทางเรขาคณิตของเอลิเมนต์โครงข้อแข็ง สามารถกำหนดเป็นสมการรูปแบบอ่อนปรน (Weak Form) ของไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่เชิงเส้นได้ด้วยวิธีแรงเสมือน ดังนี้

$$\delta \mathbf{Q}^T \Delta \mathbf{v}^j = \int_L \delta \mathbf{S}^T(x) \cdot \Delta \mathbf{e}^j(x) dx \quad (7)$$

โดยใช้สมการ (1) สำหรับความสัมพันธ์ความสมดุลของระบบแรงเสมือน $\delta \mathbf{S}(x) = \mathbf{b}(x) \cdot \delta \mathbf{Q}$ และหลังจากการแทนที่ลงในสมการ (7) ให้สมการสภาพความเข้ากันได้เป็น

$$\Delta \mathbf{v}^j = \int_L \mathbf{b}^T(x) \cdot \Delta \mathbf{e}^j(x) dx \quad (8)$$

โดยการแทนที่สมการ (5) ลงในสมการ (8) การเสียรูปเอลิเมนต์ที่เพิ่มขึ้น เขียนได้เป็น

$$\Delta \mathbf{v}^j = \left[\int_L \mathbf{b}^T(x) \cdot \mathbf{f}_s^{j-1}(x) \cdot \mathbf{b}(x) dx \right] \cdot \Delta \mathbf{Q}^j + \left[\int_L \mathbf{b}^T(x) \cdot \mathbf{e}_r^{j-1}(x) dx \right] \quad (9a)$$

$$\Delta \mathbf{v}^j = [\mathbf{f}_{\text{ele}}^{j-1}] \cdot \Delta \mathbf{Q}^j + [\mathbf{v}_r^{j-1}] \quad (9b)$$

เมื่อ $\mathbf{f}_{\text{ele}}(x)$ คือเมทริกซ์เฟลกซิบิลิตี้อิเลเมนต์ $\mathbf{v}_r$ คือเสตคค้ำการเสียรูปอิเลเมนต์ในการทำให้เกิดผลเชิงตัวเลขของการกำหนดปริพันธ์ในสมการ (7)

สำหรับการคำนวณเมทริกซ์เฟลกซิบิลิตี้อิเลเมนต์และเสตคค้ำการเสียรูปอิเลเมนต์ จะใช้กฎปริพันธ์เชิงตัวเลขของ เกาส์ - เลอจองด์ หรือ เกาส์ - โลแบตโต (Gauss-Lobatto) โดยขั้นตอนทั้งหมด ได้เทียบเคียงแนวคิดของ [21] ซึ่งอธิบายกระบวนการกำหนดสถานะของอิเลเมนต์บนพื้นฐานเฟลกซิบิลิตี้อิเลเมนต์ การทำวนซ้ำภายในอิเลเมนต์และวนซ้ำระบบรวมใหญ่อย่างถูกต้อง

5. การประเมินความเครียด

อิเลเมนต์เมมเบรนคอนกรีตเสริมเหล็ก จะสมมติสี่ระบบพิกัดโดยทั่วไปรูปที่ 2(ก) ดังนี้ ระบบพิกัด (x, y) เป็นพิกัดเฉพาะที่ (Local Coordinate) ของอิเลเมนต์ ระบบพิกัดหลัก $(1, 2)$ เป็นหน่วยแรงหลัก ระบบพิกัด (r, d) หน่วยแรงหลักของคอนกรีต ระบบพิกัด (si, ti) ทิศทางของเหล็กเสริม เมื่อ α_{1x} คือมุมระหว่างแกน x และแกน 1 มุมหมุน α_{rx} คือมุมระหว่างแกน x และแกน r มุมเหล็กเสริม α_{ix} คือมุมระหว่างแกน x และแกน si เพื่อแปลงระบบของพิกัดเวกเตอร์ หน่วยแรงและความเครียด จะใช้เมทริกซ์ $[\mathbf{T}(\theta)]$ ต่อไปนี้

$$[\mathbf{T}(\theta)] = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & 2\sin \theta \cos \theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -2\sin \theta \cos \theta \\ -\sin \theta \cos \theta & \sin \theta \cos \theta & (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \end{bmatrix} \quad (10)$$

เพื่อคำนวณหน่วยแรงและความเครียด ในทิศทางของรอยแตกร้าวจะคำนวณได้โดยมุมหมุน (Rotating Angle) α_{rx} ได้มาจากสถานะความเครียด โดยที่มุมหมุนหลัก α_{rx} มีหน่วยแรงเฉือนคอนกรีต $\tau_{xy}^c = 0$ รูปที่ 2(ข) การคำนวณมุมหลัก α_{1x} ได้จากสถานะหน่วยแรงที่ทราบค่า ทั้ง α_{rx} และ α_{1x} จะได้ดังนี้คือ

$$\tan 2\alpha_{rx} = \frac{\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y}, \quad \tan 2\alpha_{1x} = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (11)$$

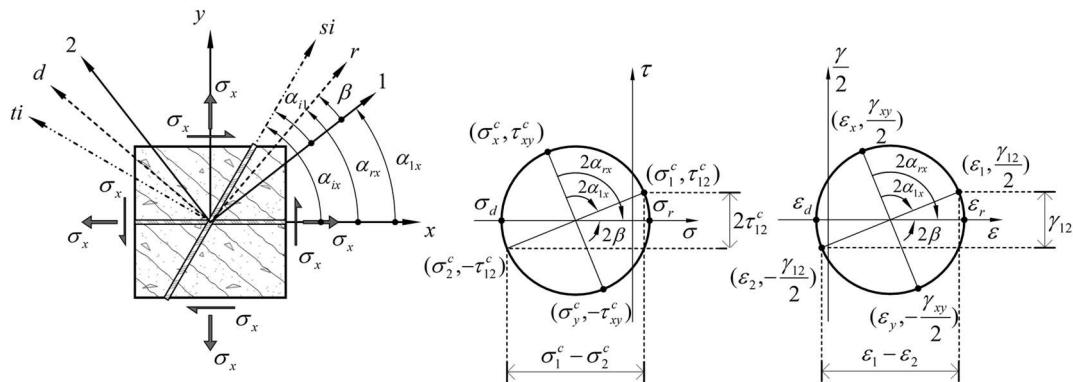
โดยทั่วไปความสัมพันธ์ของหน่วยแรง - ความเครียด (Stress-Strain Relationships) ของคอนกรีตและเหล็กเสริมจะได้มาจากการทดสอบแกนเดียว ทำให้ความเครียดสองแกนในทิศทาง $(1, 2)$, $\{\varepsilon_{12}\} = \{\varepsilon_1 \quad \varepsilon_2 \quad \gamma_{12}\}^T$ ต้องแปลงเป็นความเครียดหลักแกนเดียว $\{\bar{\varepsilon}_{12}\} = \{\bar{\varepsilon}_1 \quad \bar{\varepsilon}_2 \quad \gamma_{12}\}^T$ โดยใช้อัตราส่วน โพซงของคอนกรีตที่แตกร้าว v_{12} คืออัตราส่วนของผลการเพิ่มขึ้นของความเครียดดึงที่เกิดขึ้นในทิศทางหลัก (1) ต่อแหล่งที่มาของความเครียดอัดเพิ่มขึ้นในทิศทางหลัก (2) และ v_{21} คืออัตราส่วนของผลความเครียดอัดเพิ่มขึ้นในทิศทางหลัก (2) ต่อแหล่งที่มาของความเครียดดึงเพิ่มขึ้นในทิศทางหลัก (1) โดย [22] ความเครียดแกนเดียวได้คือ

$$\begin{Bmatrix} \bar{\varepsilon}_1 \\ \bar{\varepsilon}_2 \\ \frac{\gamma_{12}}{2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{1-v_{12}v_{21}} & \frac{v_{12}}{1-v_{12}v_{21}} & 0 \\ \frac{v_{21}}{1-v_{12}v_{21}} & \frac{1}{1-v_{12}v_{21}} & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \frac{\gamma_{12}}{2} \end{Bmatrix} \quad (12a)$$

$$\{\bar{\varepsilon}_{12}\} = [\mathbf{V}] \cdot \{\varepsilon_{12}\} \quad (12b)$$

