

การออกแบบโครงสร้างเหล็ก

STRUCTURAL STEEL DESIGN

โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน

Allowable Stress Design Method



ผู้ช่วยศาสตราจารย์ ดร.มงคล จิรวัชรเดช
สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา
สำนักวิชาวิศวกรรมศาสตร์
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี
พิมพ์ครั้งที่ 3 พ.ศ. 2548

การออกแบบโครงสร้างเหล็ก

STRUCTURAL STEEL DESIGN

โดยวิธีหน่วยแรงใช้งาน

Allowable Stress Design Method

พิมพ์ครั้งที่ 1 พ.ศ. 2542

พิมพ์ครั้งที่ 2 พ.ศ. 2543

พิมพ์ครั้งที่ 3 พ.ศ. 2548

คำนำ

ในปัจจุบัน โครงสร้างเหล็กได้รับความนิยม โดยมีการนำมาใช้ในงาน โครงสร้างกันอย่างกว้างขวางขึ้น หนังสือการออกแบบโครงสร้างเหล็กเล่มนี้ ได้ถูกเรียบเรียงขึ้นตามมาตรฐานล่าสุด โดยวิธีหน่วยแรงที่ยอมให้ Allowable Stress Design (ASD) ของ American Institute of Steel Construction (AISC) ปี พ.ศ. 2532 ซึ่งได้ถูกบรรจุไว้ในการพิมพ์ครั้งที่ 9 ของ *Manual of Steel Construction Allowable Stress Design* นอกจากนี้ยังมีมาตรฐานของวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย(ว.ส.ท.) สำหรับอาคารเหล็กรูปพรรณซึ่งออกมาในปี พ.ศ. 2540 อย่างไรก็ตามเนื่องจากมาตรฐานต่างๆจะมีการปรับปรุงอยู่ตลอดเวลา หนังสือเล่มนี้ จะได้รับการปรับปรุงอยู่เสมอเพื่อให้ทันกับมาตรฐานที่เปลี่ยนแปลงไป

เนื้อหาในหนังสือเล่มนี้ได้รับการเรียบเรียงมาจากหนังสือหลายเล่มทั้งในและต่างประเทศ ทั้งนี้เพื่อให้มีความเหมาะสมกับสภาพการใช้งานจริงในประเทศไทย หน่วยที่ใช้จะเป็นระบบเมตริก(เซนติเมตร-กิโลกรัม)ซึ่งเป็นหน่วยที่ใช้กันในประเทศไทย ซึ่งแตกต่างจากในมาตรฐาน AISC และตำราของต่างประเทศที่จะใช้หน่วยในระบบอังกฤษ(นิ้ว-ปอนด์) นอกจากสูตรต่างๆที่ใช้ในการคำนวณจะถูกเปลี่ยนเป็นระบบเมตริกทั้งหมดแล้ว ตารางและแผนภูมิต่างๆก็ได้ถูกตัดแปลงหรือจัดทำขึ้นใหม่เพื่อให้สามารถใช้ได้ในระบบเมตริกอีกด้วย หน้าตัดเหล็กเหล็กที่ใช้อ้างอิงในตัวอย่างจะเป็นหน้าตัดตามมาตรฐานญี่ปุ่น(JIS)ซึ่งถูกใช้กันอย่างแพร่หลายที่สุดในประเทศไทย อย่างไรก็ตามเมื่อจะทำการออกแบบเพื่อใช้งานจริง ควรจะติดต่อโรงงานผู้ผลิตหรือสำรวจหน้าตัดเหล็กที่มีในตลาดเพื่อให้โครงสร้างเหล็กที่ออกแบบมาสามารถทำการก่อสร้างได้จริงและประหยัด

ท้ายที่สุดนี้ผู้แต่งหวังว่าหนังสือเล่มนี้จะเป็นประโยชน์ต่อนิสิต นักศึกษา วิศวกร และผู้สนใจทั่วไปไม่มากนักน้อย หากมีข้อผิดพลาดประการใดในหนังสือเล่มนี้ กรุณาแจ้งให้ผู้แต่งทราบโดยตรง เพื่อที่จะได้ทำการแก้ไขปรับปรุงในการจัดพิมพ์ครั้งต่อไป

ผศ.ดร.มงคล จีระวัชรเดช

สาขาวิชาวิศวกรรมโยธา

สำนักวิชาเทคโนโลยีอุตสาหกรรม

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีสุรนารี

สารบัญ

บทที่ 1	ความรู้เบื้องต้นในการออกแบบโครงสร้างเหล็ก	1-1
1.1	การออกแบบโครงสร้าง 1-1	
1.2	โครงสร้างเหล็ก 1-1	
1.3	คุณสมบัติเหล็ก 1-1	
1.4	หน้าตัดเหล็ก 1-3	
1.5	หน้าตัดเหล็กกริดเย็น 1-5	
บทที่ 2	มาตรฐาน นำหนักบรรทุก และวิธีการออกแบบ	2-1
2.1	ข้อกำหนดการออกแบบ 2-1	
2.2	ข้อบัญญัติควบคุมอาคาร 2-1	
2.3	นำหนักบรรทุก 2-2	
2.4	นำหนักบรรทุกคงที่ 2-2	
2.5	นำหนักบรรทุกจร 2-3	
2.6	นิยามของการออกแบบอิลาสติกและพลาสติก 2-8	
2.7	การออกแบบโดยใช้ตัวค้ำน้ำหนักและความต้านทาน 2-9	
2.8	ส่วนปลอดภัย 2-9	
2.9	การวิบัติของโครงสร้าง 2-11	
2.10	การถ่ายน้ำหนักและนำหนักบรรทุกในชั้น 2-12	
บทที่ 3	การวิเคราะห์ห้องค้อาคารรับแรงดึง	3-1
3.1	บทนำ 3-1	
3.2	หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ 3-2	
3.3	พื้นที่สุทธิ (Net area) 3-3	
3.4	ผลของรูเจาะแบบสลับน้ป้ปลา 3-6	
3.5	หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล (Effective net area) 3-11	
3.6	บล็อกแรงเฉือน (Block shear) 3-15	
	ปัญหาท้ายบทที่ 3 3-19	

บทที่ 4	การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดึง	4-1
4.1	การเลือกหน้าตัด 4-1	
4.2	เหล็กเส้นและเคเบิล 4-4	
4.3	องค้ำอาคารรับแรงดึงในโครงถักหลังคา 4-6	
	ปัญหาท้ายบทที่ 4 4-9	
บทที่ 5	องค้ำอาคารรับแรงอัดตามแนวแกน	5-1
5.1	บทนำ 5-1	
5.2	สูตรของออยเลอร์สำหรับเสาอิลาสติก 5-2	
5.3	ความยาวประสิทธิผล 5-5	
5.4	หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ของ AISC 5-8	
	ปัญหาท้ายบทที่ 5 5-12	
บทที่ 6	การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัดตามแนวแกน	6-1
6.1	บทนำ 6-1	
6.2	ตารางออกแบบเสา 6-2	
6.3	การประกบต่อเสา (Column splices) 6-2	
6.4	การโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local buckling) 6-4	
6.5	การใช้แผนภูมิพิจารณาความยาวประสิทธิผล 6-6	
6.6	ตัวคูณลดค่าสติฟเนส (Stiffness Reduction Factor) 6-9	
6.7	แผ่นเหล็กฐานเสา (Column base plate) 6-13	
	ปัญหาท้ายบทที่ 6 6-17	
บทที่ 7	การออกแบบคาน	7-1
7.1	ชนิดของคาน 7-1	
7.2	หน่วยแรงดัดในคาน 7-2	
7.3	หน้าตัดคอมแพ็ค (Compact Sections) 7-4	
7.4	การรองรับด้านข้างของคาน 7-6	
7.5	หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของ AISC 7-9	
7.6	ตารางช่วยออกแบบ 7-13	
	ปัญหาท้ายบทที่ 7 7-16	

บทที่ 8	การออกแบบคาน (ต่อ)	8-1
8.1	หน่วยแรงเฉือนในคาน 8-1	
8.2	การโก่งแอ่น (Deflection) 8-4	
8.3	ปีกและเอวคานรับแรงกระทำเป็นจุด 8-5	
8.4	แผ่นรองรับใต้คาน 8-10	
8.5	การดัดแบบไม่สมมาตร (Unsymmetrical bending) 8-13	
8.6	การออกแบบแป 8-15	
	ปัญหาท้ายบทที่ 8 8-19	
บทที่ 9	คาน - เสา	9-1
9.1	บทนำ 9-1	
9.2	การคำนวณหน่วยแรง 9-2	
9.3	ข้อกำหนดสำหรับหน่วยแรงร่วมกระทำ 9-4	
9.4	ตัวคูณปรับแก้ C_m 9-5	
9.5	การออกแบบคาน-เสา 9-11	
	ปัญหาท้ายบทที่ 9 9-15	
บทที่ 10	การออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็ก	10-1
10.1	หลังคา 10-1	
10.2	องค์ประกอบของหลังคา 10-2	
10.3	การคำนวณออกแบบโครงหลังคา 10-4	
10.4	หลังคาโครงถัก 10-9	
10.5	การค้ำยันและยึดโยงโครงหลังคา 10-11	
10.6	การออกแบบอาคารเพื่อด้านทานแรงกระทำด้านข้าง 10-16	
บทที่ 11	จุดต่อสลักเกลียว	11-1
11.1	บทนำ 11-1	
11.2	ชนิดของสลักเกลียว 11-1	
11.3	ลักษณะการต่อองค์อาคาร 11-2	
11.4	การวิบัติของจุดต่อ 11-3	
11.5	ระยะห่างและระยะขอบของสลักเกลียว 11-5	
11.6	การต่อแบบมีแรงแบกทาน (Bearing-type Connection) 11-5	
11.7	การต่อแบบมีแรงเสียดทาน (Slip-critical Connection) 11-9	

11.8	ชนิดของรูเจาะ	11-10	
11.9	จุดต่อสลักเกลียวในโครงถัก	11-12	
11.10	สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนและแรงดึง	11-16	
	ปัญหาท้ายบทที่ 11	11-19	
บทที่ 12	การต่อองค์อาคารโดยใช้สลักเกลียว (ต่อ)		12-1
12.1	สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนเชิงศูนย์	12-1	
12.2	สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนและแรงดึงเชิงศูนย์	12-7	
12.3	จุดต่อกาน	12-8	
12.4	จุดต่อกานแบบโครง	12-10	
12.5	จุดต่อกานแบบฐานรอง	12-12	
	ปัญหาท้ายบทที่ 12	12-17	
บทที่ 13	การต่อองค์อาคารโดยการเชื่อม		13-1
13.1	บทนำ	13-1	
13.2	รูปแบบของการเชื่อมและจุดต่อ	13-1	
13.3	สัญลักษณ์ของการเชื่อม	13-4	
13.4	กำลังรอยเชื่อมแบบฟิลเลต	13-7	
13.5	รอยเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงบิด	13-16	
	ปัญหาท้ายบทที่ 13	13-19	
บทที่ 14	การต่อองค์อาคารโดยการเชื่อม (ต่อ)		14-1
14.1	รอยเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงดึง	14-1	
14.2	จุดต่อเชื่อมกานแบบฐานรอง	14-6	
14.3	จุดต่อเชื่อมกานแบบโครง	14-7	
14.4	แผ่นรองใต้เสารับโมเมนต์	14-10	
	ปัญหาท้ายบทที่ 14	14-20	
บทที่ 15	การก่อสร้างแบบวัสดุผสม		15-1
15.1	บทนำ	15-1	
15.2	ข้อได้เปรียบของการก่อสร้างแบบวัสดุผสม	15-3	
15.3	ข้อควรพิจารณาเกี่ยวกับการค้าขาย	15-3	
15.4	ความกว้างประสิทธิผลของปีกกาน	15-4	
15.5	การคำนวณหน่วยแรงสำหรับหน้าตัดวัสดุผสมที่ไม่มีคอนกรีตหุ้ม	15-5	

15.6	การถ่ายเทแรงเฉือน	15-8	
15.7	การแอ่นตัว	15-12	
15.8	สัดส่วนของหน้าตัดวัสดุผสม	15-12	
15.9	คานวัสดุผสมบางส่วน	15-15	
15.10	คานวัสดุผสมจากแบบหล่อเหล็กแผ่นขึ้นรูป	15-17	
15.11	หน้าตัดหุ้มคอนกรีต	15-20	
	ปัญหาท้ายบทที่ 15	15-24	
บทที่ 16	คานประกอบ		16-1
16.1	บทนำ	16-1	
16.2	คานแผ่นเหล็กหุ้ม (Cover-plated beams)	16-1	
16.3	หน้าตัด W ประกอบ (Built-up Wide-Flange sections)	16-3	
16.4	คานแผ่นเหล็กประกอบ (Plate girder)	16-5	
16.5	ข้อควรพิจารณาในการออกแบบคานแผ่นเหล็กประกอบ	16-7	
16.6	สัดส่วนของคานแผ่นเหล็กประกอบ	16-8	
16.7	แผ่นเหล็กเสริมกำลัง	16-13	
16.8	หน่วยแรงเฉือนและแรงดัดรวม	16-16	
16.9	ตัวอย่างการออกแบบคานแผ่นเหล็กประกอบ	16-17	
	ปัญหาท้ายบทที่ 16	16-25	
บทที่ 17	ตัวอย่างการออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็ก		17-1
17.1	บทนำ	17-1	
17.2	โรงงานและโกดัง	17-1	
17.3	อาคารสำนักงาน	17-12	
บทที่ 18	การป้องกันไฟสำหรับโครงสร้างเหล็ก		18-1
18.1	บทนำ	18-1	
18.2	วัสดุที่ไหม้ไฟและวัสดุที่ไม่ไหม้ไฟ	18-2	
18.3	วัสดุที่ใช้ป้องกันไฟ	18-3	
18.4	เหล็กแสดงผิวเพื่อความสวยงาม	18-7	
18.5	อุณหภูมิของเหล็กโครงสร้างขณะเกิดไฟไหม้	18-7	

ภาคผนวก ก หน้าตัดหลักรูปพรรณ

ภาคผนวก ข ตารางที่ใช้ในการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัด

ภาคผนวก ค ตารางที่ใช้ในการออกแบบคาน

ภาคผนวก ง ตารางที่ใช้ในการออกแบบจุดต่อเชื่อม

บรรณานุกรม

1

ความรู้เบื้องต้นในการออกแบบโครงสร้างเหล็ก

1.1 การออกแบบโครงสร้าง

การออกแบบโครงสร้างหมายถึงการพิจารณาขนาดรูปร่างขององค์รวมตลอดจนถึงการเลือกใช้ขนาดหน้าตัดขององค์ประกอบแต่ละส่วนของโครงสร้าง ซึ่งโดยทั่วไปแล้วจะเริ่มจากการออกแบบฟังก์ชันการใช้งาน เช่น จำนวนชั้น รูปแบบแปลนของแต่ละชั้น ซึ่งเป็นงานของสถาปนิก วิศวกรโครงสร้างจะทำงานภายใต้ข้อกำหนดจากการออกแบบ หรือพูดง่าย ๆ ก็คือสถาปนิกจะเป็นผู้ระบุว่าโครงสร้างจะมีรูปร่างหน้าตาอย่างไร ส่วนวิศวกรโครงสร้างจะพิจารณาว่าจะสร้างอย่างไร โดยที่โครงสร้างจะไม่พังลงมา นั่นคือวัตถุประสงค์ที่สำคัญที่สุดคือ *ความปลอดภัย* ปัจจัยอื่นที่สำคัญได้แก่ *ความสามารถในการใช้งาน* และ *ความประหยัด*

1.2 โครงสร้างเหล็ก

เหล็กจัดเป็นวัสดุโครงสร้างที่มีการใช้งานกันอย่างแพร่หลายในงาน โครงสร้างสะพาน อาคาร หอคอย และโครงสร้างอื่นๆ การใช้เหล็กในงานโครงสร้างได้รับความนิยมเพิ่มขึ้นตลอดช่วงระยะเวลาที่ผ่านมา เนื่องจากเหล็กเป็นวัสดุโครงสร้างที่ดีเยี่ยม นั่นคือ มีกำลังและอัตราส่วนกำลังต่อน้ำหนักที่สูง ความคงทน ความเหนียว ความยืดหยุ่น มีความคล่องตัวในการใช้งาน ง่ายต่อการขึ้นรูป และสามารถผลิตได้ปริมาณมาก แม้ว่าจะมีข้อเสียในเรื่องของการเป็นสนิมและความทนไฟแต่ก็สามารถป้องกันได้

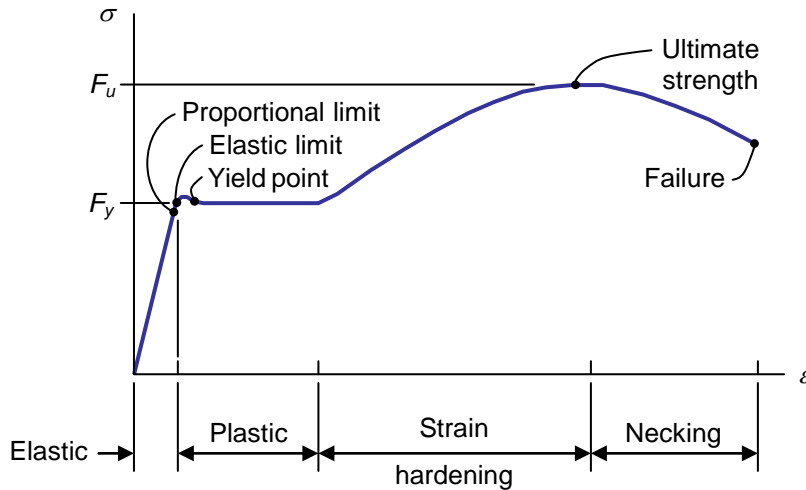
เหล็กโครงสร้างที่ใช้งานกันอยู่ในปัจจุบันเป็น *อัลลอยด์* ระหว่างเหล็กและคาร์บอน โดยปริมาณคาร์บอนจะมีน้อยกว่า 1% โดยน้ำหนัก นอกจากนั้นยังมีการผสมสารตัวอื่นเช่น ซิลิกอน แมงกานีส ทองแดง นิกเกิล โครเมียม และวานาเดียม ในปริมาณที่น้อยมากแต่จะทำให้ได้เหล็กที่มีคุณสมบัติแตกต่างกันไป

1.3 คุณสมบัติของเหล็ก

คุณสมบัติของเหล็กที่วิศวกรโครงสร้างให้ความสนใจที่สุดหาโดยการพล็อตกราฟผลที่ได้จากการทดสอบการดึง เมื่อท่อนวัสดุรับแรงดึง P มีพื้นที่ A ความยาวเดิม L ความยาวที่เพิ่มขึ้น ΔL ค่าหน่วยแรงและความเครียดคำนวณได้จาก

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad \text{และ} \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

เมื่อนำชิ้นงานมาดึงจนวิบัติจะได้แผนภูมิแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและความเครียดดังในรูปที่ 1.1 ในช่วงเริ่มต้นของการรับแรงหน่วยแรงและความเครียดจะแปรตามกันเป็นเส้นตรงจนถึงขีดจำกัดสัดส่วน(*Proportional limit*) จากนั้นจะไม่เป็นเส้นตรง และเมื่อถึงขีดจำกัดยืดหยุ่น(*Elastic limit*) วัสดุจะเกิดการเสียรูปทรงถาวรเข้าสู่ช่วงพลาสติก



รูปที่ 1.1 แผนภูมิหน่วยแรง-ความเครียดของเหล็กโครงสร้าง

เมื่อหน่วยแรงถึง จุดคราก(*Yield point*) ความเครียดจะเพิ่มขึ้นโดยที่หน่วยแรงมีค่าคงที่เรียกว่า หน่วยแรงคราก(*Yield stress, F_y*) ซึ่งเป็นค่าที่สำคัญในการระบุกำลังของเหล็กโครงสร้าง ในการออกแบบโครงสร้างเหล็กจะให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริงมีค่าไม่เกิน หน่วยแรงที่ยอมให้ ซึ่งอยู่ต่ำกว่า F_y การออกแบบโดยวิธีนี้เรียกว่า วิธีหน่วยแรงที่ยอมให้(*Allowable stress design, ASD*)

หลังจากนั้นกำลังวัสดุจะเพิ่มขึ้นในช่วง ความเครียดแข็งตัว(*Strain hardening*) จนถึงค่าสูงสุดคือ หน่วยแรงขีดสุด(*Ultimate stress, F_u*) จากนั้นกำลังจะตกลงและวิบัติในที่สุด ค่าอัตราส่วนของหน่วยแรงต่อความเครียดคือ โมดูลัสยืดหยุ่น(*Young's modulus or Modulus of elasticity, E*) จะมีค่าคงที่เท่ากันสำหรับเหล็กโครงสร้างทุกเกรดมีค่าเท่ากับ 2.1×10^6 กก./ซม.² ตามมาตรฐานของ ว.ส.ท.

คุณสมบัติของเหล็กจะเปลี่ยนแปลงไปมากเมื่อเปลี่ยนปริมาณคาร์บอน และโดยการเพิ่มสารตัวอื่น เช่น ซิลิคอน นิกเกิล แมงกานีส และทองแดง เหล็กที่มีปริมาณของสารตัวอื่นมากจะถูกเรียกว่าเป็นเหล็กอัลลอยด์ ถึงแม้ว่าสารเหล่านี้จะมีผลต่อคุณสมบัติของเหล็กมาก แต่ปริมาณของคาร์บอนและสารผสมมีอยู่น้อยมากในเหล็ก ตัวอย่างเช่น คาร์บอนในเหล็กมักจะต่ำกว่า 0.5% โดยน้ำหนักเสมอ และโดยปกติจะประมาณ 0.2-0.3% เท่านั้น

เหล็กโครงสร้างจะถูกแบ่งเกรดโดย American Society for Testing and Materials (ASTM) โดยเหล็กโครงสร้างเกรดที่มีการใช้งานมากที่สุดคือ ASTM A36 หรือ A36 มีกำลังดึง:

หน่วยแรงคราก: $F_y = 36,000 \text{ psi (36 ksi)} = 2,500 \text{ กก./ซม.}^2$

หน่วยแรงขีดสุด: $F_u = 58,000-80,000 \text{ psi (58-80 ksi) = 4,000-5,600 \text{ กก./ซม.}^2$

สำหรับในประเทศไทยแล้วนอกจากจะมีการใช้มาตรฐานอเมริกันซึ่งได้แก่ ASTM AISC(American Institute of Steel Construction) AASHTO(American Association of State Highway Officials) และ AREA(American Railway Engineering Association) ก็มีมาตรฐานของไทยเองที่ออกโดย ว.ส.ท.(วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย) และ TIS(Thailand Industrial Standard) อย่างไรก็ตามเหล็กที่ใช้มากในประเทศไทยจะเป็นเหล็กที่ผลิตตามมาตรฐานญี่ปุ่น JIS(Japan Industrial Standard) นอกจากนั้นก็มีส่วนที่ใช้มาตรฐานอังกฤษ BS(British Standard) ตารางที่ 1-1 ได้แสดงการเปรียบเทียบคุณสมบัติของเหล็กตามมาตรฐานต่างๆ ซึ่งผู้ออกแบบควรทราบและเลือกใช้ก่อนจะทำการออกแบบ

ตารางที่ 1.1 คุณสมบัติเชิงกลของเหล็กตามมาตรฐานต่างๆ

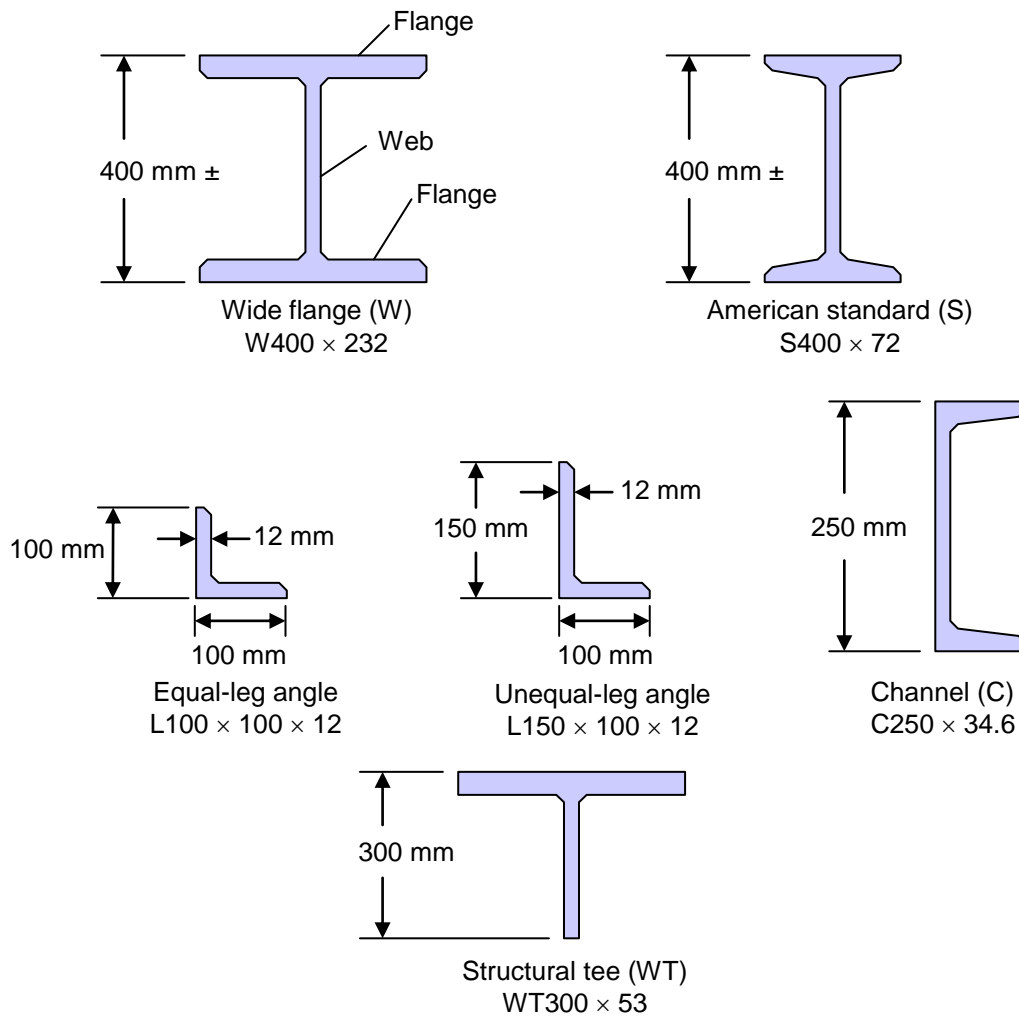
ชั้นคุณภาพ	จุดคราก (ก.ก./ซม. ²)		กำลังดึงสูงสุด (ก.ก./ซม. ²)
	ความหนา (ม.ม.)		
	16 หรือน้อยกว่า	มากกว่า 16	
ASTM A36, A572 Gr. 42 JIS G3101 SS 400 JIS G3101 SM 400 A, B, C TIS SM400	2500	2400	4000 - 5200
JIS G3106 SS 490	2900	2800	5000 – 6200
JIS G3106 SM 490A, B, C TIS SM490	3300	3200	5000 – 6200
ASTM A572 Gr. 50 JIS G3106 SM 490 YA, YB TIS SM 520	3700	3600	5300 – 6500
JIS G3106 SM 570	4600	4500	5800 - 7300

เพื่อความสะดวก ตัวอย่างในหนังสือเล่มนี้จะใช้เหล็ก A36 โดยเลือกใช้กำลังคราก 2,500 ก.ก./ซม.² และหน่วยแรงดึงสูงสุดเท่ากับ 4,000 ก.ก./ซม.² เพื่อให้ง่ายต่อการคำนวณและทำความเข้าใจ

1.4 หน้าตัดเหล็ก

เหล็กโครงสร้างสามารถถูกรีดออกได้เป็นหลากหลายรูปร่างและขนาด โดยไม่มีการเปลี่ยนแปลงคุณสมบัติทางกายภาพมากนักดังจะเห็นได้จากในภาคผนวก ก โดยปกติแล้วหน้าตัดที่เป็นที่ต้องการที่สุด จะมีค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียสูง เช่นหน้าตัดตัว I ตัว T และหน้าตัดรูปร่างน้ำ ซึ่งเป็นหน้าตัดส่วนใหญ่ที่มีการใช้งาน

หน้าตัดเหล็กมักจะถูกเรียกตามรูปร่างของหน้าตัด ตัวอย่างเช่น หน้าตัดฉาก ตัว T ตัว Z และแผ่นเหล็ก อย่างไรก็ตามยังมีหน้าตัดมาตรฐานอเมริกัน(หน้าตัด S) และหน้าตัดปีกกว้าง(หน้าตัด W) ซึ่งทั้งสองหน้าตัดมีรูปร่างเป็นตัว I ทั้งคู่ ความแตกต่างของหน้าตัดทั้งสองอยู่ที่ ผิวด้านในของปีกหน้าตัด W จะขนานกับผิวนอกหรือเกือบจะขนาน โดยมีความลาดเอียงมากที่สุด 1 ใน 20 ที่ผิวใน ขึ้นกับผู้ผลิต หน้าตัด S จะมีความลาดเอียงของผิวปีกด้านใน 1 ใน 6 ทั้งหน้าตัด W, S และหน้าตัดอื่นๆได้ถูกแสดงไว้ในรูปที่ 1.2 อย่างไรก็ตามหน้าตัดที่ใช้ในประเทศไทยส่วนใหญ่จะเป็นหน้าตัด W หรืออาจเรียกว่าหน้าตัด H



รูปที่ 1.2 หน้าตัดเหล็กที่ร้อน

ในการอ้างอิงถึงหน้าตัดอาจทำได้หลายวิธี ในหนังสือเล่มนี้จะใช้ระบบเดียวกับของ AISC โดยจะใช้ตัวอักษรบอกรูปร่างตามด้วยขนาดและน้ำหนักต่อหน่วยความยาว ดังตัวอย่างต่อไปนี้

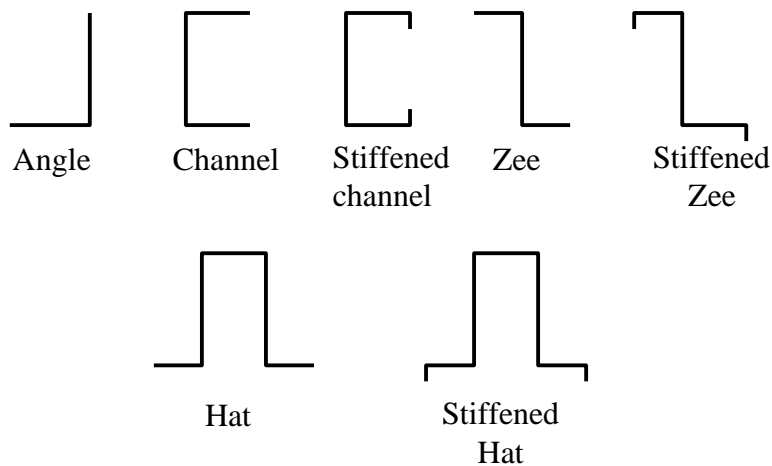
- W400×232 คือหน้าตัด W ที่มีความลึกโดยประมาณ 400 ม.ม. น้ำหนัก 232 กก./ม.
- S400×72 คือหน้าตัด S ที่มีความลึกโดยประมาณ 400 ม.ม. น้ำหนัก 72 กก./ม.
- L150×150×12 คือหน้าตัดฉากขาเท่ากัน แต่ละขายาว 150 ม.ม. และหนา 12 ม.ม.

C250×34.6 คือหน้าตัดตัว C หรือหน้าตัดรางน้ำ ลึก 250 ม.ม. หนัก 34.6 กก./ม.

