

บทที่ 3

ระเบียบวิธีการวิจัย

3.1 อาคารตัวอย่าง

ในงานวิจัยนี้ได้คัดเลือกแบบอาคารโรงเรียนคอนกรีตเสริมเหล็กสูง 3 ชั้น ซึ่งเป็นอาคารเรียนที่ก่อสร้างตามแบบมาตรฐานของกระทรวงศึกษาธิการ สปข.2/28 มาเป็นกรณีศึกษา การออกแบบใช้วิธี Working Stress Design ตามข้อกำหนดของกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) ฟังอาคารมีลักษณะสมมาตร โดยมีผังอาคารและรายละเอียดของโครงสร้างแสดงในภาพประกอบที่ 3.1-3.8 ตามลำดับ และมีรายละเอียดที่สำคัญ ดังนี้

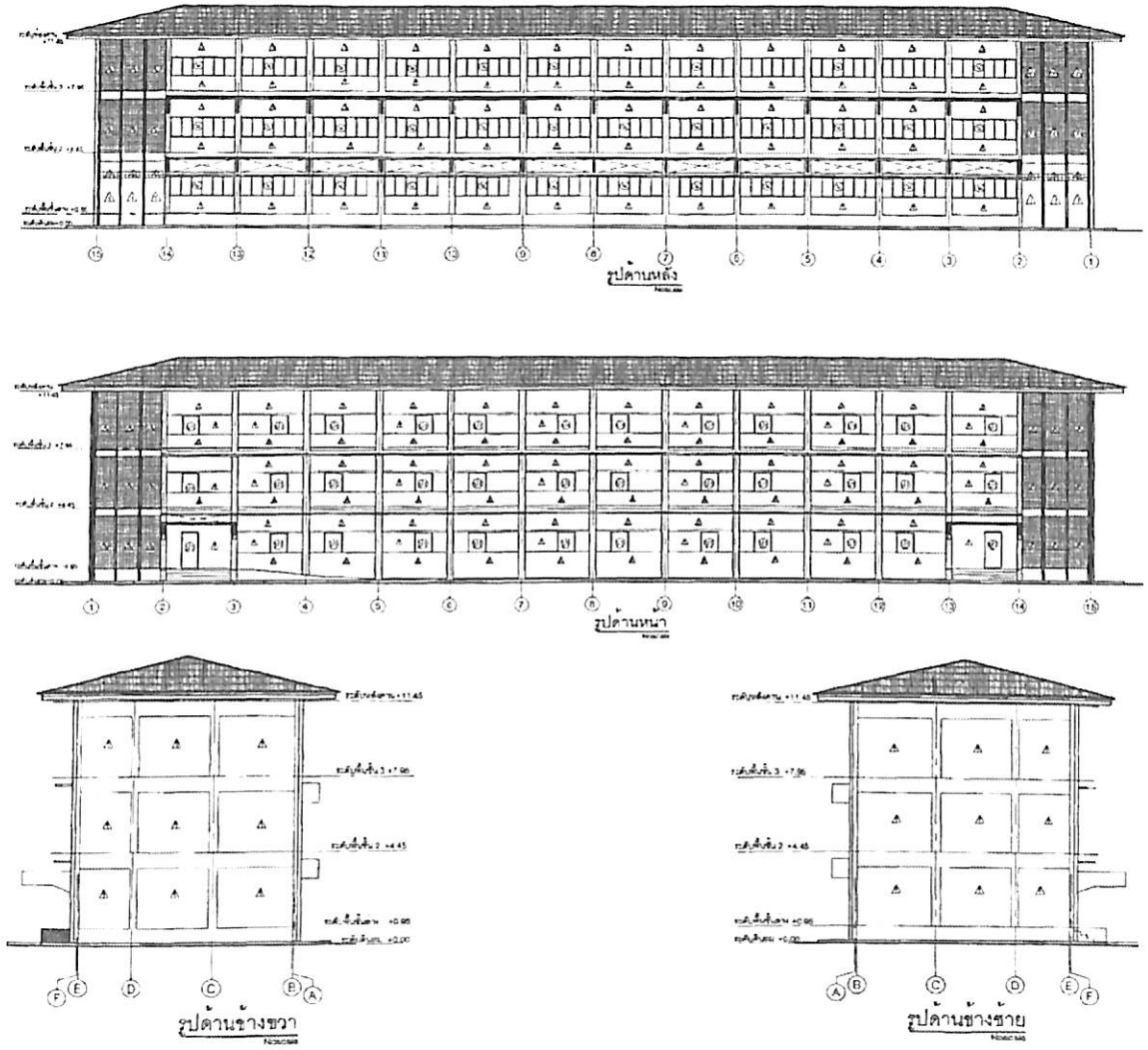
ก. ฟังอาคารมีขนาด 10.00x56.00 เมตร ความสูง 11.20 เมตร ภายในอาคารแต่ละชั้นมีการกั้นผนังอิฐมวลเบาเพื่อใช้เป็นห้องเรียน

ข. พื้นอาคารเรียนทั่วไปใช้แผ่นพื้นคอนกรีตสำเร็จ รับน้ำหนักบรรทุกจร 400 กก./ตร.ม. ส่วนพื้นระเบียงกันสาดและพื้นห้องน้ำใช้แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่ โครงสร้างอาคารเป็นระบบคาน-เสา คอนกรีตเสริมเหล็ก

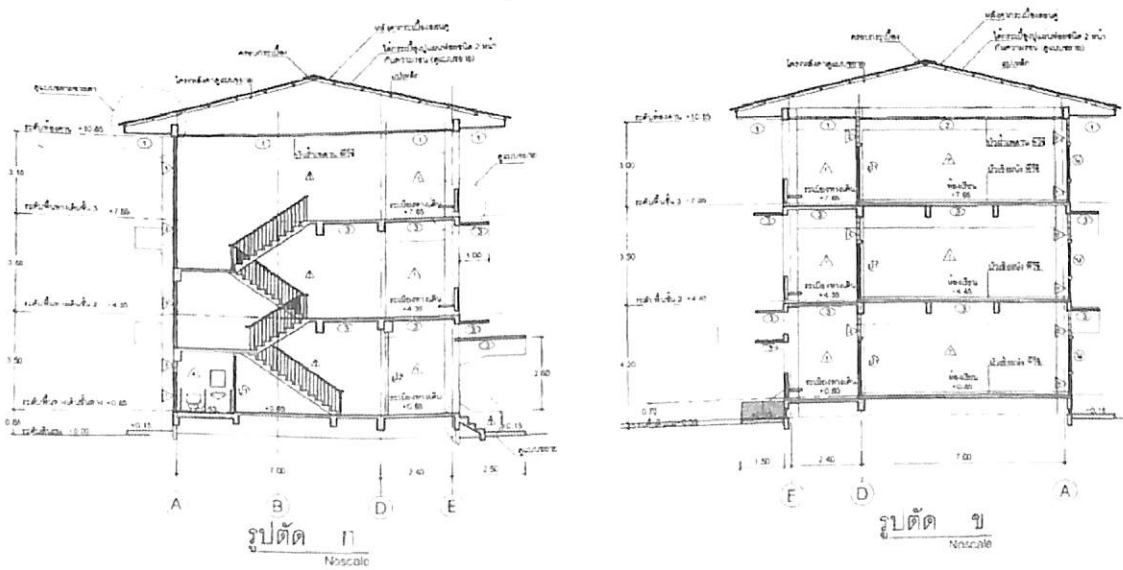
ค. เสารับพื้นอาคารเรียนใช้ขนาด 0.30x0.45 เมตร ส่วนเสารับบันไดใช้ขนาด 0.30x0.30 เมตร โดยมีการเสริมเหล็กแตกต่างกัน ตั้งแต่ C1-C2 สำหรับคานทั่วไปมีขนาด 0.20x0.40 เมตร รายละเอียดการเสริมเหล็กแสดงในภาพประกอบที่ 3.6-3.8

ง. คอนกรีตมีค่ากำลังอัดประลัย 240 กก./ซม.2 สำหรับแท่งคอนกรีตขนาด 15x15x15 ซม. เหล็กข้ออ้อยใช้เกรด SD30 เหล็กกลมใช้เกรด SR24

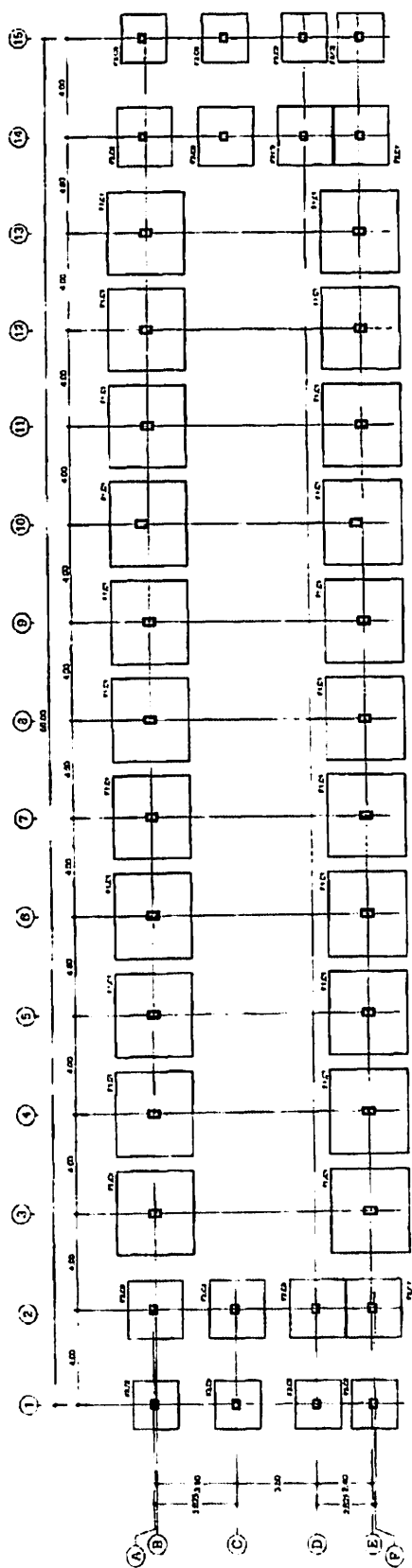
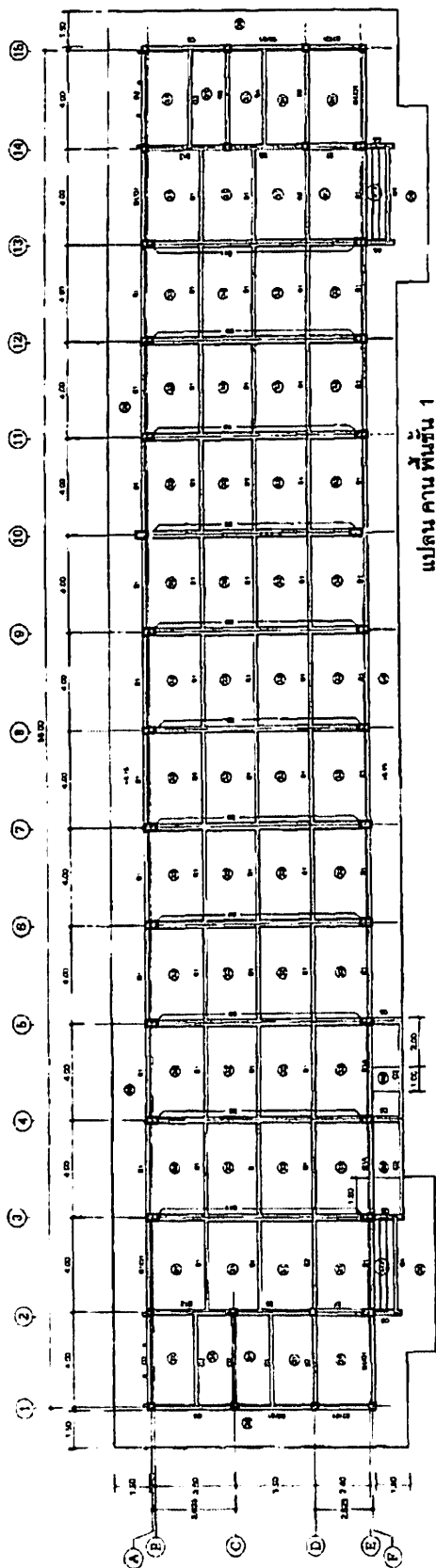
โครงสร้างอาคารโรงเรียนต้นแบบ มีลักษณะต่างๆ ที่มีความเสี่ยงสูงจากแผ่นดินไหว อาทิเช่น (1) มีลักษณะชั้นล่างเปิดโล่ง มีแนวโน้มที่จะเกิดการพังทลายแบบ Soft Story (2) เสามีขนาดเล็กเมื่อเทียบกับขนาดของคาน มีแนวโน้มที่จะเกิดการพังทลายแบบเสาอ่อน-คานแข็ง (Weak Column Strong Beam) (3) เสามีการเปลี่ยนแปลงปริมาณเหล็กเสริมอย่างรวดเร็วตามความสูง มีแนวโน้มที่จะเกิดการพังทลายแบบ Soft Story ในชั้นบน (4) เสามีปริมาณเหล็กปลอกต่ำ มีแนวโน้มที่จะเกิดการเสียหายจากแรงเฉือน ซึ่งมีลักษณะการพังทลายแบบเปราะ