เมื่อ $[\mathbf{V}]$ คือเมทริกซ์การแปลงความเครียดความเครียดแกนเดียว $\bar{\varepsilon}_1$ และ $\bar{\varepsilon}_2$ ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงคอนกรีตในทิศทางหลัก σ_1^c และ σ_2^c จะได้ในแบบจำลองความสัมพันธ์สมบัติของคอนกรีต

สำหรับเหล็กเสริม ความเครียดหลักแกนเดียว เหล็กเสริมตามขวางและเหล็กเสริมตามยาวตามลำดับคือ



(ก) ระบบพิกัดของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็ก (ข) วงกลม Mohr หน่วยแรง (ค) วงกลม Mohr ความเครียด

รูปที่ 2 ระบบพิกัดของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กและวงกลมมอร์ (Mohr's circle) หน่วยแรงและความเครียด

$$\bar{\varepsilon}_{sT} = \left(\frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \varepsilon_1 + \frac{\nu_{12}}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \varepsilon_2 \right) \sin^2(\alpha_{1x}) + \left(\frac{\nu_{21}}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \varepsilon_1 + \frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \varepsilon_2 \right) \cos^2(\alpha_{1x}) + \gamma_{12} \sin(\alpha_{1x}) \cos(\alpha_{1x}) \quad (13)$$

$$\bar{\varepsilon}_{sL} = \left(\frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \varepsilon_1 + \frac{\nu_{12}}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \varepsilon_2 \right) \cos^2(\alpha_{1x}) + \left(\frac{\nu_{21}}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \varepsilon_1 + \frac{1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}} \varepsilon_2 \right) \sin^2(\alpha_{1x}) - \gamma_{12} \sin(\alpha_{1x}) \cos(\alpha_{1x}) \quad (14)$$

หน่วยแรงหลักแกนเดียวเทียบเท่า f_{si} ในทิศทางของหลักเส้นจะคำนวณได้จากความเครียดหลัก $\bar{\varepsilon}_{si}$ จะได้รับในความสัมพันธ์สมบัติของเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ในคอนกรีต

6. แบบจำลองความสัมพันธ์สมบัติของวัสดุ

6.1. แบบจำลองความสัมพันธ์สมบัติคอนกรีต

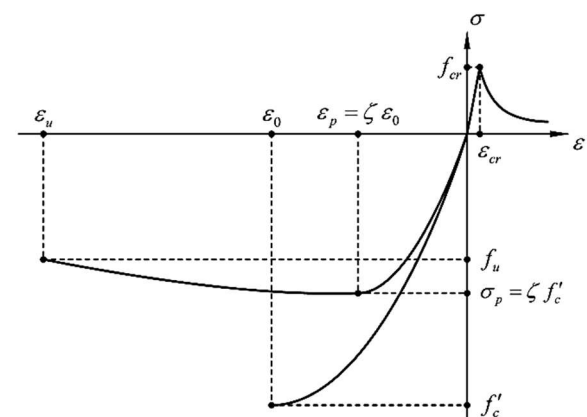
แบบจำลองสมบัติของคอนกรีตในทิศทางหลัก (1,2) ใช้ประเมินสามสถานะต่อไปนี้

คอนกรีตอยู่ภายใต้สภาวะ ความเครียดดึง - ความเครียดอัด ในกรณีนี้ ความเครียดแกนเดียวของคอนกรีต $\bar{\varepsilon}_1$ อยู่ในแรงดึงและความเครียดแกนเดียว $\bar{\varepsilon}_2$ อยู่ในแรงอัด สภาวะนี้หน่วยแรงคอนกรีตแกนเดียว σ_1^c คำนวณได้จาก $\bar{\varepsilon}_1$ และไม่ได้เป็นฟังก์ชันของความเครียดคอนกรีตในแนวตั้งฉาก $\bar{\varepsilon}_2$ ตามที่เสนอโดย [15], [16]

อย่างไรก็ดี σ_2^c จะอ่อนตัวลงเนื่องจากแรงดึงในทิศทางตั้งฉากโดย [23] ดังนี้

$$\zeta = \frac{1}{1 + 0.35 \cdot \left(\frac{\bar{\varepsilon}_1}{\bar{\varepsilon}_2} - 0.28 \right)^{0.8}} \leq 1 \quad (15)$$

เมื่อ ζ คือสัมประสิทธิ์การอ่อนตัว (รูปที่ 3) เมื่อ ε_0 เป็นความเครียดที่กำลังอัดสูงสุด f'_c และ $\zeta f'_c$ เป็นกำลังอัดคอนกรีตอ่อนตัว



รูปที่ 3 เส้นกราฟ หน่วยแรง - ความเครียด อ่อนตัว

คอนกรีตอยู่ภายใต้ สภาวะ ความเครียดดึง - ความเครียดดึง ความเครียดแกนเดียวของคอนกรีต $\bar{\varepsilon}_1$ อยู่ในแรงดึง และความเครียดแกนเดียวของคอนกรีต $\bar{\varepsilon}_2$ ยังอยู่ในแรงดึงด้วยเช่นกัน ในกรณีนี้หน่วยแรงคอนกรีต

แกนเดียว σ_1^c ประเมินจาก $\bar{\varepsilon}_1$ และ σ_2^c ประเมินจาก $\bar{\varepsilon}_2$ ทั้ง σ_1^c และ σ_2^c เป็นฟังก์ชันของความเครียดคอนกรีต $\bar{\varepsilon}_1$ และ $\bar{\varepsilon}_2$ ตามลำดับ

คอนกรีตอยู่ภายใต้ สภาวะ ความเครียดอัด - ความเครียดอัด ความเครียดแกนเดียวของคอนกรีต $\bar{\varepsilon}_1$ และ $\bar{\varepsilon}_2$ ทั้งสองอยู่ในแรงอัด การวิจัยนี้จะใช้สมการกำลังแรงอัดแบบสองแกนของ Vecchio [24] ที่ปรับจากเดิมของ [22] กำลังอัดคอนกรีตที่เพิ่มขึ้นขึ้นอยู่กับหน่วยแรงทางข้าง (Confining) ในทิศทางตั้งฉาก เพิ่มประสิทธิภาพกำลัง คอนกรีตในแรงอัดจะขยายตัวด้านข้างและทำให้ค่าอัตราส่วนโพของเพิ่มขึ้น ใช้ไม่เกิน 0.5 หน่วยแรงหลัก คอนกรีตเชิงตั้งฉาก σ_1^c และ σ_2^c ที่ตรงกันกับความเครียดแกนเดียวของคอนกรีต $\bar{\varepsilon}_1$ และ $\bar{\varepsilon}_2$ สมการกรอบบีบตีในแรงอัดสองแกนคือ

$$K_{c1} = 1 + 0.92 \left(\frac{-\sigma_2^c}{f_c'} \right) - 0.76 \left(\frac{-\sigma_2^c}{f_c'} \right)^2 \quad (16)$$

$$K_{c2} = 1 + 0.92 \left(\frac{-\sigma_1^c}{f_c'} \right) - 0.76 \left(\frac{-\sigma_1^c}{f_c'} \right)^2 \quad (17)$$

เมื่อ K_{c1} และ K_{c2} เป็นตัวคูณเพิ่มกำลังสำหรับคอนกรีตในทิศทาง (1) และ (2) ตามลำดับ หน่วยแรงและความเครียดสูงสุดในทิศทาง (1) จะได้เป็น $\sigma_{1p} = K_{c1} f_c'$ และ $\varepsilon_{1p} = K_{c1} \varepsilon_0$ ตามลำดับและหน่วยแรงและความเครียดสูงสุดในทิศทาง (2) จะได้เป็น $\sigma_{2p} = K_{c2} f_c'$ และ $\varepsilon_{2p} = K_{c2} \varepsilon_0$ ตามลำดับ