WT300×53 คือหน้าตัดตัว T ที่ได้มาจากการตัดแบ่งครึ่ง W600×106

1.5 หน้าตัดเหล็กรีดเย็น

นอกจากหน้าตัดเหล็กรีดร้อนที่กล่าวถึงในตอนที่แล้ว ยังมีหน้าตัดที่ได้จากการรีดเย็น โดยทำโดยการพับแผ่นเหล็กคาร์บอนต่ำบางๆ เป็นรูปร่างที่ต้องการดังแสดงในรูปที่ 1.3 หน้าตัดเหล่านี้ซึ่งอาจถูกใช้เป็นองค์อาคารเบาในหลังคา พื้น และผนัง มีความหนาตั้งแต่ 2.3 มม. ถึง 6 มม. แม้ว่าการรีดเย็นจะลดความเหนียวลงบ้าง แต่ก็ทำให้มีกำลังเพิ่มขึ้น



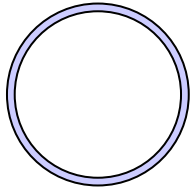
รูปที่ 1.3 หน้าตัดเหล็กรีดเย็น

ตารางที่ 1.2 มาตรฐานท่อเหล็ก

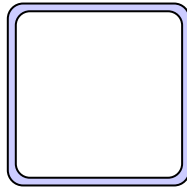
ประเภทการใช้งาน	มาตรฐาน	
ท่อเหล็กสำหรับงานทั่วไป	ASTM A53	A, B
	BS 1387/1985	EXTRA-LIGHT LIGHT MEDIUM HEAVY
	BS 3601/1987	320, 360, 430
	DIN 2440/DIN 2441	
	JIS G 3452/1997	
	TIS 276/2532	TYPE 1, 2, 3, 4
	TIS 277/2532	
ท่อเหล็กสำหรับงานโครงสร้าง	ASTM A500	A, B, C, D
	BS 1139/1990	
	BS 4360/1990	G 43 A
	BS 6363/1983	
	EN 10219/1997	235, 275 JOH 355 J2H
	JIS G 3444/1994	STK 290, STK 400, STK 490, STK 500
	JIS G 3466/1988	STKR 400, STKR 490
	TIS 107-2533	HS 41, HS 50

บทที่ 1 ความรู้เบื้องต้นในการออกแบบโครงสร้างเหล็ก

สำหรับท่อเหล็กจะมีทั้งแบบที่ใช้ในงานทั่วไปและที่ใช้ในงานโครงสร้าง มีมาตรฐานดังแสดงในตารางที่ 1.2 หน้าตัดที่มีใช้คือ หน้าตัดทอกกลม ท่อสี่เหลี่ยมจัตุรัส และท่อสี่เหลี่ยมผืนผ้าดังในรูปที่ 1.4



Round pipe



Square pipe



Rectangular pipe

รูปที่ 1.3 หน้าตัดท่อเหล็ก

2

มาตรฐาน น้ำหนักบรรทุก และวิธีการออกแบบ

2.1 ข้อกำหนดการออกแบบ

ข้อกำหนดการออกแบบจะถูกจัดทำขึ้นโดยองค์กรวิชาชีพต่างๆ เพื่อเป็นแนวทางการออกแบบแก่วิศวกรผู้ออกแบบ โดยพัฒนาขึ้นจากผลงานวิจัยทางวิศวกรรมที่ได้รับการยอมรับ วิธีการออกแบบที่แนะนำในข้อกำหนดนั้นเป็นวิธีที่องค์กรเชื่อว่าเป็นวิธีที่ปลอดภัย ประหยัด และเหมาะสมที่สุดในการใช้งาน ข้อกำหนดจะมีการพัฒนาและปรับปรุงอย่างต่อเนื่อง

วิศวกรผู้ออกแบบควรจะมี ความเข้าใจหลักการพื้นฐานของวิธีการตามข้อกำหนด ติดตามการเปลี่ยนแปลงข้อกำหนดอยู่เสมอเพื่อให้ทันกับความก้าวหน้าทางเทคโนโลยี แต่อย่างไรก็ตามวิจรรณญาณของตัวผู้ออกแบบเองยังคงเป็นปัจจัยที่สำคัญที่สุด เนื่องจากไม่มีข้อกำหนดใดครอบคลุมในทุกสถานการณ์ ความรับผิดชอบในการออกแบบโครงสร้างให้มีความปลอดภัยเป็นของผู้ออกแบบเพียงผู้เดียว

สำหรับการออกแบบโครงสร้างเหล็กของอาคารในสหรัฐอเมริกา ข้อกำหนดที่เป็นหลักคือ *Manual of Steel Construction* ออกโดย American Institute of Steel Construction (AISC) องค์กรอื่นที่ให้ความรู้ในการออกแบบทางวิศวกรรมได้แก่ American Concrete Institute (ACI), American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO), American Institute of Timber Construction (AITC) และ American Welding Society (AWS) ส่วนองค์กรในประเทศไทยได้แก่ วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย (ว.ส.ท.)

2.2 ข้อบัญญัติควบคุมอาคาร

ข้อบัญญัติควบคุมอาคารจะต่างจากข้อกำหนดการออกแบบโดยจะครอบคลุมในหลายๆด้านของโครงการ อาทิเช่น น้ำหนักบรรทุกออกแบบ ข้อจำกัดการใช้งาน รูปแบบอาคาร บันไดหนีไฟ ข้อบัญญัติควบคุมอาคารจะถูกกำหนดขึ้นและบังคับใช้โดยเทศบาลและรัฐบาลในแต่ละท้องถิ่นที่คำนึงถึงความปลอดภัยในการก่อสร้างได้กำหนดมาตรฐานขึ้นเพื่อใช้ควบคุมการก่อสร้างในเขตรับผิดชอบของตน ดังนั้นผู้ออกแบบจะต้องปฏิบัติตามในการออกแบบอาคาร สำหรับประเทศไทยกฎหมายว่าด้วยการควบคุมอาคารจะกำหนดไว้ใน

พระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 และมีกฎกระทรวงที่ออกตามความใน พ.ร.บ.ควบคุมอาคารที่เกี่ยวข้องคือ กฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) นอกจากนี้ก็มี ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร และเทศบัญญัติของเทศบาลในแต่ละท้องที่

2.3 น้ำหนักบรรทุก

บางทีงานที่ยากที่สุดในการออกแบบ โครงสร้างก็คือการประมาณน้ำหนักบรรทุกที่อาจเกิดขึ้นกับ โครงสร้างตลอดอายุการใช้งานของมันอย่างถูกต้องนั่นเอง ในทุกข้อบัญญัติควบคุมอาคารจะมีบทที่กำหนดน้ำหนักบรรทุกน้อยที่สุดในการออกแบบและน้ำหนักรวมกระทำบน โครงสร้าง ทั้งนี้ก็เพื่อให้แน่ใจว่าภายใต้สภาวะปกติโครงสร้างจะอยู่ในสภาพที่ปลอดภัยและใช้งานได้

2.4 น้ำหนักบรรทุกคงที่

น้ำหนักบรรทุกคงที่(Dead Load) คือน้ำหนักบรรทุกที่มีขนาดคงที่ซึ่งคงอยู่ประจำตำแหน่งหนึ่งๆ ประกอบด้วยน้ำหนักของตัวโครงสร้างเองและน้ำหนักอื่นที่ติดตั้งอย่างถาวรเข้ากับตัวอาคาร สำหรับอาคารเหล็ก น้ำหนักคงที่จะได้แก่ โครงเหล็ก ผนัง พื้น หลังคา ท่อปะปา และ สุขภัณฑ์

ในการออกแบบโครงสร้างนั้น จำเป็นที่จะต้องรู้น้ำหนักคงที่โดยประมาณของส่วนต่างๆเพื่อใช้ในการวิเคราะห์โครงสร้าง ขนาดที่แน่นอนจะยังคงไม่ทราบจนกระทั่งทำการวิเคราะห์แล้วเลือกหน้าตัด น้ำหนักจริงที่ได้จากการออกแบบจะต้องถูกเปรียบเทียบกับน้ำหนักที่ประมาณไว้ในตอนต้น ถ้ามีความแตกต่างกันมาก จะต้องทำการวิเคราะห์ซ้ำอีกครั้งหนึ่งและออกแบบโดยใช้น้ำหนักประมาณที่ดีกว่า

การประมาณน้ำหนักของโครงสร้างที่มีเหตุผลทำได้โดยอ้างอิงกับ โครงสร้างที่คล้ายกัน น้ำหนักของวัสดุต่างๆถูกแสดงไว้ในตารางที่ 2.1

ตารางที่ 2.1 น้ำหนักบรรทุกคงที่

ชนิดของวัสดุ	น้ำหนักบรรทุก	หน่วย
คอนกรีตเสริมเหล็ก	2,400	กก./ลบ.ม.
เหล็ก	7,850	กก./ลบ.ม.
ไม้	500	กก./ลบ.ม.
อิฐ	1,900	กก./ลบ.ม.
โครงหลังคา	10-30	กก./ตร.ม.
กระเบื้องซีเมนต์ไยหินลอนคู่	14	กก./ตร.ม.
กระเบื้องคอนกรีต	50	กก./ตร.ม.

เหล็กรีดลอน	14	กก./ตร.ม.
สังกะสี	5	กก./ตร.ม.
ฝ้าเพดาน	14-26	กก./ตร.ม.
กำแพงอิฐมวลเบา	180-360	กก./ตร.ม.
กำแพงอิฐบล็อก	100-200	กก./ตร.ม.

2.5 น้ำหนักบรรทุกจร

น้ำหนักบรรทุกจรคือน้ำหนักบรรทุกที่อาจมีการเปลี่ยนแปลงขนาดและตำแหน่ง หรือพูดง่าย ๆ ก็คือเป็นน้ำหนักบรรทุกที่ไม่ใช่ น้ำหนักบรรทุกคงที่นั่นเอง น้ำหนักจรที่สามารถเคลื่อนที่ได้ด้วยกำลังของตัวเอง เรียกว่าน้ำหนักบรรทุกเคลื่อนที่เช่นรถบรรทุก คน และ เคน ในขณะที่น้ำหนักบรรทุกที่อาจจะถูกเคลื่อนย้าย เช่นเฟอร์นิเจอร์ ของใน โกดังเก็บสินค้า น้ำหนักจรอย่างอื่นรวมถึงที่เกิดระหว่างการก่อสร้าง ลม ฝน แผ่นดินไหว ระเบิด และการเปลี่ยนอุณหภูมิ

น้ำหนักบรรทุกจรในอาคาร

ค่าน้ำหนักบรรทุกจรน้อยที่สุดในส่วนต่างๆของอาคารนอกเหนือไปจากน้ำหนักของตัวอาคารหรือเครื่องจักรหรืออุปกรณ์อย่างอื่น โดยปกติค่าน้ำหนักเหล่านี้จะถูกกำหนดโดยข้อกำหนดควบคุมอาคารซึ่งแตกต่างกันไปในแต่ละท้องที่ สำหรับประเทศไทยจะใช้ตามกฎกระทรวงฉบับที่ 6 (พ.ศ. 2527) ข้อที่ 15 ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ดังแสดงไว้ในตารางที่ 2.2

ตารางที่ 2.2 น้ำหนักบรรทุกจรในแนวตั้งของอาคารประเภทต่างๆ

ประเภทและส่วนต่างๆของอาคาร	หน่วยน้ำหนัก บรรทุก (กก./ตร.ม.)
1. หลังคา	30
2. กันสาดหรือหลังคาคอนกรีต	100
3. ที่พักอาศัย โรงเรียนอนุบาล ห้องน้ำ ห้องส้วม	150
4. ห้องแถว ตึกแถวที่ใช้พักอาศัย อาคารชุด หอพัก โรงแรม และห้องคนไข้พิเศษของโรงพยาบาล	200
5. สำนักงาน ธนาคาร	250

6. (ก) อาคารพาณิชย์ ส่วนของห้องแถว ตึกแถวที่ใช้เพื่อการพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย โรงเรียน และ โรงพยาบาล	300
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคารชุด หอพัก โรงแรม สำนักงาน และธนาคาร	300
7. (ก) ตลาด อาคารสรรพสินค้า หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องประชุม ห้องอ่านหนังสือในห้องสมุดหรือหอสมุด ที่จอดหรือเก็บรถยนต์นั่งหรือรถจักรยานยนต์	400
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของอาคารพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย และ โรงเรียน	400
8. (ก) คลังสินค้า โรงกีฬา พิพิธภัณฑ์ อิมจันทร์ โรงงานอุตสาหกรรม โรงพิมพ์ ห้องเก็บเอกสารและพัสดุ	500
(ข) ห้องโถง บันได ช่องทางเดินของตลาด อาคารสรรพสินค้า หอประชุม โรงมหรสพ ภัตตาคาร ห้องสมุด และหอสมุด	500
9. ห้องเก็บหนังสือของห้องสมุดหรือหอสมุด	600
10. ที่จอดหรือเก็บรถบรรทุกเปล่า	800

น้ำหนักบรรทุกจากแรงลม

ตามมาตรฐาน Uniform Building Code (UBC) สูตรพื้นฐานในการคำนวณความดัน p (กก./ตรม.) จากแรงลมในการออกแบบคือ

$$p = C_e C_q q_s I \quad (2.1)$$

โดยที่แต่ละเทอมจะถูกนิยามดังต่อไปนี้

q_s = แรงดันจากลมปะทะ (Wind Stagnation Pressure) คือแรงดันในทางทฤษฎีที่เกิดจากลมปะทะผิวดิ่งที่ระดับน้ำทะเล คำนวณได้จาก

$$q_s = 0.004826 V^2 \quad (2.2)$$

เมื่อ V คือความเร็วลมพื้นฐาน (กม./ชม.) สำหรับในประเทศไทยจากการศึกษาของ ปณิธาน และคณะ [8] พบว่าความเร็วพื้นฐานในพื้นที่ส่วนใหญ่ของประเทศที่ความสูง 10 เมตรในสภาพภูมิประเทศโล่ง คายเวลา

เท่ากับ 50 ปี จะเท่ากับ 95.4 กก./ชม. เมื่อคำนวณเป็นแรงดันจะได้เท่ากับ 43.9 กก./ตรม. มีเพียงภาคเหนือตอนบนและภาคตะวันออกเฉียงเหนือบางส่วนด้านที่ติดกับประเทศลาวที่มีความเร็วลมเฉลี่ย 108 กก./ชม. ทำให้ได้ความดันเท่ากับ 56.3 กก./ตรม.

ในกรณีที่ไม่มีความน่าเชื่อถือเพียงพอเพื่อใช้ในการคำนวณแรงลม ให้ใช้ข้อบัญญัติกรุงเทพมหานครเกี่ยวกับแรงลมที่กระทำต่ออาคารโดยมีขนาดเพิ่มตามความสูงของอาคารดังแสดงในตารางที่ 2.3

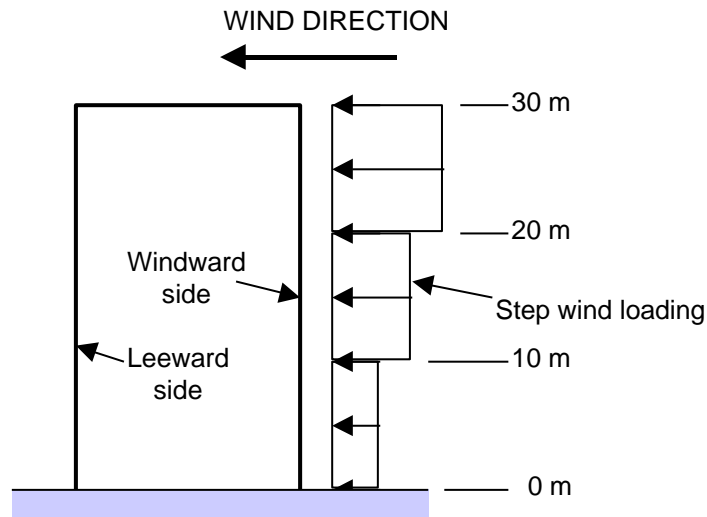
ตารางที่ 2.3 ขนาดของแรงลมตามความสูงของอาคาร

ความสูงอาคาร (h) (เมตร)	หน่วยแรงลม (กก./ตร.ม.)
น้อยกว่า 10	50
$10 < h < 20$	80
$20 < h < 40$	120
มากกว่า 40	160

I = ตัวคูณความสำคัญ(Important factor)

ชนิดของอาคาร	I
อาคารสาธารณะ	1.5
อาคารที่ผู้อยู่อาศัยเกิน 300 คน(ในหนึ่งห้อง)	1.25
อาคารอื่น	1.0

C_e = ตัวคูณความสูงร่วม, ความเปิดโล่ง และสัมประสิทธิ์ความกรรโชก ตัวคูณนี้เป็นผลมาจากอิทธิพลของหลายปัจจัย โดยหน่วยแรงลม($C_e \times q_s$)จะหาได้จากตารางที่ 2.4 ซึ่งเป็นผลการศึกษาของปนิธานและคณะ[8] เมื่อทราบค่าความสูงของอาคารและภูมิประเทศที่ตั้งอาคาร แรงดันลมจะเพิ่มขึ้นที่ความสูงเพิ่มขึ้น เมื่ออาคารมีความสูงเกิน 10 เมตรน้ำหนักบรรทุกจากแรงลมจะมีลักษณะเป็นขั้นบันได



รูปที่ 2.1 น้ำหนักบรรทุกชั้นบันไดบนด้านปะทะลม

ตารางที่ 2.4 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงลมอ้างอิงกับลักษณะภูมิประเทศ, กก./ตรม.

ความสูง (ม.)	ภูมิประเทศแบบ A	ภูมิประเทศแบบ B	ภูมิประเทศแบบ C
0 – 10	140	95	75
10 – 20	155	105	75
20 – 40	170	115	80
40 – 80	185	135	100
80 – 120	200	160	120
120 – 160	210	175	140
160 – 200	220	190	160
200 – 250	230	210	180
250 – 300	240	225	200

ความแปรปรวนที่เกิดจากความขรุขระของภูมิประเทศจะช่วยให้ความเร็วลมลดลง ในตาราง 2-4 ได้กำหนดลักษณะภูมิประเทศไว้สามแบบด้วยกันคือ แบบ A เป็นสภาวะเปิดโล่งที่เลวร้ายที่สุดเพราะเป็นพื้นที่ราบเรียบ แบบ B เป็นภูมิประเทศที่มีอาคาร ป่าไม้ หรือพื้นที่ผิวไม่ราบเรียบที่สูงไม่น้อยกว่า 6 เมตร ครอบคลุมพื้นที่ 20% ขึ้นไปและพื้นที่ดังกล่าวขยายออกไปจากอาคารไม่ต่ำกว่า 1.6 กม. และแบบ C หมายถึงใจกลางเมืองใหญ่ ซึ่งมีอาคารสูงหนาแน่น อย่างน้อย 50% ของอาคารต้องสูงเกิน 4 ชั้น

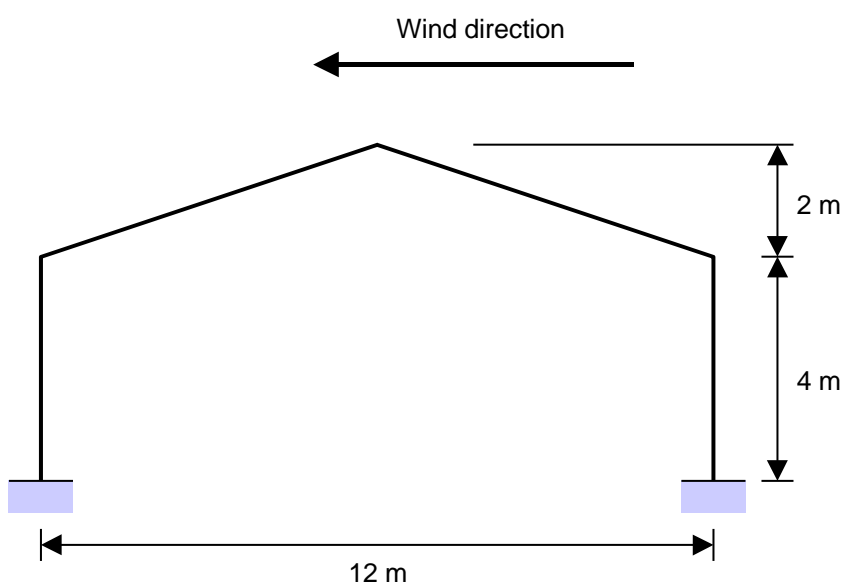
C_q = ตัวคูณความดัน ผลกระทบจากลมกรรโชกมักจะกระทำลงบนพื้นที่เล็กๆ ทำให้ต้องมีค่าตัวคูณ C_q ที่แตกต่างกันสำหรับแต่ละส่วนของอาคารตามตารางที่ 2.5

ตารางที่ 2.5 ตัวคูณความดัน C_q

ลักษณะโครงสร้าง	C_q
ผนังด้านรับลม	0.8 คับเข้า
ผนังด้านหลบลม	0.5 คับออก
หลังคาด้านหลบลมหรือหลังคาราบ	0.7 คับออก
หลังคาด้านปะทะลม	
เอียง < 9:12	0.7 คับออก
เอียง 9:12 ถึง 12:12	0.4 คับเข้า
เอียง > 12:12	0.7 คับเข้า
ลมพัดขนานสันหลังคา	
โครงสร้างปิด	0.7 คับออก
โครงสร้างเปิด ¹	1.2 คับออก

¹โครงสร้างที่มีด้านเปิดมากกว่า 30%

ตัวอย่างที่ 2.1 จงคำนวณแรงดันลมที่เกิดขึ้นกับอาคารในรูปที่ 2-2 โดยใช้ลักษณะภูมิประเทศแบบ A



รูปที่ 2.2 โครงอาคารภายใต้แรงลม

วิธีทำ จากตารางที่ 2.4 สำหรับความสูง 0-10 เมตร และภูมิภาคประเภทแบบ A

หน่วยแรงลมอ้างอิงเท่ากับ $p_{ref} = 140$ กก./ตรม.

ผนังด้านปะทะลม $C_q = 0.8$

$$p_{ww} = 0.8(140) = 112 \text{ กก./ตรม. ดันเข้า}$$

ผนังด้านหลบลม $C_q = 0.5$

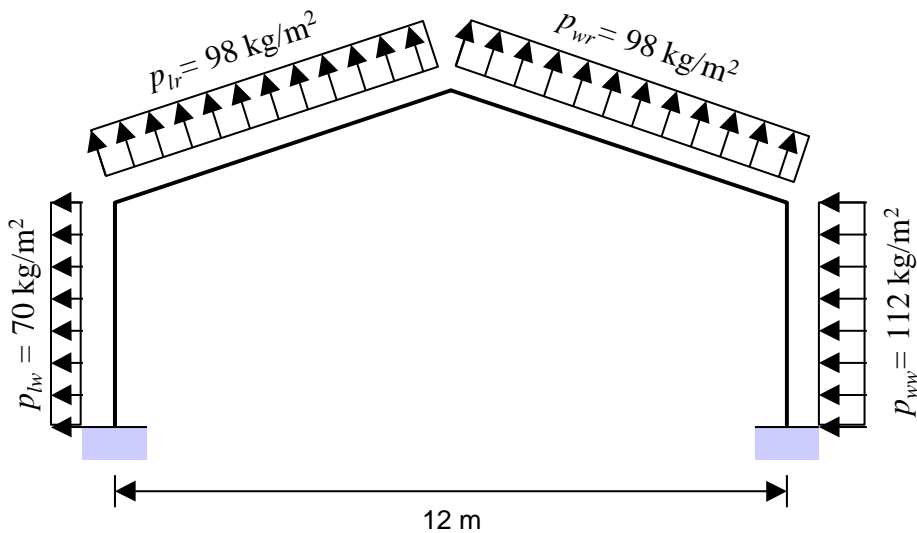
$$p_{lw} = 0.5(140) = 70 \text{ กก./ตรม. ดันออก}$$

หลังคาด้านปะทะลม เอียง 2:6(=1:3) น้อยกว่า 9:12 ดังนั้น $C_q = 0.7$

$$p_{wr} = 0.7(140) = 98 \text{ กก./ตรม. ดันออก}$$

หลังคาด้านหลังลม $C_q = 0.7$

$$p_{lr} = 0.7(140) = 98 \text{ กก./ตรม. ดันออก}$$



รูปที่ 2.3 แรงดันบนโครงอาคาร

2.6 นิยามของการออกแบบอีลาสติกและพลาสติก

เกือบจะทั้งหมดของโครงสร้างเหล็กที่ปรากฏอยู่ในปัจจุบันถูกออกแบบโดยวิธีอีลาสติก ผู้ออกแบบจะประมาณน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่โครงสร้างอาจจะต้องรับ และเลือกขนาดขององค์อาคารตามหน่วยแรงที่ยอมรับให้ ซึ่งค่าหน่วยแรงที่ยอมรับให้เหล่านี้มักจะอยู่ในรูปเศษส่วนของค่าหน่วยแรงครากของเหล็ก แม้ว่าวิธีนี้น่าจะถูกเรียกว่า วิธีออกแบบอีลาสติก แต่คำว่า วิธีหน่วยแรงที่ยอมรับให้ หรือ วิธีหน่วยแรงใช้งาน จะมีความเหมาะสมกว่า อย่างไรก็ตามมีหลายมาตรฐานสำหรับวิธีนี้ถูกสร้างขึ้นมาจากพฤติกรรมพลาสติกหรือกำลังประลัย

ความเหนียวของเหล็กทำให้มันมีกำลังสำรองซึ่งเป็นที่มาของทฤษฎีของ *วิธีพลาสติก* ในการออกแบบวิธีนี้ น้ำหนักบรรทุกใช้งานจะถูกประมาณแล้วถูกคูณด้วยตัวคูณเกินกำลังหรือส่วนปลอดภัยและองค์อาคารจะถูกออกแบบโดยใช้กำลังขณะเกิดการวิบัติ จากการทดสอบพบว่าเหล็กสามารถต้านทานแรงที่มากระทำได้เกินจากจุดครากของมันค่อนข้างมาก ดังนั้นในกรณีที่มีน้ำหนักบรรทุกเกินในโครงสร้างแบบอินดิเทอร์มินต์ โครงสร้างจะสามารถกระจายน้ำหนักบรรทุกออกไปเนื่องจากความเหนียวของเหล็ก สำหรับโครงสร้างบางชนิด การออกแบบพลาสติกทำให้สามารถใช้งานเหล็กได้ประหยัดมากกว่าการออกแบบอีลาสติก อย่างไรก็ตามการออกแบบพลาสติกยังไม่ค่อยได้รับความนิยมในหมู่นักออกแบบเท่าใดนัก อย่างไรก็ตามวิธีออกแบบพลาสติกนี้ก็ยังมีประโยชน์อย่างมากสำหรับนักออกแบบในการเข้าใจพฤติกรรมของเหล็กโครงสร้าง

2.7 การออกแบบโดยใช้ตัวคูณน้ำหนักและความต้านทาน

AISC ได้จัดพิมพ์คู่มือการออกแบบอีกหนึ่งเล่มคือ *Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design* การออกแบบโดยวิธีนี้ซึ่งเรียกโดยย่อว่า LRFD ได้รวมเอาการคำนวณกำลังประลัยหรือกำลังที่ขีดสุดและความสามารถในการใช้งานเพื่อความปลอดภัยซึ่งอาศัยหลักทางสถิติเข้าด้วยกัน

LRFD จะเหมือนกับการออกแบบพลาสติกในแง่ที่ว่า จะพิจารณาสถานะการวิบัติหรือสถานะกำลังประลัย น้ำหนักบรรทุกจะถูกคูณด้วยตัวคูณเกินกำลัง (มากกว่า 1.0) และองค์อาคารจะถูกออกแบบให้มีกำลังเพียงพอหรือสามารถต้านทานน้ำหนักเกินนี้ได้ นอกจากนั้นความสามารถรับน้ำหนักของแต่ละองค์อาคารยังถูกคูณด้วยตัวคูณลดความสามารถหรือความต้านทานซึ่งมีค่าน้อยกว่า 1.0 (เพื่อเป็นการคำนึงถึงความหลากหลายในคุณสมบัติของวัสดุและขนาดขององค์อาคาร) เงื่อนไขของ LRFD สามารถเขียนได้เป็น

$$\text{กำลังที่ได้จากการออกแบบ} \geq \text{ผลรวมของน้ำหนักประลัย} \quad (2.3)$$

บ่อยครั้งที่ LRFD จะทำให้เราได้โครงสร้างที่ประหยัดขึ้น โดยเฉพาะเมื่อน้ำหนักจรมีค่าน้อยเมื่อเทียบกับน้ำหนักคงที่เช่น ถ้าอัตราส่วนของน้ำหนักจรต่อน้ำหนักคงที่น้อยกว่า 3 วิธี LRFD จะช่วยประหยัดเหล็กได้ถึงหนึ่งในหกสำหรับองค์อาคารรับแรงดึงและเสา และหนึ่งในสิบสำหรับคาน

2.8 ส่วนปลอดภัย

ส่วนปลอดภัยขององค์อาคารของโครงสร้างถูกนิยามให้เป็นค่าอัตราส่วนระหว่างกำลังขององค์อาคารต่อค่าหน่วยแรงมากที่สุดที่จะเกิดขึ้นกับมัน กำลังขององค์อาคารที่ใช้ในการพิจารณาส่วนปลอดภัยมักจะถูกเข้าใจว่าเป็นกำลังประลัยขององค์อาคารแต่บ่อยครั้งที่ต้องใช้ค่าที่ต่ำกว่า ตัวอย่างเช่น การวิบัติจะถูกสมมุติให้เกิดขึ้นเมื่อองค์อาคารเกิดการเสีรูปร่างมากเกินไป ซึ่งถ้าเป็นในกรณีนี้ค่าส่วนความปลอดภัยอาจจะพิจารณาได้โดยการหารหน่วยแรงครากด้วยค่าหน่วยแรงมากที่สุดที่เกิดขึ้น สำหรับวัสดุเหนียว ส่วนปลอดภัยมักจะขึ้นกับหน่วยแรงคราก ในขณะที่สำหรับวัสดุเปราะจะขึ้นกับกำลังประลัย

อาจเป็นการไม่ฉลาดที่ออกแบบโครงสร้างให้สามารถรับน้ำหนักได้มากกว่าที่ต้องการหลายเท่า อย่างไรก็ตามมีความไม่แน่นอนหลายประเภทที่ต้องอาศัยส่วนปลอดภัยเช่น

1. กำลังของวัสดุอาจจะต่างไปจากค่าที่สมมุติไว้บ้างในตอนต้น และอาจจะแตกต่างกันเมื่อเวลาผ่านไป เนื่องจากผลของความคืบ การกัดกร่อน และความล้า
2. วิธีการวิเคราะห์มักมีความผิดพลาดค่อนข้างมาก
3. ภัยธรรมชาติ (พายุ แผ่นดินไหว) ที่ยากจะคาดคะเน
4. หน่วยแรงที่เกิดขึ้นระหว่างการผลิตและการติดตั้งมักจะมีมาก คนงานในโรงผลิตและในสนามมักจะปฏิบัติต่อเหล็กด้วยความไม่ใส่ใจ ในความเป็นจริงแล้วหน่วยแรงที่เกิดขึ้นระหว่างการผลิตและติดตั้งอาจจะมากกว่าที่เกิดขึ้นหลังการก่อสร้างด้วยซ้ำ พื้นในอพาร์ทเมนต์และอาคารสำนักงานถูกออกแบบมาสำหรับน้ำหนัก 200-300 กก./ตร.ม. ระหว่างการติดตั้งอาคารผู้รับเหมาก่อสร้างอาจจะมีกองอิฐหรือคอนกรีตบล็อกหรือวัสดุก่อสร้างอื่นๆหรือเครื่องมือวางกองอยู่บนพื้น ทำให้มีน้ำหนักบรรทุกหลายตันต่อตารางเมตร
5. การเปลี่ยนแปลงเทคโนโลยีที่มีผลต่อน้ำหนักจร เช่นการเพิ่มขึ้นของน้ำหนักบรรทุกจากการจราจรที่เกิดขึ้นกับสะพาน
6. แม้วาน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงสร้างจะถูกประมาณได้อย่างใกล้เคียง การประมาณน้ำหนักจรจะมีความคลาดเคลื่อนมาก โดยเฉพาะเมื่อประมาณน้ำหนักในสภาวะการณที่เลวร้ายที่สุดที่จะเกิดขึ้นได้พร้อมกัน ตัวอย่างเช่น ในการประมาณน้ำหนักลงเสาชั้นล่างของตึก 30 ชั้น ควรจะสมมุติให้มีน้ำหนักบรรทุกจรเกิดขึ้น 100% ในทุกๆชั้น หรือใช้เปอร์เซ็นต์ที่น้อยกว่านั้นเพื่อสะท้อนความเป็นจริง ตามพ.ร.บ.ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522 ได้กำหนดให้ลดส่วนน้ำหนักจรลงได้ตามชั้นของอาคารดังแสดงในตารางที่ 2-3
7. ความไม่แน่นอนอื่นๆเช่นหน่วยแรงคงค้าง หน่วยแรงเกินปกติ ความปรวนแปรของขนาดองค์อาคารและอื่นๆ

ตารางที่ 2.6 อัตราการลดน้ำหนักบรรทุกจรในแนวดิ่ง

การรับน้ำหนักของพื้น	อัตราการลดน้ำหนักบรรทุกจรบนพื้นแต่ละชั้นเป็นร้อยละ
(1) หลังคาหรือคานฟ้า	-
(2) ชั้นที่หนึ่งถัดจากหลังคาหรือคานฟ้า	-
(3) ชั้นที่สองถัดจากหลังคาหรือคานฟ้า	-

(4) ชั้นที่สามถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	10
(5) ชั้นที่สี่ถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	20
(6) ชั้นที่ห้าถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	30
(7) ชั้นที่หกถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้า	40
(8) ชั้นที่เจ็ดถัดจากหลังคาหรือดาดฟ้าและชั้นต่อลงไป	50

2.9 การวิบัติของโครงสร้าง

ผู้ออกแบบที่ยังมีประสบการณ์น้อยจำเป็นที่จะต้องรู้ว่าควรจะให้ความสนใจในจุดใดและจะหาคำแนะนำจากภายนอกได้จากที่ไหน นักออกแบบส่วนใหญ่ทั้งที่มีและไม่มีประสบการณ์เลือกองค์อาคารที่มีขนาดและกำลังเพียงพอ การพังทลายของโครงสร้างส่วนใหญ่มักเกิดจากการไม่ให้ความสนใจอย่างเพียงพอในรายละเอียดของจุดต่อเชื่อม การโค้งแอ่น การติดตั้ง และการทรุดตัวของฐานราก เหล็กมักไม่พังจากความผิดปกติในเนื้อวัสดุแต่มักจะวิบัติจากการใช้งานที่ไม่ถูกต้อง