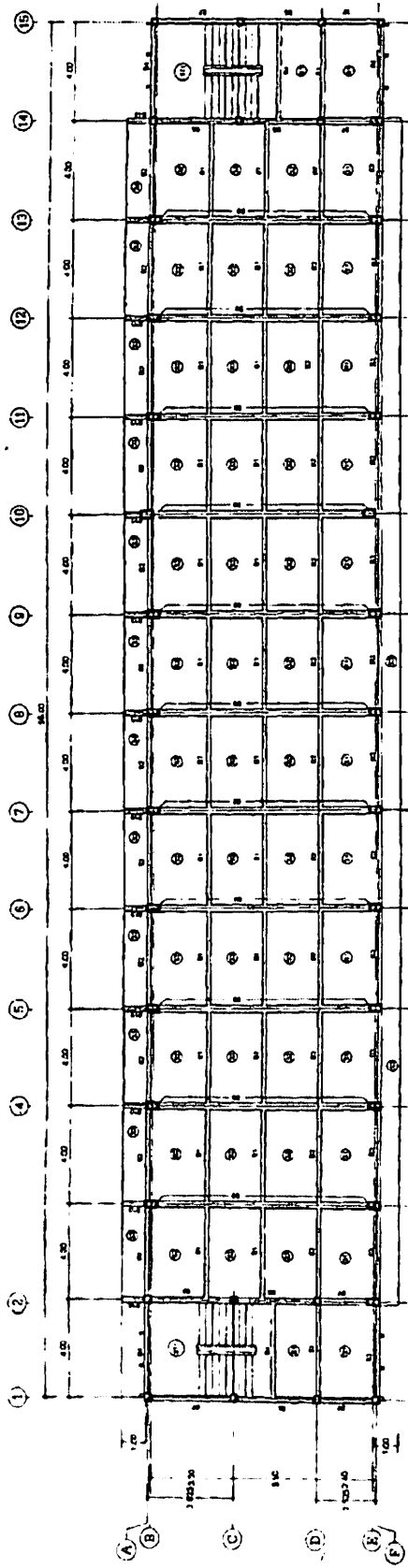
ภาพประกอบที่ 3.1 รูปด้านข้างของอาคาร โรงเรียน



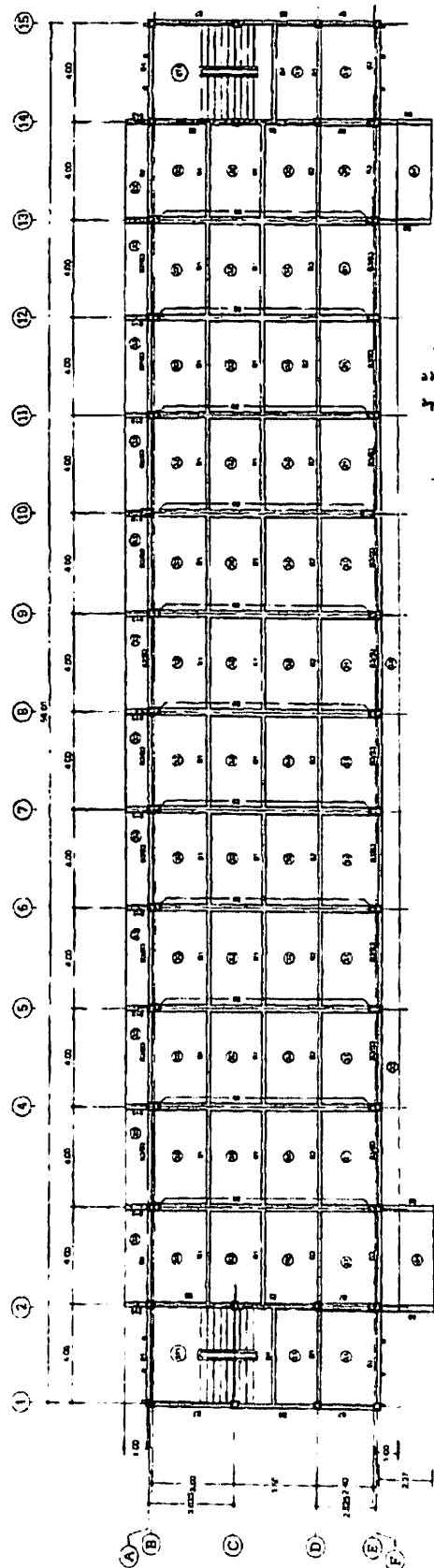
ภาพประกอบที่ 3.2 รูปตัดของอาคาร โรงเรียน



ภาพประกอบที่ 3.3 ผังเสาฐานรากและคานชั้นล่างของอาคารโรงเรียน

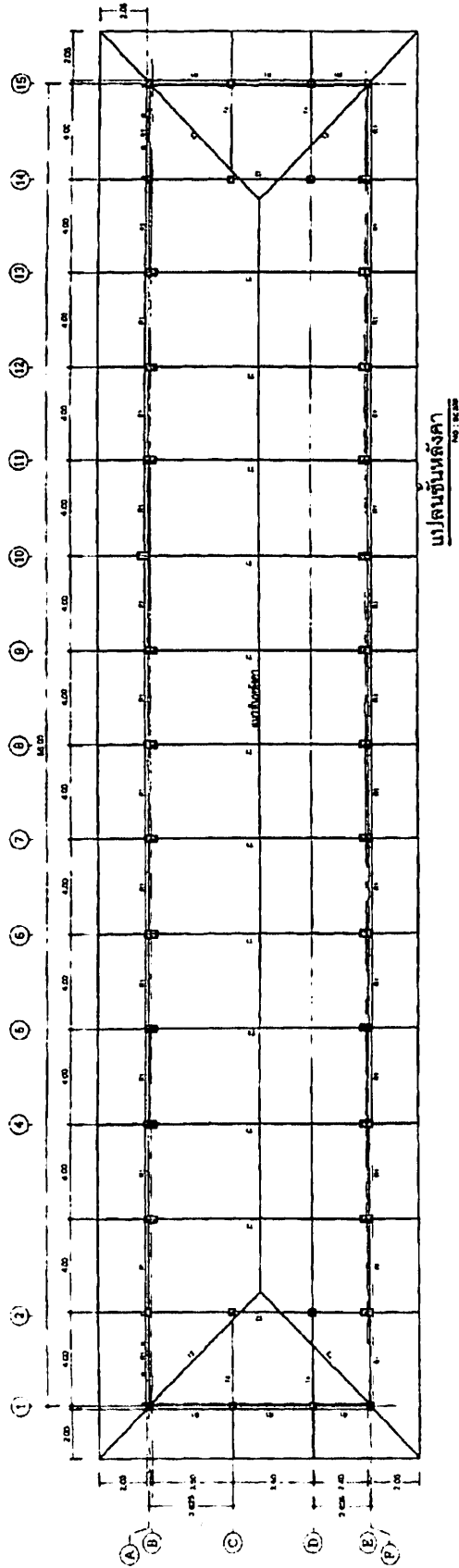


แปลนคานพื่นชั้น 3

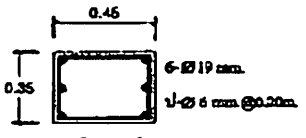
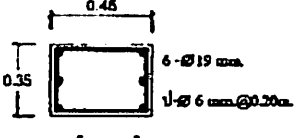
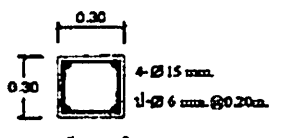
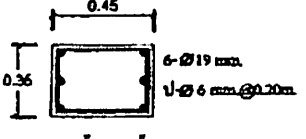
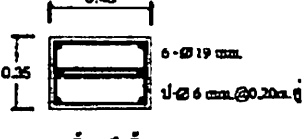
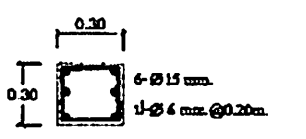
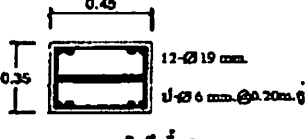
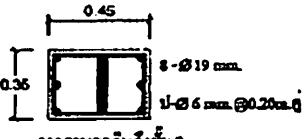
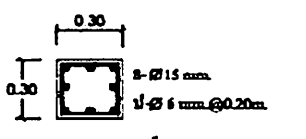
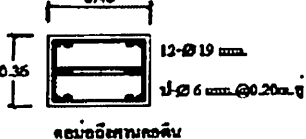
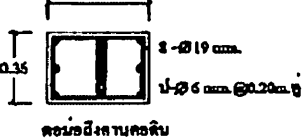
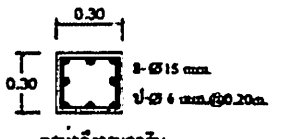


แปลนคานพื่นชั้น 2

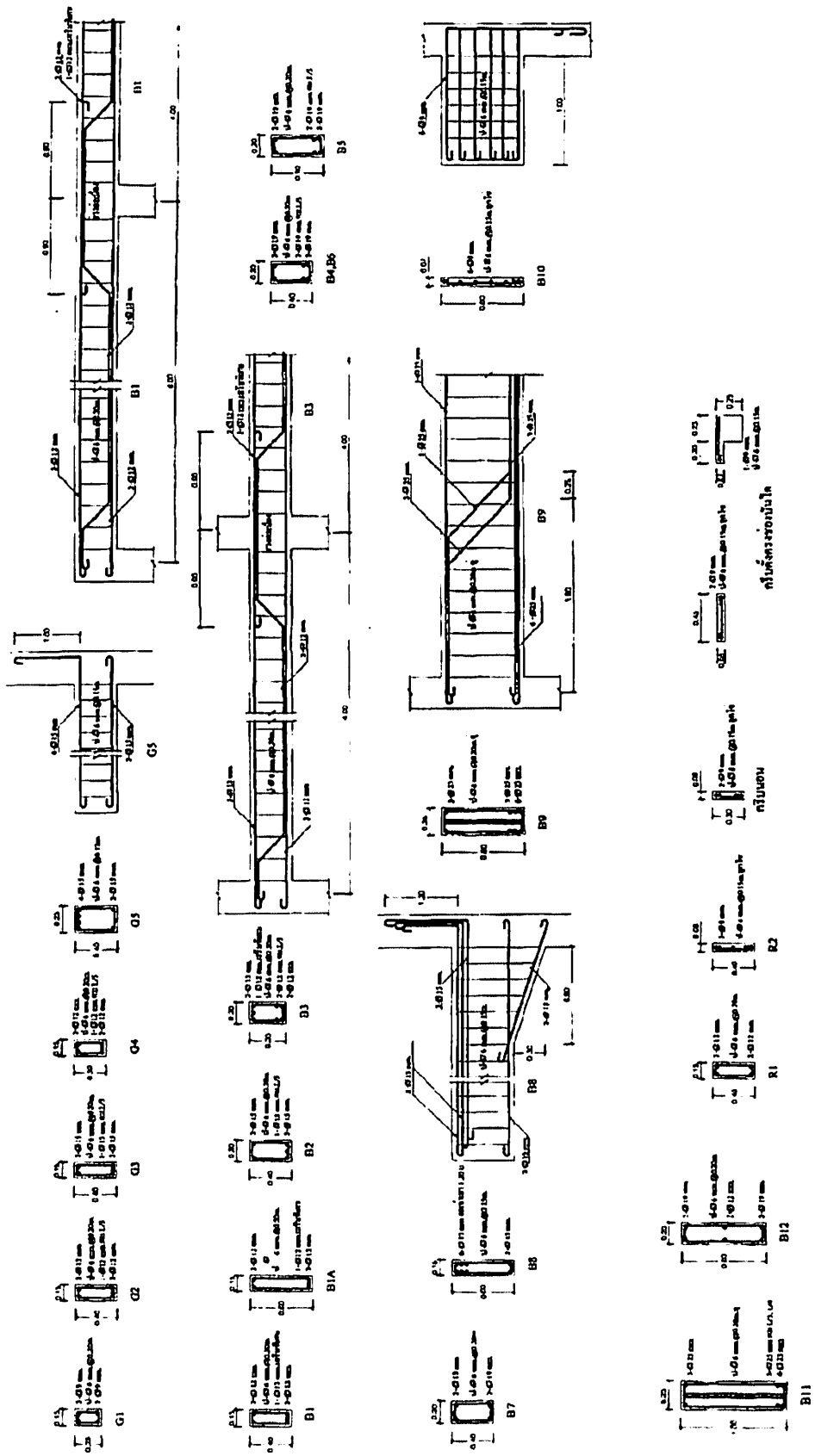
ภาพประกอบที่ 3.4 ผังคานพื่นชั้นที่สอง และชั้นที่สามของอาคาร โรงเรียน



ภาพประกอบที่ 3.5 ฟังคานหลังคาของอาคาร โรงเรียน

 <p>จากชั้น 3 ถึงชั้นหลังคา</p>	 <p>จากชั้น 3 ถึงชั้นหลังคา</p>	 <p>จากชั้น 3 ถึงชั้นหลังคา</p>
 <p>จากชั้น 2 ถึงชั้น 3</p>	 <p>จากชั้น 2 ถึงชั้น 3</p>	 <p>จากชั้น 2 ถึงชั้น 3</p>
 <p>จากคานาคอนคิตถึงชั้น 2</p>	 <p>จากคานาคอนคิตถึงชั้น 2</p>	 <p>จากคานาคอนคิตถึงชั้น 2</p>
 <p>คาน่อีตคานาคอนคิต</p>	 <p>คาน่อีตคานาคอนคิต</p>	 <p>คาน่อีตคานาคอนคิต</p>
CI'	C1	C2