6.2. การโอบรัดโดยเหล็กเสริมตามขวางในทิศทางออกจากกระนาบ

การขยายตัวด้านข้างเนื่องจากแรงอัดก่อให้เกิดการโอบรัดโดยเหล็กเสริมตามขวางที่มีทิศทางออกจากกระนาบสามารถเพิ่มกำลังและความเหนียวของคอนกรีตภายใต้แรงอัดจากการยึดรั้งโดยเหล็กเสริม อัตราส่วนเหล็กเสริมออกจากกระนาบ ρ_z หน่วยแรงอัดใน ทิศทางออกจากกระนาบ σ_z^c มีขนาดค่อนข้างเล็กประมาณโดย

$$\sigma_z^c = -\rho_z \cdot f_{sz} \text{ และ } f_{sz} = E_s \cdot \bar{\varepsilon}_z \leq f_{yz} \quad (18)$$

ถ้าเหล็กไม่คราก

$$\bar{\varepsilon}_z = \frac{E_{cn}}{E_{cn} + \rho_z E_s} \left(-v_{12} \cdot \frac{\sigma_2^c}{E_2^c} - v_{21} \cdot \frac{\sigma_1^c}{E_1^c} \right) \quad (19)$$

กรณีอื่นๆ

$$\bar{\varepsilon}_z = -\frac{\rho_z \cdot f_{yz}}{E_{cn}} - v_{12} \cdot \frac{\sigma_2^c}{E_2^c} - v_{21} \cdot \frac{\sigma_1^c}{E_1^c} \quad (20)$$

โมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตในทิศทางออกจากกระนาบ E_{cn} เท่ากับ $2 \cdot f_c' / \varepsilon_0$ สำหรับการพิจารณาผลลัพธ์หน่วยแรงคอนกรีตในการวิเคราะห์การตอบสนองหน้าตัด ข้อมูลเกี่ยวกับแบบจำลองนี้สามารถพบได้ใน [24]

6.3. การกระทำของเหล็กเดือย

การกระทำของเหล็กเดือย (Dowel Action) สามารถเพิ่มกำลังรับแรงเฉือนและความเหนียวหลังจุดสูงสุดขององค์อาคาร โดยเฉพาะคานที่มีเหล็กเสริมตามขวางน้อย แรงเฉือนทิศทางตั้งฉากกับแนวแกนที่รับด้วยเหล็กเสริมจะคำนวณตามสูตรที่เสนอโดย He และ Kwan [25] หน่วยแรงเฉือนเหล็กเดือย τ_{xy}^d ได้ดังนี้

$$\tau_{xy}^d = \frac{\rho_x}{A_{sx}} \cdot V_d, V_d = E_s I_s \lambda^3 \Delta \leq V_{du} \quad (21)$$

$$\Delta_s = \left(\frac{\pi}{\lambda} \right) \cdot \gamma_{xy}, \quad I_s = \frac{\pi \cdot d_b^4}{64} \quad (22)$$

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{k_c \cdot d_b}{4 \cdot E_s \cdot I_s}}, \quad k_c = \frac{101.6 \cdot \sqrt{|f_c'|}}{d_b^{2/3}} \quad (23)$$

เมื่อ Δ_s คือการเปลี่ยนตำแหน่งของเหล็กเดือย E_s คือโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเดือย d_b คือเส้นผ่าศูนย์กลางของเหล็กเดือย I_s คือโมเมนต์ความเฉื่อยของเหล็กเดือย λ คือพารามิเตอร์ความแข็งแกร่งของคอนกรีตต่อความแข็งแกร่งของเหล็กเสริม k_c คือความแข็งแกร่งของฐานรองรับคอนกรีต กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กเดือย V_d จะ ถูก จำกัด โดย $V_{du} = 1.27 \cdot d_b^2 \cdot \sqrt{|f_c'|} \sqrt{|f_y'|}$

6.4. แบบจำลองความสัมพันธ์สมบัติของเหล็กเสริม

แบบจำลองสมบัติของเหล็กเสริมที่ฝังอยู่ในคอนกรีต สำหรับหน่วยแรงเหล็กเสริม f_{si} ตามทิศทางของเหล็ก คำนวณได้จากความเครียดเหล็กเสริมแกนเดียว $\bar{\varepsilon}_{si}$ ผ่านความสัมพันธ์ หน่วยแรง – ความเครียด โดย [19] ดังนี้

$$f_{si} = E_s \bar{\varepsilon}_{si} \quad , \bar{\varepsilon}_{si} \leq \varepsilon_n \quad (24)$$

$$f_{si} = f_y \left[(0.91 - 2B) + \left(0.02 + 0.25B \frac{\bar{\varepsilon}_{si}}{\varepsilon_y} \right) \right] \quad (25)$$

$$, \bar{\varepsilon}_{si} > \varepsilon_n$$

$$\varepsilon_n = \varepsilon_y (0.93 - 2B) \quad , \quad B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{f_y} \right)^{1.5} \quad (26)$$

เมื่อ f_{si} คือหน่วยแรงของเหล็กเสริม $\bar{\varepsilon}_{si}$ คือความเครียดแกนเดียวของเหล็กเสริม f_y คือหน่วยแรงครากของเหล็กเส้นเปลือย ε_y คือความเครียดครากเหล็กเส้นเปลือย E_s คือโมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กเสริม ρ คืออัตราส่วนของการเสริมเหล็ก f_{cr} คือกำลังการแตกร้าวของคอนกรีต

7. แรงและความแข็งแรงของหน้าตัด

ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์บนพื้นฐานการแบ่งเส้นใย โดยการแบ่งหน้าตัดออกเป็นส่วนชั้นต่างๆ แต่ละเส้นใยเป็นตัวแทนพฤติกรรมของคอนกรีตและเหล็กเสริม ความเครียดตามแกนแต่ละเส้นใยจะคำนวณได้จากความเครียดที่จุดศูนย์ถ่วงและความโค้งหน้าตัดโดยสมมติฐานหน้าตัดระนาบยังคงเป็นระนาบ ความเครียดเฉือนจะสมมติว่ากระจายเป็นโค้งพาราโบลา ทั้งนี้ความเครียดตามขวางคำนวณได้โดยทวนซ้ำ

ความแข็งแรงสัมพัทธ์และแรงต้านทานของแต่ละเส้นใยจะคำนวณได้จากความสัมพันธ์หน่วยแรง – ความเครียด ความแข็งแรงของหน้าตัดและแรงต้านทานของหน้าตัดจะได้โดยรวมแรงและความแข็งแรงเส้นใยทั้งหมด

เมทริกซ์โมดูลัสสัมผัส $[E_t]$ ระบุหน่วยแรงของเอลิเมนต์คอนกรีตเสริมเหล็กได้เป็น:

$$[E_t] = [T(\alpha_{x1})] \cdot [E_c] \cdot [V] \cdot [T(\alpha_{1x})] + \sum_i [T(\alpha_{xi})] \cdot [E_{si}] \cdot [T(\alpha_{i1})] \cdot [V] \cdot [T(\alpha_{1x})] \quad (27a)$$

$$\text{หรือ} \quad [E_t] = [E_t^c] + \sum_i [E_t^i] \quad (27b)$$

ในสมการ (27a) $[E_c]$ เป็นเมทริกซ์สมบัติของวัสดุสัมผัสของคอนกรีตแกนเดียว, $[E_{si}]$ เป็นเมทริกซ์สมบัติของวัสดุสัมผัสของเหล็กเสริมแกนเดียวและ $[V]$ เป็นเมทริกซ์แปลงความเครียดที่กำหนดไว้ก่อนหน้านี้ในสมการ (12) เมทริกซ์สมบัติของวัสดุแกนเดียวของคอนกรีต $[E_c]$ และ $[E_{si}]$ ได้โดย

$$[E_c] = \begin{bmatrix} \bar{E}_1^c & \frac{\partial \sigma_1^c}{\partial \bar{\varepsilon}_2} & 0 \\ \frac{\partial \sigma_2^c}{\partial \bar{\varepsilon}_1} & \bar{E}_2^c & 0 \\ 0 & 0 & G_{12}^c \end{bmatrix}, G_{12}^c = \frac{\sigma_1^c - \sigma_2^c}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)} \quad (28)$$

$$[E_{si}] = \begin{bmatrix} \rho_{si} \bar{E}_{si} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (29)$$