ข้อผิดพลาดของนักออกแบบที่เกิดขึ้นบ่อยก็คือ หลังจากที้ออกแบบของค์อาคารอย่างระมัดระวังกลับเลือกใช้จุดต่อเชื่อมอย่างสะเพร่าซึ่งอาจจะไม่เพียงพอหรือไม่เหมาะสม โดยมากจะโยนงานเลือกจุดต่อเชื่อมให้คนเขียนแบบผู้ซึ่งไม่มีความเข้าใจในการออกแบบ ใน โครงถักซึ่งองค์อาคารถูกออกแบบมาสำหรับแรงผ่านแนวแกนเท่านั้น จุดต่ออาจจะรับน้ำหนักเอียงศูนย์ ทำให้เกิดโมเมนต์ที่ทำให้หน่วยแรงเพิ่มขึ้น ซึ่งหน่วยแรงเรื่องนี้บางครั้งมีมากจนต้องคำนึงถึงในการออกแบบ

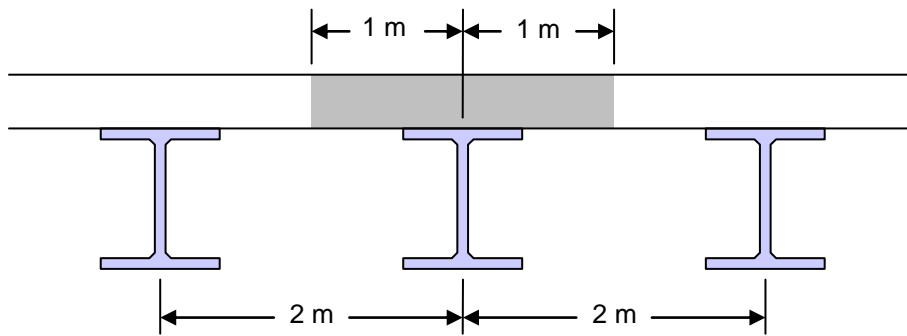
อีกจุดหนึ่งที้อาจเกิดความวิบัติคือเมื่อคานถูกรองรับโดยกำแพงที่มีความสามารถแบกทานหรือการยึดเกาะไม่เพียงพอ ลองนึกภาพคานในลักษณะนี้รองรับหลังคาราบในคืนฝนตกเมื่อวางระบายน้ำฝนเกิดการอุดตัน เมื่อน้ำฝนเริ่มรวมกันเป็นแอ่งบนหลังคาทำให้คานแอ่นตัวซึ่งจะยิ่งเกิดแอ่งน้ำที่ใหญ่ขึ้นและยิ่งทำให้คานแอ่นมากขึ้นไปอีก เมื่อคานแอ่น ท้องคานจะกดผลัดผนังซึ่งอาจทำให้ผนังพังหรือเกิดรอยร้าวจากการแตกร้าวที่ปลายคาน

การทรุดตัวของฐานรากเป็นอีกสาเหตุหนึ่งในการเสียหายของหลายโครงสร้าง ซึ่งบางทีอาจจะมากกว่าสาเหตุอื่นด้วยซ้ำ การทรุดตัวของฐานรากส่วนใหญ่ไม่ทำให้เกิดการพังทลายแต่จะทำให้เกิดรอยร้าวที่ไม่น่าดูและรอยร้าวในโครงสร้าง ถ้าทุกๆส่วนของโครงสร้างเกิดการทรุดตัวเท่ากัน หน่วยแรงในโครงสร้างจะไม่เปลี่ยนแปลง โดยปกติแล้วผู้ออกแบบจะไม่สามารถป้องกันการทรุดตัวได้แต่จะต้องพยายามออกแบบฐานรากเพื่อที่จะทำให้เกิดการทรุดตัวเท่าๆกัน

2.10 การถ่ายน้ำหนักและน้ำหนักบรรทุกในชั้น

การถ่ายน้ำหนักระหว่างองค์อาคารในโครงสร้างเป็นสิ่งสำคัญเป็นอันดับแรกที่วิศวกรผู้ออกแบบโครงสร้างจะต้องตัดสินใจและมีความเข้าใจอย่างชัดเจนถึงเส้นทางการถ่ายเทน้ำหนักบรรทุก ตั้งแต่จุดเริ่มต้นถ่ายผ่านส่วนประกอบต่างๆ บางครั้งถูกกระจายออก บางครั้งถูกรวมกันเข้า จนสุดท้ายจะผ่านไปทั่วทั้งโครงสร้างลงสู่ฐานรากและพื้นดินที่รองรับ

โครงสร้างคือกลไกในการรับน้ำหนักซึ่งมีองค์ประกอบได้แก่ พื้น คาน และเสา ซึ่งผู้ออกแบบจะต้องตัดสินใจว่าจะกระจายน้ำหนักลงองค์อาคารอย่างไร วิธีที่มักใช้กันคือการกำหนดพื้นที่รับน้ำหนักให้แก่แต่ละองค์อาคาร โดยขอบเขตของพื้นที่จะอยู่กึ่งกลางระหว่างองค์อาคารรองรับข้างเคียง ยกตัวอย่างเช่นในรูปที่ 2.4 คานเหล็กรองรับน้ำหนักจากพื้นมีระยะห่างระหว่างคาน 2 ม. พื้นที่รับน้ำหนักของคานจะวัดออกไปด้านซ้ายและขวาข้างละ 1 ม. ดังแสดงในรูป

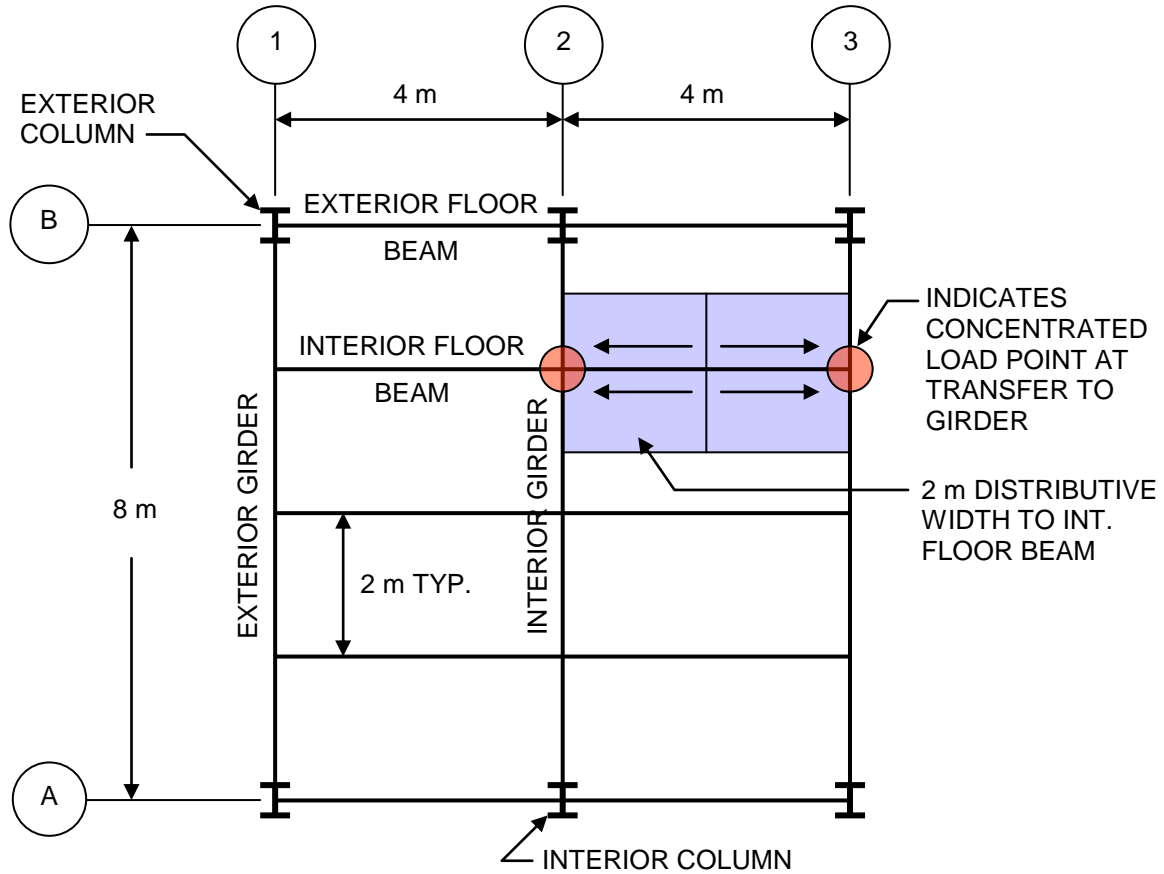


รูปที่ 2.4 พื้นที่รับน้ำหนักจากพื้นสู่คาน

การแบ่งน้ำหนักบรรทุกจะใช้ได้ดั่งกับ โครงสร้างพื้นปดคิรองรับน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร รูปแบบทั่วไปของโครงสร้างพื้นจะเป็นดังในรูปที่ 2.5 คานย่อยรองรับพื้นที่มีระยะห่างกัน 2 ม. จะพาดอยู่บนคานหลักที่มีขนาดใหญ่กว่า คานหลักจะต่อกับเสา โดยใช้แนวคิดพื้นที่รับน้ำหนัก พื้นที่รับน้ำหนักจะถูกแบ่งให้คานย่อยแต่ละตัวรับ จากนั้นจึงถ่ายน้ำหนักลงคานใหญ่ และถ่ายลงเสาในที่สุด

ตัวอย่างต่อไปนี้จะสาธิตการคำนวณน้ำหนักบรรทุกโดยวิธีพื้นที่รับน้ำหนัก ลงบนองค์อาคารแต่ละชนิด จากพื้นลงสู่คานย่อย จากคานย่อยลงสู่คานหลัก จากคานหลักลงสู่เสา

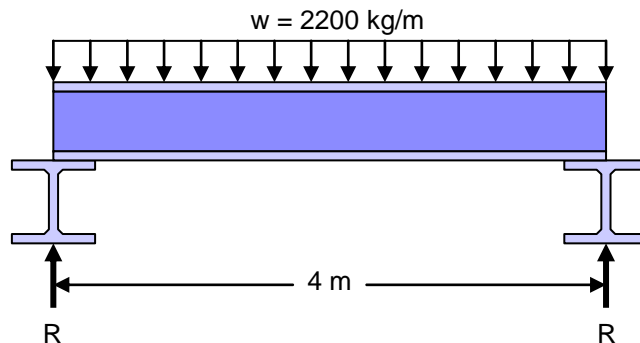
ตัวอย่างที่ 2.1 จงคำนวณน้ำหนักบรรทุกในแต่ละองค์อาคาร (คานย่อย คานหลัก และเสา) ดังแสดงในโครงสร้างพื้นในรูปที่ 2.5 โดยใช้วิธีพื้นที่รับน้ำหนัก น้ำหนักบรรทุกจร 500 ก.ก./ตรม. น้ำหนักบรรทุกคงที่ 600 ก.ก./ตรม.



วิธีทำ ในเบื้องต้นผู้ออกแบบจะต้องรู้ว่าน้ำหนักบรรทุกที่ลงคานย่อย, คานหลัก และ เสาภายใน จะมากกว่าที่อยู่ภายนอกหรือที่ขอบ เนื่องจากพื้นที่รับน้ำหนักแตกต่างกัน

คานย่อยภายใน (ระยะห่าง 2 ม.)

ความกว้างของพื้นที่ซึ่งแผ่ออกทั้งของข้างจากตัวคานคือ 2 ม. เท่ากับน้ำหนักบรรทุก 2,200 ก.ก./ม. (2 ม. × 1,100 ก.ก./ตรม.) คานย่อยแต่ละตัวถูกสมมติให้เป็นคานช่วงเดี่ยวนีมีช่วงคานยาว 4 ม. ทำให้เกิดแรงปฏิกิริยาบนคานหลักคือ:



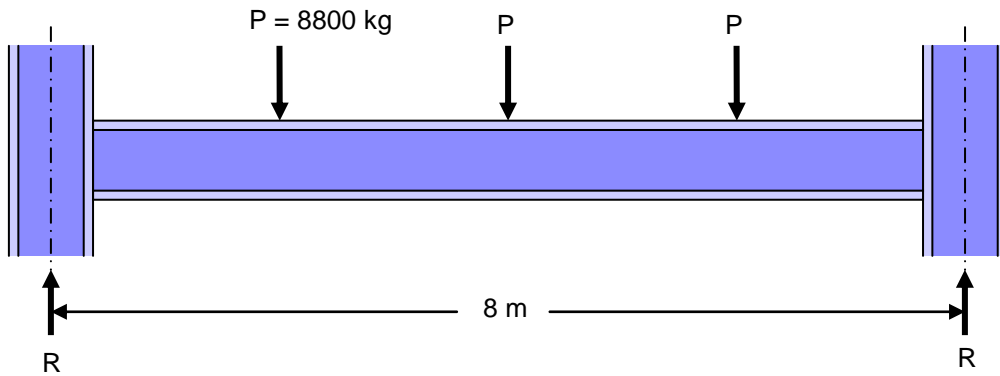
$$R = wL/2 = (2,200 \text{ ก.ก./ม.}) (4 \text{ ม.}) / 2 = 4,400 \text{ ก.ก.}$$

สำหรับคานย่อยภายนอกมีพื้นที่รับน้ำหนักครึ่งหนึ่งของคานภายนอก ดังนั้นแรงปฏิกิริยาจึงเท่ากับ

$$R = 4,400 / 2 = 2,200 \text{ ก.ก.}$$

คานหลักภายใน (พาดระหว่างเสา)

แรงปฏิกิริยา 4,400 ก.ก. จากคานย่อยกระทำทุกระยะ 2 ม. เนื่องจากมีคานย่อยมาพาดจากทั้งสองด้าน ดังนั้นแรงที่กระทำเป็นจุดจึงมีค่า $P = 2R = 2(4,400) = 8,800$ ก.ก.



$$R = 4P/2 = 4(8,800 \text{ ก.ก.}) / 2 = 17,600 \text{ ก.ก.}$$

สำหรับคานหลักภายนอกรับคานย่อยด้านเดียว ดังนั้นแรงปฏิกิริยาจึงเท่ากับ

$$R = 17,600 / 2 = 8,800 \text{ ก.ก.}$$

เสาภายใน

น้ำหนักที่มาลงเสามาจากคานย่อยภายนอกสองด้านและคานหลักภายในหนึ่งด้าน

$$P = 2(2,200) + 17,600 = 22,000 \text{ ก.ก.}$$

เสาด้านนอก

น้ำหนักที่มาลงเสามาจากคานย่อยภายนอกหนึ่งด้านและคานหลักภายนอกหนึ่งด้าน

$$P = 2,200 + 8,800 = 11,000 \text{ ก.ก.}$$

3

การวิเคราะห์ห้องค์อาคารรับแรงดึง

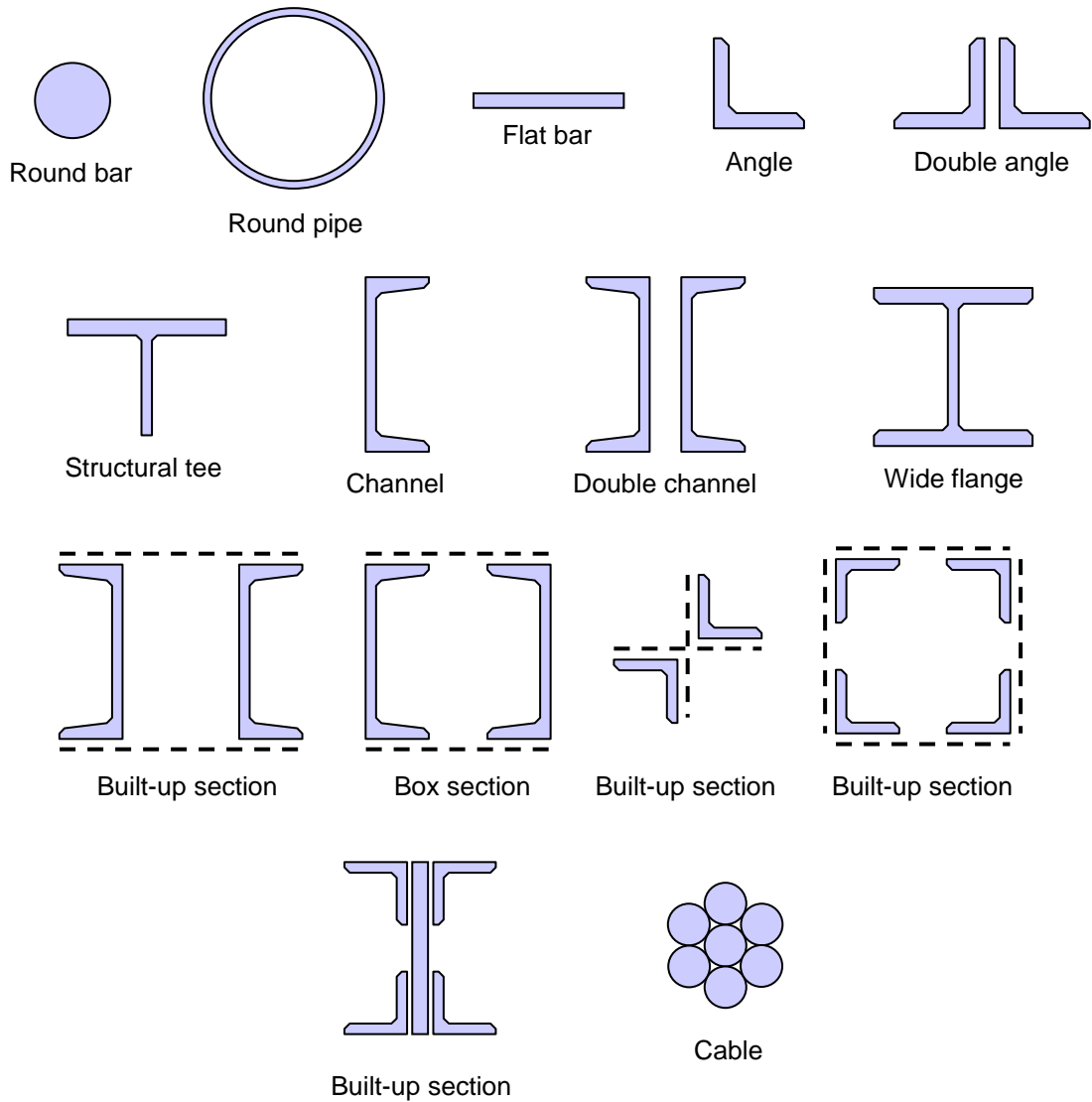
3.1 บทนำ

องค์อาคารรับแรงดึงมักพบได้ในโครงสร้างจำพวกสะพาน โครงหลังคา หอสูง เหล็กยึดทแยง (Bracing systems) และในสถานะการณ์ที่เหล็กถูกใช้เป็นตัวยึด การเลือกหน้าตัดเหล็กเพื่อใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดึง เป็นปัญหาที่ง่ายที่สุดปัญหาหนึ่งในการออกแบบ เนื่องจากไม่มีอันตรายจากการโก่งเดาะ ผู้ออกแบบเพียงแต่คำนวณแรงมากที่สุดโดยประมาณที่จะถูกรับ โดยองค์อาคารแล้วหารแรงด้วยหน่วยแรงที่ยอมให้เพื่อหาพื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ จากนั้นก็เลือกหน้าตัดเหล็กที่มีพื้นที่ตามที่ต้องการ

แม้ว่าหน้าตัดเดียวจะมีความประหยัดกว่าหน้าตัดประกอบเล็กน้อย หน้าตัดประกอบจะถูกใช้ในบางโอกาสที่ผู้ออกแบบไม่สามารถหาพื้นที่อย่างเพียงพอจากหน้าตัดเดี่ยว ข้อควรจำในเมื่อใช้หน้าตัดประกอบก็ คือจะมีการต่อเชื่อมในสนามและการทาสี ดังนั้นจะต้องมีช่องว่างเพียงพอสำหรับการทำงาน

องค์อาคารที่ประกอบด้วยหน้าตัดมากกว่าหนึ่งหน้าตัดจำเป็นจะต้องถูกยึดเข้าด้วยกัน เหล็กแผ่นยึด (หรือเหล็กประกบ) จะอยู่ที่ตำแหน่งระยะห่างต่างๆ เพื่อยึดให้ชิ้นส่วนต่างๆ อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการ ช่วยคงอัตราส่วนความชะลูดของแต่ละส่วนให้อยู่ในขอบเขตที่กำหนดอีกด้วย และช่วยให้การทำงานกับหน้าตัดประกอบมีความสะดวกมากยิ่งขึ้น หน้าตัดเดี่ยวที่ยาวเช่นเหล็กฉากอาจไม่สะดวกในการทำงานเนื่องจากการแอ่นตัว แต่เมื่อใช้เหล็กฉากสี่ตัวมายึดเข้าด้วยกันดังรูปที่ 3.1 องค์อาคารจะมีสติเฟนสเพิ่มขึ้นมาก เหล็กยึดเป็นระยะๆ จะไม่ถูกคิดเป็นพื้นที่ประสิทธิผลของหน้าตัด เนื่องจากไม่ได้รับแรงในหน้าตัดหลัก ขนาดของเหล็กยึดมักถูกกำหนดโดยมาตรฐานและดุลพินิจของผู้ออกแบบ

หน้าตัดบางชนิดขององค์อาคารรับแรงดึง ที่ใช้กันโดยทั่วไปถูกแสดงในรูปที่ 3.1 เส้นประในรูปจะแทนเหล็กยึดเป็นระยะๆ เพื่อยึดหน้าตัดประกอบ



รูปที่ 3.1 ชนิดขององค์อาคารรับแรงดึง

เหล็กที่ใช้ทำเคเบิลจะเป็นเหล็กชนิดพิเศษที่ถูกดึงแบบเย็นจนได้ขนาดที่ต้องการทำให้มีกำลังประมาณ 14,000 ถึง 17,000 กก./ตร.ซม. จึงมีความเหมาะสมในการใช้กับสะพานขึง สะพานแขวน หลังคาที่ยึดรั้งด้วยเคเบิล และอื่นๆที่มีลักษณะคล้ายกัน

3.2 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้

หน่วยแรงดึงในองค์อาคารรับแรงดึง T พื้นที่หน้าตัด A มีค่าเท่ากับ

$$f = T / A \quad (3.1)$$

โดยหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ F_t ซึ่งตามข้อกำหนด AISC ของวิธี ASD (Allowable Stress Design) กำหนดให้

$$F_t = 0.60F_y \text{ บนพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด } A_g$$

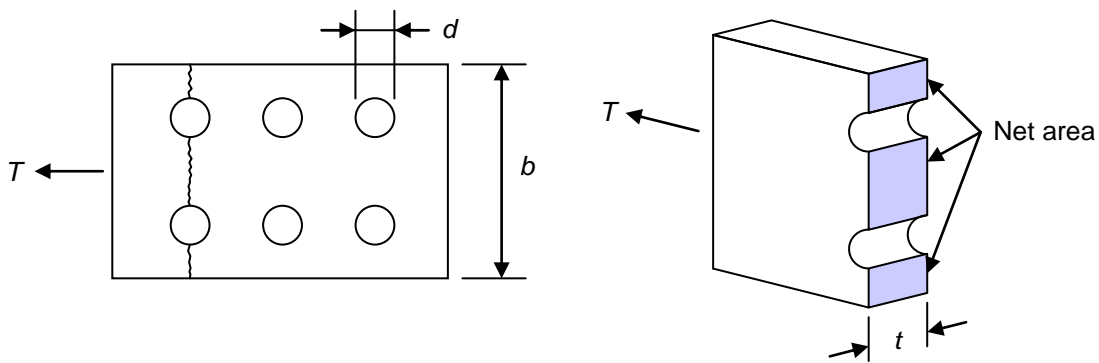
และ $F_t = 0.50F_u$ บนพื้นที่สุทธิประสิทธิผล A_e

ดังนั้นความสามารถในการรับแรงดึงขององค์อาคารคือค่าที่น้อยกว่าของ

$$T = 0.60F_y A_g \quad \text{หรือ} \quad T = 0.50F_u A_e \quad (3.2)$$

3.3 พื้นที่สุทธิ (Net Area)

สูตรที่ใช้พื้นที่ A_e ในสมการที่ (3.2) จะใช้ในกรณีที่องค์อาคารรับแรงดึงถูกต่อโดยใช้สลักเกลียวซึ่งจะต้องมีการเจาะรูที่องค์อาคารทำให้พื้นที่หน้าตัดที่รูเจาะลดลงดังในรูปที่ 3.2 ทำให้หน่วยแรงเพิ่มขึ้นและเกิดหน่วยแรงเกินปกติที่ขอบของรูเจาะ

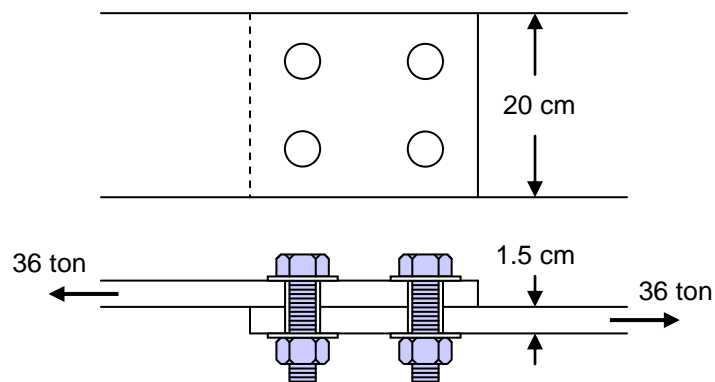


รูปที่ 3.2 พื้นที่สุทธิ

พื้นที่สุทธิ A_n จะมีค่าเท่ากับพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด A_g ลบด้วยพื้นที่ส่วนที่เป็นรูเจาะ ซึ่งตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. และ AISC กำหนดให้เส้นผ่าศูนย์กลางของรูเจาะใหญ่กว่าขนาดของสลักเกลียว 3 ม.ม. (1/16 นิ้ว) พื้นที่สุทธิแรงเงาที่รูเจาะในรูปที่ 3.2 มีค่าเท่ากับ

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - (\text{พื้นที่รูเจาะ}) \\ &= A_g - 2(d t) \end{aligned} \quad (3.3)$$

ตัวอย่างที่ 3-1 องค์อาคารรับแรงดึงดังแสดงในรูป รับแรง 36 ตัน จงพิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนพื้นที่ทั้งหมดและพื้นที่สุทธิ และตรวจสอบตามมาตรฐาน AISC เหล็กที่ใช้เป็น A36 สลักเกลียวขนาด 19 ม.ม.



วิธีทำ องค์กรอาคารเป็นแผ่นเหล็ก คำนวณพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดและพื้นที่สุทธิได้

$$A_g = 20 \text{ ซม.} \times 1.5 \text{ ซม.} = 30 \text{ ซม.}^2$$

$$A_n = 30 \text{ ซม.}^2 - 2 (1.9 \text{ ซม.} + 0.3 \text{ ซม.}) (1.5 \text{ ซม.}) = 23.4 \text{ ซม.}^2$$

คำนวณหน่วยแรงบนพื้นที่ทั้งหมดเพื่อเปรียบเทียบกับหน่วยแรงที่ยอมให้:

$$f = 36(1,000) \text{ ก.ก.} / 30 \text{ ซม.}^2 = 1,200 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

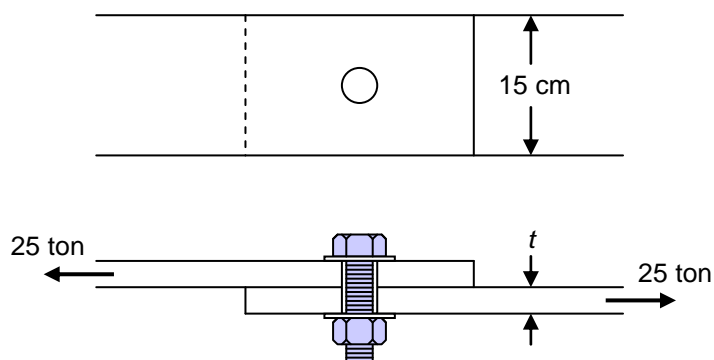
AISC กำหนดค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ $0.60F_y = 0.60(2,500) = 1,500 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ เนื่องจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นน้อยกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ ดังนั้นองค์กรอาคารยังปลอดภัยบนพื้นที่ทั้งหมด

คำนวณหน่วยแรงบนพื้นที่สุทธิเพื่อเปรียบเทียบกับหน่วยแรงที่ยอมให้:

$$f = 36(1,000) \text{ ก.ก.} / 23.4 \text{ ซม.}^2 = 1,539 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

AISC กำหนดค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ $0.50F_u = 0.50(4,000) = 2,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$ เนื่องจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นน้อยกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ ดังนั้นองค์กรอาคารยังปลอดภัยบนพื้นที่ทั้งหมด ■

ตัวอย่างที่ 3-2 จงออกแบบความหนาแผ่นเหล็กรับแรงดึงดังในรูป แรงดึงที่มากระทำมีค่า 25 ตัน สลักเกลียวที่ใช้มีขนาด 19 มม. และเหล็กที่ใช้เป็น A36



วิธีทำ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ

$$A_g = 25 \text{ ตัน} / 0.60F_y = 25 / (0.6 \times 2.5) = 16.67 \text{ ซม.}^2$$

ความกว้างแผ่นเหล็ก 15 ซม. ความหนาที่ต้องการ

$$t = 16.67 / 15 = 1.11 \text{ ซม. ใช้ } 12 \text{ ม.ม.}$$

พื้นที่สุทธิที่ต้องการ

$$A_n = 25 \text{ ตัน} / 0.50F_u = 25 / (0.5 \times 4.0) = 12.5 \text{ ซม.}^2$$

พื้นที่สุทธิในรูปของความหนา t เขียนได้เป็น

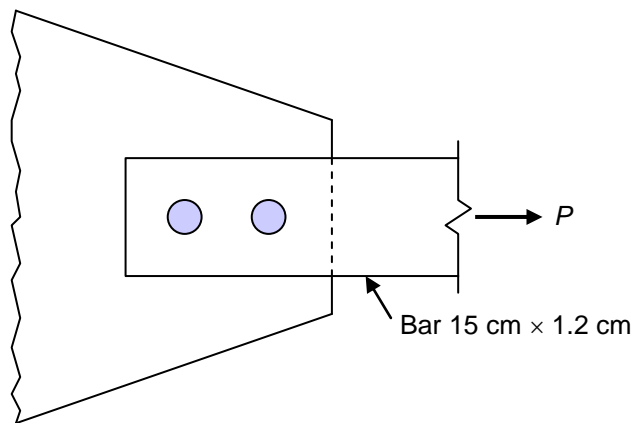
$$A_n = 15t - (1.9 + 0.3)t = 12.8t$$

$$12.5 = 12.8t$$

$$t = 0.977 \text{ ซม. ใช้ } 10 \text{ ม.ม.}$$

ความหนาแผ่นเหล็กที่คำนวณได้มีสองค่า ค่าที่เลือกใช้คือ 12 ม.ม. เนื่องจากความหนา 10 ม.ม. แม้ว่าจะใช้ได้กรณีพื้นที่สุทธิแต่จะบางเกินไปสำหรับพื้นที่ทั้งหมด ■

ตัวอย่างที่ 3-3 จงหาแรง P มากที่สุดที่ยอมให้สำหรับองค์อาคารรับแรงดึงดิ่งในรูป ถ้าเหล็กที่ใช้เป็น A36 สลักเกลียวที่ใช้มีขนาด 22 ม.ม.



วิธีทำ พิจารณาจากพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด

$$P = 0.60F_y A_g = 0.60(2.5)(15)(1.2) = 27 \text{ ตัน}$$

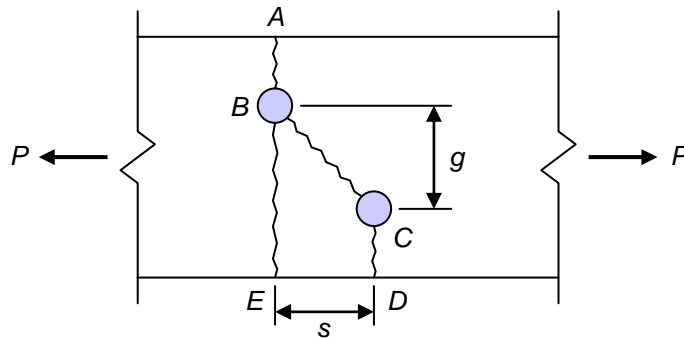
พื้นที่สุทธิ $A_n = 1.2(15 - 2.2 - 0.3) = 15 \text{ ซม.}^2 = A_e$

$$P = 0.50F_u A_e = 0.50(4.0)(15) = 30 \text{ ตัน}$$

แรงที่คำนวณ ได้มีสองค่า ค่าที่เลือกใช้คือ 27 ตัน เนื่องจากแรง 30 ตัน แม้ว่าจะใช้ได้ในกรณีพื้นที่สุทธิแต่จะมากเกินไปสำหรับพื้นที่ทั้งหมด ■

3.4 ผลของรูเจาะแบบสลับฟันปลา

เมื่อสลักเกลียวหรือหมุดย้่าที่ปลายต่อขององค์อาคารรับแรงดึงถูกจัดเรียงเป็นเส้นตรง จะทำให้เนื้อที่หน้าตัดสุทธิมากที่สุด แต่ถ้ามีพื้นที่ว่างไม่พอ อาจจะต้องใช้มากกว่าหนึ่งแถวซึ่งบ่อยครั้งจะจัดเรียงในลักษณะสลับฟันปลาหรือซิกแซกดังในรูปที่ 3.3



รูปที่ 3.3 รูเจาะสลับฟันปลา

เส้นแนวการวิบัติจะมีสองเส้นทางที่เป็นไปได้คือ ABCD และ ABE โดยเส้น BC จะทำมุมเอียงกับองค์อาคาร แตกต่างจากเส้นอื่นที่ตัดขวางกับองค์อาคาร วิธีการคิดคำนวณนั้นค่อนข้างซับซ้อนดังนั้น AISC จึงใช้วิธีคำนวณอย่างง่ายคือ โดยให้หักเส้นผ่าศูนย์กลางของรูเจาะที่อยู่บนหน้าตัดซิกแซกที่พิจารณาอยู่แล้วเพิ่มด้วยค่า $s^2/4g$ ของเส้นที่เอียงทำมุม ดังนั้นพื้นที่หน้าตัดสุทธิจะเป็น

$$A_n = t_{\min} \left[b - n(d + 0.3) + \sum \frac{s^2}{4g} \right] \quad (3.4)$$

เมื่อ A_n = พื้นที่หน้าตัดสุทธิ (ซม.²)

t_{\min} = ความหนาแน่นที่สุดขององค์อาคาร (ซม.)

b = ความกว้างขององค์อาคาร (ซม.)

n = จำนวนของสลักเกลียวหรือหมุดย้่าในหน้าตัด

d = เส้นผ่าศูนย์กลางของสลักเกลียวหรือหมุดย้่า (ซม.)

s = ระยะพิทช์(Pitch) = ระยะห่างระหว่างรูเจาะในแนวขนานกับแนวแรง (ซม.)

g = ระยะเกจ(Gage) = ระยะห่างระหว่างรูเจาะในแนวตั้งฉากกับแนวแรง (ซม.)