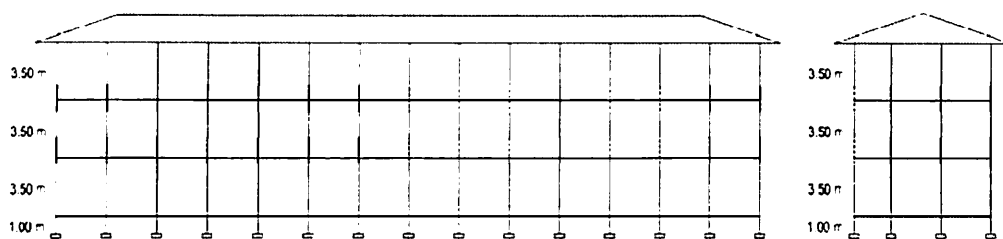
- เหล็กแกนเสา จากฐานรากถึงชั้นบนให้เหลือคดตรงไม่ต้องคดงเหล็ก สำหรับเสาค่อมให้เพิ่มระยะขม่อมเหล็ก ตามแบบขยายเสา
- ภาพประกอบที่ 3.6 รายละเอียดหน้าตัดเสาคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคาร โรงเรียน



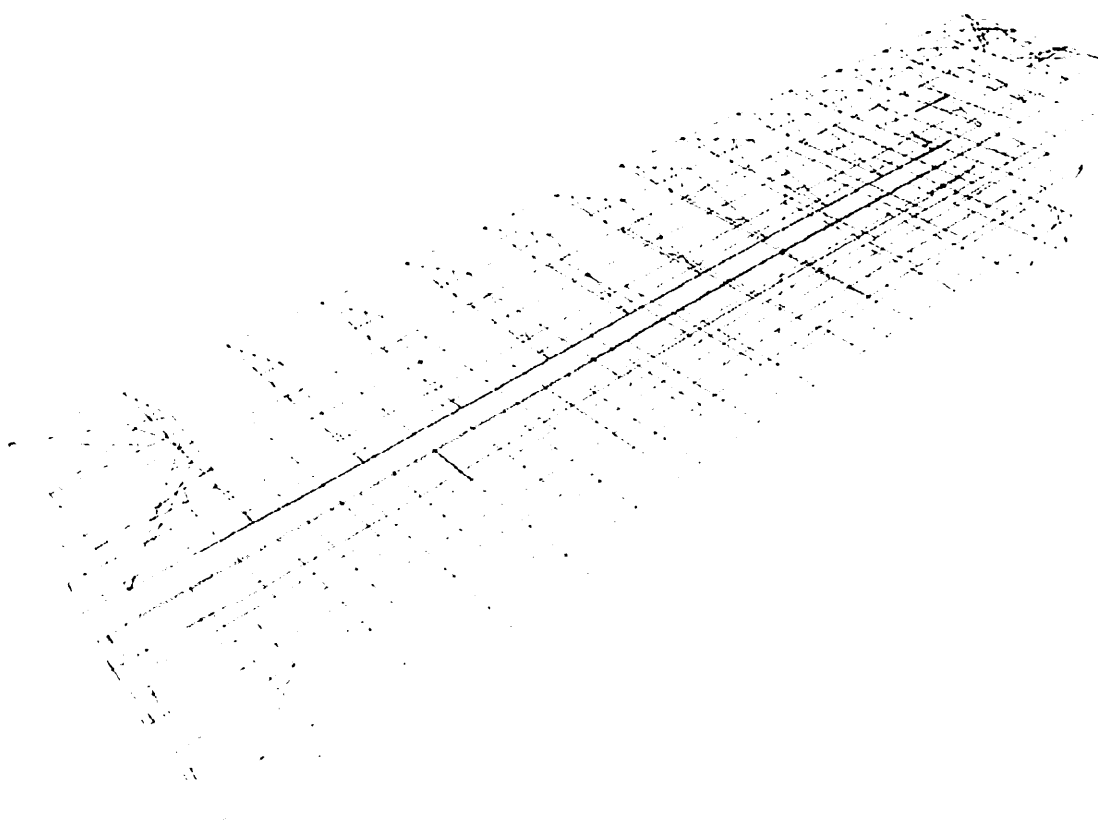
ภาพประกอบที่ 3.7 รายละเอียดหน้าตัดคานคอนกรีตเสริมเหล็กของอาคารโรงเรียน

3.2 การออกแบบเสริมกำลังด้วย BRB

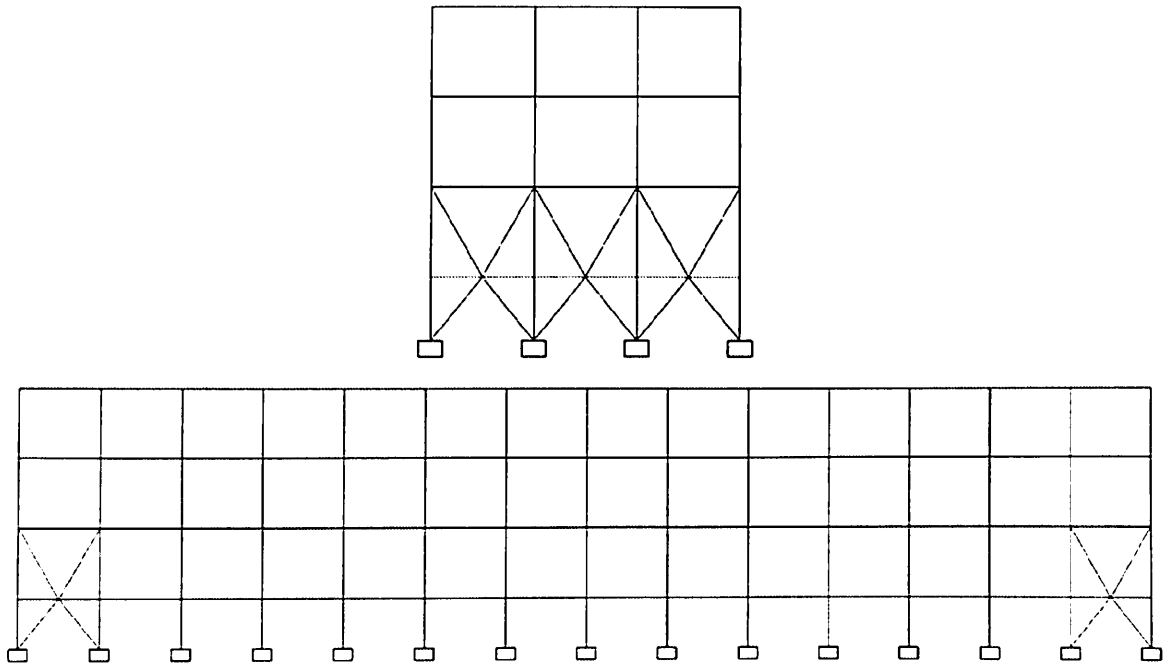
ทำการจำลองแบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติ อาคารเดิมก่อนเสริมกำลังดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.9 โดยโปรแกรม ETABS ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.10 กำหนดรูปแบบการเสริมกำลัง ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.11



ภาพประกอบที่ 3.9 แบบจำลองโครงสร้าง 3 มิติ อาคารเดิมก่อนเสริมกำลัง

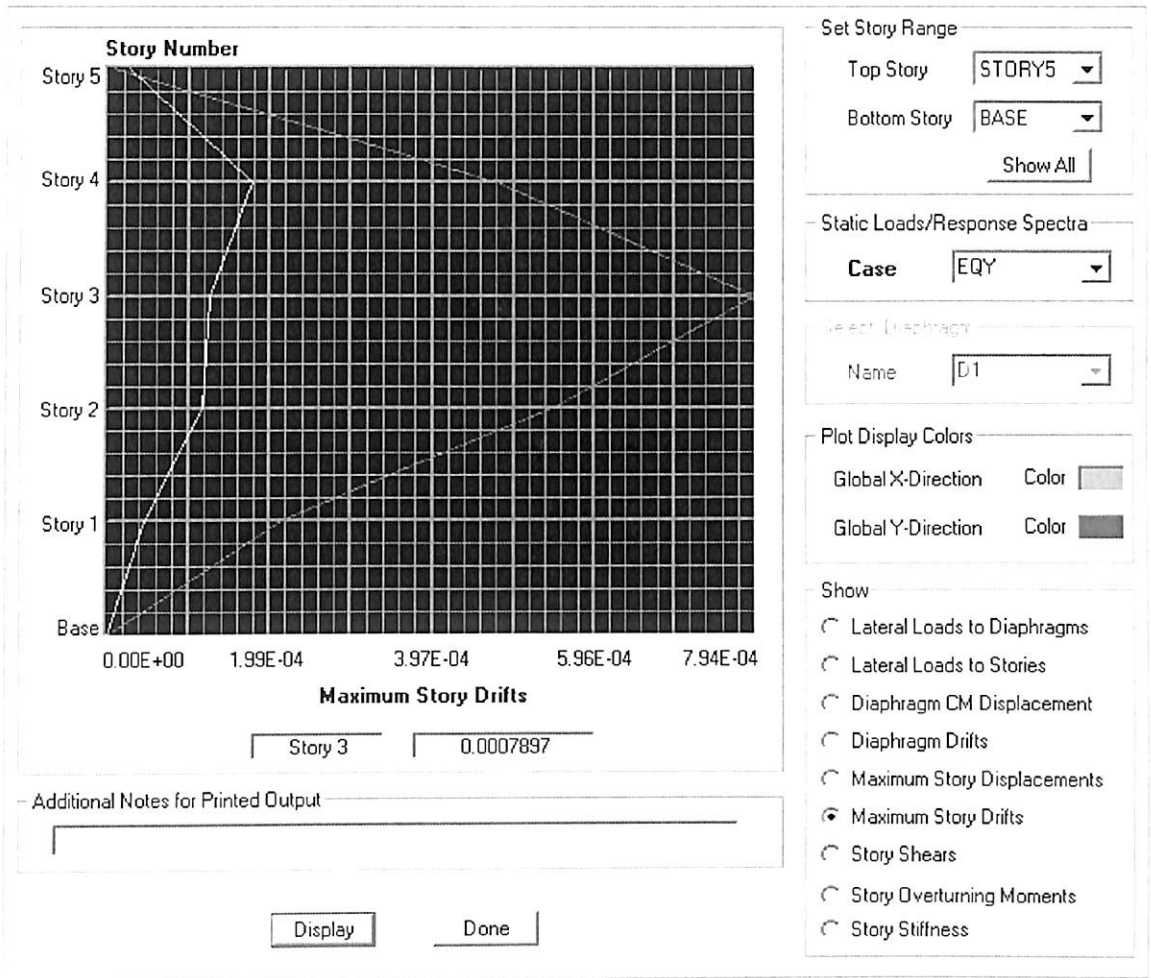


ภาพประกอบที่ 3.10 แบบจำลองแบบอาคาร โดยโปรแกรม ETABS



ภาพประกอบที่ 3.11 แบบจำลองแบบอาคาร โดยโปรแกรม ETABS หลังเสริมกำลัง

จากภาพประกอบที่ 3.11 วิเคราะห์โครงสร้างอาคาร โดยวิธีแรงสถิตเทียบเท่าด้วยแรงกระทำตาม มยศ. 1303-57 โดยโปรแกรม ETABS จะได้แรงแนวแกนมาออกแบบขนาดหน้าตัด Steel Core ตามสมการที่ 2.1 โดยที่แรงแนวแกนของ BRB เท่ากับ 38,000 กิโลกรัม (P_{YSC}) หน่วยแรงที่จุดคราก (Yield Stress) เท่ากับ 245 MPa หรือ 2,450 กิโลกรัมต่อตารางเซนติเมตร (ตามมาตรฐาน มอก.1228-2529) สามารถคำนวณขนาดหน้าตัด Steel Core เท่ากับ 13.95 ตารางเซนติเมตร หรือเลือกใช้ 14 ตารางเซนติเมตร



ภาพประกอบที่ 3.12 ค่า Maximum Story Drift โดยโปรแกรม ETABS หลังเสริมกำลัง

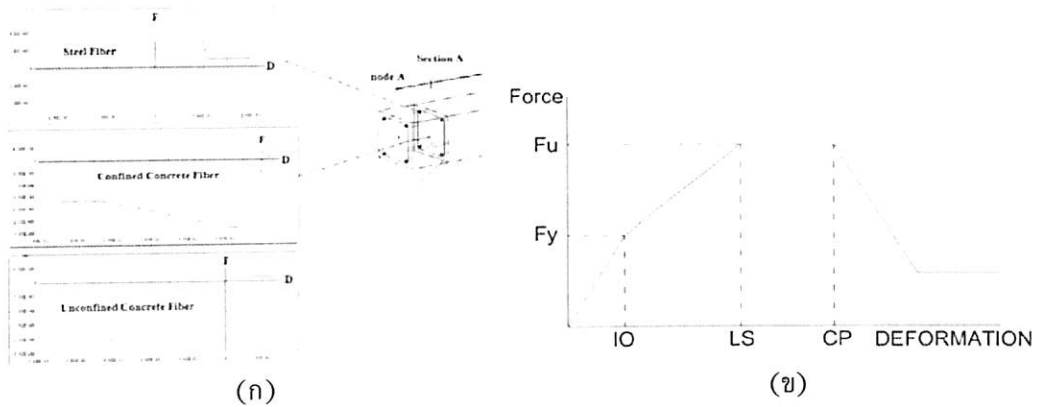
ตรวจสอบ Story Drift ของอาคาร ตามเกณฑ์ $\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} = 0.0007897 \times 5.5 (C_d) / 1.2 (I)$
 เท่ากับ 0.00362 มีค่าต่ำกว่ามาตรฐานเท่ากับ 0.015 h หรือเท่ากับ 0.18