โมดูลัสสัมผัส (Tangent Modulus) $\bar{E}_1^c$ และ $\bar{E}_2^c$ ในสมการ (28) ได้จากความเครียดแกนเดียวโดยแผนภาพหน่วยแรง – ความเครียด วัสดุแกนเดียวในทิศทาง 1 และ 2 ตามลำดับ เทอมของ $\partial \sigma_1^c / \partial \bar{\varepsilon}_2$ และ $\partial \sigma_2^c / \partial \bar{\varepsilon}_1$ ได้โดยใช้ความสัมพันธ์สมบัติของวัสดุแกนเดียวและสถานะของหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตแกนเดียวในทิศทาง 1 – 2 ซึ่งไม่ได้เป็นศูนย์เพราะหน่วยแรงและความเครียดของคอนกรีตในแรงอัดอ่อนตัวลงจากความเครียดดึงที่ตั้งฉาก ในเทอมโมดูลัสเฉือนของคอนกรีต G_{12}^c ได้โดยหน่วยแรงเฉือน τ_{12}^c ต่อความเครียดเฉือน γ_{12} ในทิศทาง 1 – 2 ตามแนวคิดวงกลมของมอร์ หน่วย

แรงและความเครียด (รูปที่ 2(ข) และ (ค)) ในทิศทางหน่วยแรงหลักและความเครียดหลักของคอนกรีตตรงกัน ในส่วนของ $[E_{si}]$ ในระบบพิกัด (si, ti) โดยที่ $\bar{E}_{si}$ เป็นโมดูลัสสัมผัสแกนเดียวสำหรับเหล็กเส้นที่กำหนดได้โดยสถานะ หน่วยแรง/ความเครียด

จากเวกเตอร์การเสียรูปหน้าตัด (Section Deformations) $\mathbf{e}(x)$ เวกเตอร์ความเครียดในหน้าตัด $\hat{\mathbf{e}}(x, y) = \{\varepsilon_x \quad \gamma_{xy}/2\}^T$ ได้ดังนี้

$$\hat{\mathbf{e}}(x, y) = \mathbf{a}_s(y) \cdot \mathbf{e}(x) \quad (30)$$

$$\text{เมื่อ} \quad \mathbf{a}_s(y) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y \\ 0 & \frac{1}{2} & 0 \end{bmatrix} \quad (31)$$

เมทริกซ์ $\mathbf{a}_s(y)$ กำหนดโดยสมมติฐานระนาบหน้าตัดยังคงเป็นระนาบหลังการเสียรูป

การแก้ปัญหาเอลิเมนต์ที่นำเสนออยู่บนพื้นฐานของสมมติฐานระนาบหน้าตัด เทอมองศาอิสระของหน้าตัดตามสมการ (30) จะต้องสอดคล้องกันกับความเครียดตามขวาง ε_y จะย่อออกมาจากความสมดุลตามแนวแกน y รูปแบบอย่างย่อของเมทริกซ์โมดูลัสสัมผัส $[E_t]$ กำหนดให้เป็น $\hat{\mathbf{E}}_t$ ดังนั้นจะได้สมการความสมดุล

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}}(x, y) = \hat{\mathbf{E}}_t \cdot \hat{\mathbf{e}}(x, y) \quad (32)$$

แรงต้านทานของหน้าตัด $\mathbf{S}_R$ และความแข็งแรงของหน้าตัด $\mathbf{k}_s$ ตามลำดับได้ดังนี้

$$\mathbf{S}_R = \int_A \mathbf{a}_s^T(y) \cdot \hat{\boldsymbol{\sigma}}(x, y) dA \quad (33)$$

$$\mathbf{k}_s = \int_A \mathbf{a}_s^T(y) \cdot \hat{\mathbf{E}}_t \cdot \mathbf{a}_s(y) dA \quad (34)$$

8. ตรวจสอบแบบจำลองกับผลการทดสอบ

ผนังรับแรงเฉือน (Shear Walls) สองชุด ขนาดใหญ่ ทดสอบให้วบัติโดย [26] ภายใต้การดำเนินการร่วมกันของ

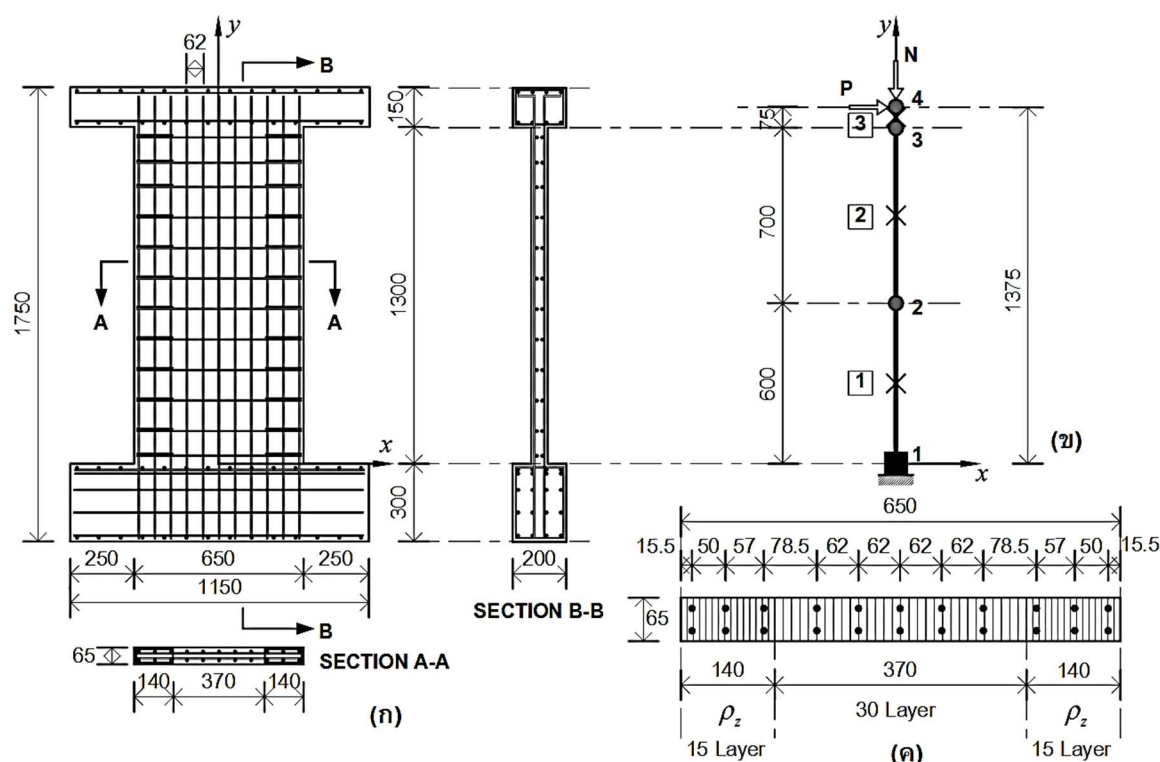
น้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนคงที่และน้ำหนักบรรทุกทิศทางเดียว (monotonically) ที่เพิ่มขึ้นในแนวนอนเพื่อศึกษาผลกระทบของจำนวนพารามิเตอร์เกี่ยวกับพฤติกรรมของผนังรับแรงเฉือน พารามิเตอร์เหล่านี้ประกอบด้วย อัตราส่วนความสูงต่อความกว้าง น้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน กำลังของคอนกรีตและปริมาณของเหล็กเสริมผนังแนวนอน อัตราส่วนความสูงต่อความกว้างที่นำมาใช้สำหรับผนัง: 1.0 สำหรับ ผนังประเภท I และ 2.0 สำหรับ ผนังประเภท II ตาม [27] องค์อาคารที่มีอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลึกมากกว่า 2.0 เหมาะสมวิเคราะห์ด้วยวิธีการตัดหน้าตัด เพราะกลไกค้ำยันคอนกรีตจะมีนัยสำคัญในอัตราส่วนน้อยกว่า 2.5 ด้วยเหตุนี้ประเภทผนัง II จะพิจารณาในการศึกษาวิเคราะห์