หมายเหตุ หมุดย้่า $d < 25$ ม.ม. ขนาดรูเจาะ = $d + 0.3$ ซม.

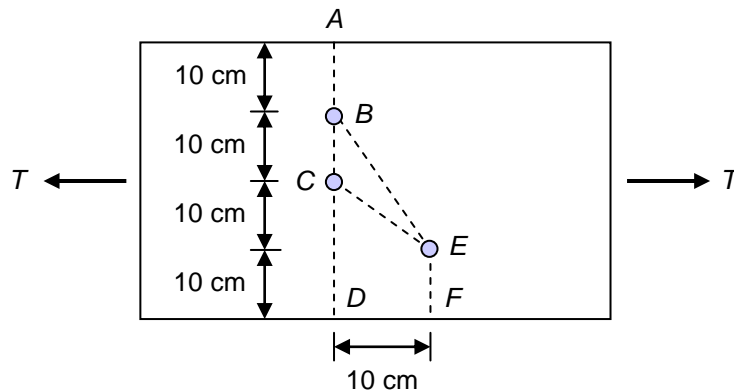
หมุดย้่า $d > 25$ ม.ม. ขนาดรูเจาะ = $d + 0.5$ ซม.

รูเจาะสำหรับสลักเกลียวและหมุดย้ำมักถูกเจาะบนเหล็กฉากที่ตำแหน่งมาตรฐาน ตำแหน่งหรือระยะเจาะเหล่านี้จะขึ้นกับความยาวขาคาตารางที่ 3.1 แสดงระยะดังกล่าว ดังนั้นผู้ออกแบบจึงควรรู้อะไรใช้ระยะที่ให้ไว้ในตาราง

ตารางที่ 3.1 ระยะเจาะมาตรฐานสำหรับหน้าตัดฉาก (ม.ม.)

ขนาด ขา	ขนาด						
	200	175	150	125	100	75	50
g	112.5	100	87.5	62.5	50	43.8	28.2
g_1	75	62.5	56.3				
g_2	75	75	43.8				

ตัวอย่างที่ 3-4 จงพิจารณาหน้าตัดสุทธิวิกฤตของแผ่นเหล็กหนา 12 มม. แสดงในรูป รูเจาะใช้กับสลักเกลียวขนาด 19 มม.



วิธีทำ หน้าตัดวิกฤตอาจเป็น $ABCD$, $ABCE$ หรือ $ABEF$ เส้นผ่าศูนย์กลางรูเจาะที่ใช้คือ $1.9 + 0.3 = 2.2$ ซม. ความกว้างสุทธิในแต่ละกรณีคือ

$$ABCD = 40 - 2(2.2) = 35.6 \text{ ซม.}$$

$$ABCE = 40 - 3(2.2) + \frac{10^2}{4(10)} = 35.9 \text{ ซม.}$$

$$ABEF = 40 - 2(2.2) + \frac{10^2}{4(20)} = 36.85 \text{ ซม.}$$

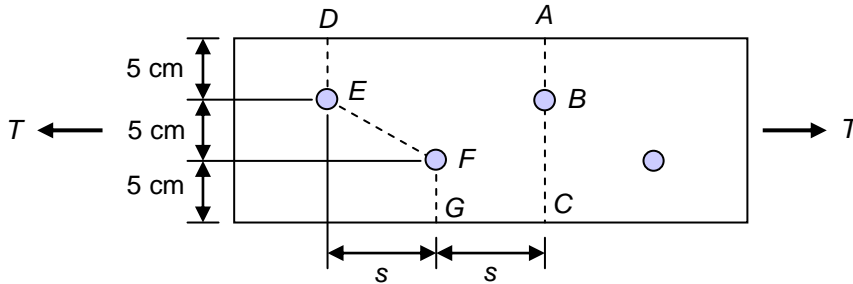
เส้นทาง $ABCD$ สั้นที่สุดจึงเป็นเส้นทางวิกฤตที่เลือก ดังนั้นพื้นที่สุทธิจะเท่ากับ

$$A_n = (35.6)(1.2) = 42.72 \text{ ซม.}^2$$

■

ปัญหาของการพิจารณาระยะ s น้อยที่สุดของสลักเกลียวสลับพื้นปลาเพื่อที่จะให้มีจำนวนรูที่ต้องหักออกไม่เกินจำนวนที่กำหนดในการพิจารณาหน้าตัดสุทธิถูกกล่าวถึงในตัวอย่างที่ 3-5

ตัวอย่างที่ 3-5 สำหรับสลักเกลียวสองแถวดังแสดงในรูป พิจารณาระยะ s ที่จะให้หน้าตัดสุทธิ $DEFG$ เท่ากับ ABC รูเจาะใช้สำหรับสลักเกลียวเส้นผ่าศูนย์กลาง 19 มม. ดังนั้นหักรูเจาะละ 22 มม.



วิธีทำ คำนวณเส้นทางวิถีที่เป็นไปได้สองเส้นทางคือ ABC และ $DEFG$

$$ABC = 15 - (1)(2.2) = 12.8 \text{ ซม.}$$

$$DEFG = 15 - (2)(2.2) + \frac{s^2}{(4)(5)} = 10.6 + \frac{s^2}{20}$$

ระยะ s น้อยที่สุดจะทำให้เส้นทาง $ABC = DEFG$

$$12.8 = 10.6 + \frac{s^2}{20}$$

$$s = 6.63 \text{ ซม.}$$

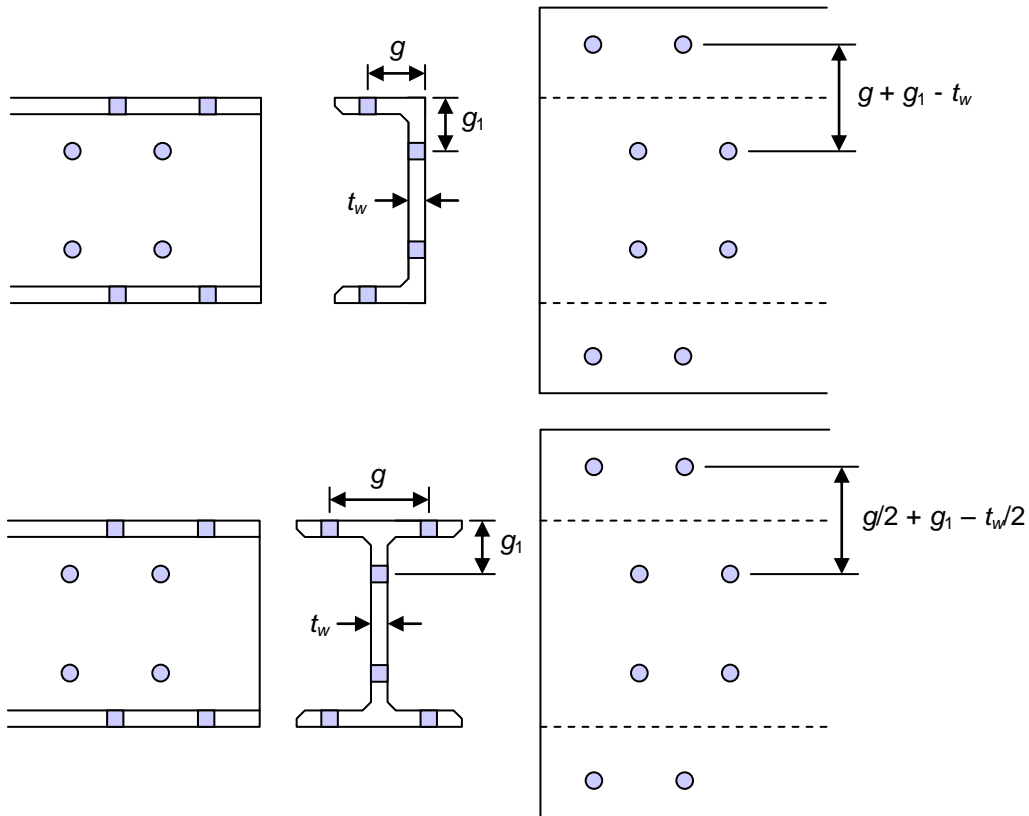
■

จากการคำนวณข้างบน จะเห็นได้ว่าตัวแปรที่กำหนดระยะน้อยที่สุดของ s ที่จะทำให้ได้ความกว้างประสิทธิภาพมากที่สุดคือ เส้นผ่าศูนย์กลางรูเจาะ d และ ระยะเกจ g หรือ เมื่อ $d = s^2/4g$ นั่นเอง รูปที่ 3.4 แสดงแผนภูมิความสัมพันธ์ระหว่างระยะเกลียว(s) ระยะเกจ(g) และขนาดรูเจาะ(d)

ข้อกำหนด ASD ไม่ได้กล่าวถึงวิธีพิจารณาความกว้างสุทธิของหน้าตัดอื่นนอกเหนือไปจากแผ่นเหล็กและเหล็กฉาก สำหรับหน้าตัดรางน้ำ หน้าตัด W หน้าตัด S และหน้าตัดอื่นจะมีความหนาของเอวและปีกไม่เท่ากัน ดังนั้นจึงควรพิจารณาเป็นพื้นที่สุทธิ ถ้ารูเจาะถูกวางเรียงเป็นเส้นตรงพาดผ่านองค์อาคาร พื้นที่สุทธิสามารถหาได้โดยหักพื้นที่ของรูเจาะออกจากพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด แต่ถ้ารูเจาะถูกเรียงแบบสลับพื้นปลา จะต้องคูณค่า $s^2/4g$ ด้วยความหนาที่ถูกต้องเพื่อให้เป็นพื้นที่

พื้นที่สุทธิ $A_n = (12.76)(1.0) = 12.76 \text{ ซม.}^2$ ■

ข้อกำหนด AISC ไม่มีข้อยกเว้นสำหรับรูเจาะสลักพื้นปลานบนหน้าตัดอื่นที่ไม่ใช่หน้าตัดฉาก การใช้วิธีคลี่เป็นแผ่นอาจพบกับความยุ่งยากในกรณีที่มีความหนาของแต่ละส่วนไม่เท่ากันเช่น หน้าตัดรางน้ำ และ หน้าตัดปีกกว้าง การใช้พื้นที่สุทธิหักพื้นที่รูเจาะ โดยตรงแทนที่จะใช้ความกว้างจะเหมาะสมกว่าดังในรูปที่ 3.5

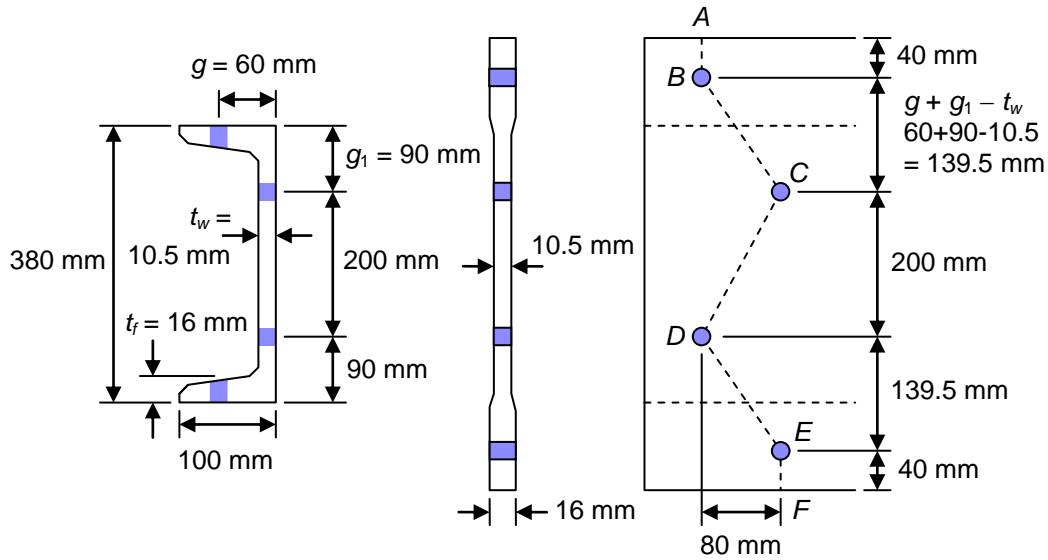


รูปที่ 3.5 การคลี่หน้าตัดรางน้ำและปีกกว้างเพื่อหาพื้นที่สุทธิ

ตัวอย่างที่ 3-7 พิจารณาพื้นที่สุทธิตามเส้นทาง $ABCDEF$ สำหรับ $C380 \times 100 \times 54.5$ ($A_g = 69.39 \text{ ซม.}^2$, $t_w = 10.5 \text{ ม.ม.}$, $t_f = 16 \text{ ม.ม.}$) ดังแสดงในรูป รูเจาะใช้สำหรับสลักเกลียว 19 ม.ม.

วิธีทำ หน้าตัดรางน้ำมีความหนาของปีกและเอวไม่เท่ากัน เมื่อเอามาคลี่เป็นแผ่นจะได้ดังในรูป การหาพื้นที่สุทธิทำได้โดยคิดจากพื้นที่ทั้งหมด $A_g = 69.39 \text{ ซม.}^2$ หักด้วยพื้นที่รูเจาะ 22 ม.ม. โดยรูเจาะที่ B และ E ที่ปีกใช้ความหนา 16 ม.ม. ส่วนรูเจาะที่ C และ D ใช้ความหนา 10.5 ม.ม.

สำหรับการบวกเพิ่มของระยะเยื้อง $s^2/4g$ นั้นระยะ CD ใช้ความหนา 10.5 ม.ม. แต่ระยะ BC และ DE มีทั้งส่วนที่อยู่ในเอวและปีกคานจึงใช้ความหนาเฉลี่ย $(16+10.5)/2$

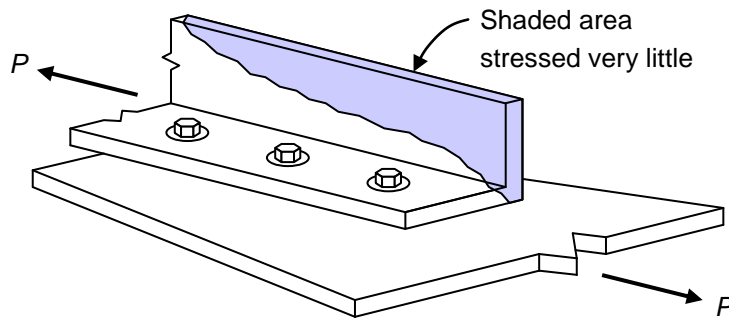


พื้นที่สุทธิบนเส้น $ABCDEF$:

$$69.39 - 2(2.2)(1.6 + 1.05) + \frac{8^2}{4(20)}(1.05) + (2) \frac{8^2}{4(13.95)} \left(\frac{1.6 + 1.05}{2} \right) = 61.61 \text{ ซม.}^2 \blacksquare$$

3.5 หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล (Effective net area)

บางครั้งห้องค้ำอาคารรับแรงดึงอาจถูกต่อยึดเฉพาะบางส่วนของหน้าตัด ทำให้รับแรงได้น้อยลง ปรากฏการณ์ดังกล่าวเรียกว่า *shear lag* ดังในรูปที่ 3.6 หน้าตัดฉากถูกต่อด้วยขาเพียงข้างเดียว ทำให้หน่วยแรงที่เกิดขึ้นกระจุกตัวอยู่แต่ในขาข้างที่ถูกต่อ



รูปที่ 3.6 Shear lag

AISC จึงกำหนดให้หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล A_e ของหน้าตัดดังกล่าว ถูกหามาได้โดยการคูณหน้าตัดสุทธิ (ถ้าใช้สลักเกลียวหรือหมุดย้ำ) หรือหน้าตัดทั้งหมด (ถ้าใช้การเชื่อมต่อ) ด้วยตัวคูณลดค่า U เนื่องจากการกระจายหน่วยแรงไม่สม่ำเสมอ

องค้ำอาคารต่อด้วยสลักเกลียวหรือหมุดย้า

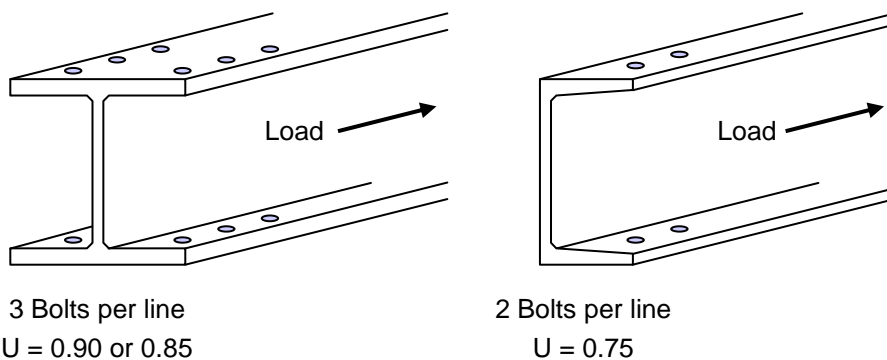
ถ้าน้าหนักบรรทุกทุกถูกถ่ายเทโดยสลักเกลียวหรือหมุดย้าที่บางจุดขององค้ำอาคาร ค่าของ A_e จะหาได้โดย

$$A_e = U A_n \quad (3.5)$$

โดยที่สัมประสิทธิ์การลดค่า U จะมีค่าเปลี่ยนไปตามกรณีต่างๆดังในตารางที่ 3.2

ตารางที่ 3.2 สัมประสิทธิ์การลดค่า U

กรณี I	หน้าตัด W, S หรือหน้าตัดตัวทีของหน้าตัดเหล่านี้ การยึดต่อโดยสลักเกลียวที่ปีกของหน้าตัด สลักเกลียวอย่างน้อยสามตัวในแต่ละแถวในทิศทางหน่วยแรง	$U = 0.90$
กรณี II	หน้าตัดอื่นทั้งหมดรวมถึงหน้าตัดประกอบที่ไม่เป็นไปตามกรณี I สลักเกลียวอย่างน้อยสามตัวในแต่ละแถวในทิศทางหน่วยแรง	$U = 0.85$
กรณี III	หน้าตัดทั้งหมดที่จุดต่อมีสลักเกลียวเพียงสองตัวในแต่ละแถวใน ทิศทางของหน่วยแรง	$U = 0.75$



รูปที่ 3.7 จำนวนสลักเกลียวต่อแถว

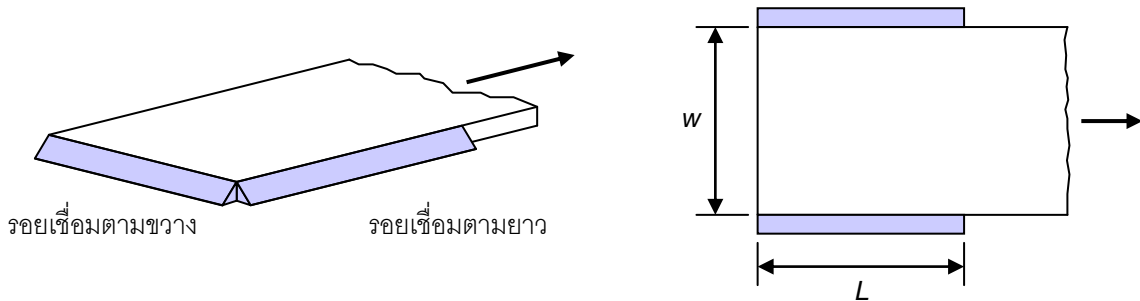
องค้ำอาคารต่อด้วยการเชื่อม

ถ้าน้าหนักบรรทุกทุกถูกถ่ายเทโดยการเชื่อมเพียงบางส่วนขององค้ำอาคารรับแรงดึง หน้าตัดสุทธิประสิทธิภาพจะหาได้โดยคูณสัมประสิทธิ์ลดค่า U กับหน้าตัดทั้งหมด

$$A_e = U A_g \quad (3.6)$$

ค่าของ U ที่ใช้จะเหมือนกับของสลักเกลียวในตารางที่ 3.2 ยกเว้นกรณี III และเงื่อนไขเกี่ยวกับจำนวนสลักเกลียวต่อแถวในกรณี I และ II ที่ไม่นำมาใช้ในการพิจารณา นอกจากนี้ AISC ยังมีเงื่อนไขพิเศษเกี่ยวกับทิศทางของรอยเชื่อมคือ:

- (ก) เมื่อแรงดึงถูกส่งผ่านโดย รอยเชื่อมตามขวาง ไปยังบางส่วนของหน้าตัด W หรือ S และหน้าตัดรูปตัว T ที่ตัดจากหน้าตัดเหล่านี้ หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล A_e จะเท่ากับพื้นที่ต่อเชื่อมโดยตรง
- (ข) เมื่อแรงดึงถูกส่งผ่านโดย รอยเชื่อมตามยาว ที่ขอบทั้งสองข้างของแผ่นเหล็ก โดยที่ความยาวรอยเชื่อมไม่น้อยกว่าความกว้างของแผ่นเหล็ก ให้คำนวณ A_e ตามสมการ (3.6) โดยใช้สัมประสิทธิ์การลดค่า U ในตารางที่ 3.3



รูปที่ 3.8 จุดต่อรอยเชื่อมรับแรงดึง

ตารางที่ 3.2 สัมประสิทธิ์การลดค่า U (รอยเชื่อมตามยาว)

ลักษณะรอยเชื่อม	U
$L > 2w$	1.0
$2w > L > 1.5w$	0.87
$1.5w > L > w$	0.75

เมื่อ L = ความยาวรอยเชื่อม และ w = ความกว้างแผ่นเหล็ก (ระยะระหว่างรอยเชื่อม)

นอกจากนั้นแล้วสำหรับองค์อาคารที่ค่อนข้างสั้นยึดระหว่างจุดต่อเช่น แผ่นเหล็กประกบต่อ (Slice plate), แผ่นเหล็กประกบ (Gusset plate) และจุดต่อคาน-เสาที่รับแรงดึง พื้นที่สุทธิประสิทธิผลให้ใช้เท่ากับพื้นที่สุทธิจริงแต่ต้องไม่เกิน 85% ของพื้นที่ทั้งหมด ดังนั้น

$$A_e = A_n \leq 0.85A_g \quad (3.7)$$

ตัวอย่างที่ 3-8 พิจารณาแรงดึงที่ยอมให้สำหรับ W250 × 66.5 โดยมีสลักเกลียวขนาด 19 มม.สองแถวในแต่ละปีก โดยที่แต่ละแถวมีสลักเกลียวอย่างน้อยสามตัวและไม่เรียงสลับพื้นปลา เหล็กชนิด A36 มี $F_y = 2,500$ กก./ซม.² และ $F_u = 4,000$ กก./ซม.²

วิธีทำ W250 × 66.5 ($A_g = 84.70 \text{ ซม.}^2$, $d = 248 \text{ ม.ม.}$, $b_f = 249 \text{ ม.ม.}$)

$$T = 0.60F_y A_g = 0.60(2.5)(84.70) = 127 \text{ ตัน}$$

$$A_n = 84.70 - 4(2.2)(1.3) = 73.26 \text{ ซม.}^2$$

$$U = 0.90 \text{ เนื่องจาก } b_f > 2/3d$$

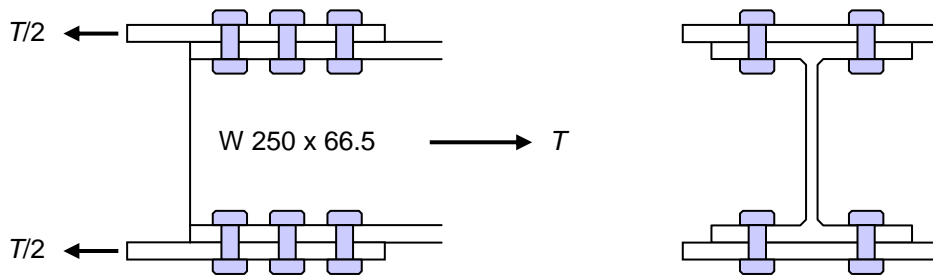
$$A_e = UA_n = 0.90(73.26) = 65.93 \text{ ซม.}^2$$

$$T = 0.50F_u A_e = 0.50(4.0)(65.93) = 132 \text{ ตัน}$$

แรงดึง T ที่ยอมให้ = 127 ตัน

■

ตัวอย่างที่ 3-9 องค์อาคารรับแรงดึงในตัวอย่างที่ 3-8 ถูกสมมุติให้ถูกต่อที่ปลายด้วยแผ่นเหล็กขนาด 1×30 ซม. สองแผ่นดังแสดงในรูป ถ้าสองแถวของสลักเกลียว 19 ม.ม.ถูกใช้ในแต่ละแผ่น พิจารณาแรงดึงมากที่สุดที่ยอมให้ที่แผ่นเหล็กสามารถถ่ายเทได้



วิธีทำ $T = 0.60F_y A_g = 0.60(2.5)(2 \times 1 \times 30) = 90.0 \text{ ตัน}$

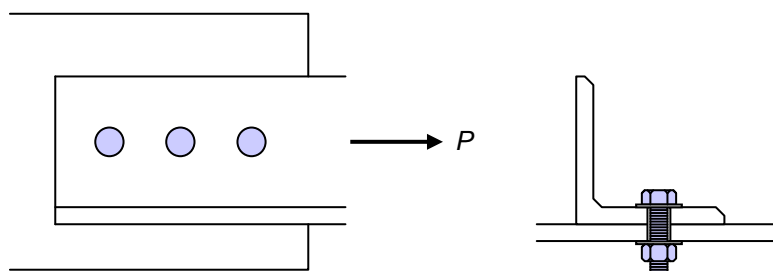
$$A_n \text{ ของแผ่นเหล็กทั้งสอง} = 2(1 \times 30 - 2.2 \times 2 \times 1) = 51.2 \text{ ซม.}^2$$

$$T = 0.50F_u A_n = 0.50(4.0)(51.2) = 102.0 \text{ ตัน}$$

ดังนั้นแรงดึงที่ยอมให้ $T = 90.0 \text{ ตัน}$

■

ตัวอย่างที่ 3-10 หน้าตัดฉาก L 150 × 150 × 12 รับแรงดึงดังในรูป สลักเกลียวที่ใช้มีขนาด 22 ม.ม. และเหล็กที่ใช้เป็น A36 จงพิจารณาแรงดึงที่ยอมให้



วิธีทำ จากตารางในภาคผนวก ก พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด $A_g = 34.8 \text{ ซม.}^2$

$$P = 0.60F_y A_g = 0.60(2.5)(34.8) = 52.2 \text{ ตัน}$$

คำนวณพื้นที่สุทธิประสิทธิภาพ $A_e = U A_n$

$$A_n = 34.8 - (2.2 + 0.3)(1.2) = 31.8 \text{ ซม.}^2$$

$$U = 0.85 \text{ (ไม่ใช่หน้าตัด W หรือ S, สลักเกลียว 3 ตัวต่อแถว)}$$

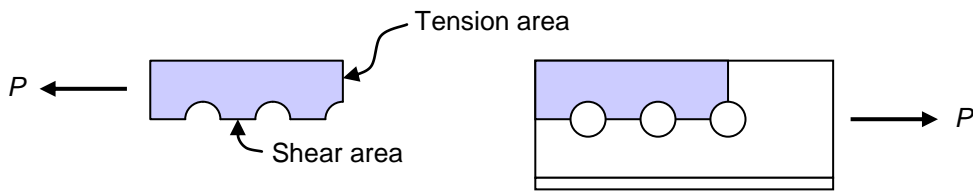
$$A_e = 0.85(31.8) = 27.0 \text{ ซม.}^2$$

$$P = 0.50F_u A_e = 0.50(4.0)(27.0) = 54.0 \text{ ตัน}$$

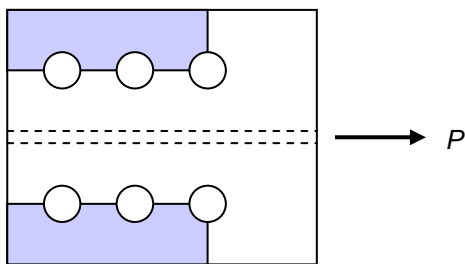
ดังนั้นแรงดึงที่ยอมรับให้ $P = 52.2 \text{ ตัน}$ ■

3.6 บล็อกแรงเฉือน (Block shear)

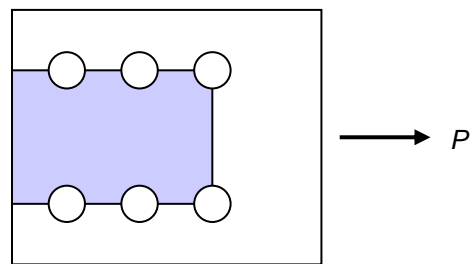
บล็อกแรงเฉือนเป็นอีกรูปแบบการวิบัติหนึ่งที่ต้องพิจารณาในองค์อาคารรับแรงดึงดังในรูปที่ 3.9 การวิบัติโดยการฉีกขาดจะเกิดขึ้นตามเส้นรอบรอยเชื่อมหรือกลุ่มสลักเกลียว โดยเป็นการวิบัติร่วมของการเฉือนของระนาบตามแนวแรงและการวิบัติโดยแรงดึงของระนาบตั้งฉากแนวแรง



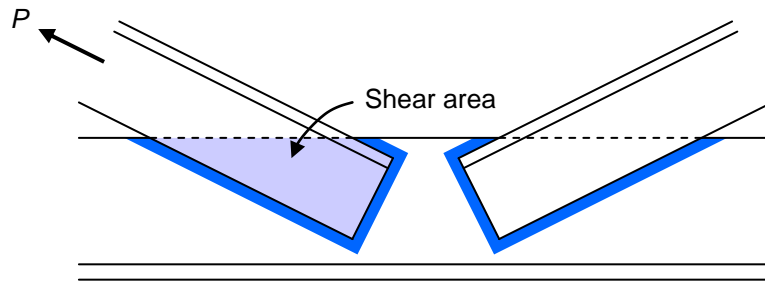
(a) Bolted angle



(b) Bolted W shape



(c) Bolted plate



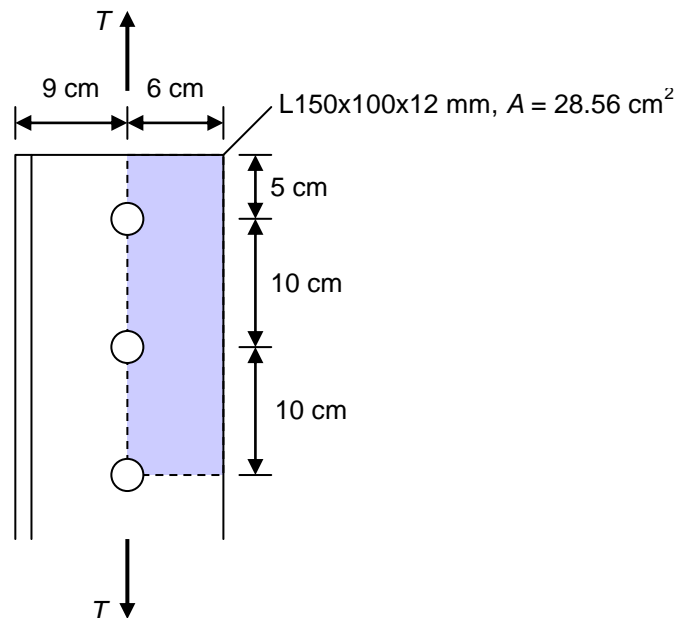
รูปที่ 3.9 บล็อกแรงเฉือนในจุดต่อที่ปลายของค้ำอาคาร