3.3 แบบจำลองโครงสร้าง

3.3.1 รูปตัดไฟเบอร์ (Fiber Section)

ส่วนประกอบนี้ใช้ในการจำลองพฤติกรรมอนิลาสติก หลักการสำคัญของส่วนประกอบส่วนนี้คือการแบ่งหน้าตัดองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กที่บริเวณปลายของค้ำอาคารออกเป็นส่วนๆ (ไฟเบอร์) ตามที่แสดงในภาพประกอบที่ 3.13 (ก) โดยรูปตัดไฟเบอร์ จะจำแนกได้เป็น 3 ประเภทคือ 1) คอนกรีตหุ้มเหล็ก 2) แกนคอนกรีต และ 3) เหล็กเสริม

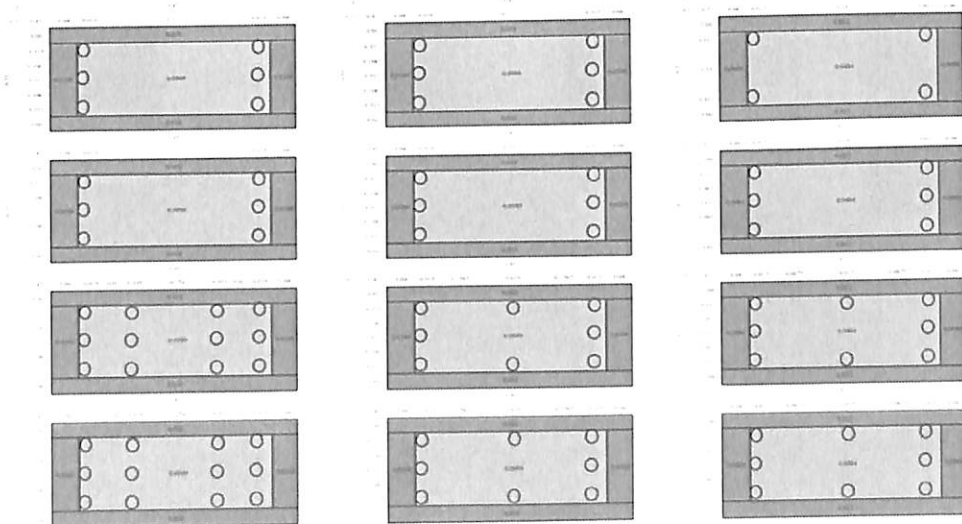
จากความสัมพันธ์ Force-Deformation ของคอนกรีตและเหล็กเสริม นำมาใช้วัดสมรรถนะของโครงสร้าง 3 ระดับ ตามที่แสดงในภาพประกอบที่ 3.13 (ข) ได้แก่ ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO), ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS), และระดับป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (CP)



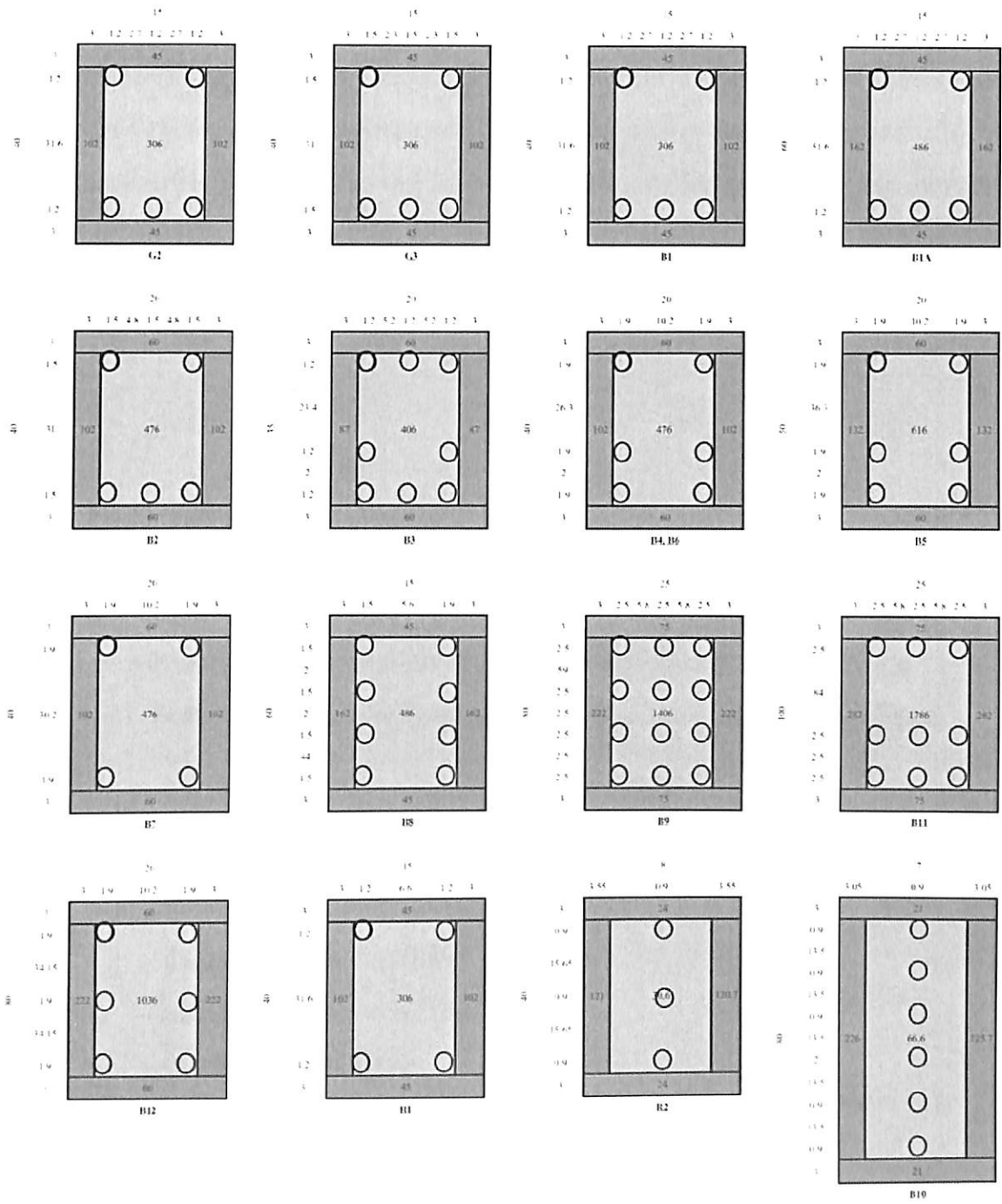
ภาพประกอบที่ 3.13

(ก) พฤติกรรมของวัสดุในส่วนประกอบย่อยของหน้าตัดไฟเบอร์ (Fiber Section)

(ข) การวัดสมรรถนะของโครงสร้างความสัมพันธ์ Force-Deformation ของคอนกรีตและเหล็กเสริม



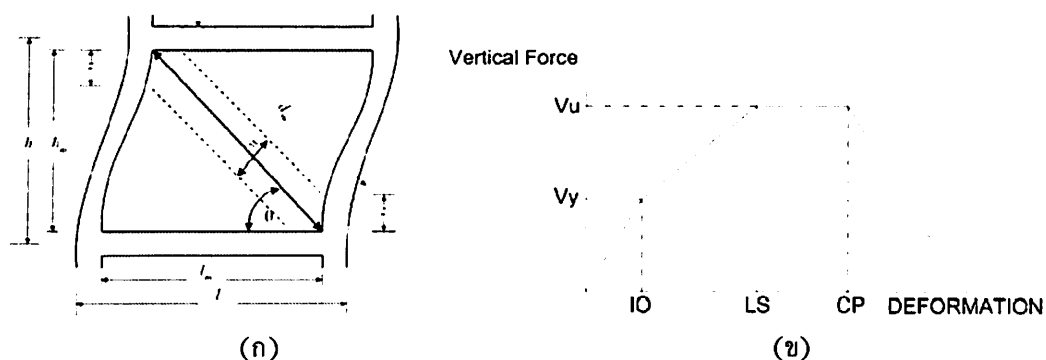
ภาพประกอบที่ 3.14 ตัวอย่างส่วนประกอบย่อยของหน้าตัดไฟเบอร์ของเสา



ภาพประกอบที่ 3.15 ตัวอย่างส่วนประกอบย่อยของหน้าตัดไฟเบอร์ของคาน

3.3.2 แบบจำลองโมเดลของพฤติกรรมผนังอิฐก่อใน โครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก

การจำลองโมเดลของพฤติกรรมผนังอิฐก่อแบบ โครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็กใช้วิธี Strut and Tile Model ซึ่งรูปแบบพฤติกรรมของกราฟความสัมพันธ์ พฤติกรรมของผนังอิฐก่อภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง มีลักษณะเกิดจากการค้ำยันจากผนังอิฐก่อ ซึ่งพฤติกรรมลักษณะนี้สามารถจำลองโดยใช้การค้ำยันแนวทแยงเทียบเท่า (Equivalent Compression Strut) มีลักษณะได้แสดงดังภาพประกอบที่ 3.16



ภาพประกอบที่ 3.16 (ก) พฤติกรรมของผนังอิฐก่อภายใต้แรงกระทำทางด้านข้าง

(ข) การวัดสมรรถนะของ Equivalent Compression Strut - Deformation ของผนังอิฐก่อ

การค้ำยันทแยงเทียบเท่า (Equivalent Compression Strut) ดังสมการที่ 3.1

$$V_c = z t f'_m \cos \theta \quad (3.1)$$

เมื่อ z = ความยาวตามแนวตั้งระหว่างเสาและผนัง

f'_m = กำลังรับแรงอัดของผนังปรีซีม

θ = มุมในแนวทแยงของการค้ำยัน

t = ความหนาของผนังอิฐก่อ

หาค่า
$$z = \left[\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_g h_m} \right]^{1/4} \quad (3.2)$$

เมื่อ I_g = โมเมนต์อินเนอร์เซียของเสา

h_m = ความสูงของผนังอิฐก่อ

E_m = โมดูลัสความยืดหยุ่นของผนังอิฐก่อ

E_c = โมดูลัสความยืดหยุ่นของโครงสร้าง

3.3.3 พฤติกรรมการครากของเหล็กเสริม (Reinforcement Yielding)

ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการยืดตัวของเหล็กเสริมภายใต้แรงกระทำแบบวัฏจักร (Hysteretic behavior) เสนอโดย Clough et al. (1965) แสดงในภาพประกอบที่ 3.17 จากรูปนี้ ค่าสตีฟเนสของเหล็กเสริมแบ่งออกเป็น 2 ช่วง ดังนี้

$$K_e = E_s \sum A_s / L_p \tag{3.3}$$

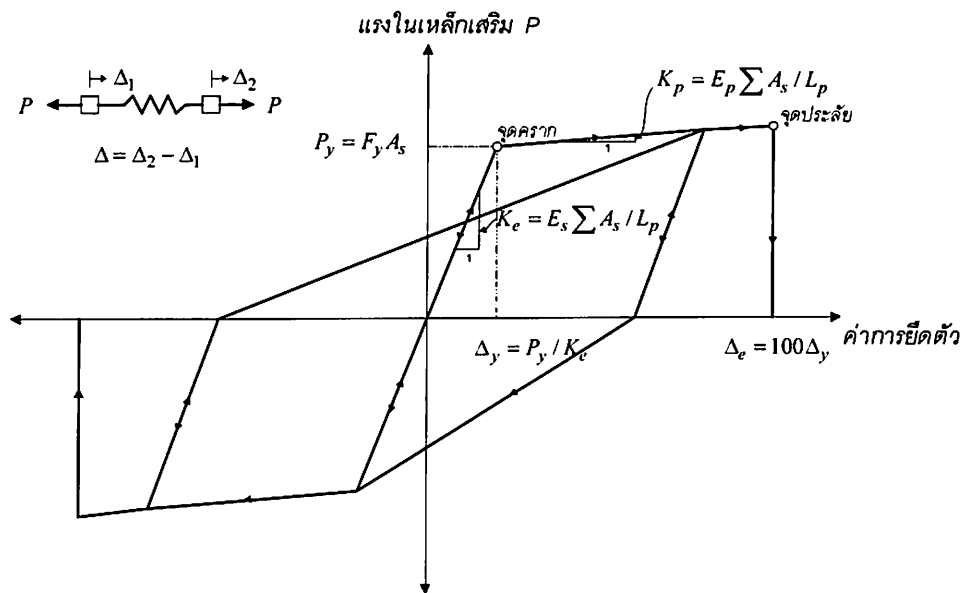
$$K_p = E_p \sum A_s / L_p \tag{3.4}$$

เมื่อ K_e, K_p คือ อีลาสติกสตีฟเนสและพลาสติกสตีฟเนส

E_s, E_p คือ อีลาสติกโมดูลัสและพลาสติกโมดูลัส ตามลำดับ มี ค่าเท่ากับ 2.0×10^6 ksc และ 2.0×10^4 ksc