8.1. รายละเอียดของโครงสร้างผนังรับแรงเฉือน

ทั้งหกผนัง ชนิด II หน้าตัดขวางประกอบด้วยความกว้าง 650 มิลลิเมตรความหนา 65 มิลลิเมตรขยายในแนวตั้งสูง 1,300 มิลลิเมตร เชื่อมต่อกับสองคานด้านล่างและด้านบนให้กับผนังเพื่อเป็นที่รองรับและให้น้ำหนักบรรทุกรายละเอียดขนาดหน้าตัดและการเสริมเหล็กแสดงไว้ตามรูปที่ 4 (ก)

อัตราส่วนเหล็กเสริมรายงานได้สรุปไว้ในตาราง 1 ผลเปรียบเทียบอัตราส่วนการเสริมเหล็กตามขวาง ρ_y คำนวณจากพื้นที่หน้าตัดเต็มของผนังอัตราส่วนการเสริมเหล็กออกจากกระนาบ ρ_z พิจารณาพื้นที่หน้าตัดของเหล็กปลอกที่ปกปิดด้านข้างทั้งสอง เหล็กเสริมแนวตั้งและแนวนอนประกอบด้วยเหล็กข้ออ้อยเส้นผ่าศูนย์กลาง 8, 6.25 และ 4 มิลลิเมตร สมบัติเหล็กเสริม (ตาราง 2)

ตามการทดสอบ [26] กำหนดสมบัติของคอนกรีตไว้เพียงกำลังอัดคอนกรีตทรงลูกบาศก์ f_{cc} ดังนั้นคุณสมบัติอื่นๆจะประมาณโดย กำลังอัดคอนกรีตทรงกระบอก f'_c คิดเป็น 85 % ของ f_{cc} กำลังต้านทานแรงดึง $f_{cr} = 0.33 \cdot \sqrt{f'_c}$ และโมดูลัส $E_c = 5,000 \cdot \sqrt{f'_c}$ ค่าความเครียดที่หน่วยแรงอัดสูงสุด $\varepsilon_o = (f'_c/E_c) \cdot (n/n-1)$ เมื่อ $n = 0.8 + f'_c/17$ (ตาราง 1)



รูปที่ 4 รายละเอียดหน้าตัดผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก และแบบจำลอง (ก) หน้าตัดคอนกรีตและเหล็กเสริม
(ข) แบบจำลองผนังรับแรงเฉือน (ค) การแบ่งแถบชั้นหน้าตัด

ตาราง 1 อัตราส่วนเหล็กเสริม สมบัติของคอนกรีตและแรงตามแกน

Wall number	ρ_y (%)	ρ_z (%)	f_{cc} (MPa)	f'_c * (MPa)	ϵ_o * (mm/mm)	E_c * (MPa)	f_{cr} * (MPa)	Axial Load (kN)
SW21	0.80	0.90	42.8	36.4	2.61	30,150	2.00	0
SW22	0.80	0.90	50.6	43.0	2.13	32,800	2.16	182
SW23	0.80	0.90	47.8	40.6	2.10	31,850	2.10	343
SW24	0.80	0.90	48.3	41.1	2.10	32,050	2.12	0
SW25	0.80	0.90	45.0	38.3	2.06	30,950	2.04	325
SW26	0.80	0.90	30.1	25.6	1.90	25,300	1.67	0

* โดยประมาณ

ตาราง 2 สมบัติของเหล็กเสริม

Bar size	Dia. (mm)	Area (mm ²)	f_y (MPa)	E_s (MPa)
$\phi 8$	8.00	50.3	470	200,000
$\phi 6.25$	6.25	30.7	520	200,000
$\phi 4$	4.00	12.6	420	200,000

8.2. การวิเคราะห์แบบจำลองผนังรับแรงเฉือน

การสร้างแบบจำลองผนังประกอบด้วยสี่ โหนด สาม เอลิเมนต์ เอลิเมนต์ทั้งหมดประกอบด้วยตำแหน่งของจุด เกาส์สามจุดที่มีความยาวเอลิเมนต์แตกต่างกัน เอลิเมนต์ที่ 1 ความยาว 600 มิลลิเมตร (ประมาณเท่ากับความกว้างของผนัง) ถูกใช้ไปทางฐานของผนังที่คาดว่าจะเสียรูป พลาสติกที่เข้มข้น คานที่ฐานของผนังไม่ได้สร้าง

แบบจำลองผนังถูกสมมติให้ยึดคงที่ที่ฐานตามรูปที่ 4 (ข) ความยาวของเอลิเมนต์ที่ 2 เพิ่มไปทางด้านบนของผนัง 700 มิลลิเมตร เอลิเมนต์ที่ 3 ความยาว 75 มิลลิเมตรใช้จำลองน้ำหนักบรรทุกทุกคานด้านบน เอลิเมนต์ที่ 3 สร้างขึ้นโดยใช้อัตราส่วนการเสริมเหล็กของ เอลิเมนต์ที่ 1 หรือ 2 โดยตัวคูณเท่ากับ 2 ด้วยเป็นจุดการให้น้ำหนักบรรทุกทุกคานด้านบนและจำลองเพียงให้สามารถส่งผ่านน้ำหนักบรรทุกทุก

แบบจำลองหน้าตัดเอลิเมนต์ที่ 1 และ 2 เสนอในรูปที่ 4 (ค) แกบชั้นคอนกรีต 60 ชั้นหนา 9.33 mm x 15 ชั้นหนา 12.33 mm x 30 ชั้นและหนา 9.33 mm x 15 ชั้นเหล็กเสริมออกจากกระนาบตามรูปที่ 4 (ค)