ตามมาตรฐานของ AISC กำหนดให้ค่าแรงดึงที่ยอมรับของบล็อกแรงเฉือนจากหน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับให้ $0.30F_u$ คูณกับพื้นที่รับแรงเฉือนสุทธิ A_v บวกกับหน่วยแรงดึงที่ยอมรับให้ $0.50F_u$ คูณกับพื้นที่รับแรงดึงสุทธิ A_t จะได้

$$T_{bs} = 0.30F_u A_v + 0.50F_u A_t \quad (3.8)$$

การคำนวณในลักษณะเดียวกันถูกกำหนดให้ใช้สำหรับเส้นรอบรูปรอยเชื่อม

ตัวอย่างที่ 3-11 องค์กรรับแรงดึง A36 ดังแสดงในรูป ถูกต่อด้วยสลักเกลียวขนาด 19 มม. สามตัว จงพิจารณาค่าแรงดึงที่ยอมรับโดยคำนึงถึงบล็อกแรงเฉือนและความสามารถในการรับแรงดึง



วิธีทำ ค่าแรงดึงบล็อกแรงเฉือน:

$$T = 0.30(4.0)(25-2.5(2.2))(1.2)+0.50(4.0)(6-0.5(2.2))(1.2)$$

$$T = 39.8 \text{ ตัน}$$

กำลังรับแรงดึงของเหล็กฉาก:

$$T = 0.60F_y A_g = 0.60(2.5)(28.56) = 42.8 \text{ ตัน}$$

$$A_n = 28.56 - 2.2(1.2) = 25.92 \text{ ซม.}^2$$

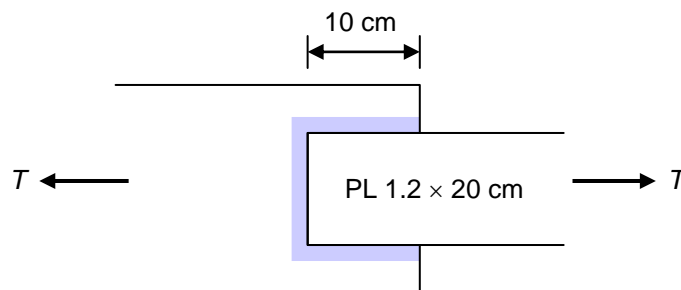
$U = 0.85$ จากข้อกำหนด AISC

$$T = 0.50F_u A_e = 0.50(4.0)(0.85 \times 25.92) = 44.1 \text{ ตัน}$$

ดังนั้นแรงดึงที่ยอมให้ $T = 39.8$ ตัน

■

ตัวอย่างที่ 3-12 จงพิจารณากำลังที่ยอมให้ขององค้ำอาคารรับแรงดึงแบบต่อเชื่อมดังแสดงในรูป โดยคำนึงถึงบล็อกแรงเฉือนด้วย



วิธีทำ กำลังบล็อกแรงเฉือนที่ยอมให้:

$$T = 0.30(4.0)(2)(10 \times 1.2) + 0.50(4.0)(20 \times 1.2) = 76.8 \text{ ตัน}$$

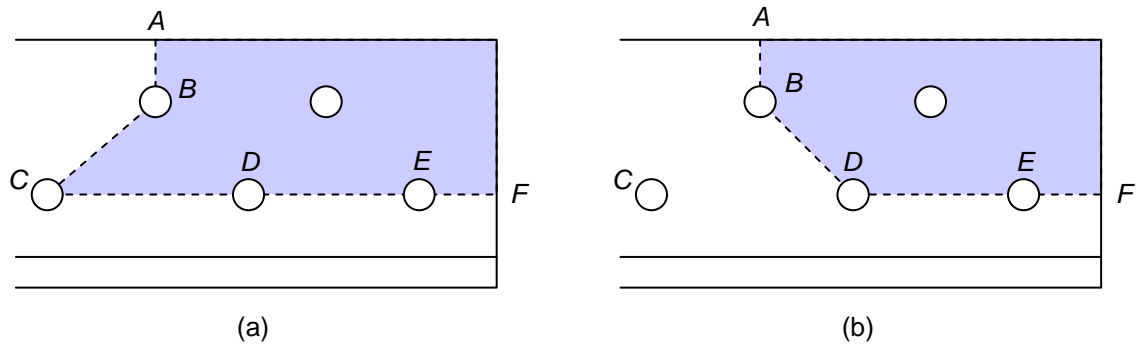
กำลังรับแรงดึงของแผ่นเหล็ก:

$$T = 0.60(2.5)(20 \times 1.2) = 36.0 \text{ ตัน}$$

ดังนั้นแรงดึงที่ยอมให้ $T = 36.0$ ตัน

■

ในบางกรณีอาจไม่มีหน้าตัดที่ชัดเจนในการหาบล็อกแรงเฉือนซึ่งต้องใช้ดุลยพินิจของผู้ออกแบบ ดังเช่นในกรณีของรูปที่ 3-10 ในข้อ (a) ส่วนที่ถูกดึงขาดออกมจะเป็นไปตามเส้น $ABCDEF$ อีกเส้นหนึ่งที่เกิดการวิบัติได้คือ $ABDEF$ ดังแสดงในรูป (b) สำหรับการต่อนี้จะสมมุติว่าแรงดึงจะกระจายอย่างสม่ำเสมอลงบนสลักเกลียวทั้งห้าตัว ดังนั้นในรูป (b) หน้าตัดจะรับแรงดึงเพียง $4/5T$ เนื่องจากมีสลักเกลียวหนึ่งตัวอยู่นอกพื้นที่ที่ถูกดึงขาด



รูปที่ 3-10 รูปแบบของบด็อกแรงเสี้ยนของรูเจาะสลับบนพื้นปลา

ปัญหาท้ายบทที่ 3

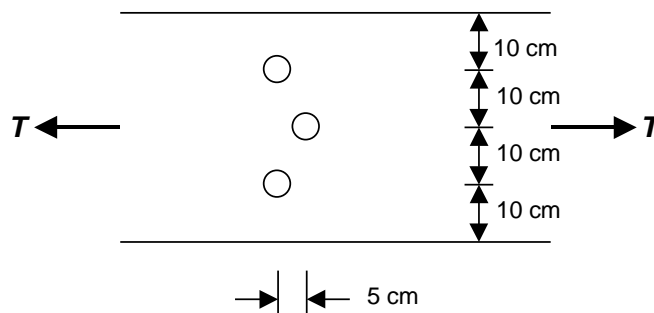
ข้อ 3-1 ถึง 3-7 ให้คำนวณพื้นที่หน้าตัดสุทธิขององค์อาคาร

3-1 หน้าตัดฉาก L150×100×15 ม.ม. โดยที่บนแต่ละขามีสลักเกลียวขนาด 19 ม.ม.

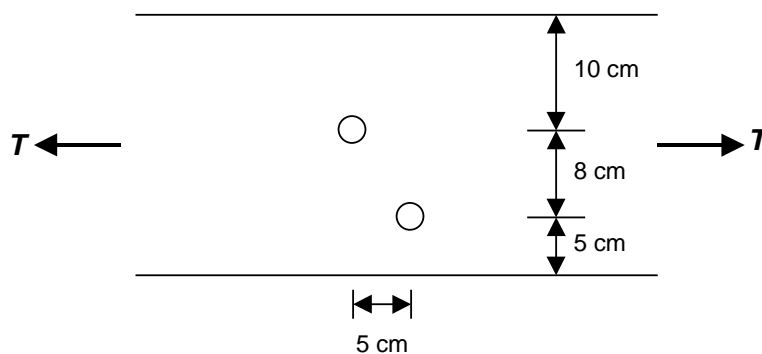
3-2 หน้าตัดฉากคู่ L150×90×12 ม.ม. มีสลักเกลียว 22 ม.ม. สองแถวบนขายาว และหนึ่งแถวบนขาสั้น

3-3 หน้าตัด W300×56.8 มีรูเจาะสองรูในแต่ละปีก และสองรูในเอวมีขนาดสำหรับสลักเกลียว 19 ม.ม.

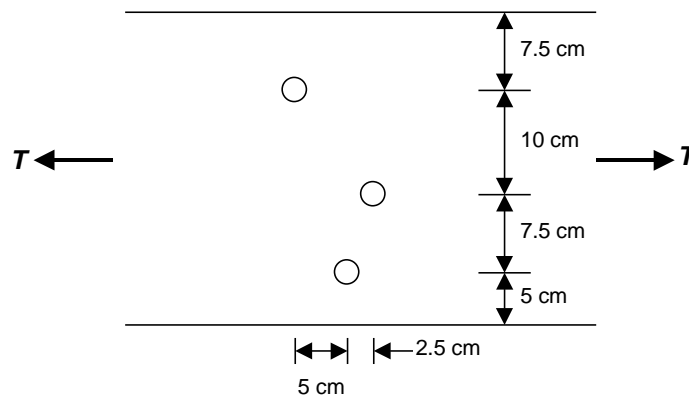
3-4 แผ่นเหล็กขนาด 22×400 ม.ม. ดังแสดงในรูป รูเจาะมีขนาดสำหรับสลักเกลียว 22 ม.ม.



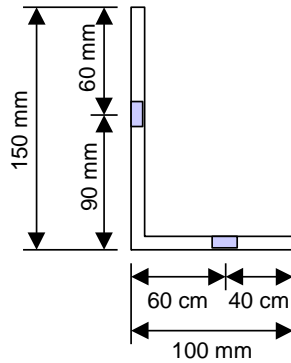
3-5 แผ่นเหล็กขนาด 12×230 ม.ม. ดังแสดงในรูป รูเจาะมีขนาดสำหรับสลักเกลียว 19 ม.ม.



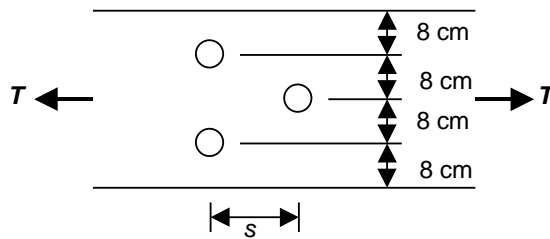
3-6 แผ่นเหล็กขนาด 19×300 ม.ม. ดังแสดงในรูป รูเจาะมีขนาดสำหรับสลักเกลียว 22 ม.ม.



3-7 เหล็กฉาก 150×100×12 ม.ม. ดังแสดงในรูปมีสลักเกลียว 19 ม.ม. หนึ่งแถวบนแต่ละขามีระยะห่างระหว่างศูนย์กลางสลักเกลียว 8 ซม. ในแต่ละแถว และสลับฟันปลา 4 ซม. เมื่อเทียบระหว่างแถว



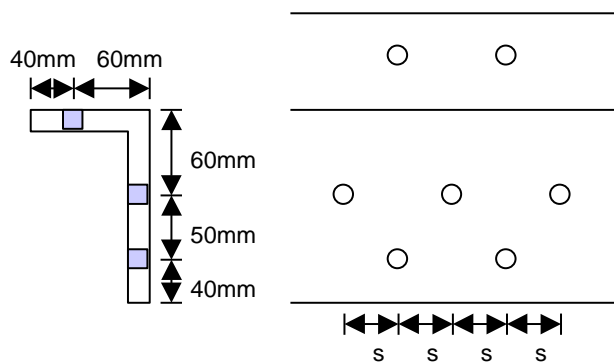
3-8 สำหรับแผ่นเหล็กในรูป จงหาระยะห่าง s ที่น้อยที่สุดที่ทำให้ต้องหักพื้นที่สลักเกลียวเพียงสองตัวที่หน้าตัดใดๆ ในการหาพื้นที่หน้าตัดสุทธิ สลักเกลียวมีขนาด 19 ม.ม.



3-9 จากปัญหาที่ 3-8 จงหาระยะห่าง s ที่น้อยที่สุดที่ทำให้ต้องหักพื้นที่สลักเกลียวเพียงสองตัวครึ่งที่หน้าตัดใดๆ ในการหาพื้นที่หน้าตัดสุทธิ

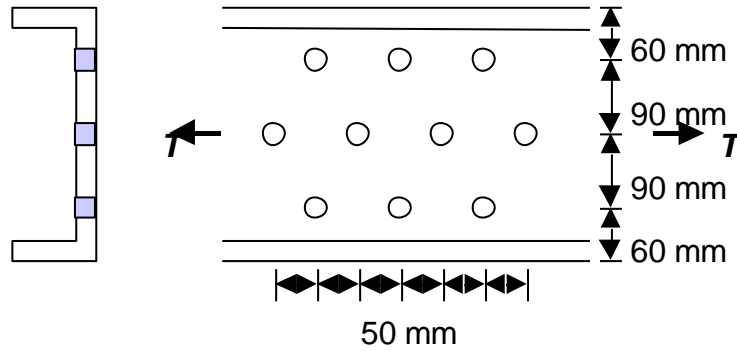
3-10 หน้าตัดฉาก L200×200×18 ม.ม. ถูกใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดึง โดยมีเส้นแกนของสลักเกลียวขนาด 25 ม.ม. หนึ่งแถวในแต่ละขาที่ตำแหน่งแกนปกติ ระยะสลับฟันปลาน้อยที่สุดที่ต้องหักเพียงหนึ่งสลักเกลียวออกจากพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด และคำนวณพื้นที่หน้าตัดสุทธิถ้ารูเจาะมีระยะสลับฟันปลา 5 ซม.

3-11 หน้าตัดฉาก L150×100×15 ม.ม. ดังแสดงในรูปมีสลักเกลียวขนาด 22 ม.ม. สองแถวบนขายาว และหนึ่งแถวบนขาสั้น จงพิจารณา ระยะสลับฟันปลาน้อยที่สุด (หรือระยะ s ในรูป) ที่ต้องการเพื่อทำให้ต้องหักเพียงสองสลักเกลียวในการพิจารณาพื้นที่สุทธิ

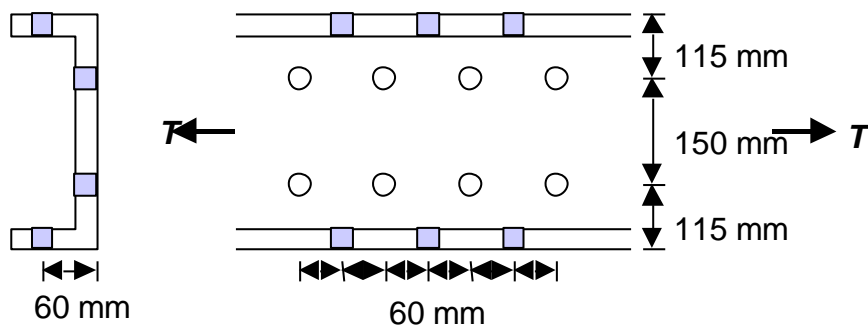


3-12 หน้าตัดฉาก L150×100×15 ม.ม. มีรูเจาะหนึ่งแถวในแต่ละขาโดยทั้งสองแถววางสลับฟันปลากัน ใช้สลักเกลียว 19 ม.ม. จงพิจารณาระยะห่างน้อยที่สุด เพื่อให้ต้องหักพื้นที่เพียงหนึ่งรูเจาะครึ่งในการหาพื้นที่สุทธิ โดยใช้ระยะเกณฑ์มาตรฐานจากตารางที่ 3.1

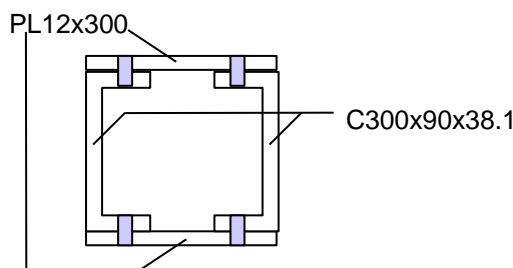
3-13 จงพิจารณาพื้นที่สุทธิประสิทธิผลของหน้าตัดรางน้ำ C300×90×43.8 ดังในรูป สมมุติว่ารูเจาะมีขนาดสำหรับสลักเกลียว 25 ม.ม.



3-14 จงพิจารณาพื้นที่สุทธิประสิทธิผลของหน้าตัดรางน้ำ C380×100×62.0 ดังในรูป สมมุติว่ารูเจาะมีขนาดสำหรับสลักเกลียว 25 ม.ม.



3-15 จงคำนวณพื้นที่สุทธิประสิทธิผลของหน้าตัดเชิงประกอบดังแสดงในรูป ถ้ารูเจาะถูกเจาะสำหรับสลักเกลียว 22 ม.ม. สมมุติให้มีอย่างน้อยสามสลักเกลียวในแต่ละแถว

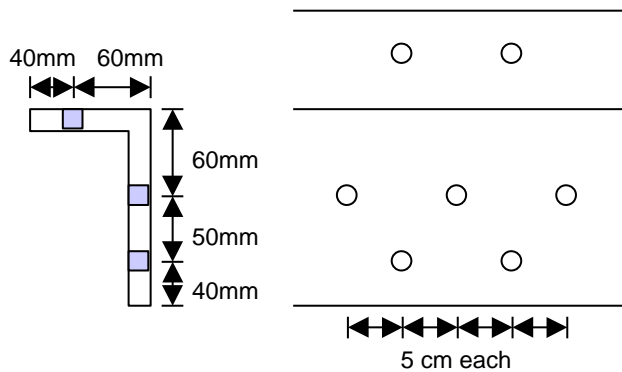


3-16 หน้าตัด C300×90×48.6 ถูกต่อที่เอวด้วยเส้นเกจสามเส้นของสลักเกลียว 19 ม.ม. เส้นเกจอยู่ห่างกัน 7.5 ซม. และสลักเกลียวในแถวอยู่ห่างกัน 10 ซม. ถ้าแถวกลางถูกวางสลับฟันปลากับแถวนอก จงพิจารณาพื้นที่สุทธิประสิทธิผลของหน้าตัดรางน้ำ สมมุติให้มีอย่างน้อยสามสลักเกลียวในแต่ละแถว

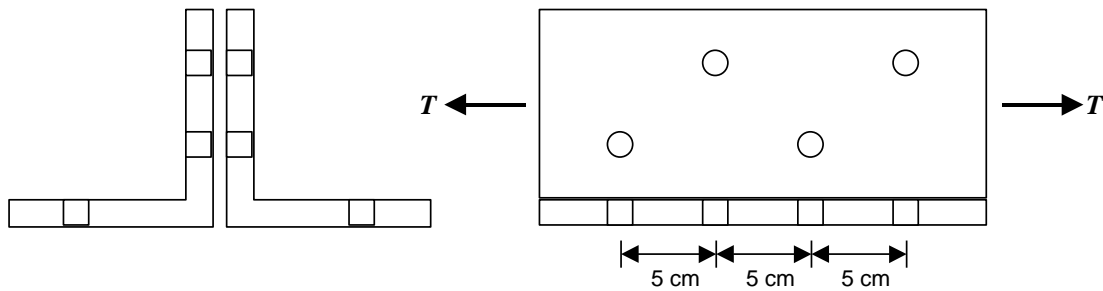
3-17 โดยใช้เหล็ก A36 จงพิจารณากำล้งรับแรงดึง T ของหน้าตัด W300×94 ที่มีสลักเกลียว 19 ม.ม. สองแถวในแต่ละปีก(สามตัวในแต่ละแถว) ไม่คิดกำล้งบด้อกการเนือน

3-18 โดยใช้เหล็ก A36 จงพิจารณากำล้งรับแรงดึง T ของหน้าตัด W450×106 ที่มีสลักเกลียว 25 ม.ม. สองแถวในแต่ละปีก(สามตัวในแต่ละแถว) ไม่คิดกำล้งบด้อกการเนือน

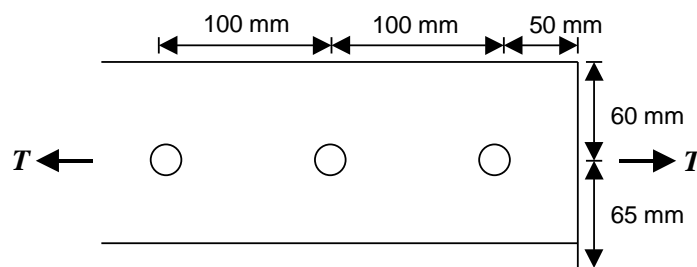
3-19 องค้ำอาคารหน้าตัดฉากเดือวรับแรงดึง(L150×100×12 ม.ม.) มีเส้นเกจสองเส้นบนขายาวและหนึ่งเส้นบนขาสั้นสำหรัสลักเกลียว 19 ม.ม. ซึ่งมีการจัดวางดังในรูป จงพิจารณากำล้งรับแรงดึงที่ยอมให้ T ขององค้ำอาคารนี้ ถ้าใช้เหล็ก A36 ไม่คิดกำล้งบด้อกการเนือน



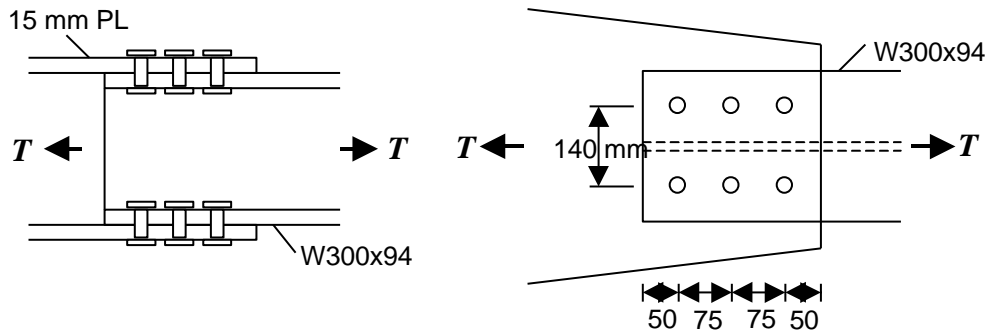
3-20 จงพิจารณากำล้งรับแรงดึงที่ยอมให้ T ของหน้าตัดฉากคู่ L150×150×15 ม.ม. ในรูปทำจากเหล็ก A572 และใช้ระยะเกจมาตรฐานจากตารางที่ 3.1 สำหรัสลักเกลียว 19 ม.ม. ไม่คิดกำล้งบด้อกการเนือน มีสลักเกลียวอย่างน้อยสามตัวในหนึ่งแถว



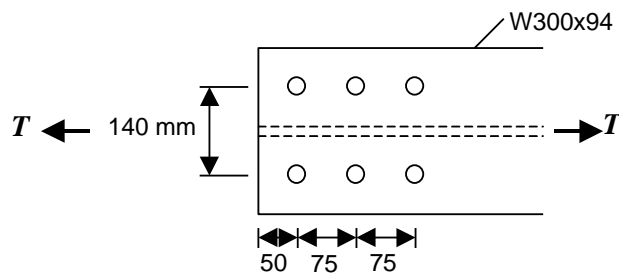
3-21 หน้าตัดฉาก L125×90×13 ม.ม. ดังแสดงในรูปถูกต่อเชื่อมโดยใช้สลักเกลียว 25 ม.ม. สามตัว ถ้าหน้าตัดทำด้วยเหล็ก A36 จงพิจารณากำล้งบด้อกแรง เปรียบเทียบผลที่ได้กับกำล้งรับแรงดึงที่ใช้ในการออกแบบขององค้ำอาคาร



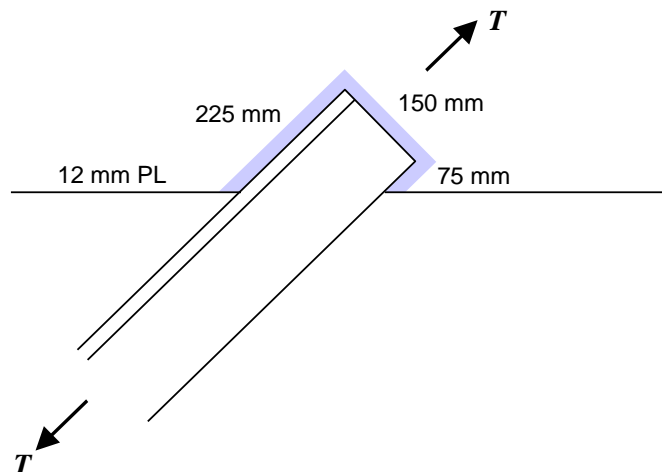
3-22 หน้าตัด W300×94 ถูกต่อเชื่อมที่ปลายโดยใช้แผ่นเหล็กดังในรูป จงพิจารณากำลังบล็อกแรงเฉือนขององค์อาคารถ้าเหล็กที่ใช้เป็น A36 และใช้สลักเกลียว 22 มม. หกตัวบนแต่ละปีกดังแสดง เปรียบเทียบผลที่ได้กับกำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ในการออกแบบกำลังรับแรงดึงขององค์อาคาร ไม่ต้องตรวจสอบกำลังของแผ่นเหล็ก



3-23 ทำปัญหาที่ 3-17 อีกครั้งโดยใช้เหล็ก A572 และพิจารณากำลังบล็อกแรงเฉือน



3-24 คำนวณกำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ของหน้าตัดจาก L150×150×12ม.ม. ทำจากเหล็ก A36 ดังแสดงในรูป โดยพิจารณาทั้งกำลังบล็อกแรงเฉือนและกำลังรับแรงดึง



4

การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดึง

4.1 การเลือกหน้าตัด

การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดึงคือการเลือกใช้หน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่เหมาะสมเพื่อรับแรงดึงที่ต้องการ ซึ่งจะต้องมีพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดเพียงพอ ถ้ามีการเจาะรูหรือยึดต่อไม่เต็มหน้าตัดก็ต้องมีพื้นที่สุทธิเพียงพอ นอกจากนี้ยังต้องมีกำลังบล็อกแรงเฉือนเพียงพออีกด้วย

แม้ว่าองค้ำอาคารรับแรงดึงจะไม่มีปัญหาของการโก่งเดาะก็ตาม AISC ก็ยังมีข้อแนะนำเกี่ยวอัตราส่วนความชะลูดขององค้ำอาคาร ซึ่งเป็นอัตราส่วนของความยาว (L) ต่อรัศมีจําเริญที่น้อยที่สุด (r_{\min}) ของหน้าตัด โดยกำหนดอัตราส่วนความชะลูดมากที่สุดไว้ที่ 300

จากบทที่ 3 กำลังรับแรงดึง T คือค่าที่น้อยกว่าระหว่าง $0.60F_yA_g$ และ $0.50F_uA_e$ ดังนั้นเงื่อนไขแรกของการออกแบบก็คือ พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดต้องมีค่าน้อย

$$\min A_g = \frac{T}{0.60F_y} \quad (4.1)$$

และ พื้นที่สุทธิประสิทธิผลต้องมีค่าน้อย

$$\min A_e = \frac{T}{0.50F_u} \quad (4.2)$$

เนื่องจาก $A_e = UA_n$ ค่าน้อยสุดของ A_n คือ

$$\min A_n = \frac{\min A_e}{U} = \frac{T}{0.50F_u U} \quad (4.3)$$

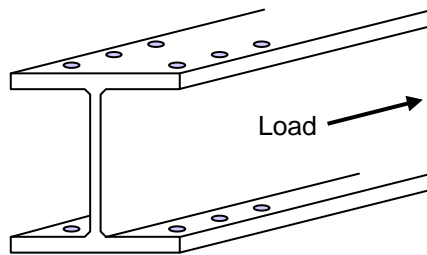
ดังนั้นค่าน้อยสุดของ A_g สำหรับข้อกำหนดที่สองจะต้องมีอย่างน้อยเท่ากับค่าน้อยสุดของ A_n บวกกับพื้นที่โดยประมาณของรูเจาะ

$$\min A_g = \frac{T}{0.50F_u U} + \text{พื้นที่รูเจาะ} \quad (4.4)$$

ผู้ออกแบบสามารถแทนค่าลงในสมการ (4.1) และ (4.4) แล้วใช้ขนาดที่ใหญ่ที่สุดของ A_g เป็นขนาดเริ่มต้นในการออกแบบ อย่างไรก็ตามเนื่องจากค่ามากที่สุดของอัตราส่วนความชะลุด L/r คือ 300 จากค่านี้เป็นค่าที่ง่ายที่จะคำนวณค่าน้อยที่สุดของ r สำหรับการออกแบบ

$$\min r = \frac{L}{300} \quad (4.5)$$

ตัวอย่างที่ 4-1 เลือกหน้าตัด W300 ยาว 8 เมตรของเหล็ก A36 เพื่อรับแรงดึงทั้งหมด 100 ตัน ดังแสดงในรูป อกค้ำอาคารมีสลักเกลียวขนาด 22 มม. สองแถว (อย่างน้อยสามตัวในแต่ละแถว) ในแต่ละปีก



วิธีทำ คำนวณค่าน้อยที่สุดของ A_g ที่ต้องการ:

$$\min A_g = \frac{T}{0.60F_y} = \frac{100}{0.60(2.5)} = 66.7 \text{ ซม.}^2$$

สมมุติ $U = 0.90$ จากตารางหน้าตัด W300 ในภาคผนวก ก ลองเลือกความหนาของปีก 14 มม.

$$\min A_g = \frac{100}{0.50(4.0)(0.90)} + 4(2.2 + 0.3)(1.4) = 69.6 \text{ ซม.}^2$$

$$\min r = \frac{L}{300} = \frac{8(100)}{300} = 2.67 \text{ ซม.}$$

ลองใช้ W300 × 65.4 ($A_g = 83.36 \text{ ซม.}^2$, $d = 298 \text{ มม.}$, $b_f = 201 \text{ มม.}$, $t_f = 14 \text{ มม.}$, $r_y = 4.77 \text{ ซม.}$)

ตรวจสอบหน้าตัด:

$$T = 0.60F_yA_g = 0.60(2.5)(83.36) = 125.0 \text{ ตัน} > 100 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

$$T = 0.50F_uUA_n \text{ เมื่อ } U = 0.90 \text{ เนื่องจาก } b_f/d > 2/3$$

$$A_n = 83.36 - 4(2.5)(1.4) = 69.36 \text{ ซม.}^2$$

$$T = 0.50(4.0)(0.90)(69.36) = 124.9 \text{ ตัน} > 100 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{8(100)}{4.77} = 168 < 300 \quad \text{OK}$$

ดังนั้นใช้ W300×65.4 ■

ตัวอย่างที่ 4-2 จงออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดึงโดยใช้เหล็กฉากเดี่ยวยาว 3 เมตร เพื่อรับแรงดึงทั้งหมด 32 ตัน โดยที่ของค้ำอาคารจะถูกต่อเพียงหนึ่งขาด้วยสลักเกลียวขนาด 22 มม. (อย่างน้อยสามตัวในหนึ่งแถว) สมมุติให้มีสลักเกลียวเพียงหนึ่งตัวในหน้าตัดใดๆ ใช้เหล็ก A36 ($F_y = 2,500$ กก./ซม.², $F_u = 4,000$ กก./ซม.²)

วิธีทำ จากตารางในภาคผนวก ก จะพบว่ามึหน้าตัดเหล็กฉากหลายหน้าตัดที่สามารถรับน้ำหนักที่กำหนดได้ ทำให้ดูเป็นการยากที่จะหาหน้าตัดที่เบาที่สุดที่ต้องการได้ แต่อย่างไรก็ตามถ้าจัดทำเป็นตารางของหน้าตัดต่างๆที่มีความหนาต่างกันที่สามารถให้พื้นที่หน้าตัดที่เพียงพอ จากนั้นหาหน้าตัดที่เบาที่สุดของแต่ละความหนา และในที่สุดจากตารางดังกล่าวก็จะได้หน้าตัดที่เบาที่สุดหรือมีพื้นที่หน้าตัดเล็กที่สุด กระบวนการที่คล้ายคลึงกันสามารถใช้ได้กับการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดึงแบบอื่นเช่นกัน

$$\min A_g = \frac{T}{0.60F_y} = \frac{32}{0.60(2.5)} = 21.3 \text{ ซม.}^2$$

จากบทที่ 3, $U = 0.85$

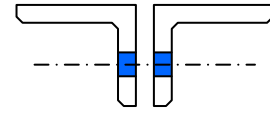
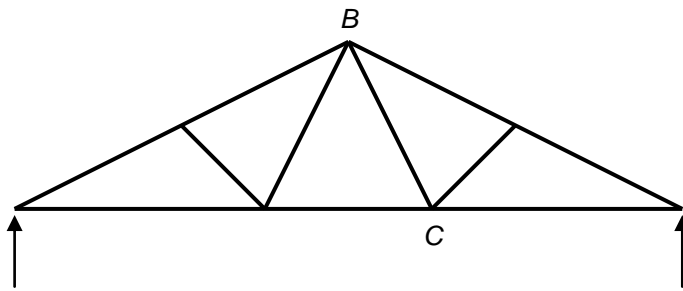
$$\min A_n = \frac{T}{0.50F_u U} = \frac{32}{0.50(4.0)(0.85)} = 18.82 \text{ ซม.}^2$$

$$\min r = \frac{L}{300} = \frac{3(100)}{300} = 1.0 \text{ ซม.}$$

ความหนา (มม.)	พื้นที่ของรูเจาะ 25 มม. (ซม. ²)	หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ (ซม. ²)	หน้าตัดฉากเบาสุดที่มี
9	2.25	21.07	150×100×9 (A=21.84, r=2.15)
10	2.50	21.32	120×120×10 (A=23.20, r=2.36)
12	3.00	21.82	100×100×12 (A=22.70, r=1.94)
13	3.25	22.07	125×75×13 (A=24.31, r=1.60)

ใช้หน้าตัด L 150 × 100 × 9 มม. ■

ตัวอย่างที่ 4-3 จงเลือกหน้าตัดฉากคู่ที่เบาที่สุดสำหรับของค้ำอาคาร BC ในโครงถักค้ำในรูป แรงดึงที่เกิดขึ้นคือ 20 ตัน เหล็กที่ใช้เป็น A36 ความยาว 2 เมตร สลักเกลียวที่ใช้มีขนาด 19 มม.