$\sum A_s$ คือ ผลรวมของพื้นที่หน้าตัดเหล็กเสริมรับแรงดึง

L_p คือ ความยาวของข้อหมุนพลาสติก



ภาพประกอบที่ 3.17 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการยืดตัวของเหล็กเสริม (Clough et al., 1965)

3.3.4 พฤติกรรมการแตกร้าวของคอนกรีต (Concrete Crushing)

กำลังรับแรงกดอัดในหน้าตัดคอนกรีตมีความสัมพันธ์กับปริมาณเหล็กปลอกที่รื้อรอบหน้าตัด เนื่องจากผลของเหล็กที่โอบรัดหน้าตัดทำให้เพิ่มกำลังและความเหนียวขององค์อาคาร ในการศึกษาได้นำผลงานวิจัยของ Mander และคณะ (Mander et.al., 1989) มาใช้ในการประเมินหาค่ากำลังรับแรงอัดของหน้าตัดคอนกรีตภายใต้เหล็กปลอกโอบรัด ดังนี้

$$f'_{cc} = Kf'_{co} \quad (3.5)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3.6)$$

เมื่อ f'_{cc} คือ กำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตภายใต้เหล็กปลอกโอบรัด

f'_{co} คือ กำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตเมื่อไม่มีเหล็กปลอก

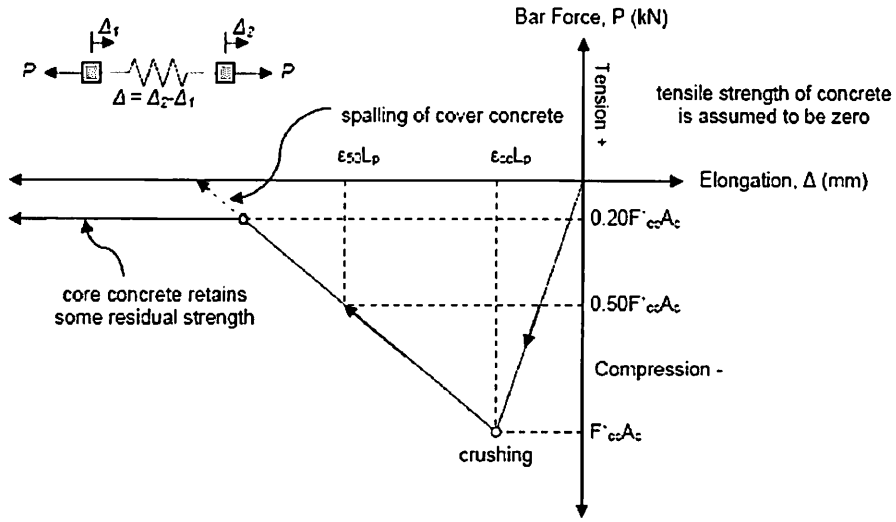
K คือ ค่าอัตราส่วนกำลังภายใต้การโอบรัดของเหล็กปลอกเป็นฟังก์ชันกับรูปแบบการเสริมเหล็กปลอก กำลังและปริมาณของเหล็กปลอก กำลังและปริมาณของเหล็กเสริมตามยาว และขนาดของหน้าตัดองค์อาคาร

ϵ_{cc} คือ หน่วยการหดตัวที่สอดคล้องกับกำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตภายใต้เหล็กปลอกโอบรัด (MPa)

ϵ_{co} คือ หน่วยการหดตัวที่สอดคล้องกับกำลังอัดประลัยของหน้าตัดคอนกรีตเมื่อไม่มีเหล็กปลอก (MPa)

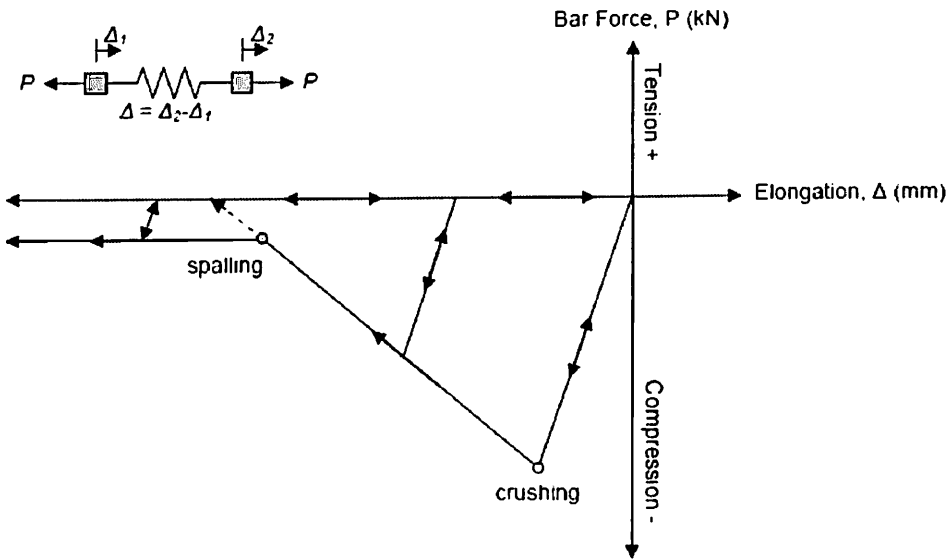
ค่ากำลังอัดประลัยแปรเปลี่ยนแบบเชิงเส้นจนกระทั่งถึงจุดแตกหัก หลังจากนั้น กำลังจะค่อยๆ ลดลงแบบเชิงเส้น ในการศึกษาได้นำผลงานวิจัยของ Roy และ Sozen (1964) มาใช้ในการกำหนด เส้นความชันที่ลดลงในช่วงหลังจากจุดแตกหักนี้ เนื่องจากแบบจำลองของ Roy และ Sozen นี้ให้ผลการวิเคราะห์หาความชันที่ลดลงได้ดีกว่าแบบอื่น โดยการคำนวณหาค่าหน่วยการหดตัวที่สอดคล้องกับค่า 50% ของกำลังอัดประลัยสูงสุด ดังนี้

$$\epsilon_{50} = \frac{3 + 0.002f'_{co}}{f'_{co} - 1000} \quad (3.7)$$



ภาพประกอบที่ 3.18 ความสัมพันธ์ระหว่างแรงและการหดตัวของคอนกรีต (Roy and Sozen., 1964)

ค่าความชันที่ลดลงหลังจุดแตกหัก จึงคำนวณได้จากค่ากำลังอัดประลัยและหน่วยการหดตัว จากจุดแตกหักไปยังจุดที่มีค่า 50% ของกำลังอัดประลัยสูงสุด สำหรับค่ากำลังที่เหลืออยู่ของแกน คอนกรีต สมมติให้มีค่าเท่ากับ 20% ของกำลังอัดประลัย สำหรับพฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักร ของคอนกรีตสปริง ในการศึกษานี้ใช้แบบจำลองที่เสนอโดย Taylor (1977) ดังแสดงใน ภาพประกอบที่ 3.19



ภาพประกอบที่ 3.19 พฤติกรรมการรับแรงแบบวัฏจักรของคอนกรีตสปริง (Taylor., 1977)

3.4 การออกแบบตามมาตรฐาน มยผ. 1303-57

มาตรฐานนี้กำหนดหลักเกณฑ์และวิธีการออกแบบอาคารด้านทานแรงแผ่นดินไหว โดยที่ค่าแรงแผ่นดินไหวเพื่อใช้ในการออกแบบอาคาร ได้ถูกกำหนดขึ้นโดยสมมุติว่าอาคาร ได้รับการออกแบบให้มีความเหนียว สามารถโยกไหวตัวเกินพิสัยที่ยืดหยุ่นของโครงสร้างและสามารถสลายพลังงานของการสั่นไหวในระดับความรุนแรงแผ่นดินไหว ระดับความรุนแรงมากโดยเลือกจังหวัดแพร่

ตารางที่ 3.1 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัม (Spectral Acceleration) ในบริเวณที่พิจารณา

ระดับความรุนแรง	S_{DS}	S_{DI}	ประเภทชั้นดิน	มาตรฐาน มยผ
สูง	1.02g	0.276g	D	ง

ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมของแผ่นดินไหวรุนแรงสูงสุดที่พิจารณา ณ บริเวณที่ตั้งของอาคาร สามารถปรับแก้ค่าให้เหมาะสมกับประเภทของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร

$$S_{XS} = 0.5 S_{DS} \quad (3.8)$$

$$S_{XI} = 0.5 S_{DI} \quad (3.9)$$

S_{DS} = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 0.2 วินาที ที่ถูกปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร หน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก (g)

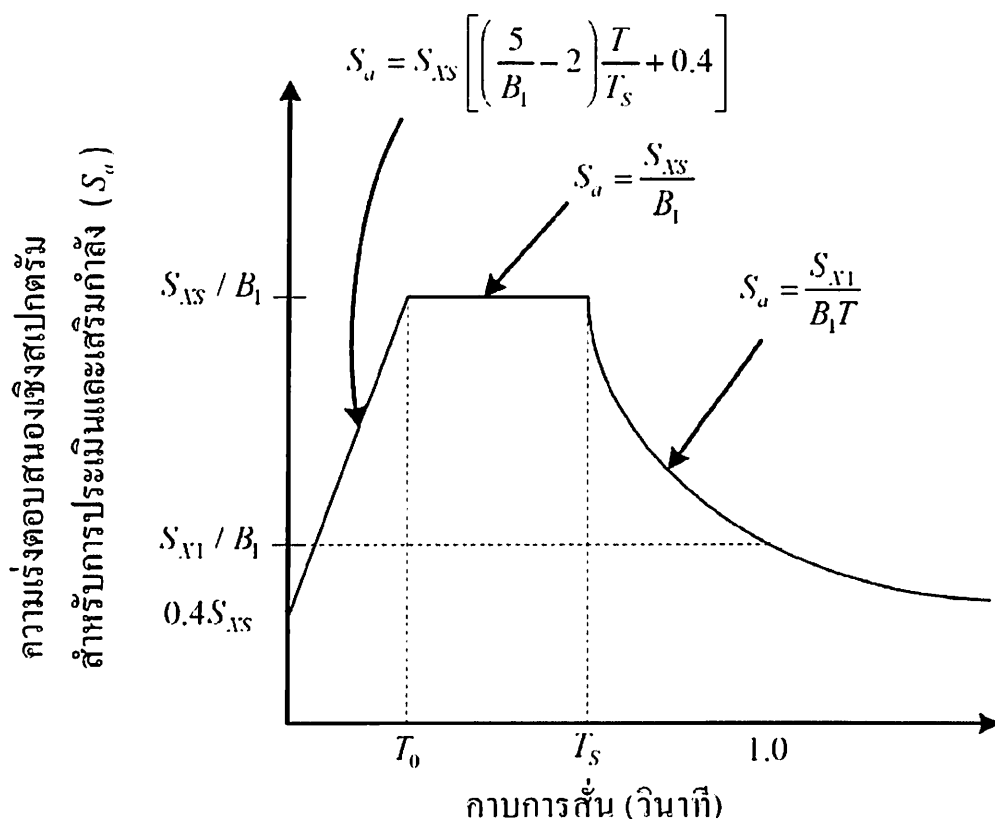
S_{DI} = ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมที่คาบการสั่น 1.0 วินาที ที่ถูกปรับแก้เนื่องจากผลของชั้นดิน ณ ที่ตั้งอาคาร หน่วยเป็น ความเร่งจากแรงโน้มถ่วงโลก (g)

S_{XS} = ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมกำลังที่คาบการสั่น 0.2 วินาที (g)

S_{XI} = ความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการประเมินและออกแบบเสริมกำลังที่คาบการสั่น 1 วินาที (g)

ออกแบบโครงสร้างของอาคาร โดยให้ค่า S_g ที่คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) มาคำนวณจากสมการในภาพประกอบที่ 3.18 โดยคาบการสั่นพื้นฐาน (หน่วยเป็นวินาที) สามารถคำนวณจากสูตรการประมาณค่าดังนี้

$$\text{อาคารคอนกรีตเสริมเหล็ก} \quad T_s = 0.02H = 0.02(11.2) = 0.224 \quad (3.10)$$



ภาพประกอบที่ 3.20 แสดงสเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับประเมินและออกแบบเสริมกำลัง
(มขพ.1303-57 กรมโยธาธิการและผังเมือง.,2014)

สเปกตรัมผลตอบสนองสำหรับการออกแบบด้วยวิธีเชิงพลศาสตร์ใน มขพ.1303-57 สอดคล้องกับมขพ.1302-52 โดยที่ใช้ค่าอัตราส่วนความหน่วงเท่ากับร้อยละ 5 หากจำเป็นต้องใช้สเปกตรัมผลตอบสนองที่สอดคล้องกับอัตราส่วนความหน่วงค่าอื่น ให้ปรับค่าสเปกตรัมการตอบสนองโดยหารด้วยตัวแปร

$$B_1 = 4 / [5.6 - \ln(100\beta)] \quad (3.11)$$

โดยที่ β = อัตราส่วนความหน่วงเท่ากับร้อยละ 5

B_1 = ค่าปรับแก้สเปกตรัมผลตอบสนองเมื่อคาบการสั่นของอาคารมีค่ามากกว่า $T_0 = 1.002$