8.3. เปรียบเทียบการตอบสนองระหว่างผลการ

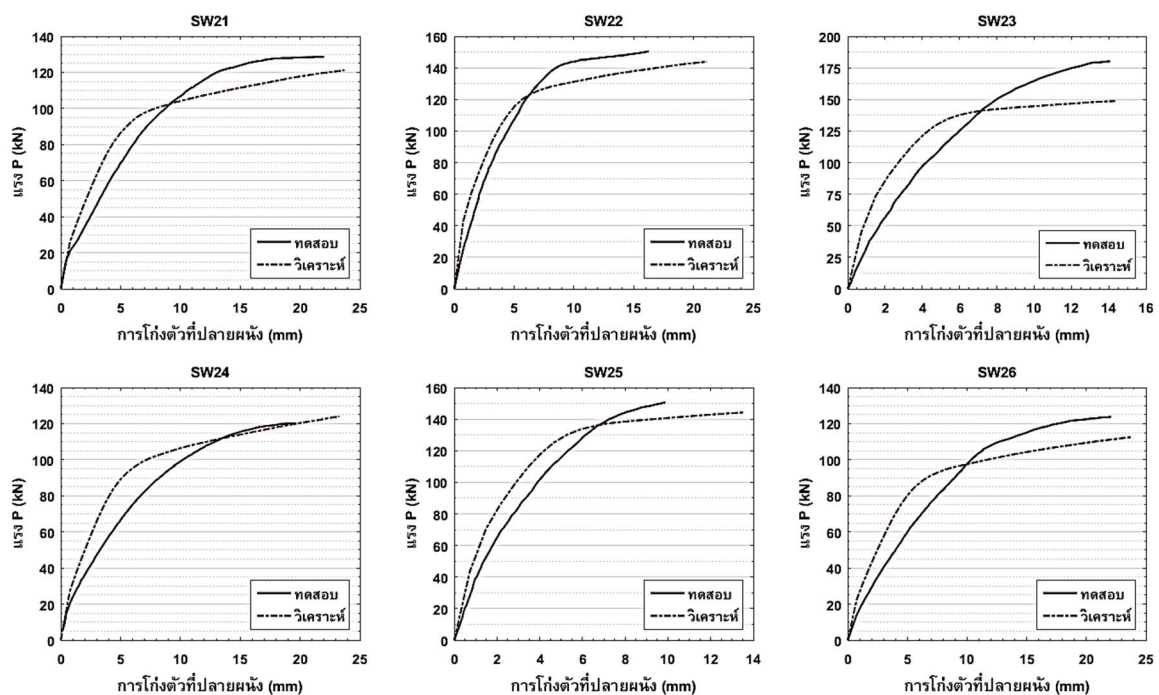
วิเคราะห์และผลการทดลองผนังรับแรงเฉือน

รูปที่ 5 เปรียบเทียบการตอบสนอง น้ำหนักบรรทุกทุกด้านข้าง - การโก่งตัว ระหว่างการวิเคราะห์ และการทดสอบใน ผลเปรียบเทียบน้ำหนักบรรทุกทุกด้านข้างที่เหล็กเสริมเริ่มร้าว น้ำหนักบรรทุกทุกด้านข้างที่น้ำหนักบรรทุกสูงสุดและการเปลี่ยนตำแหน่งตรงกัน (แสดงในตารางที่ 3) จากรายงานการทดสอบได้ดำเนินการเก็บข้อมูลที่ระดับน้ำหนักบรรทุกทุกสูงสุดเท่านั้นดังนั้นการวิเคราะห์การตอบ

สนองเฉพาะเมื่อไปถึงจุดสูงสุด

อัตราส่วนกำลังที่วิเคราะห์ได้ต่อการทดสอบ มีค่าเฉลี่ย 1.06 และค่าสัมประสิทธิ์แปรผัน (Coefficient of Variation, COV) เท่ากับ ความเบี่ยงเบนมาตรฐาน/ค่าเฉลี่ยx100% มีค่า 7.31% การประมาณของกำลังต่ำกว่าการทดสอบเล็กน้อยมีแนวโน้มที่มีความเกี่ยวข้องกับการพัฒนาแรงกระทำค้ำยันรับแรงอัดโดยตรงในผนัง เพราะอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลิกเท่ากับ 2.0

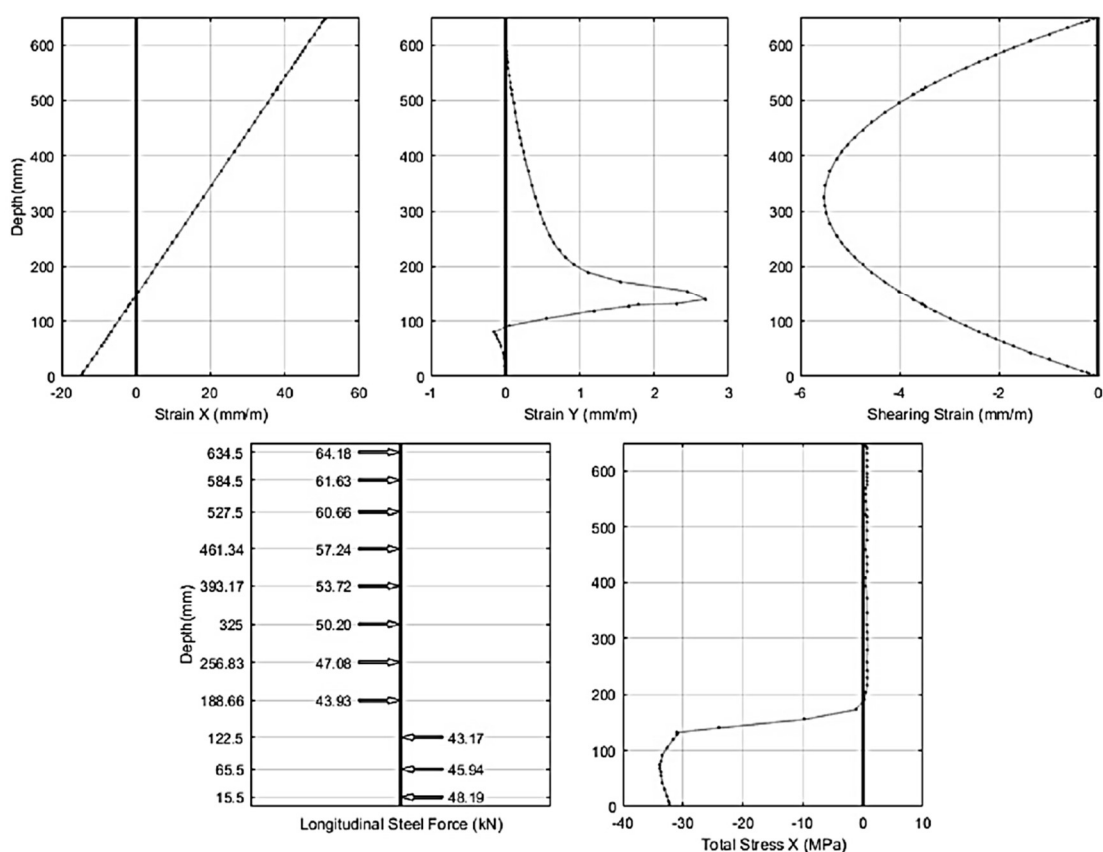
คานที่มีอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลิกน้อยกว่าประมาณ 2.5 น้ำหนักบรรทุกทุกส่วนใหญ่แบกรับโดยค้ำยันรับแรงอัดโดยตรง จำแนกตาม อาณาบริเวณ D การวิเคราะห์ขององค์อาคารดังกล่าวที่วิเคราะห์ด้วยการตัดหน้าตัดโดยทั่วไปเกิดผลในเชิงอนุรักษ์ขึ้นอยู่กับความลิกขององค์อาคาร อัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลิกที่มีขนาดน้อยกว่า 2.5 การคาดการณ์การวิเคราะห์ด้วยการตัดหน้าตัดจะมีความอนุรักษ์อย่างมาก รายละเอียดของพฤติกรรมนี้สามารถพบได้ใน [27] ดังนั้นการคาดการณ์กำลังของผนังวิเคราะห์ที่นี้ ด้วยอัตราส่วนช่วงแรงเฉือนต่อความลิกเป็น 2.0 น่าจะได้รับการประเมินที่ต่ำแต่โดยภาพรวมไม่ได้มีผลกระทบมากนัก



รูปที่ 5 เปรียบเทียบการตอบสนอง น้ำหนัก-การเปลี่ยนตำแหน่ง

ตาราง 3 ผลการเปรียบเทียบของน้ำหนักบรรทุกและการเปลี่ยนตำแหน่งสำหรับผนังรับแรงเฉือน

หมายเลข ผนัง	น้ำหนักที่เหล็กยื่นเริ่มคราก			น้ำหนักประลัย			การโก่งตัวที่น้ำหนักประลัย		
	P_{y-Test}	P_{y-Calc}	$\frac{P_{y-Test}}{P_{y-Calc}}$	P_{u-Test}	P_{u-Calc}	$\frac{P_{u-Test}}{P_{u-Calc}}$	δ_{u-Test}	δ_{u-Calc}	$\frac{\delta_{u-Test}}{\delta_{u-Calc}}$
	(kN)	(kN)		(mm)	(mm)		(mm)	(mm)	
SW21	80	72.0	1.11	127	121.2	1.05	22.0	23.7	0.93
SW22	110	98.0	1.12	150	144.0	1.04	17.0	21	0.81
SW23	120	116.0	1.03	180	150.0	1.20	13.0	14.2	0.92
SW24	80	73.0	1.10	120	124.0	0.97	20.0	23.0	0.87
SW25	130	113.0	1.15	150	145.5	1.03	10.0	13.3	0.83
SW26	68	67.5	1.01	123	113.0	1.09	22.0	23.0	0.96
		Mean	1.09		Mean	1.06		Mean	0.88
		COV(%)	5.04		COV(%)	7.31		COV(%)	6.63