วิธีทำ กำหนดพื้นที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ

$$\min A_g = \frac{T}{0.60F_y} = \frac{20}{0.60(2.5)} = 13.3 \text{ ซม.}^2$$

กำหนดรัศมีไจเรชันน้อยที่สุดที่ต้องการ

$$\min r = \frac{L}{300} = \frac{3(200)}{300} = 2.0 \text{ ซม.}$$

สมมุติความหนาหน้าตัดฉาก 12 ม.ม. กำหนดพื้นที่สุทธิประสิทธิภาพน้อยที่สุดที่ต้องการ ใช้ $U = 0.85$

$$\min A_n = \frac{T}{0.50F_u U} = \frac{20}{0.50(4.0)(0.85)} = 11.8 \text{ ซม.}^2$$

$$\min A_g = 11.8 + 2(1.9 + 0.3)(1.2) = 17.1 \text{ ซม.}^2$$

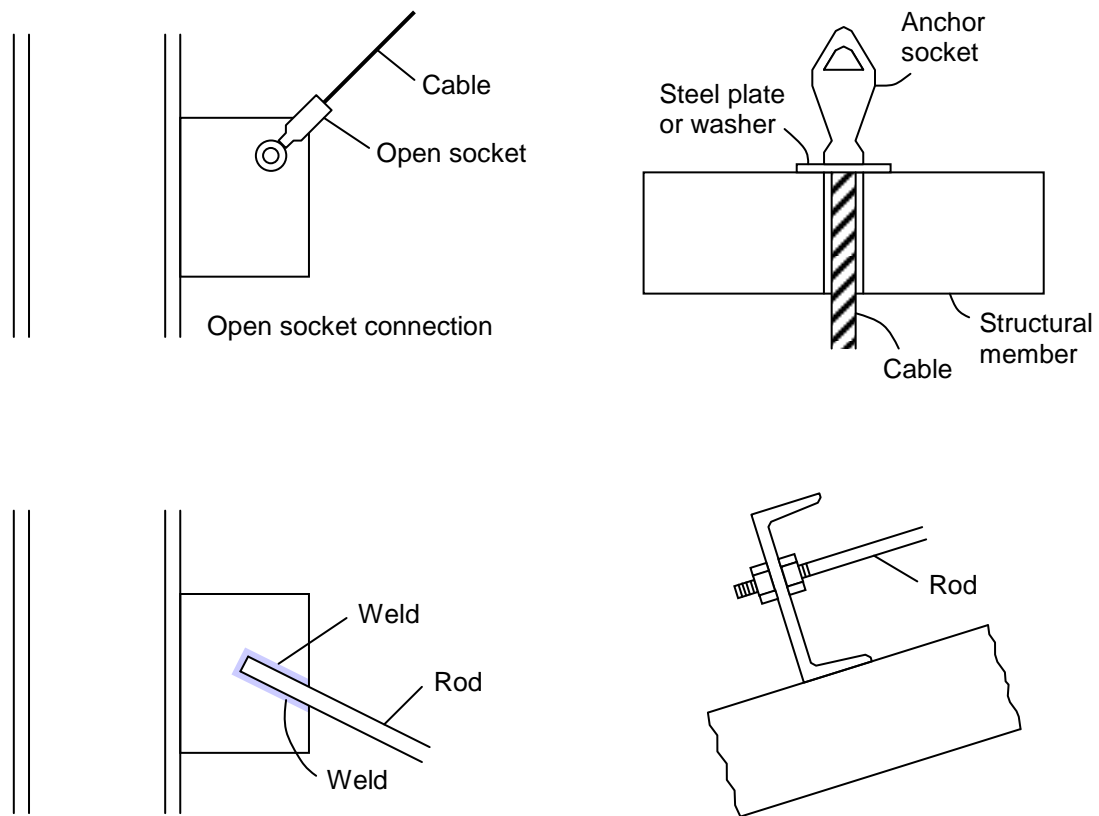
เลือกหน้าตัดฉาก 2L 75 × 75 × 12 ม.ม. ($A_g = 33.4 \text{ ซม.}^2$, $r_y = 2.22 \text{ ซม.}$) ■

4.2 เหล็กเส้นและเคเบิล

ในกรณีที่ไม่ต้องคำนึงถึงความชะลูด เหล็กเส้นหน้าตัดกลมตันและเคเบิลมักถูกใช้รับแรงดึง เช่นในระบบหลังคาแขวน (Suspended roof system) หรือในสะพานขึงและสะพานแขวน เหล็กเส้นยังถูกใช้ในระบบยึดรั้ง (Bracing system) รูปที่ 4.1 แสดงการต่อเหล็กเส้นและเคเบิลแบบต่างๆ

AISC กำหนดหน่วยแรงดึงในการออกแบบสำหรับเหล็กเส้นกลมทำเกลียวเท่ากับ $0.33F_u$ และพื้นที่หน้าตัดทั้งหมด A_D จะคำนวณจากเส้นผ่าศูนย์กลางนอกสุดของเกลียว พื้นที่ที่ต้องการสำหรับแรงดึงที่กำหนดสามารถคำนวณได้จาก

$$A_D = \frac{T}{0.33F_u} \quad (4.6)$$



รูปที่ 4.1 การต่อเหล็กเส้นและเคเบิลแบบต่างๆ

ตัวอย่างที่ 4-4 เหล็กเส้นเกลียวถูกใช้เป็นองค์อาคารยึดรั้ง เพื่อรับแรงดึง 13.6 ตัน จงเลือกขนาดเหล็กเส้นที่ต้องการ ถ้าเหล็กที่ใช้คือ A36

วิธีทำ พื้นที่ทั้งหมดที่ต้องการคือ

$$A_D = \frac{T}{0.33F_u} = \frac{13.6}{0.33(4.0)} = 10.3 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{จาก } A_g = \frac{\pi d^2}{4},$$

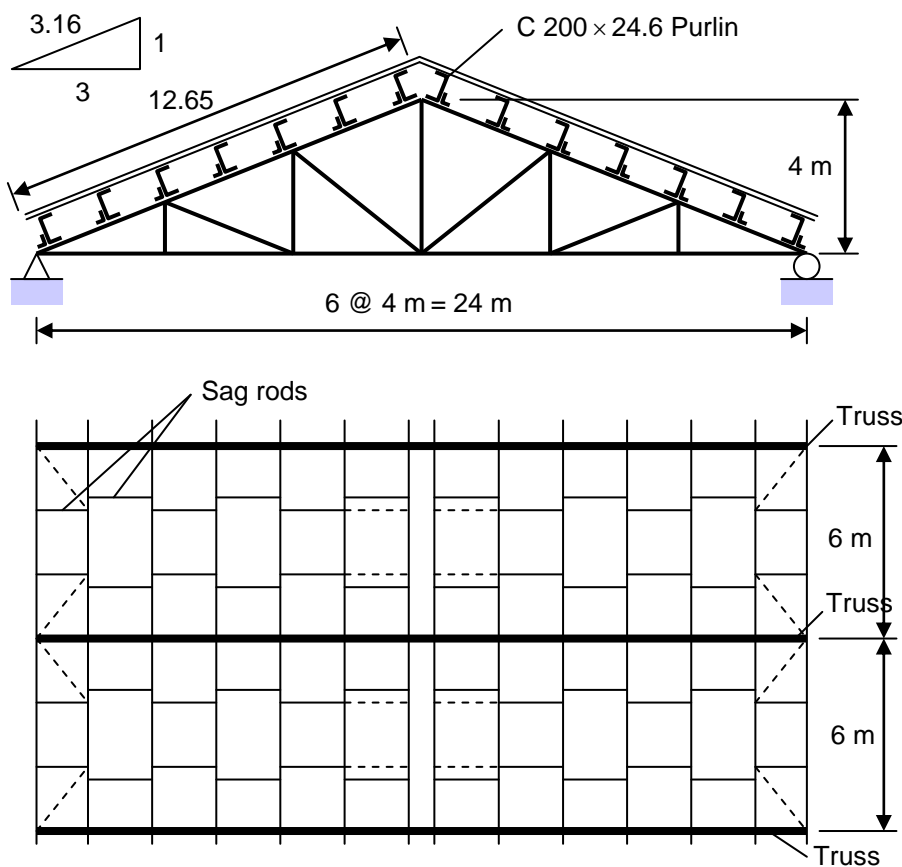
$$\text{เส้นผ่าศูนย์กลางที่ต้องการ } d = \sqrt{\frac{4(10.3)}{\pi}} = 3.62 \text{ ซม.}$$

ใช้เหล็กเส้นขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 38 ม.ม. ($A_D = 11.34 \text{ ซม.}^2$) ■

4.3 องค์อาคารรับแรงดึงในโครงถักหลังคา

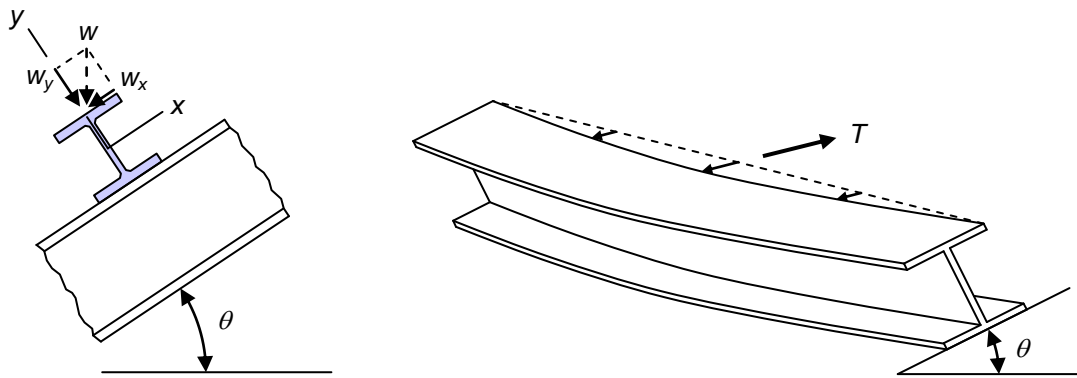
โครงถักมักจะถูกใช้เป็นโครงหลังคาของอาคารที่มีช่วงยาว โดยโครงถักจะถูกวางตามความยาวอาคารโดยมีระยะห่างเท่ากัน ถูกยึดด้วยคานตามแนวยาวเรียกว่า แปล (Purlin) นอกจากนี้ยังมี เหล็กเส้นกันแอ่น (Sag Rod) ซึ่งเป็นองค์อาคารรับแรงดึงเพื่อช่วยรองรับด้านข้างสำหรับแป ดังแสดงในรูปที่ 4.2

ในโครงหลังคาเบาที่มุงด้วยเหล็กกลีคลอน ถ้าระยะห่างระหว่างโครงหลังคามากกว่า 6.0 เมตร จะใช้เหล็กเส้นกันแอ่นทุกระยะหนึ่งในสามคั้งในรูป แต่ถ้าระยะห่างน้อยกว่า 6.0 เมตรก็อาจใช้ทุกระยะคั้งหนึ่งสำหรับโครงหลังคาที่หนักกว่าเช่นที่ใช้กระเบื้องซีเมนต์ไยหิน หรือ กระเบื้องคอนกรีต อาจต้องการเหล็กเส้นกันแอ่นเป็นระยะที่ใกล้กว่า ความยาวที่ต้องใช้เหล็กเส้นกันแอ่นที่ระยะหนึ่งในสามจะเป็น 4.0 เมตร



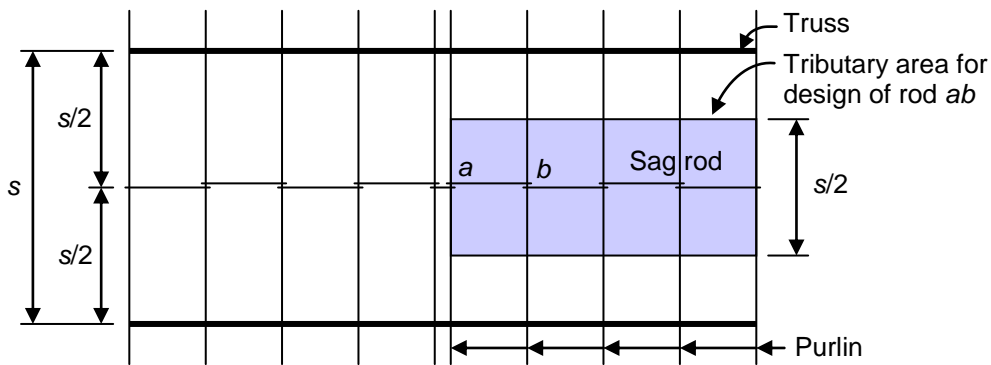
รูปที่ 4.2 แปลนของสองช่วงหลังคา

สาเหตุที่ต้องมีเหล็กเส้นกันแอ่นเพื่อรองรับด้านข้างของแปก็เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่ลงหลังคาในแนวคั้งนั้นอาจถูกแตกออกเป็นองค์ประกอบในแนวนานและตั้งฉากกับความลาดเอียงหลังคา ทำให้แปแอ่นตัวไปตามทิศทางทั้งสองคั้งในรูปที่ 4.3 เนื่องจากความต้านทานการคดของหน้าตัดแปในแนวนานกับหลังหรือค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียรอบแกนรอบแกน y จะมีค่าน้อยกว่าแกน x คั้งนั้นจึงอาจต้องใช้เหล็กเส้นกันแอ่นมาช่วย



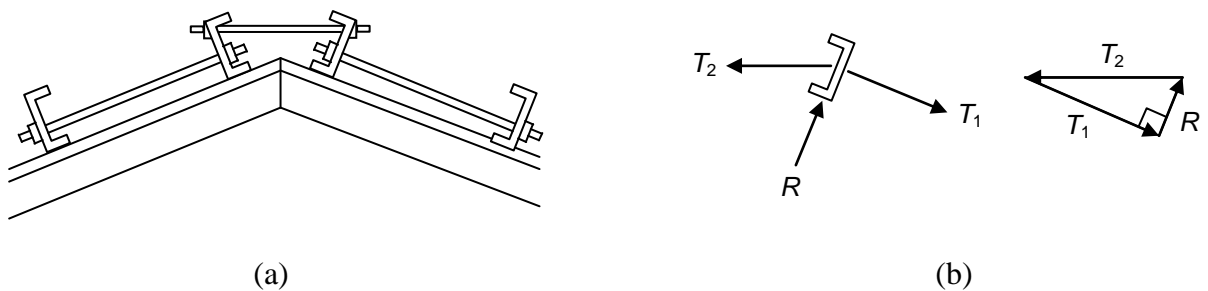
รูปที่ 4.3 การเอนตัวของแป

ในการพิจารณาแรงในเหล็กเส้นกันเอนที่เกิดจะองค์ประกอบน้ำหนักบรรทุกในแนวนานหลังคา โดยแรงจะถูกส่งต่อจากเหล็กกันเอนเส้นล่างสุดสะสมขึ้นไปจึงมีค่ามากที่สุด在线บนสุด (Top rod) การคำนวณน้ำหนักบรรทุกใช้วิธีพื้นที่รับน้ำหนักดังในรูปที่ 4.4



รูปที่ 4.4 พื้นที่รับน้ำหนักบรรทุกในการคำนวณเหล็กเส้นกันเอน

ที่ยอดของจั่วหลังคาจะใช้ท่อนยึดรั้งเหล็กเส้นกันเอนจากทั้งสองฟากของความลาดเอียงของหลังคาดังในรูปที่ 4.5a ท่อนยึดรั้งจะทำให้เกิดแรงดึงในแนวราบโดยเขียนแผนภูมิวัตถุอิสระได้ดังในรูปที่ 4.5b



รูปที่ 4.5 เหล็กยึดรั้งที่ยอดจั่วหลังคา

แม้ว่าจะไม่มีการจำกัดอัตราส่วนความชะลูดของเหล็กเส้นกันแอ่น แต่เส้นผ่านศูนย์กลางไม่ควรน้อยกว่า $1/500$ ของความยาว ขนาดน้อยสุดของเหล็กเส้นกันแอ่นที่ใช้คือ 16 มม. เนื่องจากหน้าตัดที่เล็กกว่านี้ มักจะเกิดการเสียหายระหว่างการก่อสร้าง

เหล็กเส้นกันแอ่นถูกออกแบบสำหรับแปของโครงหลังคาในตัวอย่างที่ 4-5 เหล็กเส้นถูกสมมุติให้รับแรงจากพฤติกรรมแบบคานช่วงเดียวของชิ้นส่วนต่างๆจากแรงโน้มถ่วง (หลังคา แป ฝน) ในทิศทางเดียวกับระนาบหลังคา แรงลมถูกสมมุติให้กระทำในทิศตั้งฉากกับหลังคาและโดยทฤษฎีแล้วจะไม่มีผลต่อเหล็กเส้นกันแอ่น แรงมากที่สุดที่เหล็กเส้นกันแอ่นจะเกิดขึ้นที่เหล็กเส้นกันแอ่นตัวบนสุดเพราะต้องรับแรงรวมจากเหล็กเส้นกันแอ่นที่ต่ำลงมา

ตัวอย่างที่ 4-5 จงออกแบบเหล็กเส้นกันแอ่นสำหรับแปของโครงหลังคาดังแสดงในรูปที่ 4.2 แปจะถูกรองรับที่ระยะหนึ่งในสามจะอยู่ระหว่างโครงหลังคาซึ่งมีความยาว 6.0 เมตร ใช้เหล็ก A36 และสมมุติให้ขนาดเล็กสุดของเหล็กเส้นเท่ากับ 16 มม. กระเบื้องคอนกรีตหนัก 80 กก./ม.^2 และรับแรงลม 100 กก./ม.^2 กระทำในแนวตั้ง

วิธีทำ นำหนักกระทำต่อหลังคาในแนวตั้ง:

$$\begin{aligned} \text{กระเบื้องคอนกรีต} &= 80.00 \text{ กก./ม.}^2 \\ \text{แป} = (7 \times 24.6) / 12.65 &= 13.61 \text{ กก./ม.}^2 \\ \text{แรงลม} &= 100.00 \text{ กก./ม.}^2 \\ \text{น้ำหนักกระทำทั้งหมด} = 80 + 13.61 + 100 &= 193.61 \text{ กก./ม.}^2 \end{aligned}$$

$$\text{องค์ประกอบของแรงที่ขนานกับระนาบหลังคา} = (1/3.16)(193.61) = 61.27 \text{ กก./ม.}^2$$

$$\text{แรงบนเหล็กเส้นกันแอ่นตัวบนสุด} = 12.65(2.0)(61.27) = 1,550 \text{ ก.ก.}$$

$$A_D = \frac{T}{0.33F_u} = \frac{1,550}{0.33(4.0)} = 1.17 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มม. ($A_D = 2.01 \text{ ซม.}^2$)

แรงในเหล็กยึดที่จุดบนสุดของโครงหลังคา:

$$T = (3.16/3)(1550) = 1633 \text{ ก.ก.}$$

$$A_D = \frac{1,633}{0.33(4.0)} = 1.24 \text{ ซม.}^2$$

ใช้เหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 มม. ($A_D = 2.01 \text{ ซม.}^2$) ■

ปัญหาท้ายบทที่ 4

4-1 เลือกหน้าตัด W300 ที่เบาที่สุดเพื่อรองรับแรงดึง 180 ตันโดยใช้เหล็ก A36 องค์กรอาคารมีความยาว 6 เมตร และมีรูเจาะสำหรับสลักเกลียว 25 มม. สองแถวในแต่ละปีก โดยที่แต่ละแถวมีสลักเกลียวอย่างน้อยสามตัว

4-2 ทำปัญหาที่ 4-1 ซ้ำโดยใช้เหล็ก A572

4-3 เลือกหน้าตัด W350 ที่เบาที่สุดเพื่อรองรับแรงดึง 136 ตันโดยใช้เหล็ก A36 องค์กรอาคารมีความยาว 6 เมตร และมีรูเจาะสำหรับสลักเกลียว 22 มม. สองแถวในแต่ละปีก โดยที่แต่ละแถวมีสลักเกลียวอย่างน้อยสามตัว

4-4 เลือกหน้าตัดรางน้ำที่เบาที่สุดเพื่อรองรับแรงดึง 75 ตันโดยใช้เหล็ก A36 องค์กรอาคารมีความยาว 4.5 เมตร และมีรูเจาะสำหรับสลักเกลียว 25 มม. หนึ่งแถวในแต่ละปีก โดยที่แต่ละแถวมีสลักเกลียวอย่างน้อยสามตัว

4-5 องค์กรอาคารรับแรงดึงถูกต่อโดยการเชื่อมเพื่อรับแรงดึง $T = 180$ ตัน ประกอบด้วยหน้าตัดรางน้ำสองหน้าตัดวางหันปีกเข้าหากันห่าง 30 ซม. เลือกหน้าตัดรางน้ำเบาที่สุดที่เป็นเหล็ก A36 สมมุติ $U = 0.87$

ข้อ 4-6 ถึง 4-11 ให้เลือกหน้าตัดเบาที่สุดตามที่กำหนด โดยสมมุติว่ามีสลักเกลียวสองแถวในแต่ละปีก

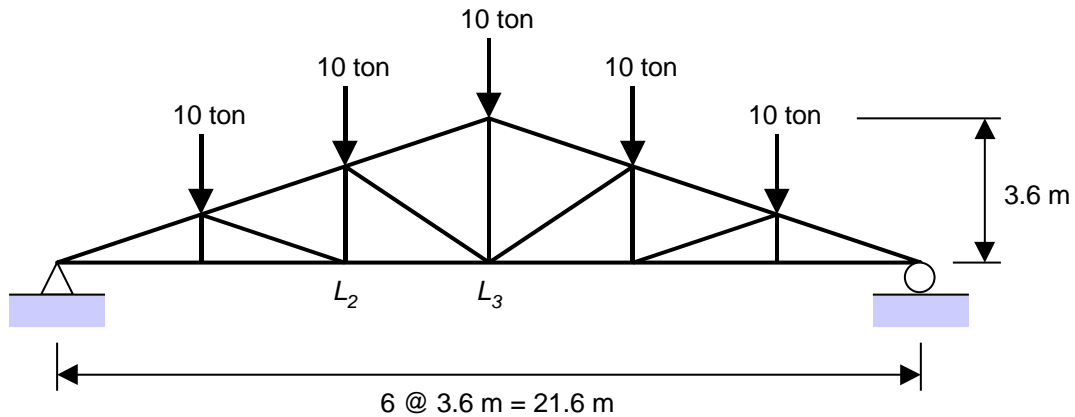
ปัญหา	หน้าตัด	แรงดึง (ตัน)	F_y (ksc)	F_u (ksc)	ความยาว (เมตร)	สลัก เกลียว (มม.)	สลักเกลียว ในแต่ละ แถว
4-6	W350×?	180	2500	4000	6.0	22	3
4-7	W300×?	130	2500	4000	5.5	22	3
4-8	W350×?	250	2500	4000	3.5	25	2
4-9	W250×?	110	3500	4900	5.0	19	3
4-10	W200×?	60	3500	4900	3.5	19	3
4-11	W×?	80	2500	4000	4.0	22	3

4-12 เลือกหน้าตัดฉากเดี่ยวทำจากเหล็ก A36 เพื่อรองรับแรงดึง 70 ตัน องค์กรอาคารมีความยาว 5 เมตร และสมมุติให้ถูกต่อด้วยสลักเกลียว 22 มม. สี่ตัวในหนึ่งแถวของขาข้างเดียว

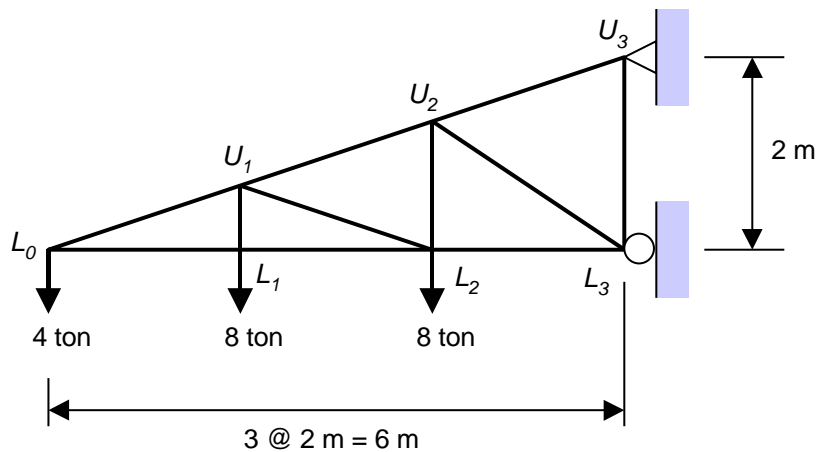
4-13 เลือกองค์กรอาคารรับแรงดึงหน้าตัดฉากเดี่ยวเพื่อต้านทานน้ำหนักบรรทุก 25 ตัน ยาว 4.5 เมตร และสมมุติให้ถูกต่อด้วยสลักเกลียว 22 มม. สี่ตัวในหนึ่งแถวของขาข้างเดียว กำหนด $F_y = 2,800$ กก./ซม.² และ $F_u = 2,800$ กก./ซม.²

4-14 ทำซ้ำข้อ 4-12 โดยใช้หน้าตัดฉากคู่และเหล็ก A36 สมมุติว่าขาเหล็กฉากติดกัน และสมมุติว่ามีรูเจาะสำหรับสลักเกลียว 22 มม. หนึ่งรูในแต่ละหน้าตัด และค่า $U = 0.85$

4-15 เลือกหน้าตัด W300 สำหรับองค์อาคาร L_2L_3 ของโครงถักดังแสดงในรูป ใช้เหล็ก A36 และสมมุติให้มีสลักเกลียว 19 มม. สองแถวในแต่ละปีก



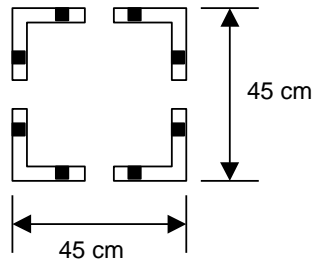
4-16 เลือกหน้าตัด WT ที่ทำจากเหล็ก A36 เพื่อใช้เป็นองค์อาคาร L_0U_3 ในโครงถักดังแสดงในรูป สมมุติให้องค์อาคารถูกต่อที่เอวหน้าตัดโดยใช้สลักเกลียว 22 มม. หนึ่งแถวที่มีจำนวนสลักเกลียวเท่ากับมากกว่าสามตัว



4-17 เลือกหน้าตัด WT ที่ทำจากเหล็ก A36 เพื่อใช้เป็นองค์อาคาร L_1U_1 ในโครงถักดังแสดงในรูป สมมุติให้องค์อาคารถูกต่อโดยการเชื่อม สมมุติ $U = 0.85$

4-18 ทำปัญหาที่ 4-5 ซ้ำโดยสมมุติให้แต่ละปีกมีสลักเกลียว 22 มม. หนึ่งแถวโดยในแต่ละแถวมีอย่างน้อยสามตัว แล้วออกแบบแผ่นเหล็กเชื่อมต่อโดยสมมุติให้ระยะจากด้านหลังรางน้ำถึงศูนย์กลางแถวสลักเกลียวเท่ากับ 5 ซม.

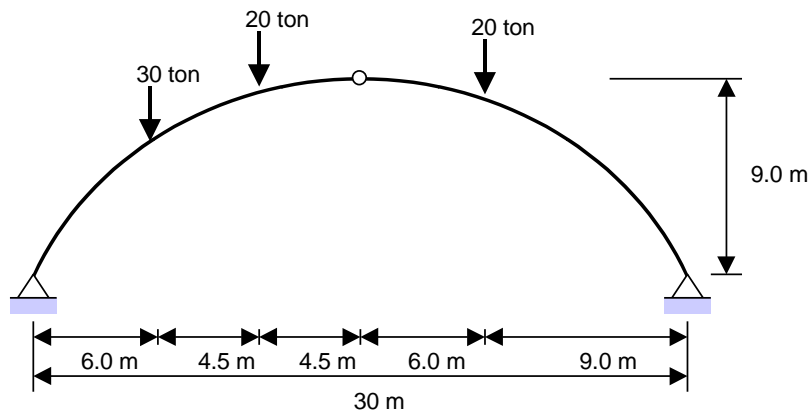
4-19 องค์อาคารรับแรงดึงประกอบด้วยหน้าตัดฉากสี่ตัวถูกจัดวางดังในรูปเพื่อรองรับแรงดึง 250 ตัน องค์อาคารมีความยาว 9 เมตร และในแต่ละหน้าตัดฉากมีสลักเกลียว 22 มม. แถวละสามตัวสองแถว จึงออกแบบหน้าตัดฉากและแผ่นเหล็กเชื่อมต่อโดยใช้เหล็ก A36



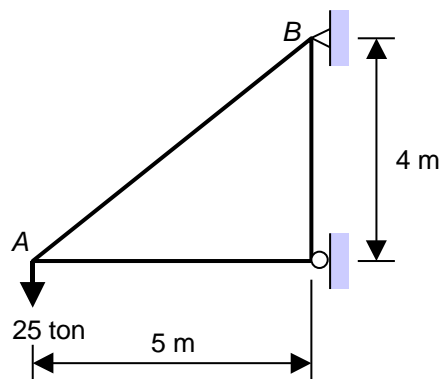
4-20 เลือกแท่งเหล็กกลมมีเกลียวเพื่อแขวนรับแรงดึง 6 ต้น โดยใช้เหล็ก A36

4-21 ทำปัญหาที่ 4-20 ซ้ำ ถ้าแรงดึงเท่ากับ 50 ต้น

4-22 แรงถีบออกด้านข้างของโครงโค้งสามจุดหมุน(three-hinged arch)ดังแสดงในรูป จะถูกต้านทานโดยแท่งเหล็กกลมยึดทำจากเหล็ก A36 ท่อนเหล็กควรมีขนาดเท่าใดถ้าโครงโค้งรับน้ำหนักบรรทุกทุกดังแสดงในรูป

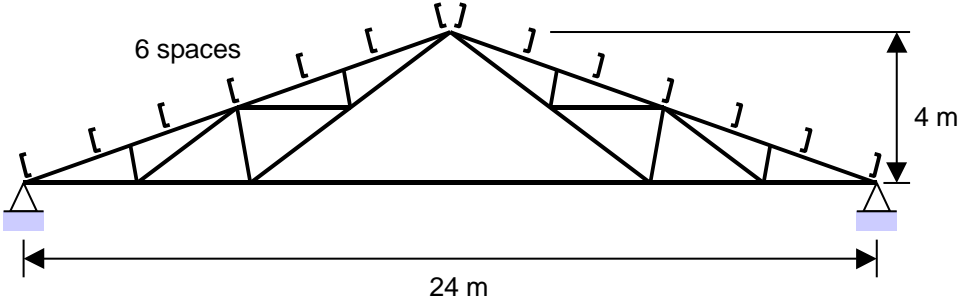


4-23 เลือกแท่งเหล็กกลมสำหรับองค์อาคาร AB โดยใช้เหล็ก A36



4-24 โครงหลังคาสำหรับอาคารอุตสาหกรรมถูกวางห่างกัน 6 เมตร วัสดุผนังหลังคาหนักประมาณ 30 กก./ชม.² และมีแปรงวางห่างกันดังในรูปหนักประมาณ 15 กก./ชม.² จงออกแบบแท่งเส้นกันแอ่น(sag rod)โดยใช้เหล็ก A36 ซึ่งจะใช้ที่ระยะหนึ่งในสามของระยะระหว่างโครงถัก

บทที่ 4 การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดึง



5

องค์อาคารรับแรงอัดตามแนวแกน

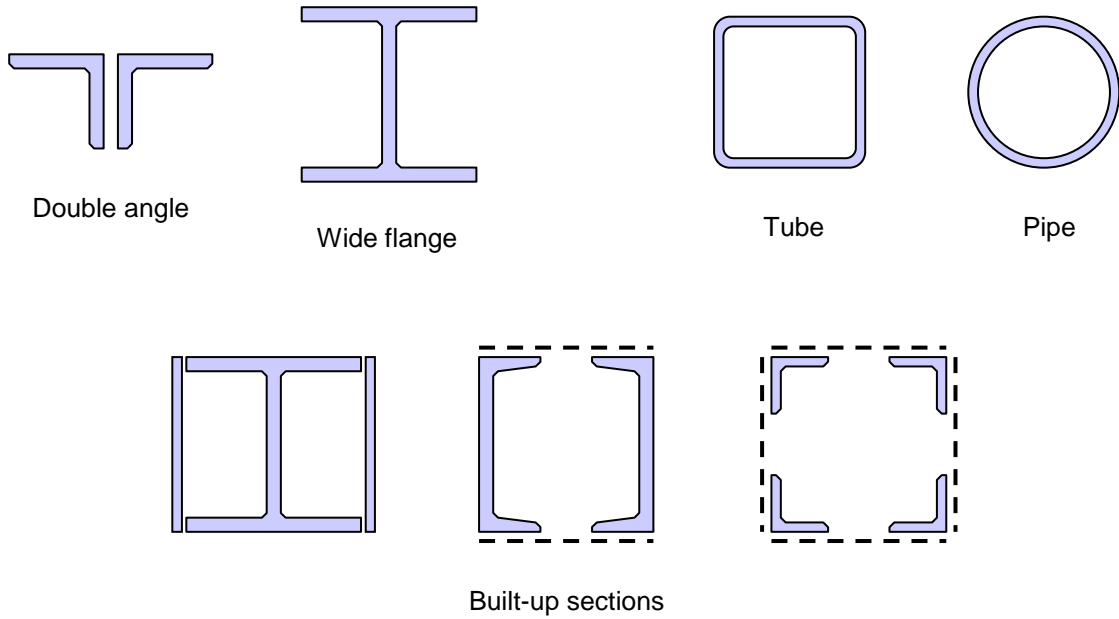
5.1 บทนำ

เสาเป็นองค์อาคารรับแรงอัดที่เป็นที่รู้จักมากที่สุด นอกจากนั้นก็ได้แก่ จันทัน (Top Chord) ของโครงถัก ตัวยึดโยง (Bracing Member) ปีกรับแรงอัดของคานารีดเป็นเนื้อเดียวกันและของคานาประกอบ และองค์อาคารที่รับแรงคดและแรงอัดพร้อมกัน เสา มักจะถูกคิดว่าเป็นองค์อาคารตรงในแนวตั้งซึ่งมีความยาวมากกว่าความหนาแน่น ความแตกต่างระหว่างองค์อาคารรับแรงคดและแรงอัดสองประการคือ