T = คาบการสั่นของอาคารที่กำลังพิจารณา (วินาที)

3.5 วิธีการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้นโดยวิธี Modal Pushover Analysis

ขั้นตอนการวิเคราะห์การผลักอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้น โดยวิธี Modal Pushover Analysis สามารถทำการวิเคราะห์ได้โดย 1) คำนวณหาค่าระยะการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Target Displacement) โดยวิธี Displacement Coefficient Method (ASCE/SEI 41-06, FEMA 356-2000) สำหรับแต่ละโหมด 2) ทำการผลักอาคารไปในแต่ละโหมด ไปยังค่าระยะการเคลื่อนที่เป้าหมาย 3) ตรวจสอบค่า Demand-Capacity Ratio (DCR) ของโครงสร้างแต่ละชั้น สำหรับการผลักในแต่ละโหมด โดยวัดสมรรถนะของโครงสร้าง 3 ระดับ ได้แก่ ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO), ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS), และระดับป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (CP)

ในการศึกษานี้ ได้คำนวณค่าระยะการเคลื่อนที่เป้าหมาย Drift limit จากสมการที่ 3.12

$$\text{Drift limit} = \text{Target Displacement } (\delta_t) / \text{Height (ความสูงของอาคาร)} \quad (3.12)$$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_u \frac{T_c^2}{4\pi} g \quad (3.13)$$

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_c^2} \quad (3.14)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R-1}{T_c} \right)^2 \quad (3.15)$$

โดยที่ $C_0 = 1.3$ (อาคารประเภทอื่นๆ กระจายแรงแบบใดๆ ตามตาราง 5.3-2 มขพ.1303-57)

R ก่อนเสริมกำลัง = 3

$$\text{R หลังเสริมกำลัง} = \frac{S_u}{V_y / W} C_m \quad (3.16)$$

โดยที่ $V_y =$ กำลังรับแรงเฉือนรวมที่ฐานที่จุดครากประสิทธิผล (effective yield strength, V_y)

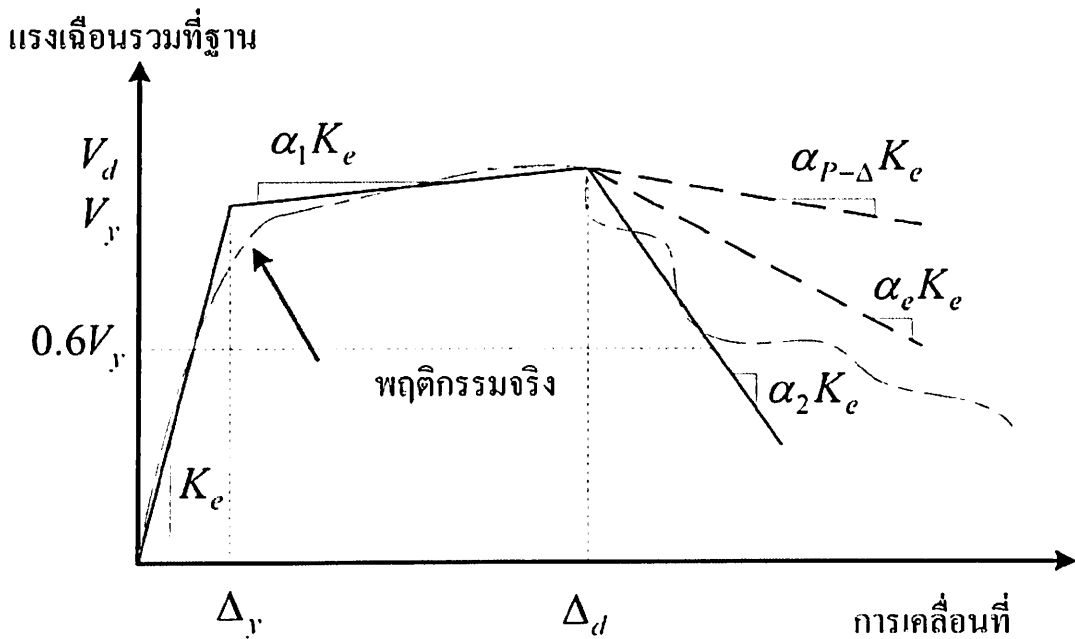
$W =$ น้ำหนักโครงสร้างประสิทธิผลของอาคาร ซึ่งเป็นผลรวมของน้ำหนักคงที่ทั้งหมดของอาคารและน้ำหนักบรรทุกทุกแนวตั้งประเภทอื่นๆ ดังนี้

(1) สำหรับพื้นที่ที่ใช้เป็นที่กองเก็บ ให้ใช้ค่าน้อยหรือขลละ 25 ของน้ำหนักบรรทุกจร (floor live load) ยกเว้นโรงจอดรถหรืออาคารจอดรถไม่ต้องพิจารณาน้ำหนักบรรทุกจร

(2) น้ำหนักของผนังอาคาร และผนังกันห้องต่างๆ ตามจริง หรือน้ำหนักบรรทุกเทียบเท่าอย่างน้อย 50 กิโลกรัมต่อตารางเมตร โดยให้เลือกใช้ค่าที่มากกว่า

(3) น้ำหนักของเครื่องมือ เครื่องจักร และอุปกรณ์ซึ่งติดตั้งถาวรในอาคาร

C_m = ตัวประกอบของมวลประสิทธิผลตามตารางที่ 3.3 นอกจากนี้ค่า C_m อาจหาได้จากค่าตัวประกอบมีส่วนร่วมของมวลประสิทธิผลของโหมดพื้นฐาน (effective modal mass participation factor) ซึ่งต้องคำนวณโดยใช้การวิเคราะห์หาค่าลักษณะเฉพาะ (eigenvalue analysis) ให้ใช้ค่า C_m เท่ากับ 1 ถ้าคาบการสั่นพื้นฐานมากกว่า 1 วินาที



ภาพประกอบที่ 3.21 ความสัมพันธ์ในอุดมคติระหว่างแรงเฉือนรวมที่ฐานและการเคลื่อนที่ของจุดควบคุมที่ยอดอาคาร (Idealized Force-Displacement Curve) (มยผ.1303-57 กรมโยธาธิการและผังเมือง.,2014)

ตารางที่ 3.2 ผลการคำนวณน้ำหนักประสิทธิผลของอาคาร (W)

รายการ	ฐานราก	เสา	คาน	พื้น	บันได	หลังคา	ผนัง	น้ำหนัก บรรจุทุกจร	W (ตัน)
ปริมาณ คอนกรีต (ลบ.ม.)	23	63	109	173	14				
น้ำหนัก อาคาร	55.2	151.2	261.6	415.2	33.6	9.3	96.0	576.0	1,598.10

ตารางที่ 3.3 ค่าตัวประกอบของมวลประสิทธิผล C_m

ระบบโครงสร้าง	1 ถึง 2 ชั้น	3 ชั้น หรือสูงกว่า
โครงสร้างแรงดัดคอนกรีตเสริมเหล็ก	1	0.9
กำแพงรับแรงเฉือนคอนกรีตเสริมเหล็ก	1	0.8
เสาตอม่อและคานขอบ (concrete pier & spandrel)	1	0.8
โครงสร้างอื่น	1	1

โดยที่

$$V_y = 150,000 \text{ kg} = 150 \text{ ตัน}$$

$$W = 1,598.1 \text{ ตัน (ตามตารางที่ 3.3)}$$

$$C_m = 0.9 \text{ (ตามตารางที่ 3.4)}$$

$$R_{\text{หลังเสริมกำลัง}} = 3.23$$

$$C_1 = 1.0016 \text{ (ก่อนเสริมกำลัง)}, 1.0018 \text{ (หลังเสริมกำลัง)}$$

$$C_2 = 1.0996 \text{ (ก่อนเสริมกำลัง)}, 1.1235 \text{ (หลังเสริมกำลัง)}$$

ค่าการเคลื่อนที่เป้าหมาย 3 ค่าเพื่อใช้สำหรับแต่ละค่าระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว ซึ่งแบ่งออกเป็น 3 ระดับ ผลการคำนวณค่าระยะการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Drift limit) แสดงในตารางที่ 3.4 และ ตารางที่ 3.5

ตารางที่ 3.4 ผลการคำนวณค่าระยะการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Drift limit) ก่อนเสริมกำลัง สำหรับแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงมากพื้นที่จังหวัดแพร่

Mode Shape	ทิศทางการผลกอาคาร	T_e	S_a	$4\pi'$	δ_i	height	Drift limit	1.5x Drift limit	2x Drift limit
1	H2 ตามขวาง	1.039	0.3265	39.44	0.1263	11.20	0.0113	0.0169	0.0226
2	H1 ตามยาว	1.023	0.3316	39.44	0.1243	11.20	0.0111	0.0166	0.0222

ตารางที่ 3.5 ผลการคำนวณค่าระยะการเคลื่อนที่เป้าหมาย (Drift limit) หลังเสริมกำลังด้วย BRB สำหรับแผ่นดินไหวระดับความรุนแรงมากพื้นที่จังหวัดแพร่

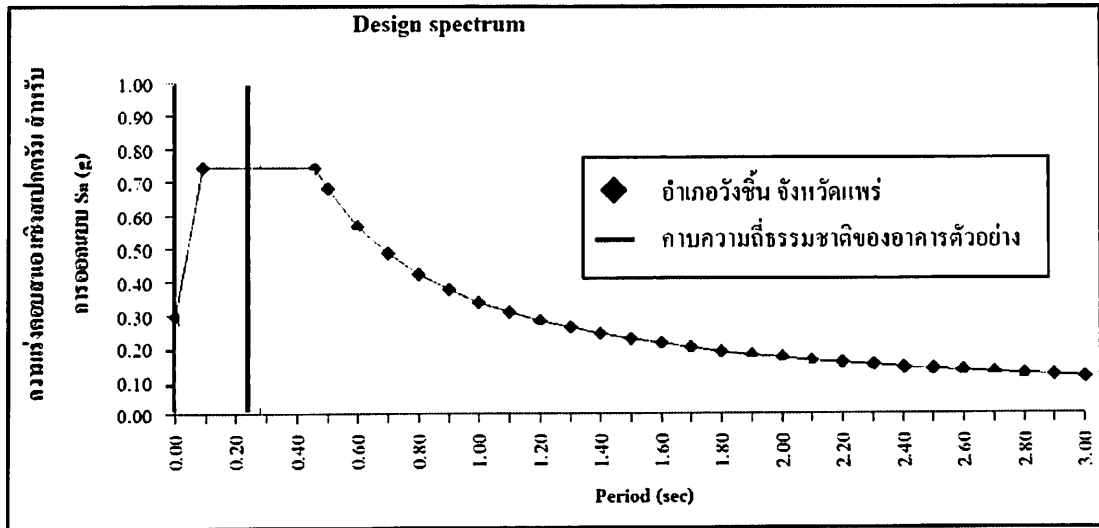
Mode Shape	ทิศทางการผลกอาคาร	T_e	S_a	$4\pi'$	δ_i	height	Drift limit	1.5x Drift limit	2x Drift limit
1	H2 ตามขวาง	1.008	0.3365	39.44	0.1251	11.20	0.0112	0.0168	0.0223
2	H1 ตามยาว	0.9316	0.3641	39.44	0.1156	11.20	0.0103	0.0155	0.0206

3.6 วิธีการวิเคราะห์ตามประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว (Nonlinear Time History Analysis)

ขั้นตอนการวิเคราะห์ตามประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว (Time History Analysis) สามารถทำการวิเคราะห์ได้โดย 1) ใช้คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับแต่ละค่าระดับความรุนแรงของแผ่นดินไหว มาจำนวน 7 ชุด ดังแสดงในตารางที่ 3.6 ทำการปรับเทียบด้วย Scale Factor เพื่อให้ค่าเฉลี่ย Response Spectrum เทียบเท่ากับกราฟการออกแบบ Design Spectrum สำหรับพื้นที่จังหวัดแพร่ และวิเคราะห์โครงสร้าง ด้วยโปรแกรม PERFORM-3D 2) ตรวจสอบค่า Demand-Capacity Ratio ของโครงสร้าง โดยใช้ผลค่าเฉลี่ยของคลื่นแผ่นดินไหวในการตรวจสอบ