รูปที่ 6 ผลลัพธ์ที่จุดน้ำหนักสูงสุดของผนังรับแรงเฉือน SW21

การโก่งตัวที่ระดับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดได้รับการ
คาดการณ์ที่มีอัตราเฉลี่ยเป็น 0.88 และ สัมประสิทธิ์การ
แปรผัน (COV) เป็น 6.63%. แนวโน้มทั่วไปในการ

คาดการณ์จากการวิเคราะห์จะประมาณการตอบสนอง
การโก่งตัวมากกว่าการตอบสนองที่ได้จากการทดลองดัง
แสดงในรูปที่ 5 การทำนายความแข็งแรงของผนังในช่วง

ก่อนเหล็กเสริมครากแนวโน้มทั่วไปจะประมาณการโก่งตัวต่ำกว่าการทดลองเล็กน้อยจึงให้การตอบสนองแข็งเกร็งมากกว่าเล็กน้อย ทั้งนี้อาจเนื่องจากการครูด (Slip) ของเหล็กเสริมรับแรงดึงในฐานของผนังอาจจะได้รับผลกระทบความแข็งเกร็งด้านข้างของผนังการวิเคราะห์ฐานคานรองรับผนังไม่รวมอยู่ในแบบจำลองถูกสร้างขึ้นมาด้วยสมมติฐานฐานยึดคงที่ตามรูปที่ 4 (ข) โปรดสังเกตว่าสำหรับผนังที่มีแรงตามแนวแกนคงที่ ดังเช่น SW22 และ SW25 การประมาณที่ได้จากวิเคราะห์ของการโก่งตัวมีความแตกต่างจากการทดลองน้อย นี้สามารถนำมาประกอบกับการเกิดการครูดของเหล็กเสริมที่น้อยในการทดลองเหล่านี้ ซึ่งให้เงื่อนไขฐานรองรับคล้ายคลึงกันมากขึ้นกับเงื่อนไขฐานรองรับในการวิเคราะห์

น้ำหนักที่เหล็กเสริมตามยาวเริ่มคราก มีค่าเฉลี่ยที่ 1.09 และ COV 5.04% ตามการคำนวณเหล็กเสริมเริ่มครากที่น้ำหนักด้านข้างในการวิเคราะห์มีค่าน้อยกว่าผลทดสอบอาจเกิดจากแบบจำลองของฐานยึดคงที่อย่างสมบูรณ์ ในการทดสอบคานล่างเป็นฐานยึดคงที่ตามรูปที่ 4 (ก) และเหล็กเสริมตามยาวของผนังยื่นเข้าไปในคานที่เป็นฐาน ดังนั้นเนื่องจากการแตกร้าวของคานฐานรับผนังและอาจทำให้เกิดการครูดของแรงยึดหน่วงของเหล็กเสริมตามยาวซึ่งเป็นเหตุทำให้การครากที่ระดับน้ำหนักบรรทุกทางด้านข้างมากกว่าการวิเคราะห์ที่ได้

การทดสอบพฤติกรรมของผนังเกี่ยวข้องกับขั้นตอนดังต่อไปนี้ ในขั้นตอนก่อนหน้าการวิบัติของการทดสอบจะแตกร้าวแนวนอนจากแรงดัดโดยทั่วไปจะเกิดขึ้นที่หนึ่งในสามของความสูงผนังจากทางด้านล่าง ภายใต้การเพิ่มระดับน้ำหนักบรรทุกทางด้านข้างรอยแตกเริ่มเอียงไปทางปลายด้านแรงอัดของผนัง การวิบัติสุดท้ายรอยแตกเริ่มเอียงใกล้เป็นแนวตั้งไปถึงฐานของปลายด้านรับแรงอัดและเสียหายที่ฐานของเหล็กเสริมรับแรงดึง ตามมาด้วยการอัดแตกของคอนกรีต

การศึกษาวิเคราะห์ผนังทั้งหมดมีพฤติกรรมแรงดัดที่โดดเด่นคล้ายกัน โหมดการวิบัติสุดท้ายส่วนใหญ่ของผนังคาดการณ์ว่าเกิดการแตกหักของเหล็กเสริมตามยาวในเขต

แรงดึงมากกว่าอัดแตกของคอนกรีตในเขตแรงอัด ตัวอย่างดังเช่นผนังรับแรงเฉือน SW21 ที่ระดับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดก่อนการวิบัติของโหนด 1 ตามรูปที่ 6 (ข) ความเครียดตามแกน (Strain X) เข้าใกล้ 50×10^{-3} ซึ่งเป็นความเครียดแตกหักที่ใช้สันนิษฐานในการวิเคราะห์ หากเกินกว่านี้เหล็กเสริมรับแรงดึงจะไม่สามารถรับแรงได้อีกต่อไปและความสามารถในการแบกรับน้ำหนักของผนังจะลดลงกะทันหัน ขณะที่ความเครียดแตกหักของเหล็กเสริมแรงดึงสูงจากการทดสอบไม่ได้รายงาน การใช้ค่าของความเครียดแตกหักขนาดใหญ่จะเพิ่มระดับการเสียรูปที่ก่อให้เกิดการอัดแตกของคอนกรีตในเขตแรงอัด อย่างไรก็ตามในการแสดงให้เห็นถึงการบังคับใช้ของขั้นตอนการปฏิบัติในสถานการณ์ที่ไม่ทราบค่าของคุณสมบัติในคอนกรีตและเหล็กเสริม ผนังเหล่านี้ถูกวิเคราะห์ด้วยคุณสมบัติของวัสดุสันนิษฐานให้อนุรักษ์ (อ่อนแอกว่าที่เกิดขึ้นจริง) ในการกำหนดค่าเริ่มต้นในการวิเคราะห์

9. อภิปรายและสรุปผล

จากหกดตัวอย่างผนังรับแรงเฉือนซึ่งทดสอบพฤติกรรมของผนังรับแรงเฉือนได้รับการเปรียบเทียบในทอมการตอบสนองของ น้ำหนักด้านข้างทำให้เริ่มคราก น้ำหนักด้านข้าง – การโก่งตัว ความเครียดเหล็กเสริม และเงื่อนไขการวิบัติ ที่แสดงถึงขั้นตอนการวิเคราะห์ที่เหมาะสมในการจำลองพฤติกรรมผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก การเลือกพารามิเตอร์ถูกสร้างขึ้นมาก่อนการวิเคราะห์ การคำนวณการตอบสนอง ความโค้ง ความเครียดเฉือนของหน้าตัดถูกสร้างในระหว่างขั้นตอนวิเคราะห์

การเขียนโปรแกรมคำนวณหาโดยใช้ MATLAB ต้องการใช้เวลาคำนวณประมาณ 5 – 8 นาที ดังนั้นจุดมุ่งหมายของการจำลองเหมาะสมกับความพยายามด้านวิศวกรรม อย่างไรก็ตามเวลาในการคำนวณนี้ยังสามารถลดลงได้อีก ด้วยการเขียนโปรแกรมการทำวนซ้ำแบบขนานดังนั้นการทำวนซ้ำที่แต่ละเอลิเมนต์และแต่ละหน้าตัดสามารถถูกกระทำได้ในเวลาเดียวกันทำให้เวลาการประมวลผลลดลงได้อีกอย่างมาก

การตรวจสอบความถูกต้องดำเนินการโดยการวิเคราะห์ผนังรับแรงเฉือนหกตัวอย่างผลที่ได้ต่อไปนี้:

1. การพิจารณาผลกระทบแรงเฉือนจำเป็นสำหรับการประเมินความปลอดภัยและความสมจริงของกำลังและความเหนียวของผนังรับแรงเฉือน

2. เอลิเมนต์โครงข้อแข็งบนพื้นฐานเพลกซิบิลิตีด้วยการแบ่งย่อยแถบชั้นสำหรับการวิเคราะห์ไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่เชิงเส้น สะดวกรวดเร็วและถูกต้องในพื้นฐานการวิเคราะห์สำหรับแบบจำลองหน้าต่างที่มีสภาพพลาสติก

3. ระเบียบวิธีไฟไนต์เอลิเมนต์ไม่เชิงเส้นด้วยเอลิเมนต์โครงข้อแข็งบนพื้นฐานเพลกซิบิลิตีให้องค์ประกอบพื้นฐานเช่น ความเครียดตามแกน ความโค้ง และความเครียดเฉือนสำหรับการสร้างแบบจำลองที่เหมาะสมในพฤติกรรมที่ไม่เชิงเส้นของผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก

4. วิธีรอยแตกกระจายตัวเฉลี่ย ที่ได้นำเสนอนี้เป็นแบบจำลองที่เรียบง่ายและถูกต้องในพฤติกรรมสภาพพลาสติกของหน้าต่างโดยเฉพาะผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก

5. ขั้นตอนวิเคราะห์ที่พัฒนาสามารถจำลองการตอบสนองของผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กภายใต้น้ำหนักบรรทุกกระทำต่อเนื่องทางเดียวที่มีระดับความถูกต้องของกำลัง ความแข็งแรง ความเหนียว และการวิบัติ พารามิเตอร์การคำนวณเช่น ความเครียดหลักเสริมและการเสียรูปองค์อาคาร ได้อย่างเหมาะสม

6. งานวิจัยต่อไปควรพิจารณาแบบจำลองผนังรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็กที่ละเอียดมากขึ้นอาทิเช่นแบบจำลองการครูดของแรงยึดหน่วงหรือการครูดของเหล็กเสริมรับแรงดึง แบบจำลองการโก่งเดาะของเหล็กเสริมรับแรงอัด

10. เอกสารอ้างอิง

[1] D'Ambrisi, A. and Filippou, FC., "Correlation studies on an RC frame shaking- table

specimen," Earthquake Engineering and Structural Dynamics., vol. 26, pp. 1021-1041, 1997.

[2] Li, YR. and Jirsa, JO., "Nonlinear analysis of an instrumented structure damaged in the 1994 Northridge earthquake" Earthquake Spectra., vol. 14(2), pp. 265-283, 1998.

[3] Elwood, K. , " Modeling failures in existing reinforced concrete columns," Canadian Journal of Civil Engineering., vol. 31(5), pp. 846-859, 2004.

[4] Lee, DH., Elnashai, A. "Seismic analysis of RC bridge columns with flexure- shear interaction," Journal of Structural Engineering, ASCE., vol. 127(5), pp. 546-553, 2001.

[5] Lee, DH. , Elnashai, A. , " Inelastic seismic analysis of RC bridge piers including flexure- shear- axial interaction," Structural Engineering and Mechanics., vol. 13(3), pp. 546-553, 2002.

[6] Xu, SY. , Zhang, J. , " Axial- shear- flexure interaction hysteretic model for RC columns under combined actions," Journal of Engineering Structures. , vol. 34(1), pp. 548-563, 2012.

[7] Spacone, E., Filippou, FC., Taucer, FF., "Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/ C frames, part I: formulation," Earthquake Engineering and Structural Dynamics., vol. 25, pp. 711-725, 1996.

[8] Ranzo, G., Petrangeli, M.A., "Fiber finite beam element with section shear modeling for seismic analysis of RC structures," Journal of

- Earthquake Engineering. , vol. 2(3), pp. 443-473, 1998.
- [9] Shirai, N., Moriizumi, K., Terasawa K., “Cyclic analysis of reinforced concrete columns macro- element approach, modeling of inelastic behavior of RC structures under seismic load,” Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers., 2001, pp. 435-453.
- [10] Marini, A., Spacone, E., Analysis of reinforced concrete elements including shear effects. Structural Journal, American Concrete Institute., vol. 103(5), 645-655, 2006.
- [11] Petrangeli, M., Pinto, P.E., Ciampi, V., “Fiber element for cyclic bending and shear of R/C structures, part I: theory,” Journal of Engineering Mechanics, ASCE., vol. 125(9), pp. 994-1001, 1999.
- [12] Vecchio, F. J. & Collins, M. P, “Stress– Strain Characteristic of Reinforced Concrete in Pure Shear,” IABSE Colloquium, Advanced Mechanics of Reinforced Concrete, Delft, Final Report, International Association of Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland., 1981, pp. 221–225.
- [13] Vecchio, F. J. & Collins, M. P, “The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear,” ACI JOURNAL., ProceedingsV. vol. 83, No. 2, pp. 219-231, Feb. 1986.
- [14] Belarbi, A. & Hsu, T. T. C, “Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete,” ACI Structural Journal., vol. 91, No. 4, pp. 465-474, 1994.
- [15] Pang, X. B. & Hsu, T. T. C, Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements in Shear, ACI Structural Journal., vol. 92(6), pp 665–679, 1995.
- [16] Belarbi, A. & Hsu, T. T. C, “Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete,” ACI Structural Journal., vol. 91, No. 4, pp. 465-474, July-Aug. 1994.
- [17] Hsu, T. T. C. & Zhang, L. X, “Nonlinear Analysis of Membrane Elements Fixed- Angle Softened Truss Model,” ACI Structural Journal., vol. 94, No. 5, pp. 483-492, Sept.- Oct. 1997.
- [18] Zhang, L. X. & Hsu, T. T. C, “Behavior and Analysis of 100Mpa Concrete Membrane Elements,” Journal of Structural Engineering, ASCE., vol. 124, No. 1, pp. 24-34, Jan. 1998.
- [19] Zhu, R. H.; Hsu, T. T. C.; and Lee, J. Y, “Rational Shear Modulus for Smeared Crack Analysis of Reinforced Concrete,” ACI Structural Journal., vol. 98, No. 4, pp. 443-450. 2001.
- [20] Zhu, R. H. & Hsu, T. T. C, “Poisson Effect of Reinforced Concrete Membrane Elements,” ACI Structural Journal., vol. 99, No. 5, pp. 631-640, Sept.-Oct. 2002.
- [21] Spacone, E.; V. Ciampi.; F. C. Filippou, “MIXED FORMULATION OF NONLINEAR BEAM FINITE ELEMENT,” Computers & Structures., vol. 58, No.1, pp. 71-83, 1996.
- [22] Kupfer, H. B.; Hildorf, H. K.; Rusch, H, “Behavior of concrete under biaxial stresses,” Structural Journal of the American Concrete Institute., vol. 66(8), pp. 656–66, 1969.
- [23] Vecchio, F. J, “Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation,”

- Journal of Structural Engineering., vol. 12, No.69, pp. 1070-1077, 2000.
- [24] Vecchio,F. J, “ Finite Element Modeling of Concrete Expansion and Confinement,” Journal of Structural Engineering, ASCE. , vol. 118, No. 9. pp. 2390-2405, 1992.
- [25] He, X.G. and Kwan, A.K.H, “Modeling Dowel Action of Reinforcement Bars for Finite Element Analysis of Concrete Structures,” Computers and Structures., vol. 79, No.6, pp. 595-604, 2001.
- [26] Lefas, I. D., Kotsovos, M. D. and Ambraseys, N. N, “ Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls: Strength, Deformation Characteristics and Failure Mechanism,” ACI Structural Journal., vol. 87, No.1, pp. 23-31, January-February 1990.
- [27] Collins,M. P. and Mitchell, D, “ Prestressed Concrete Structures,” Prentice- Hall, 1991, pp. 345.