1. แรงคดจะพยายามจับองค์อาคารให้อยู่ในเส้นตรง ในขณะที่แรงอัดจะพยายามคดองค์อาคารให้ออกจากระนาบรับแรง
2. การมีรูเจาะของสลักเกลียวหรือหมุดย้ำในองค์อาคารรับแรงคดจะลดพื้นที่ในการรับแรง แต่ในองค์อาคารรับแรงอัด สลักเกลียวหรือหมุดย้ำจะถูกสมมุติให้เต็มเต็มรูเจาะ

จากการทดสอบพบว่าเสามักจะวิบัติที่หน่วยแรงต่ำกว่าขีดจำกัดยืดหยุ่นของวัสดุเนื่องจากเกิดการโก่งเดาะ (Buckling) ทางด้านข้าง ดังนั้นหน่วยแรงที่ใช้ในการออกแบบจึงลดลงโดยมีความสัมพันธ์กับอันตรายจากการโก่งเดาะ สำหรับหน้าตัดเดียวกัน เสาที่ยาวก็จะมีแนวโน้มที่จะโก่งเดาะได้ง่ายและรับน้ำหนักได้น้อยลง แนวโน้มของการโก่งเดาะมักจะวัดโดย อัตราส่วนความชะลูด ซึ่งก่อนหน้านี้อาจได้ถูกนิยามเป็นอัตราส่วนของความยาวต่อรัศมีจเรชันที่น้อยที่สุด แนวโน้มของการโก่งเดาะยังมีผลมาจากปัจจัยอื่นเช่น ชนิดของการยึดปลาย การเอียงศูนย์กลางของน้ำหนักบรรทุก ความไม่สมบูรณ์ของวัสดุ

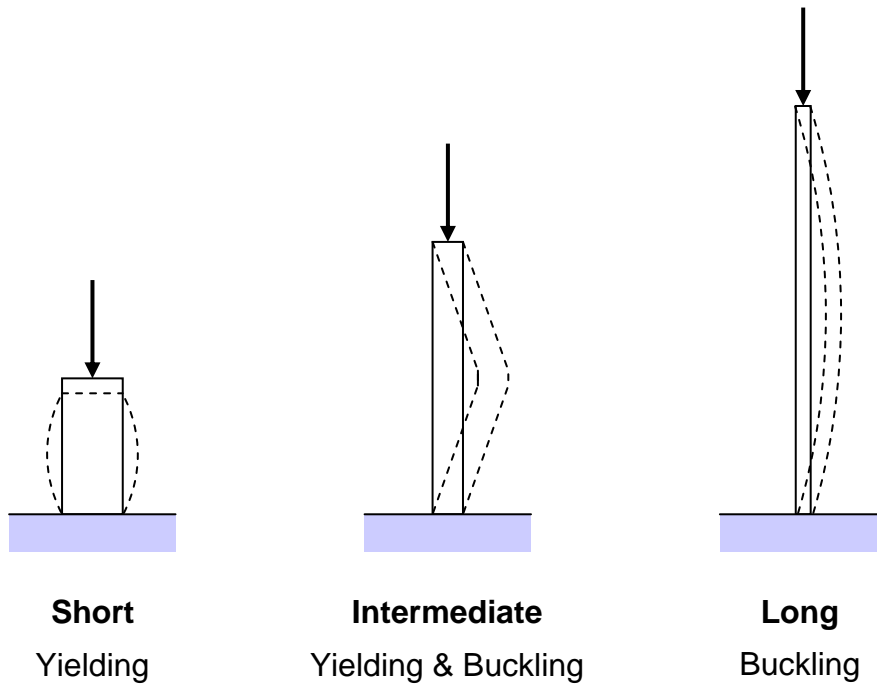
หน้าตัดที่มักใช้เป็นองค์อาคารรับแรงอัดได้แก่หน้าตัดรีดเกือบทั้งหมดดังในรูปที่ 5.1 โดยทั่วไปหน้าตัดปีกกว้าง W จะถูกใช้เป็นเสา ส่วนหน้าตัดที่จะใช้รับแรงอัดไม่มากในเสาเบาหรือองค์อาคารในโครงถัก และถ้าต้องการหน้าตัดขนาดใหญ่เพื่อรับแรงอัดมาก ๆ ก็จะใช้หน้าตัดประกอบ (Built-up section) เส้นประในรูปคือท่อนยึดโยง, แผ่นยึด หรือแผ่นหุ้มรูปท่อน ซึ่งจะไม่มีผลต่อคุณสมบัติหน้าตัดมีหน้าที่ยึดหน้าตัดหลักเข้าด้วยกันเพื่อให้ทำหน้าที่รับน้ำหนักเหมือนเป็นหน้าตัดเดียวกัน



รูปที่ 5.1 ชนิดขององค์อาคารรับแรงอัด

5.2 สูตรรอยเลอร์สำหรับเสาอิลาสติก

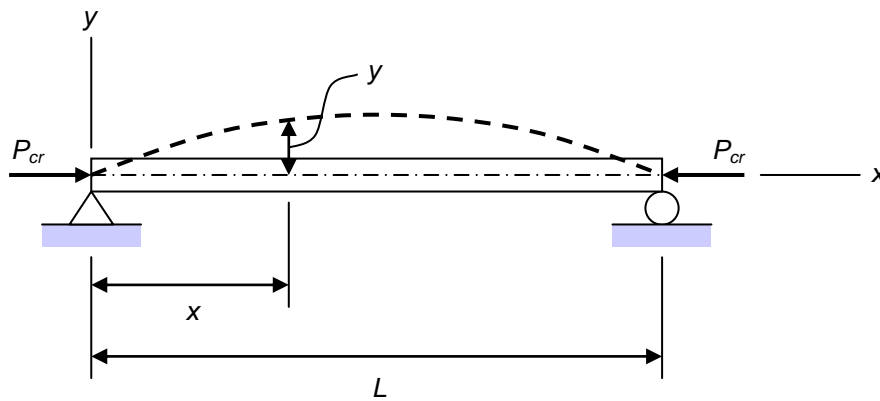
ทฤษฎีเสาอิลาสติกพัฒนาขึ้นโดย Leonard Euler (1707-1783) นักคณิตศาสตร์ชาวสวิส แนวความคิดของเขาที่ได้นำเสนอไว้ในปี ค.ศ. 1759 ยังคงถูกใช้เป็นพื้นฐานในการวิเคราะห์และออกแบบเสาจะลูด ลักษณะการวิบัติที่สำคัญที่ต้องพิจารณาเมื่อองค์อาคารรับแรงอัดก็คือ การโก่งเดาะ (Buckling) ซึ่งจะทำให้เสาเสียเสถียรภาพเกิดการโก่งตัวออกนอกแนวแกนจนวิบัติเมื่อน้ำหนักบรรทุกเกินค่าวิกฤตค่าหนึ่ง



รูปที่ 5.2 รูปแบบการวิบัติของเสาที่มีความจะลูดต่างกัน

อีกรูปแบบหนึ่งของการวิบัติคือ การคราก (Yielding) หรือการบดทลาย (Crushing) ของวัสดุ เนื่องจากหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในองค์อาคารเกินค่ากำลังครากของวัสดุ การที่เสาจะวิบัติในรูปแบบใดนั้นจะขึ้นกับความชะลูดของเสา เสาสั้นจะวิบัติโดยการคราก เสายาวจะวิบัติโดยการโก่งเดาะ และเสายาวปานกลางจะมีการวิบัติแบบผสมระหว่างการครากและการโก่งเดาะดังในรูปที่ 5.2

สูตรที่ออยเลอร์พัฒนาขึ้นจะใช้สำหรับเสาตรง รับแรงตามแนวแกน ทำจากวัสดุเนื้อเดียวกัน ปลายทั้งสองข้างถูกยึดแบบจุดหมุน และเป็นเสาชะลูด เมื่อแรงอัดตามแนวแกนเพิ่มขึ้นจนถึงค่า *น้ำหนักบรรทุกวิกฤต (Critical load, P_{cr})* เสาจะเกิดการโก่งเดาะทางด้านข้างดังแสดงในรูปที่ 5.3



รูปที่ 5.3 การโก่งเดาะของเสาเมื่อถูกแรงอัดตามแนวแกนกระทำ

โมเมนต์ค้ำ ณ. จุดใดๆในเสามีค่าเท่ากับ $-Py$ สมการของเส้นโค้งอีลาสติกสามารถเขียนได้เป็น

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -Py \tag{5.1}$$

คำตอบของสมการดิฟเฟอเรนเชียล (5.1) จะอยู่ในรูปของ

$$y = C_1 \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right) + C_2 \cos\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right) \tag{5.2}$$

ค่าคงที่ C_1 และ C_2 หาได้โดยแทนค่า y ที่จุดรองรับทั้งสองลงในสมการ (5.2) จะได้

$$y = 0 \text{ ที่ } x = 0 \qquad C_2 = 0 \tag{5.3a}$$

$$y = 0 \text{ ที่ } x = L \qquad C_1 \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}L\right) = 0 \tag{5.3b}$$

จาก (5.3b) จะได้ว่า $\sqrt{\frac{P}{EI}}L = n\pi$ หรือ

$$P = \frac{n^2 \pi^2 EI}{L^2}, \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (5.4)$$

น้ำหนักบรรทุกวิกฤต P ที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะ (Critical Buckling Load) คือค่าตอบที่มีค่าน้อยที่สุดของสมการ (5.4) ซึ่งเกิดขึ้นเมื่อ $n = 1$

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (5.5)$$

สูตรของออยเลอร์นี้มักจะเขียนในรูปแบบที่ต่างออกไปเล็กน้อยโดยรวมอัตราส่วนความชะลูดเข้าไปด้วย เนื่องจาก $r = \sqrt{I/A}$ สูตรของออยเลอร์จึงอาจจะเขียนในรูปของหน่วยแรง

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (5.6)$$

ผลที่ได้จากสูตรออยเลอร์จะใช้ได้กับเสาขยับปลายมนที่มีน้ำหนักผ่านศูนย์กลาง อย่างไรก็ตามเสาที่ต้องออกแบบมีปลายไม่มนและไม่สามารถหมุนได้อย่างอิสระเนื่องจากถูกยึดปลายด้วยสลักเกลียว หมุดย้ำ หรือการเชื่อมต่อกับองค์อาคารอื่น เสาในทางปฏิบัติเหล่านี้มีวิธีการของการยึดปลายที่แตกต่างกัน ดังนั้นจึงใช้ค่าความยาวในสูตรที่ต่างกันไปเพื่อให้ได้ค่าที่ใกล้เคียงกับความเป็นจริง

เพื่อที่จะใช้สูตรของออยเลอร์กับเสาจริง ค่า L ควรจะเป็นระยะระหว่างจุดดัดกลับของรูปทรงการโก่งเดาะ โดยจะเรียกระยะนี้ว่า ความยาวประสิทธิผล (Effective Length) ของเสา สำหรับปลายที่เป็นจุดหมุนทั้งคู่ จุดดัดกลับหรือจุดที่มีโมเมนต์เป็นศูนย์จะอยู่ที่ปลายซึ่งห่างกัน L สำหรับเสาที่มีการยึดปลายต่างกันจะมีความยาวประสิทธิผลต่างกันซึ่งจะกล่าวถึงโดยละเอียดในตอนต่อไป

ตัวอย่างที่ 5-1 (a) W250x175 ถูกใช้เป็นเสาปลายจุดหมุนทั้งสองข้างยาว 5.0 เมตร ใช้สูตรออยเลอร์พิจารณาแรงอัดตามแนวแกนที่ยอมให้โดยใช้ส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2 สมมุติให้เหล็กมีขีดจำกัดสัดส่วน (Proportional Limit) ที่ 2,500 กก./ชม.² และ **(b)** ทำข้อ(a)ซ้ำโดยใช้ความยาว 2.5 เมตร

วิธีทำ (a) W250×175 ($A = 56.24$ ชม.², $r_x = 10.4$ ชม., $r_y = 4.18$ ชม.)

ค่า r น้อยที่สุดคือ $r_y = 4.18$ ชม.

$$L/r = 5.0(100)/4.18 = 119.6$$

$$\text{ค่าวิกฤตของ } \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 (2.1 \times 10^6)}{(119.6)^2} = 1,448 \text{ กก./ชม.}^2 < 2,500 \text{ กก./ชม.}^2$$

OK

เสาอยู่ในช่วงอีลาสติก

■

(b) $L/r = 2.5(100)/4.18 = 59.81$

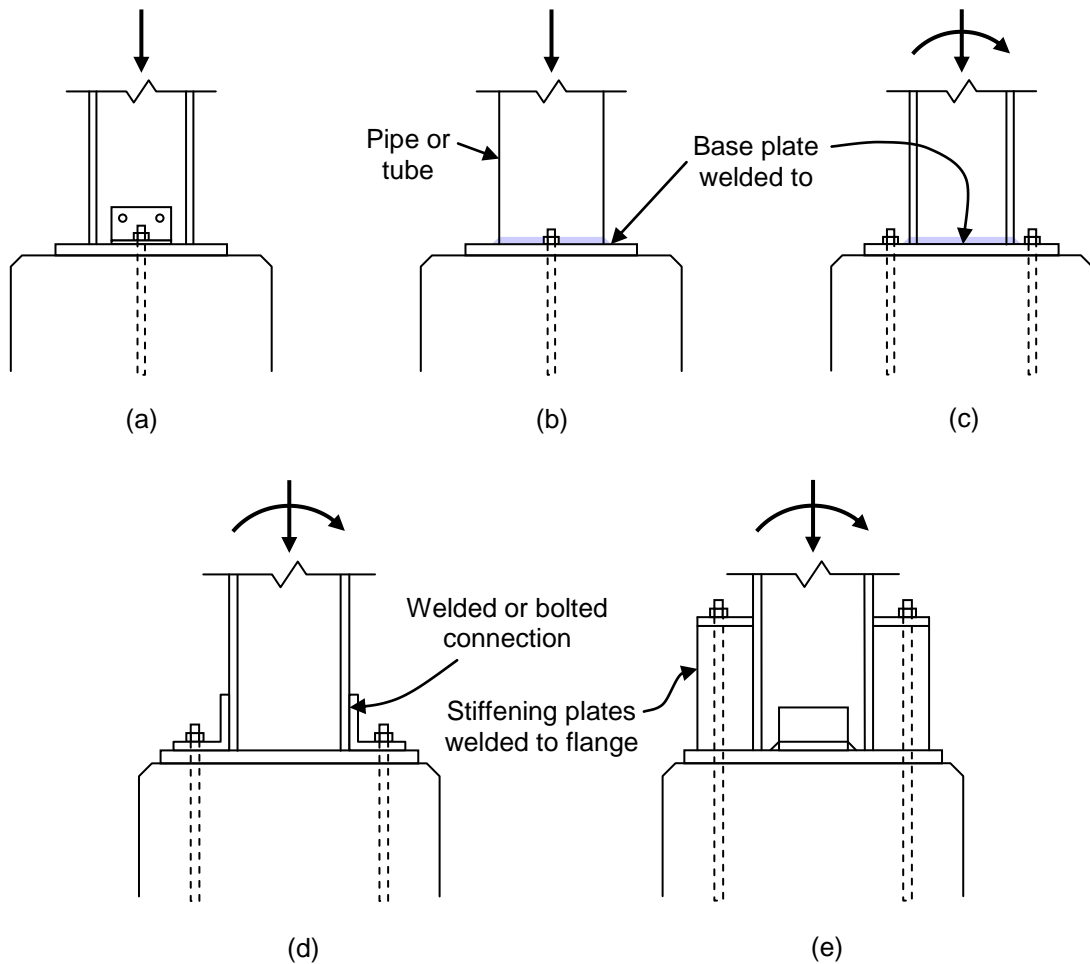
ค่าวิกฤตของ $\frac{P}{A} = \frac{\pi^2(2.1 \times 10^6)}{(59.81)^2} = 5,791 \text{ ก.ก./ซม.}^2 > 2,500 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

NG

เสาไม่อยู่ในช่วงอีลาสติกไม่สามารถใช้สูตรของออยเลอร์ได้

5.3 ความยาวประสิทธิผล

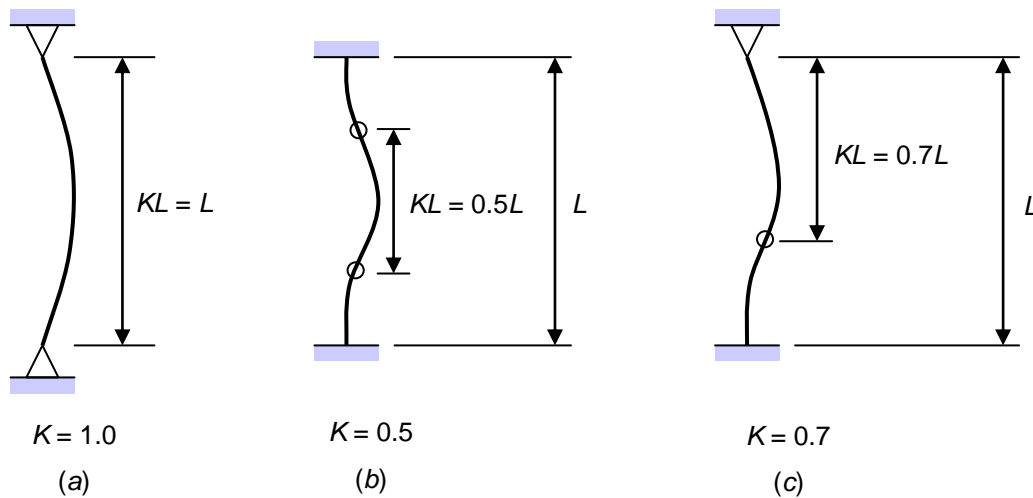
สูตรออยเลอร์ให้ค่าน้ำหนักบรรทุกวิกฤตของเสาซึ่งปลายทั้งสองข้างถูกยึดแบบจุดหมุน แต่ในทางปฏิบัติแล้ว จุดรองรับปลายเสาจะมีความต้านทานอยู่บ้าง รูปที่ 5.4a และ b แสดงจุดรองรับที่ต้านทานการหมุนได้น้อยมากจึงอาจถือเป็นจุดหมุนได้ ส่วนในรูปที่ 5.4c, d และ e จะมีความต้านทานการหมุนได้มาก การนำสูตรออยเลอร์ไปใช้กับจุดรองรับที่ไม่ใช่จุดหมุนทำได้โดยใช้ *ความยาวประสิทธิผล (Effective length)*



รูปที่ 5.4 ชนิดของจุดรองรับเสา

ความยาวประสิทธิผลคือระยะระหว่าง *จุดคดกลับ (Inflection Point)* ซึ่งมีโมเมนต์เป็นศูนย์ มีค่าเท่ากับ KL โดยที่ K คือตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผล ค่าของ K ขึ้นกับความต้านทานการหมุนและการเคลื่อนที่ด้านข้างที่ปลายเสา สำหรับเสาที่มีจุดหมุนทั้งสองปลายในรูปที่ 5.5(a) ความยาวประสิทธิผลของ

เสาจะเท่ากับความยาวของเสา และ K จะเท่ากับ 1.0 แต่ถ้ามีการยึดปลายทั้งสองข้างในรูปที่ 5.5(b) จุดค้ำก้นจะอยู่ที่ระยะหนึ่งในสี่ ความยาวประสิทธิภาพจะเท่ากับ $L/2$ ค่า K จะเท่ากับ 0.5 และถ้าเสามีปลายข้างหนึ่งยึดแน่นและอีกข้างเป็นจุดหมุนในรูปที่ 5.5(c) ค่า K ก็จะเท่ากับ 0.7

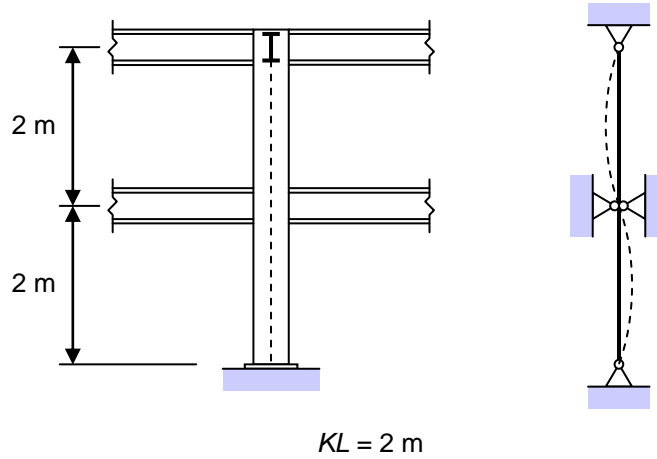


รูปที่ 5.5 ความยาวประสิทธิภาพของเสาในโครงสร้างที่ไม่มีการเซ

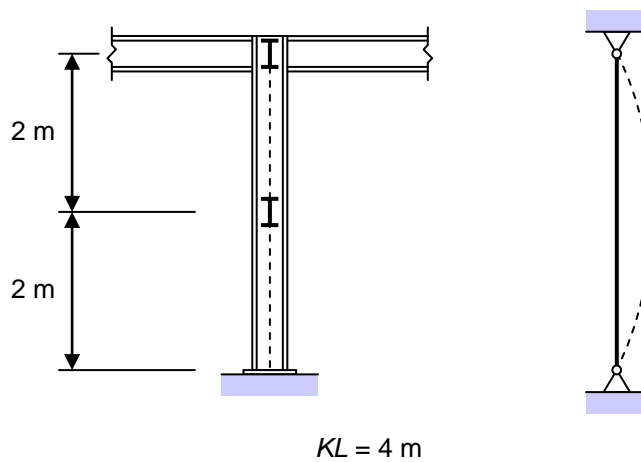
ตารางที่ 5.1 ตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิภาพ

ชนิดของเสา	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
รูปแบบการโก่งเดาะ						
ค่า K ทางทฤษฎี	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
ค่า K ในการออกแบบ	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
สัญลักษณ์การยึดปลาย		ไม่มีการหมุน และ ไม่มีการเคลื่อนที่				
		มีการหมุน และ ไม่มีการเคลื่อนที่				
		ไม่มีการหมุน และ มีการเคลื่อนที่				
		มีการหมุน และ มีการเคลื่อนที่				

มาตรฐาน AISC ได้แนะนำค่าตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิภาพ K ดังแสดงไว้ในตารางที่ 5.1 ซึ่งจะมีค่า K สองชุด คือค่าทางทฤษฎีและค่าแนะนำสำหรับการออกแบบ แต่เนื่องจากไม่มีเสาที่ยึดแน่นหรือเป็นจุดหมุนอย่างสมบูรณ์ ผู้ออกแบบอาจจะทำการประมาณเชิงเส้นระหว่างค่าที่ให้ในตาราง



(a) การ โกงเดาะรอบแกนรอง



(b) การ โกงเดาะรอบแกนหลัก

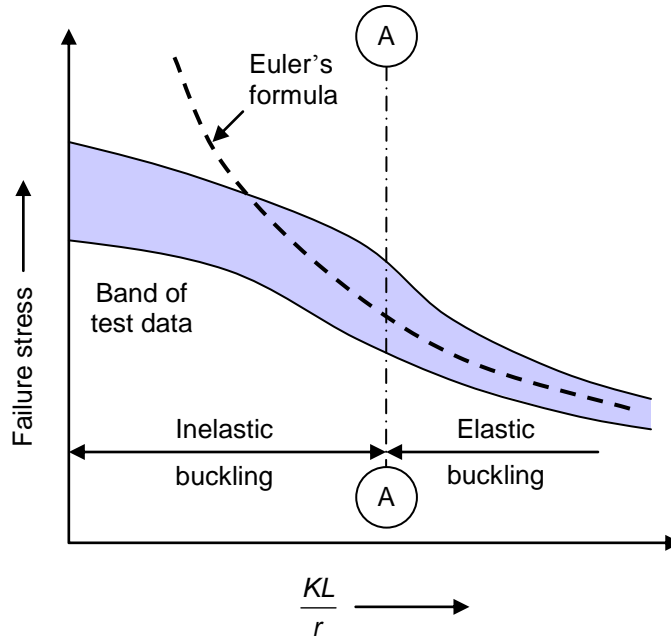
รูปที่ 5.6 การ โกงเดาะในเสาที่มีการยึดรั้งแตกต่างกันในสองทิศทาง

ในบางครั้งเสาถูกยึดรั้งแตกต่างกันในแต่ละแกนทำให้ความยาวประสิทธิภาพต่างกันดังในรูปที่ 5.6 เสาหน้าตัด W ถูกยึดรั้งโดยองค์อาคารในแนวราบทั้งสองทิศที่ปลายบนเสา แต่ที่กลางความสูงเสาถูกยึดรั้งเพียงหนึ่งทิศทาง ดังนั้นถ้าเสาจะ โกงเดาะรอบแกน x หรือแกนหลัก (Major axis buckling) ความยาวประสิทธิภาพก็คือ 4 เมตร แต่ถ้าจะ โกงเดาะรอบแกน y หรือแกนรอง (Minor axis buckling) ความยาวประสิทธิภาพจะเป็น 2 เมตร

ในการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกวิถุนั้น เนื่องจากเสาจะเกิดการ โกงเดาะรอบแกนที่มีอัตราส่วนความชะลูดมากที่สุด ดังนั้นจึงต้องเปรียบเทียบระหว่าง KL_x/r_x และ KL_y/r_y จากรูปที่ 5.6 ก็คือค่าที่มากกว่าระหว่าง $10(100)/r_x$ และ $5(100)/r_y$

5.4 หน่วยแรงที่ยอมให้ขององค์อาคารรับแรงอัดของ AISC

สูตรของออยเลอร์จะใช้ได้เฉพาะกับเสาจะลุดซึ่งมีการโก่งเดาะอีลาสติก (Elastic buckling) แต่เสาที่ใช้กันอยู่นั้นมักจะเป็นเสายาวปานกลางซึ่งใช้กับสูตรออยเลอร์ไม่ได้ รูปที่ 5.7 แสดงผลการทดสอบการรับน้ำหนักของเสาที่อัตราส่วนความจะลุด KL/r ต่างๆ เสาที่มีค่า KL/r อยู่ทางด้านขวาของเส้น A-A จะมีหน่วยแรงวิกฤตใกล้เคียงกับสูตรออยเลอร์คือเกิดการโก่งเดาะอีลาสติกที่หน่วยแรงน้อยกว่าขีดจำกัดยืดหยุ่น ส่วนเสาที่มีค่า KL/r อยู่ทางด้านซ้ายของเส้น A-A จะวิบัติแบบโก่งเดาะอินอีลาสติก (เกิดการคราก)



รูปที่ 5.7 ผลการทดสอบเสา

AISC กำหนดค่ามากที่สุด KL/r ให้จำกัดอยู่ที่ 200 โดยจะนำสูตรออยเลอร์มาหารด้วยอัตราส่วนความปลอดภัยคงที่ในช่วงอีลาสติก และใช้สูตรพาราโบลาหารด้วยอัตราส่วนความปลอดภัยแปรผันในช่วงอินอีลาสติก ค่า KL/r ที่แบ่งระหว่างการโก่งเดาะอีลาสติกและอินอีลาสติกจะเป็นค่าที่ให้หน่วยแรงโก่งเดาะออยเลอร์เท่ากับ $F_y/2$ โดยจะเรียกค่า KL/r นี้ว่า C_c หาโดยการแทนค่าหน่วยแรงลงในสูตรออยเลอร์

$$\frac{1}{2} F_y = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = \frac{\pi^2 E}{C_c^2}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \frac{6,438}{\sqrt{F_y}} \tag{5.7}$$

เมื่อ F_y มีหน่วยเป็น กก./ซม.² ค่าของ C_c ของเหล็ก A36 มีค่าเท่ากับ 128.8 และ 108.8 สำหรับเหล็กที่มีจุดคราก 3,500 กก./ซม.²

สำหรับเสาที่มีค่า KL/r น้อยกว่า C_c หน่วยแรงอัดตามแนวแกนที่ยอมให้ F_a พิจารณาได้จาก

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} \quad (5.8)$$

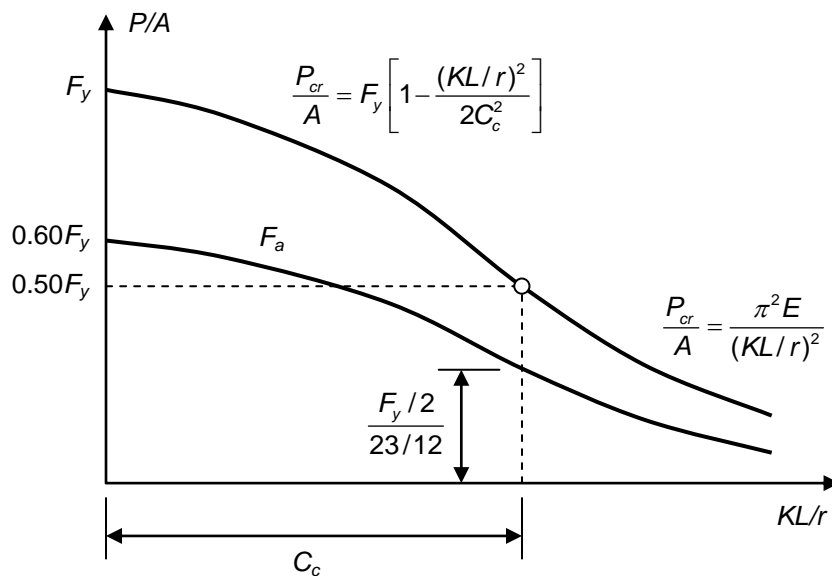
สำหรับเสาที่มีค่า KL/r มากกว่า C_c ,

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2} \quad (5.9)$$

สมการ (5.9) คือสูตรรอยเลอร์หารด้วยส่วนปลอดภัย 1.92 (หรือ 23/12) ส่วนสมการ (5.8) คือสมการพาราโบลาซึ่งมีความลาดเอียงเท่ากับสูตรรอยเลอร์ที่ C_c และเท่ากับ F_y ที่ $KL/r = 0$ หารด้วยอัตราส่วนความปลอดภัย:

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}$$

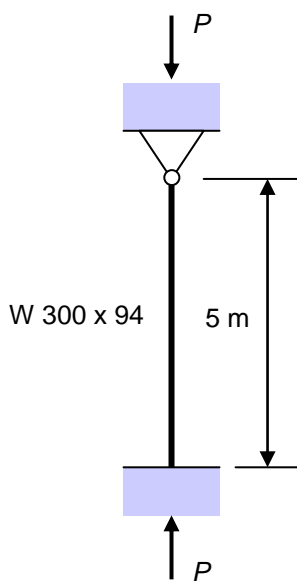
ซึ่งจะมีค่าแปรเปลี่ยนจาก 1.67 ถึง 1.92 รูปที่ 5.8 แสดงเส้นโค้งของสมการทั้งสองที่ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงโก่งค้ำและหน่วยแรงที่ยอมให้ของเสา



รูปที่ 5.8 หน่วยแรงโก่งค้ำและหน่วยแรงที่ยอมให้ของเสา

ค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ที่อัตราส่วนความชะลูดต่างๆสามารถดูได้จากในตารางที่ ข.1 ในภาคผนวก ข สำหรับเหล็กกล้าโครงสร้าง 2,500 ก.ก./ซม.² และ 3,500 ก.ก./ซม.²

ตัวอย่างที่ 5-2 จงพิจารณาแรงอัดที่ยอมให้ P ของเสาหน้าตัด W300 × 94 มีจุกรองรับดังในรูป



วิธีทำ หน้าตัด W300 × 94 ก.ก./ม. ($A = 119.8 \text{ ซม.}^2, r_y = 7.51 \text{ ซม.}$)

จุกรองรับเป็นแบบยึดแน่น-จุกหมุน จากตาราง 5.1 กรณี (b) ใช้ $K = 0.8$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2(2.1 \times 10^6)}{2,500}} = 128.8$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.8(500)}{7.51} = 53$$

เนื่องจาก $KL/r < C_c$ การโก่งเดาะเป็นแบบอินอีลาสติกใช้สมการ (5.8)

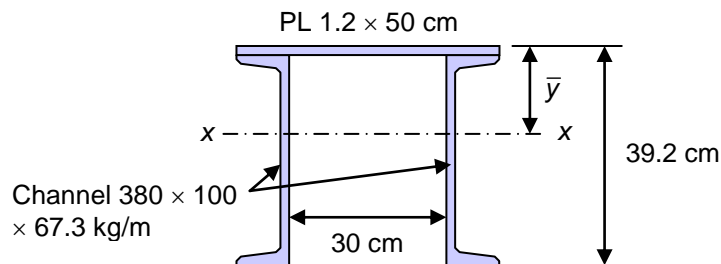
$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(53)}{8(128.8)} - \frac{(53)^3}{8(128.8)^3} = 1.81$$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $F_a = \frac{\left[1 - \frac{(53)^2}{2(128.8)^2}\right] 2,500}{1.81} = 1,264 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

หรือจากตารางที่ ข.1 $F_a = 1,263 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

แรงอัดที่ยอมให้ $P = F_a A_g = (1.263)(119.8) = 151 \text{ ตัน}$ ■

ตัวอย่างที่ 5-3 ใช้ค่าหน่วยแรงออกแบบดังแสดงในตารางที่ ข.1 พิจารณาแรงอัดที่ยอมให้ P ของเสาหน้าตัด ประกอบในรูป โดยค่า $KL = 6.0$ เมตร



วิธีทำ Channel 380 × 100 หน้า 67.3 ก.ก./ม.