ตารางที่ 3.6 คลื่นแผ่นดินไหวสำหรับการวิเคราะห์ของพื้นที่จังหวัดแพร่

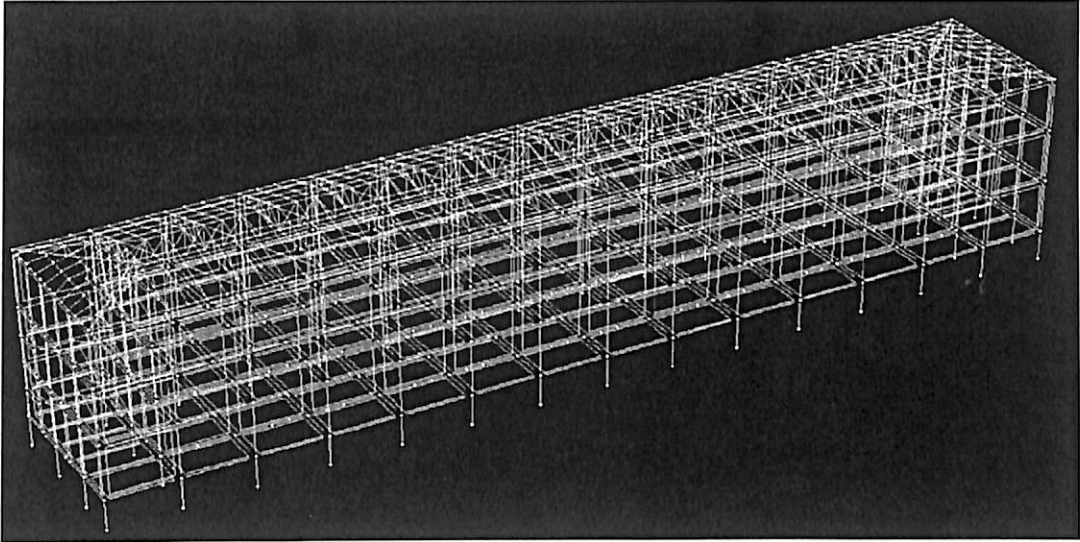
CMS (0.75s)-Summary of Properties of Rotated & Scaled Horizontal Records							
Event	NGA#	Year	Mag	Mechanism	Rrup(km)	Vs30 (m/s)	ScaleFactor
Mammoth Lakes-01	231	1980	6.06	Normal-Oblique	15.5	345.4	1.693
Irpinia- Italy-01	290	1980	6.9	Normal	29.8	350	3.6533
Mammoth Lakes-01	230	1980	6.06	Normal-Oblique	6.6	338.5	1.0701
Imperial Valley-06	175	1979	6.53	Strike-Slip	17.9	196.9	3.2108
Kobe- Japan	1107	1995	6.9	Strike-Slip	22.5	312	1.6124
Superstition Hills-02	721	1987	6.54	Strike-Slip	18.2	192.1	1.5761
Morgan Hill	458	1984	6.19	Strike-Slip	11.5	221.8	1.696



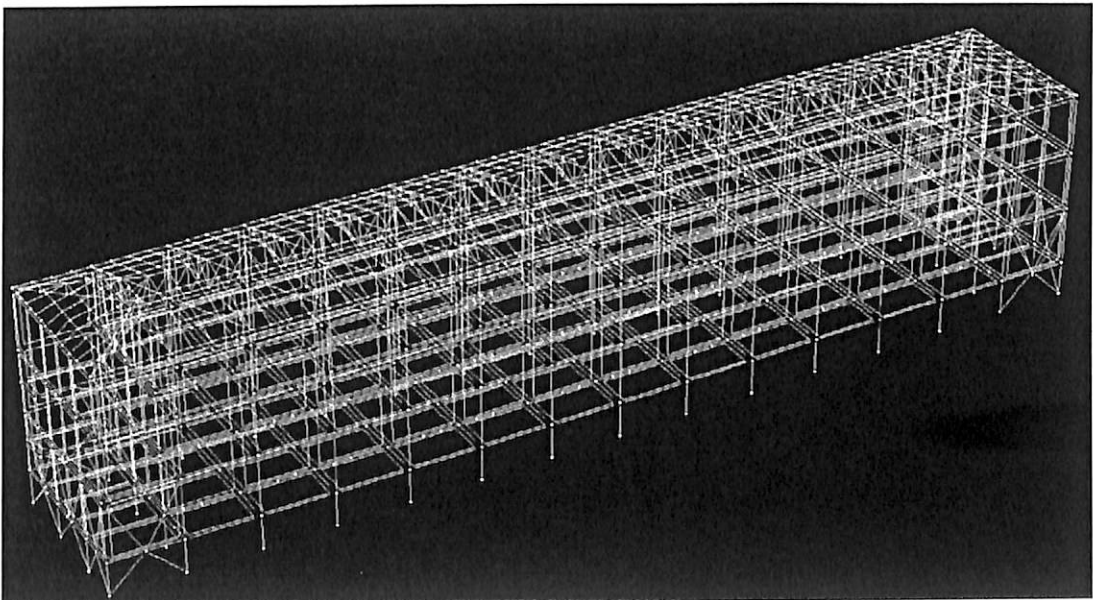
ภาพประกอบที่ 3.22 ค่าความเร่งตอบสนองเชิงสเปกตรัมสำหรับการออกแบบในบริเวณตำแหน่งที่ตั้งอาคารตัวอย่างที่ศึกษา

3.7 แบบจำลองโครงสร้างด้วยโปรแกรม Perform 3D

ขั้นตอนการทำแบบจำลองโครงสร้างด้วยโปรแกรม Perform 3 D โดยจำลองโครงสร้างอาคารเรียนที่ก่อสร้างตามแบบมาตรฐานของกระทรวงศึกษาธิการ สปช.2/28 ตามภาพประกอบที่ 3.23 และตามภาพประกอบที่ 3.24



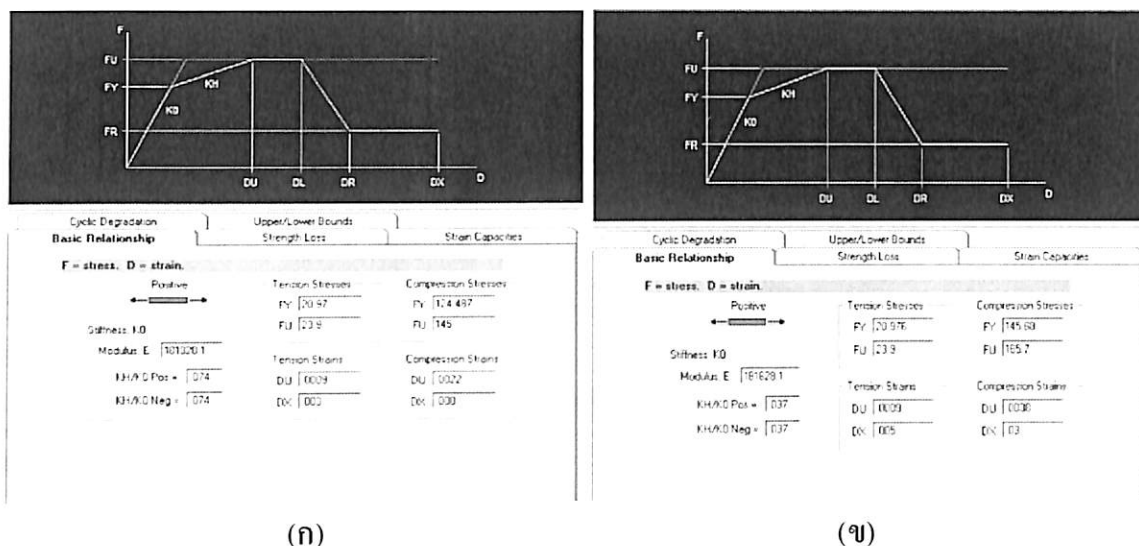
ภาพประกอบที่ 3.23 แบบจำลองโครงสร้างอาคารเรียนเดิม



ภาพประกอบที่ 3.24 แบบจำลองการเสริมกำลังโครงสร้างอาคารเรียน

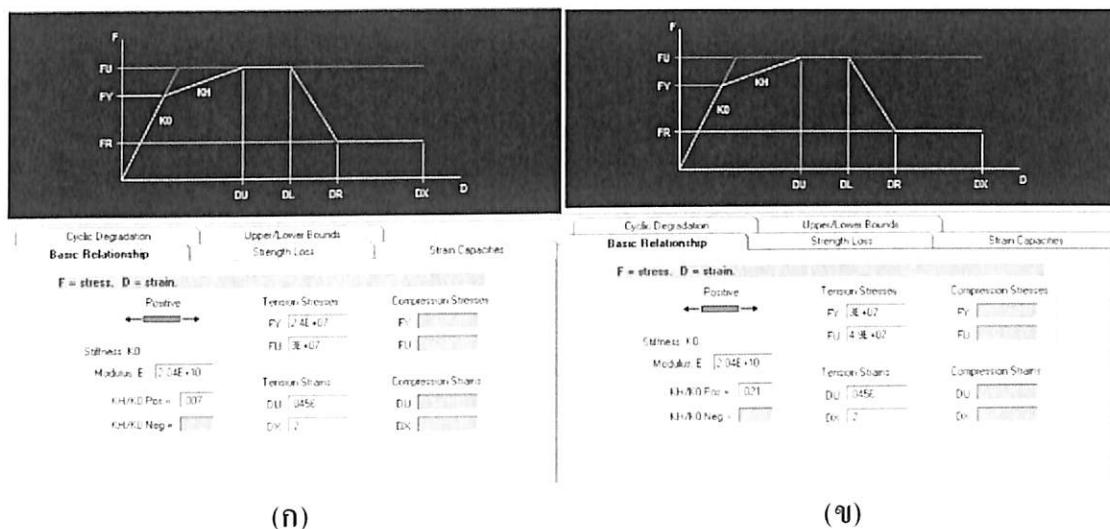
กำหนดแบบจำลองโครงสร้างเสา และคานคอนกรีต ด้วยรูปตัดไฟเบอร์ (Fiber Section) ดังแสดงในภาพประกอบที่ 3.21 และ ภาพประกอบที่ 3.22 โดยกำหนดคุณสมบัติคอนกรีต Unconfined

Concrete Fiber, Confined Concrete Fiber และ Steel Fiber ลงใน โปรแกรมดังแสดงตาม ภาพประกอบที่ 3.25 และ ภาพประกอบที่ 3.26



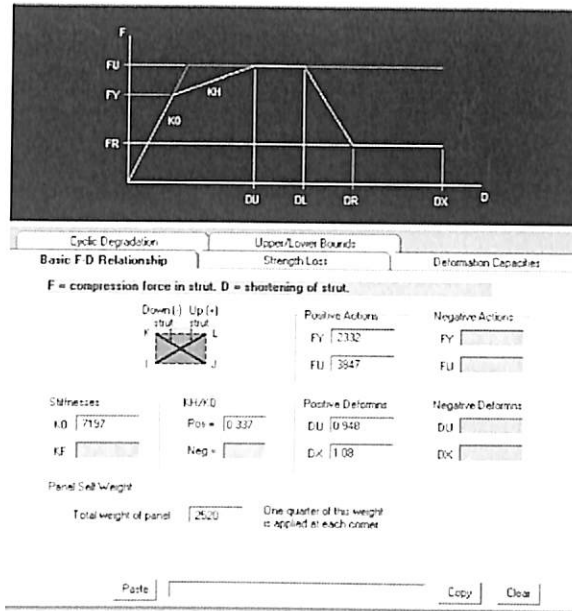
ภาพประกอบที่ 3.25 ความสัมพันธ์ของ Force-Deformation ของคอนกรีต

(ก) Unconfined Concrete Fiber (ข) Confined Concrete Fiber



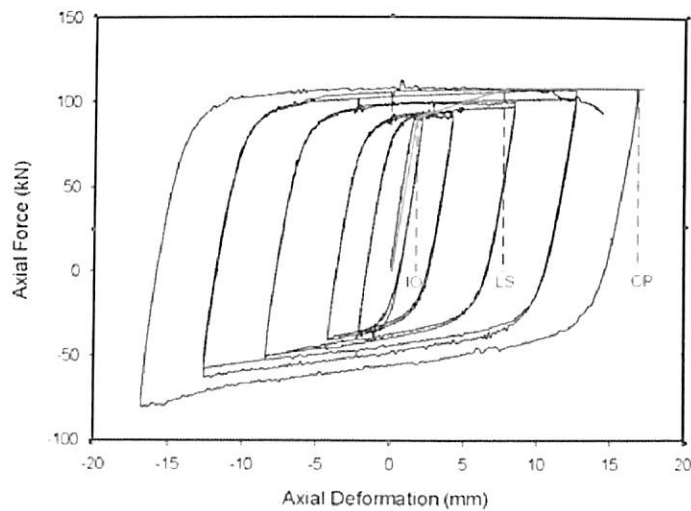
ภาพประกอบที่ 3.26 ความสัมพันธ์ของ Force-Deformation ของเหล็กเสริม (ก) SR 24 (ข) SD30

กำหนดแบบจำลองของพฤติกรรมผนังอิฐก่อใน โครงเฟรมคอนกรีตเสริมเหล็ก ลงใน โปรแกรม ดังแสดงตามภาพประกอบที่ 3.27



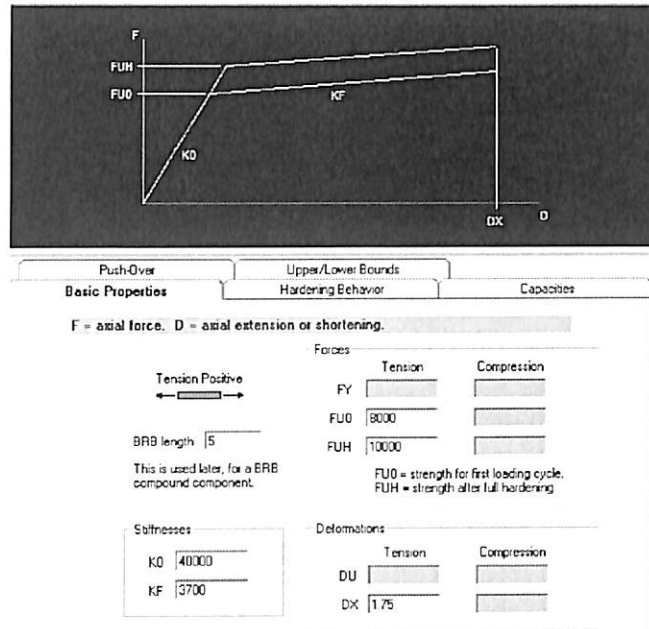
ภาพประกอบที่ 3.27 ความสัมพันธ์ของ Equivalent Compression Strut – Deformation ผนังอิฐก่อ

กำหนดขนาดหน้าตัดของ BRB จากการคำนวณหาพื้นที่หน้าตัดในหัวข้อ 3.2 โดยจำลองพฤติกรรมภายใต้แรงวิฤกษ์ของ BRB ตามภาพประกอบที่ 3.28 โดยกำหนดคุณสมบัติของ BRB ลงในโปรแกรมดังแสดงตามภาพประกอบที่ 3.29



ภาพประกอบที่ 3.28 ตัวอย่างพฤติกรรมภายใต้แรงวิฤกษ์ของ BRB

[รายงานวิจัยมหาวิทยาลัยพระจอมเกล้าธนบุรี, 2013]



ภาพประกอบที่ 3.29 ความสัมพันธ์ของ Force-Deformation ของ BRB

กำหนดแบบจำลองของพฤติกรรมการแตกร้าวของคอนกรีต (Concrete Crushing) และพฤติกรรมการครากของเหล็กเสริม (Reinforcement Yielding) โดยผ่านการกำหนดค่า Limit State ของโปรแกรม ดังแสดงตามภาพประกอบที่ 3.30 เป็นตัวอย่างการกำหนดค่าของเสา C1 ของชั้นหนึ่ง และชั้นสอง ระดับเข้าใช้อาคาร ได้ทันที (IO)

LIMIT STATES

Type: Deformation

Name: Column C112.ID

Status: Saved

Deformation Conditions

CONDITION TO BE ADDED

Element Group: ElemConcBeam

Element Type: Beam

Component Type: FEMA Column, Steel Type

Deformation Type: Column End Rotation

Performance Level: 1

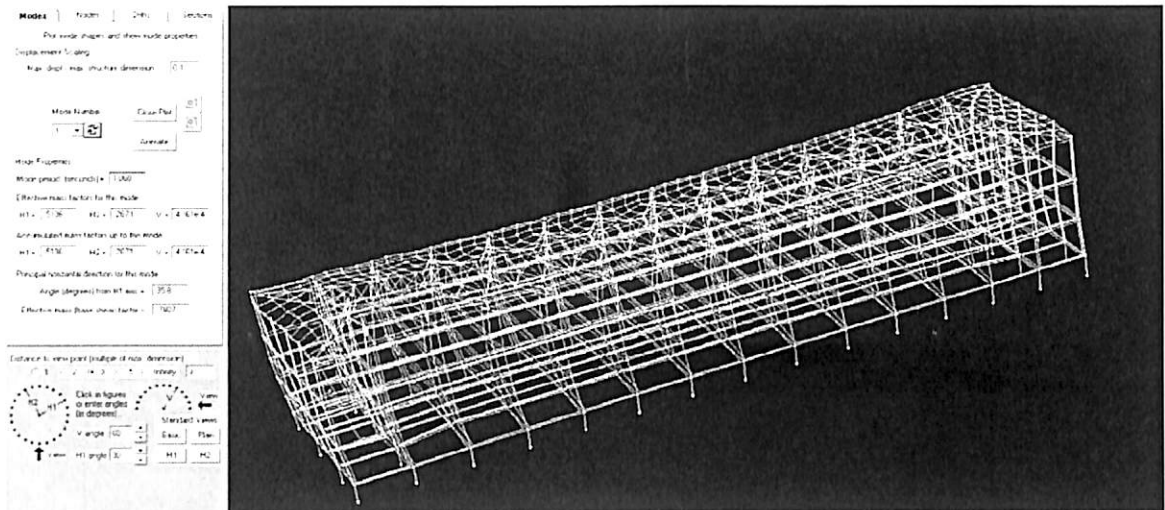
Limit on D/C Ratio: 1.0

LIST OF CONDITIONS (max. 20) Click to highlight for Insert, etc. Double click to select for editing.

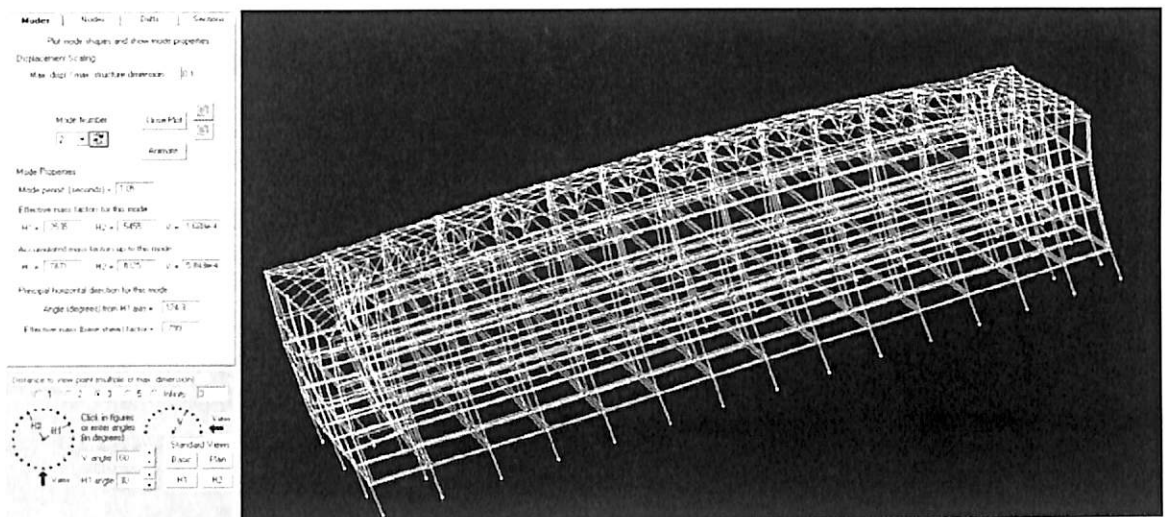
No.	Element Group	Element Type	Component Type	Deformation Type	Level	D/C Limit
1	C112	Column	Column Inelastic Fiber Section	Conc Strain, Ten or Cmp	1	1
2	C112	Column	Column Inelastic Fiber Section	Steel Strain, Ten or Cmp	1	1

ภาพประกอบที่ 3.30 ตัวอย่างการกำหนดค่าแบบจำลองของพฤติกรรมการแตกร้าวของคอนกรีต (Concrete Crushing) และพฤติกรรมการครากของเหล็กเสริม (Reinforcement Yielding) ของเสา C1 ของชั้นหนึ่ง และชั้นสอง ระดับเข้าใช้อาคาร ได้ทันที (IO)

ตรวจสอบคาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) ที่ได้จากการทำแบบจำลอง ดังแสดงตามภาพประกอบที่ 3.31 และ ดังแสดงตามภาพประกอบที่ 3.32



ภาพประกอบที่ 3.31 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) Mode Shape 1 สำหรับทิศทางตามยาว



ภาพประกอบที่ 3.32 คาบการสั่นพื้นฐานของอาคาร (T) Mode Shape 2 สำหรับทิศทางตามขวาง

กำหนดค่าการวิเคราะห์การผลึกอาคารแบบสถิตไม่เชิงเส้น โดยวิธี Modal Pushover Analysis และค่าการวิเคราะห์ตามประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว (Nonlinear Time History Analysis) ตามรายละเอียดหัวข้อ 3.5 และ 3.6 ดังแสดงตามภาพประกอบที่ 3.33 และภาพประกอบที่ 3.30

LOAD CASES

Load Case Type Static Push-Over

Load Case Name MODAL PUSH 1 Phrae 2x

Status Saved

Save Save As Delete Print/Export

Analysis Method

Nonlinear (usual option)
See control information to right.

Linear (usually not applied)

Load Type

Modal Load Patterns

Tripartite Load Pattern

Mode Shapes

Control Information for Nonlinear Analysis

No. of Load Steps 50

Max. Events in any Step 2000

Initial Step to First Event? Yes No

Maximum Allowable Drift (see Controlled Drifts) 0.0226

Limit State to Stop Analysis. Type Drift

Name Drift Mode 1 Phrae 2x

Reference Drift H2 Center

The reference drift is usually the roof drift relative to the base. It is used as the main deformation measure for plotting push-over analysis results.

Mode Shapes

Controlled Drifts

The allowable drift per step is the Maximum Allowable Drift divided by the No. of Load Steps. In each analysis step, the controlled drift with the largest increment is found. The load is then adjusted so that the increment for this drift is equal to the allowable drift per step. Hence, in any step, no controlled drift will have an increment larger than the allowable drift per step.

The analysis stops if any controlled drift exceeds the Maximum Allowable Drift. Since the Reference Drift is not necessarily the most critical drift, its value at the end of the analysis may be smaller than the Maximum Allowable Drift. The analysis also stops if the Analysis Limit State is reached.

All drifts
(Strongly recommended)

Selected drifts only
Click to select (yellow).
Click again to de-select.
(Not recommended unless you have a good reason)

No.	Name
1	H1 Drift
2	H2 Drift
3	H1 Center
4	H2 Center
5	H1 F1
6	H2 F1
7	H1 F2
8	H2 F2

ภาพประกอบที่ 3.33 การกำหนดค่าการวิเคราะห์การผลักรอคการแบบสถิตไม่เชิงเส้น โดยวิธี Modal Pushover Analysis

LOAD CASES

Load Case Type Dynamic Earthquake

Load Case Name Phrae Data 1 H1

Status Saved

Save Save As Delete Print/Export

Add/Review/Delete Earthquakes

Control Information for Dynamic Analysis

Total Time (sec) 40 Time Step (sec) 02

Max Events in any Step (analysis stops if exceeded) 200

Save results every 1 time steps (default = every step)
This affects time history plots. Usage ratios are still calculated every step

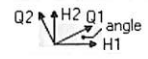
Limit State to Stop Analysis. Type Drift

Name Drift Mode 1 Phrae 2x

Reference Drift H1 Center
This is used only for "thumbnail" plots of the response.

Earthquake Direction in Plan

Angle from structure H1 axis to earthquake Q1 axis (degrees) 0



Q1 Earthquake

Group Data Name NGA_231-LUL_FN

Peak Acceln (g) = 0.239 Duration (sec) = 40 Acceln Scale Factor 1.693 Time Scale Factor 1

Q2 Earthquake

Group Data Name NGA_231-LUL_FP

Peak Acceln (g) = 0.454 Duration (sec) = 40 Acceln Scale Factor 1.693 Time Scale Factor 1

V Earthquake (usually not applied)

Group Data Name NGA_vert231_LUL-UP

Peak Acceln (g) = 0.123 Duration (sec) = 40 Acceln Scale Factor 1.693 Time Scale Factor 1

ภาพประกอบที่ 3.34 การกำหนดค่าการวิเคราะห์ตามประวัติเวลาแบบไม่เชิงเส้นด้วยคลื่นแผ่นดินไหว (Nonlinear Time History Analysis)

3.8 วิธีการวิเคราะห์ความเสียหายของโครงสร้าง

โดยทั่วไป ความเสียหายในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กในกรณีเกิดเหตุการณ์แผ่นดินไหว มีความสัมพันธ์กับค่าการเสียรูปแบบไม่ยืดหยุ่น (Inelastic deformation) ความเสียหายนี้อาจแบ่งได้เป็น 3 ประเภทใหญ่ คือ ก) ความเสียหายเฉพาะที่ขององค์อาคาร (Local Member Damage) และ ข) ความเสียหายระดับชั้นอาคาร (Story Damage)

3.8.1 ความเสียหายเฉพาะที่ขององค์อาคาร (Local Member Damage)

ตรวจสอบค่า Demand Capacity Ratio (DCR) ของโครงสร้าง ซึ่งกำหนดโดย DCR ของ Strain ในหน้าตัดเหล็กเสริมที่จำลองโดย Fiber Section และวัดสมรรถนะของโครงสร้าง 3 ระดับ ได้แก่ ระดับเข้าใช้อาคารได้ทันที (IO), ระดับความปลอดภัยต่อชีวิต (LS), และระดับป้องกันการพังทลายโดยสิ้นเชิง (CP)

3.8.2 ความเสียหายระดับชั้นอาคาร (Story Damage)

ความเสียหายในระดับชั้นของอาคารอาจพิจารณาได้ จากการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้น (Interstory drift) เป็นพารามิเตอร์ที่เสนอ โดย Sozen (1981) คำนวณได้จาก

$$\frac{\Delta x_i}{h_i} = \frac{(x_i - x_{i-1})}{h_i} \quad (3.17)$$

เมื่อ x_i, x_{i-1} คือ ค่าการเคลื่อนที่ในแนวราบของระดับชั้นที่ i และ $i-1$ ตามลำดับ

h_i คือ ความสูงของระดับชั้นที่ i

ค่าการเคลื่อนที่สัมพัทธ์ระหว่างชั้นมีค่าเกินค่าที่ยอมรับให้ตามมาตรฐานการออกแบบอาคาร ด้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว มีค่าเท่ากับหรือมากกว่า 2% อาจใช้เป็นเกณฑ์ในการพิจารณาความเสียหายในระดับพังทลายของชั้นอาคาร