($A = 85.71 \text{ ซม.}^2, I_x = 17,600 \text{ ซม.}^4, I_y = 671 \text{ ซม.}^4, c_y = 2.50 \text{ ซม.}$)

พื้นที่ทั้งหมด $A = 1.2(50) + 2(85.71) = 231.42 \text{ ซม.}^2$

$$\bar{y} \text{ จากผิวบน} = \frac{1.2(50)(0.6) + 2(85.71)(20.2)}{231.42} = 15.12 \text{ ซม.}$$

$$I_x = 2(17,600) + 2(85.71)(20.2-15.12)^2 + (1/12)(50)(1.2)^3 \\ + (1.2)(50)(15.12-0.6)^2 = 52,281 \text{ ซม.}^4$$

$$I_y = 2(671) + 2(85.71)(15+2.5)^2 + (1/12)(1.2)(50)^3 = 66,339 \text{ ซม.}^4$$

ค่าน้อยสุดของ $r = \sqrt{\frac{52,281}{231.42}} = 15.03 \text{ ซม.}$

$$\frac{KL}{r} = \frac{600}{15.03} = 40$$

จากตาราง ข.1 $F_a = 1,337 \text{ กก./ซม.}^2$

$$P = F_a A_g = (1,337)(231.42) = 309.4 \text{ ตัน}$$

■

ตัวอย่างที่ 5-4 พิจารณาแรงอัดตามแนวแกนที่ยอมให้ของเสาหน้าตัด W250×66.5 ซึ่งมีการยึดรั้งที่แตกต่างกันในแต่ละแกน คือมีความยาว 7.2 เมตรในแนวแกน x-x และมีความยาว 3.6 เมตรในแนวแกน y-y เหล็กที่ใช้เป็น A36 จุครองรับแบบจุดหมุนที่ปลายบนและแบบยึดแน่นที่ปลายล่าง

วิธีทำ หน้าตัด W250 × 66.5 ($A = 84.7 \text{ ซม.}^2$, $r_x = 10.8 \text{ ซม.}$, $r_y = 6.29 \text{ ซม.}$)

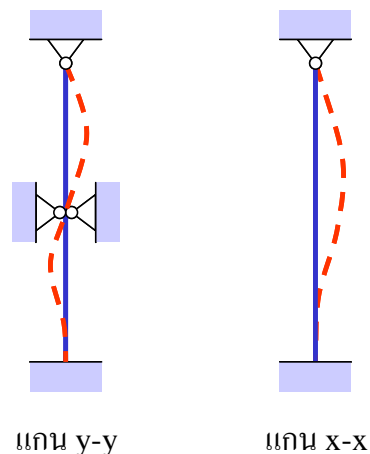
อัตราส่วนความชะลูดในแนวแกน y-y :

เสาส่วนบน $\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 360}{6.29} = 57 \quad (\text{ควบคุม})$

เสาส่วนล่าง $\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{0.7 \times 360}{6.29} = 40$

อัตราส่วนความชะลูดในแนวแกน x-x :

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{0.7 \times 720}{10.8} = 47$$



จากตารางที่ ข.1 $F_a = 1,238 \text{ กก./ซม.}^2$

$$P = 1,238 \times 84.7 = 105 \text{ ตัน}$$

■

ปัญหาท้ายบทที่ 5

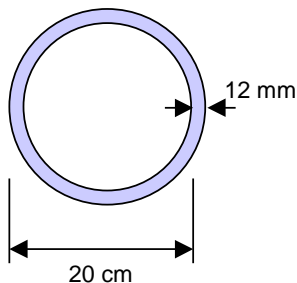
ปัญหา 5-1 ถึง 5-4 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกวิกฤตโค้งเคาะสำหรับเสาแต่ละต้น โดยใช้สมการออยเลอร์ กำหนด $E = 2.1 \times 10^6$ กก./ชม.² ชิดจำกัดยึดหยุ่น = 2,000 กก./ชม.² สมมุติจุกรองรับที่ปลายเป็นแบบจุกหมุน และอัตราส่วนความชะลุดมากที่สุดที่ยอมให้ $L/r = 200$

5-1 แท่งเหล็กสี่เหลี่ยมตันขนาด 2.5×2.5 ซม.

(ก) $L = 1.0$ เมตร

(ข) $L = 1.3$ เมตร

5-2 หน้าตัดทอกกลมดังแสดงในรูป



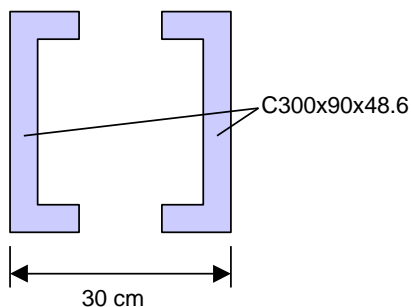
(ก) 10 เมตร

(ข) 7.5 เมตร

(ค) 5 เมตร

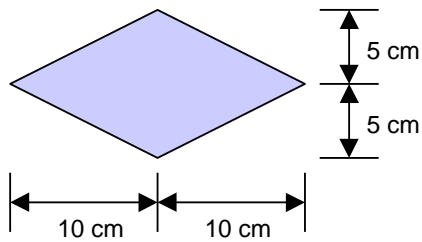
5-3 หน้าตัด W300×87 $L = 6$ เมตร

5-4 หน้าตัดรางน้ำคู่ C300×90×48.6 ดังแสดงในรูป $L = 10$ เมตร



5-5 หน้าตัด W200×56.2 ถูกใช้เป็นเสารองรับด้วยจุกหมุนทั้งสองด้าน พิจารณาน้ำหนักบรรทุกมากที่สุดที่ยอมให้โดยใช้สมการออยเลอร์ ชิดจำกัดยึดหยุ่น 2,500 กก./ชม.² $E = 2.1 \times 10^6$ กก./ชม.² และส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.5

5-6 เสารองรับด้วยจุกหมุนทั้งสองปลายยาว 2.5 เมตรมีหน้าตัดดังในรูป ใช้สมการออยเลอร์พิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ ถ้าส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 $E = 2.1 \times 10^6$ กก./ชม.² ชิดจำกัดยึดหยุ่นเท่ากับ 2,500 กก./ชม.²



5-7 ใช้สมการออยเลอร์ด้วยส่วนปลอดภัย 2.0 เลือกหน้าตัด W200 เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุก 25 ตัน รองรับด้วยจุดหมุนทั้งสองปลายยาว 6 เมตร $E = 2.1 \times 10^6$ กก./ซม.² จัดจำกัดยืดหยุ่นเท่ากับ 2,500 กก./ซม.² และอัตราส่วนความชะลุดมากที่สุดที่ยอมให้ $L/r = 200$

5-8 หน้าตัด W250×64.4 ถูกใช้เป็นเสารองรับด้วยจุดหมุนทั้งสองปลายยาว 10 เมตร โดยมีการยึดรั้งที่กลางความยาวในทิศทางที่อ่อนแอ โดยใช้ส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 $E = 2.1 \times 10^6$ กก./ซม.² จัดจำกัดยืดหยุ่นเท่ากับ 2,500 กก./ซม.² จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้โดยใช้สมการออยเลอร์

5-9 โดยใช้สมการออยเลอร์ อัตราส่วนความชะลุดมากที่สุดที่ยอมให้ $L/r = 200$ และใช้ส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 จง

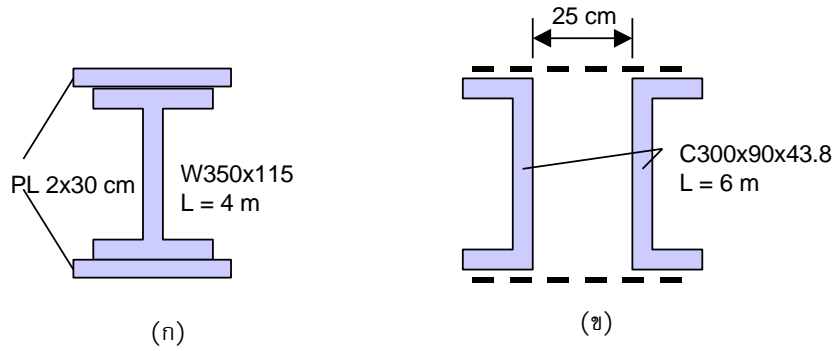
พิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของหน้าตัดเสาที่รองรับด้วยจุดหมุนทั้งสองปลายดังนี้

- (ก) W300×94 ยาว 3.6 เมตร
- (ข) W350×137 ยาว 4.2 เมตร
- (ค) C380×100×54.5 ยาว 2.5 เมตร
- (ง) S350×58.5 ยาว 4.5 เมตร

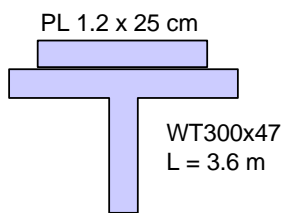
5-10 โดยใช้สมการออยเลอร์ อัตราส่วนความชะลุดมากที่สุดที่ยอมให้ $L/r = 200$ และใช้ส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของหน้าตัดเสาที่รองรับด้วยจุดหมุนทั้งสองปลายดังนี้

- (ก) W300×94 ยาว 3.6 เมตร
- (ข) W350×137 ยาว 4.2 เมตร
- (ค) C380×100×54.5 ยาว 2.5 เมตร
- (ง) S350×58.5 ยาว 4.5 เมตร

5-11 โดยใช้สมการออยเลอร์ อัตราส่วนความชะลุดมากที่สุดที่ยอมให้ $L/r = 200$ และใช้ส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของหน้าตัดเสาที่รองรับด้วยจุดหมุนทั้งสองปลายดังนี้



5-12 โดยใช้สมการออยเลอร์ อัตราส่วนความชะลูดมากที่สุดที่ยอมให้ $L/r = 200$ และใช้ส่วนปลอดภัยเท่ากับ 2.0 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของหน้าตัดเสาที่รองรับด้วยจุดหมุนทั้งสองปลาย



5-13 เลือกหน้าตัด W300 ที่เบาที่สุดเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุก 120 ตัน เมื่อความยาวไม่ยึดรั้งเท่ากับ 4.5 เมตร

5-14 เลือกหน้าตัด W350 ที่เบาที่สุดเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุก 220 ตัน เมื่อความยาวไม่ยึดรั้งเท่ากับ 4.2 เมตร

5-15 เลือกหน้าตัด W300 ที่เบาที่สุดเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุก 150 ตัน เมื่อความยาวไม่ยึดรั้งเท่ากับ 4.8 เมตร

5-16 โดยใช้ข้อกำหนด AISC จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาดังต่อไปนี้

(ก) W200x56.2 ปลายยึดสองด้าน ยาว 5.0 เมตร ทำจากเหล็ก A36

(ข) W300x84.5 ปลายหมุนสองด้าน ยาว 6.0 เมตร ทำจากเหล็ก A36

(ค) W250x66.5 ปลายยึดหนึ่งด้าน ปลายหมุนหนึ่งด้าน ยาว 7.0 เมตร $F_y = 3,500$ กก./ซม.²

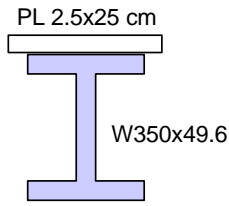
(ง) W350x137 ปลายยึดสองด้าน ยาว 6.7 เมตร $F_y = 3,500$ กก./ซม.²

(จ) ท่อกลม 60.5x4.52 ปลายหมุนสองด้าน ยาว 6.0 เมตร ทำจากเหล็ก A36

(ฉ) หน้าตัดฉากคู่ L200x200x20 วางหลังห่างกัน 1 ซม. ปลายหมุนสองด้าน ยาว 7.5 เมตร เหล็ก A36

5-17 (ก) จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของหน้าตัด W350x49.6 ความยาวประสิทธิผลเท่ากับ 4.8 เมตร ใช้ข้อกำหนด AISC และเหล็ก A36

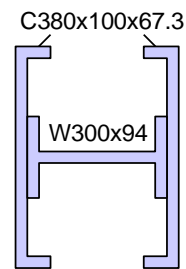
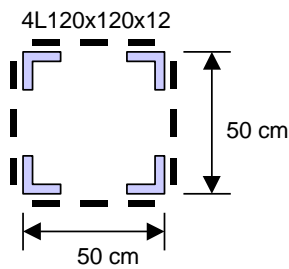
(ข) ทำปัญหาซ้ำ ถ้าแผ่นเหล็ก 2.5×25 ซม. ถูกเชื่อมติดปีกด้านหนึ่งดังในรูป



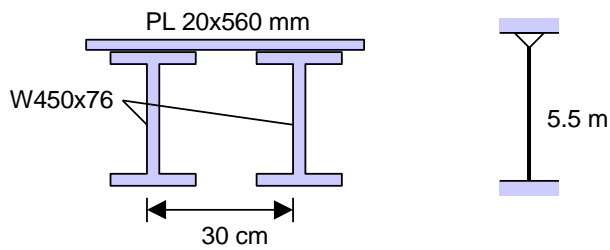
ปัญหาที่ 5-18 ถึง 5-24 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาโดยใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC

5-18 $KL = 6.5$ เมตร

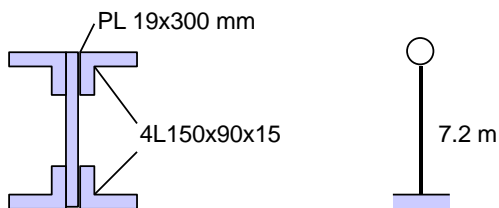
5-19 $KL = 5.6$ เมตร



5-20



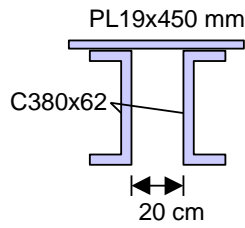
5-21



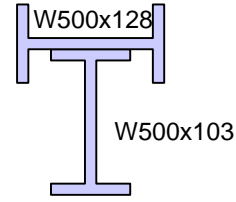
5-22



5-23 $KL = 6.0$ เมตร



5-24 $KL = 7.5$ เมตร



5-25 หน้าตัด W300×65.4 ทำจากเหล็ก A36 ถูกใช้เป็นเสายาว 6 เมตร โดยใช้ข้อกำหนด AISC จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกที่ยอมให้ ถ้ามีการยึดรั้งด้านข้างตั้งฉากกับแกน y ที่กึ่งกลางความยาว สมมติให้ค่า K ทั้งหมดเท่ากับ 1.0

5-26 หน้าตัด W250×82.2 ยาว 7.2 เมตร ทำจากเหล็กซึ่งมี $F_y = 3,500$ กก./ซม.² ถูกยึดรั้งที่ระยะหนึ่งในสามของความยาวตั้งฉากกับแกน y ใช้ข้อกำหนด AISC พิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกที่ยอมให้ สมมติให้ปลายเสาทั้งสองด้านถูกยึดแน่น และการรองรับด้านข้างถูกยึดแบบจุดหมุน

6

การออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัดตามแนวแกน

6.1 บทนำ

การออกแบบเสาหรือองค์อาคารรับแรงอัดตามแนวแกนคือการเลือกหน้าตัดที่เหมาะสมเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกให้ได้ตามต้องการ สำหรับความยาวและสภาวะจุกรองรับที่กำหนดมา โดยพื้นที่หน้าตัดที่ต้องการคำนวณได้จาก:

$$\text{พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ} = \frac{\text{น้ำหนักบรรทุกที่ต้องการ}}{\text{หน่วยแรงที่ยอมให้}}$$

การเลือกหน้าตัดจะทำได้จากพื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ ปัญหาอยู่ที่หน่วยแรงที่ยอมให้ F_a ที่ยังไม่รู้ค่า เนื่องจากเป็นฟังก์ชันของอัตราส่วนความชะลูด KL/r ซึ่งขึ้นกับหน้าตัดที่ใช้ ดังนั้นจึงต้องใช้วิธีลองผิดลองถูก (Trial-and-error) โดยทั่วไปจะเริ่มจากการเดา F_a เพื่อคำนวณพื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ เมื่อเลือกหน้าตัดได้แล้วก็จะคำนวณค่าจริงของ F_a ได้ และคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่หน้าตัดรับได้ P มาเปรียบเทียบกับน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการว่าเพียงพอหรือไม่ ถ้ารับน้ำหนักได้ไม่พอหรือรับได้เกินไปมากก็จะลองเลือกใหม่แล้วทำซ้ำกระบวนการเดิมไปเรื่อยๆจนได้หน้าตัดที่เหมาะสม

ตัวอย่างที่ 6-1 เสาความยาว 5 เมตร ปลายทั้งสองข้างเป็นจุกหมุน เลือกหน้าตัด W350 สำหรับน้ำหนักบรรทุก 170 ตันโดยใช้เหล็ก A36

วิธีทำ ค่ามากที่สุดของ KL/r คือ 200 ซึ่งจะให้ค่า F_a น้อยที่สุดคือ 270.3 กก./ซม.² (จากตาราง ข.1)

$$\text{ค่ามากที่สุดของ } F_a \text{ (เมื่อ } KL/r = 0) = 0.60F_y = 0.60(2,500) = 1,500 \text{ กก./ซม.}^2$$

ลองใช้ $F_a = 1,500$ กก./ซม.²:

$$\text{พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ } A = 170/1.5 = 113.3 \text{ ซม.}^2$$

ลองหน้าตัด W350 × 106 ($A = 135.3$ ซม.², $r_y = 8.33$ ซม.)

$$KL/r = 500/8.33 = 60$$

$$F_a = 1,219 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$P = (1,219)(135.3) = 165 \text{ ตัน} < 170 \text{ ตัน} \quad \text{NG}$$

ลองหน้าตัด W350 × 115 ($A = 146.0 \text{ ซม.}^2$, $r_y = 8.78 \text{ ซม.}$)

$$KL/r = 500/8.78 = 57$$

$$F_a = 1,238 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$P = (1,238)(146.0) = 181 \text{ ตัน} > 170 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

ใช้หน้าตัด W350 × 115 ■

6.2 ตารางออกแบบเสา

จะเห็นได้ว่าเป็นการง่ายที่จะคำนวณแรงอัดที่ยอมให้ของเสาใดๆ ดังในตัวอย่างที่ 6-1 เราพบว่า W350 × 106 ที่มี $KL = 5.0$ เมตรรับแรงอัดได้ 165 ตัน โดยวิธีเดียวกันเราสามารถคำนวณแรงอัดที่ยอมให้ของหน้าตัดเดียวกันนี้สำหรับ $KL = 3.0$ ม., 3.5 ม., 4.0 ม. และความยาวอื่นๆที่ใช้ในทางปฏิบัติ ซึ่งถ้าเราทำการคำนวณสำหรับหน้าตัดที่ใช้กันโดยทั่วไปก็จะได้ตารางที่ใช้ในการออกแบบเสาดังแสดงในภาคผนวก ข

ในการใช้ตารางเหล่านี้ผู้ออกแบบจะหาค่า KL ในแนวแกน y (แกนที่อ่อนแอกว่า) แล้วตรวจสอบหาหน้าตัดที่มีน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ตามต้องการ ตัวอย่างเช่น ถ้ามีน้ำหนักบรรทุก 150 ตัน $K_y L_y = 3.5$ เมตร และต้องการที่จะเลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดที่เป็นเหล็ก A36 เราจะเริ่มจาก $KL = 3.5$ ม. ทางด้านซ้ายของตารางแล้วอ่านจากซ้ายมาขวาสำหรับ A36 เริ่มจากตัวเลข 11 ตัน, 24 ตัน, 13 ตัน . . . ไปเรื่อยๆ จนกระทั่งถึง 157 ตัน ซึ่งก็คือหน้าตัด W300×94.0

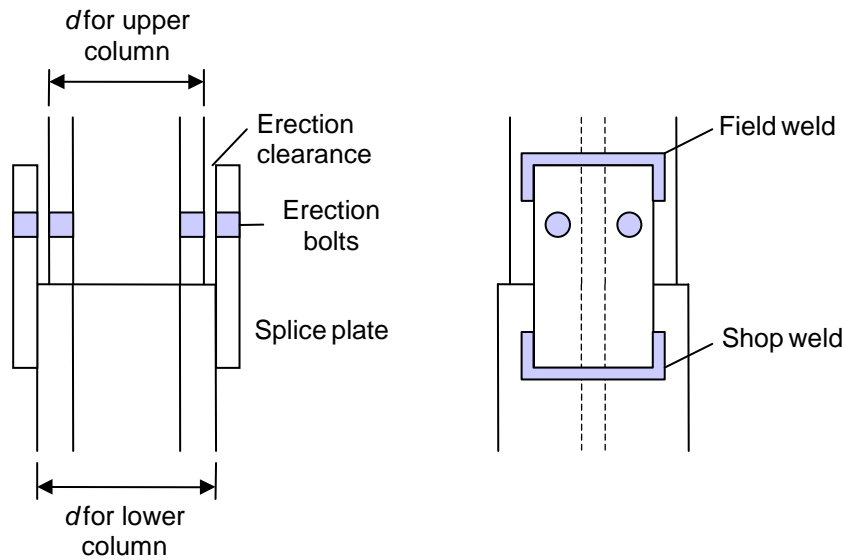
6.3 การประกบต่อเสา (Column Splices)

สำหรับอาคารหลายชั้น การประกบต่อเสามักจะทำที่ตำแหน่ง 60 หรือ 90 ซม. เหนือระดับพื้นเพื่อความสะดวกในการก่อสร้าง รูปแบบโดยทั่วไปของการประกบต่อในเสาเป็นดังแสดงในรูปที่ 6.1

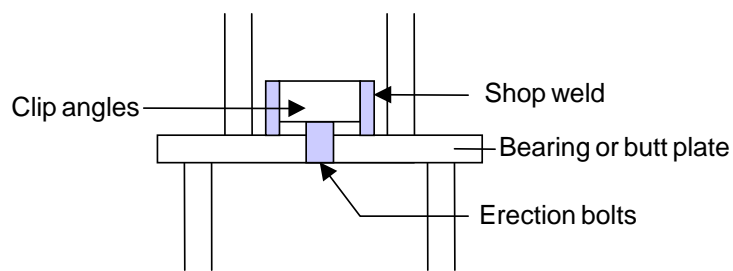
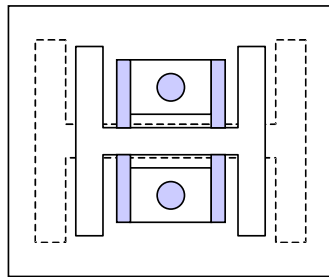
รูปที่ 6.1a แสดงการประกบต่อที่อาจใช้ได้กับเสาที่มีความลึกเกือบจะเท่ากัน จากตารางหน้าตัด W จะพบว่าหน้าตัดในกลุ่มเดียวกัน (เช่น W400) จะมีระยะภายในระหว่างปีกเท่ากันแม้ว่าความลึกจริงทั้งหมดจะต่างกันหลาย ซม. ก็ตาม ซึ่งทำให้จำเป็นที่จะต้องมีเหล็กแผ่นเติมเต็ม (Filler Plate) อยู่ระหว่างเหล็กประกบและเสาที่อ่อนบน ถ้าเสาที่อ่อนบนมีความลึกทั้งหมดน้อยกว่าเสาที่อ่อนล่าง

รูปที่ 6.1b แสดงชนิดของการประกบต่อที่สามารถใช้ได้กับเสาที่มีความลึกเท่าหรือไม่เท่ากันก็ได้ ในการต่อชนิดนี้แผ่นรับแรงกด (Butt Plate) จะถูกเชื่อมต่อกับเสาที่อ่อนล่างมาจากโรงผลิต และเหล็กฉากหนีบ (Clip Angle) ที่จะใช้กับการติดตั้งในสนามจะถูกเชื่อมติดกับที่อ่อนบนมาจากโรงผลิต ในการติดตั้ง

สนามสลักเกลียวที่ใช้จะถูกติดตั้งดังในรูป และเสาที่อนบนจะถูกเชื่อมในสนามติดกับแผ่นรับแรงกด รอยเชื่อมในแนวนอนบนแผ่นเหล็กนี้จะต้านทานแรงเฉือนและโมเมนต์ในเสา



(a) เสาจากกลุ่มเดียวกันซึ่งมีความลึกใกล้เคียงกัน (ต่างกันไม่เกิน 5 ซม.)



(b) เสาจากต่างกลุ่มกัน

รูปที่ 6.1 การต่อประกับในเสา

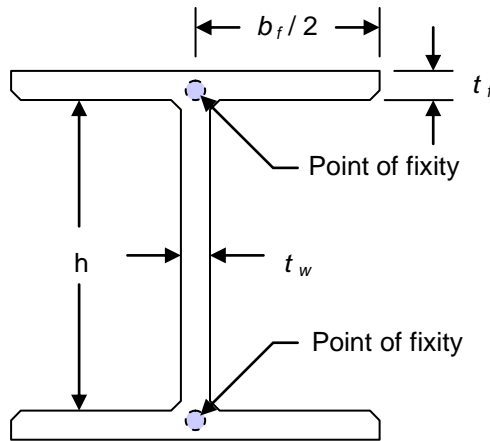
จะเป็นการประหยัดที่สุดที่จะใช้การประกับต่อแบบง่ายดังในรูปที่ 6.1a ซึ่งสามารถทำได้โดยการเลือกใช้น้ำตัดที่อยู่ในกลุ่มเดียวกันในทุกๆชั้น ตัวอย่างเช่นอาจเลือกใช้ W350 เป็นน้ำตัดเสาในชั้นบนสุด

หรือสองชั้นบนสุด จากนั้นก็เลือกหน้าตัด W350 ที่หนักขึ้นในชั้นที่ต่ำลงมา บางครั้งอาจใช้เสาเหล็กที่มีกำลังสูงขึ้นเพื่อให้สามารถใช้กลุ่มหน้าตัด W เดียวกันได้ ในหลายๆชั้น

6.4 การโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local buckling)

การโก่งเดาะเฉพาะที่ซึ่งเกิดขึ้นกับบางส่วนของหน้าตัดก่อนที่เสาจะรับน้ำหนักถึงกำลังโก่งเดาะที่คำนวณไว้ เป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่ต้องคำนึงถึง AISC กำหนดเงื่อนไขเพื่อป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะที่สำหรับ ส่วนยึดรั้ง (Stiffened element) และ ส่วนไม่ยึดรั้ง (Unstiffened element) โดยจะแบ่งหน้าตัดออกเป็นสองประเภทคือ หน้าตัดคอมแพ็ค (Compact section) และ หน้าตัดไม่คอมแพ็ค (Noncompact section)

ตามข้อกำหนด AISC ส่วนยึดรั้งคือส่วนของหน้าตัดที่มีขอบรองรับทั้งสองข้าง และส่วนไม่ยึดรั้งจะมีขอบรองรับเพียงข้างเดียว สำหรับหน้าตัดปีกกว้างดังในรูปที่ 6.2 ปีกด้านจะเป็นส่วนไม่ยึดรั้งเพราะมีส่วนที่ยื่นจากจุดยึดที่รอยต่อกับเอวคาน ส่วนเอวคานจะเป็นส่วนยึดรั้งจากขอบทั้งสองข้าง ตัวอย่างสำหรับหน้าตัดอื่นเป็นดังแสดงในรูปที่ 6.3

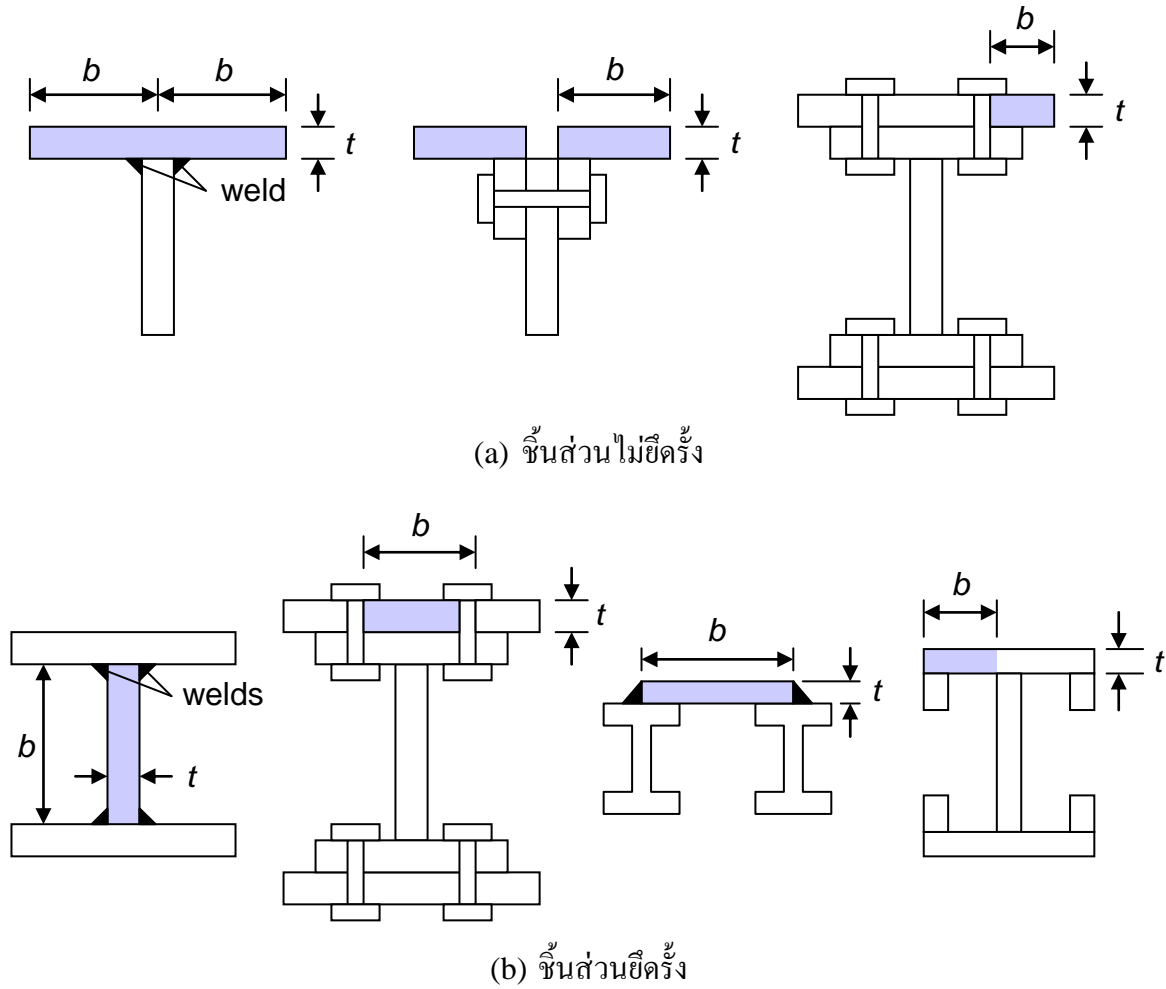


STIFFENED ELEMENT = WEB; WIDTH/THICKNESS RATIO = h/t_w

UNSTIFFENED ELEMENT = FLANGE; WIDTH/THICKNESS RATIO = $1/2 b_f/t_f$

รูปที่ 6.2 ส่วนยึดรั้งและส่วนไม่ยึดรั้งบนหน้าตัดคานปีกกว้าง

ส่วนยึดรั้งและส่วนไม่ยึดรั้งในหน้าตัดปีกกว้างมีพฤติกรรมคล้ายเสาเพราะเมื่อ อัตราส่วนความชะลูดของชิ้นส่วนน้อยลงมันก็จะแข็งขึ้นต่อการโก่งเดาะ สำหรับการโก่งเดาะเฉพาะที่เราจะใช้ อัตราส่วนความกว้างต่อความหนา b/t เป็นตัววัดความชะลูดของชิ้นส่วน AISC ได้กำหนดขีดจำกัด b/t เพื่อแบ่งประเภทระหว่างหน้าตัดคอมแพ็คและไม่คอมแพ็คดังแสดงในตารางที่ 6.1



รูปที่ 6.3 ชิ้นส่วนยึดรั้งและไม่ยึดรั้งของหน้าตัดต่างๆ

ตารางที่ 6.1 ขีดจำกัดของอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด

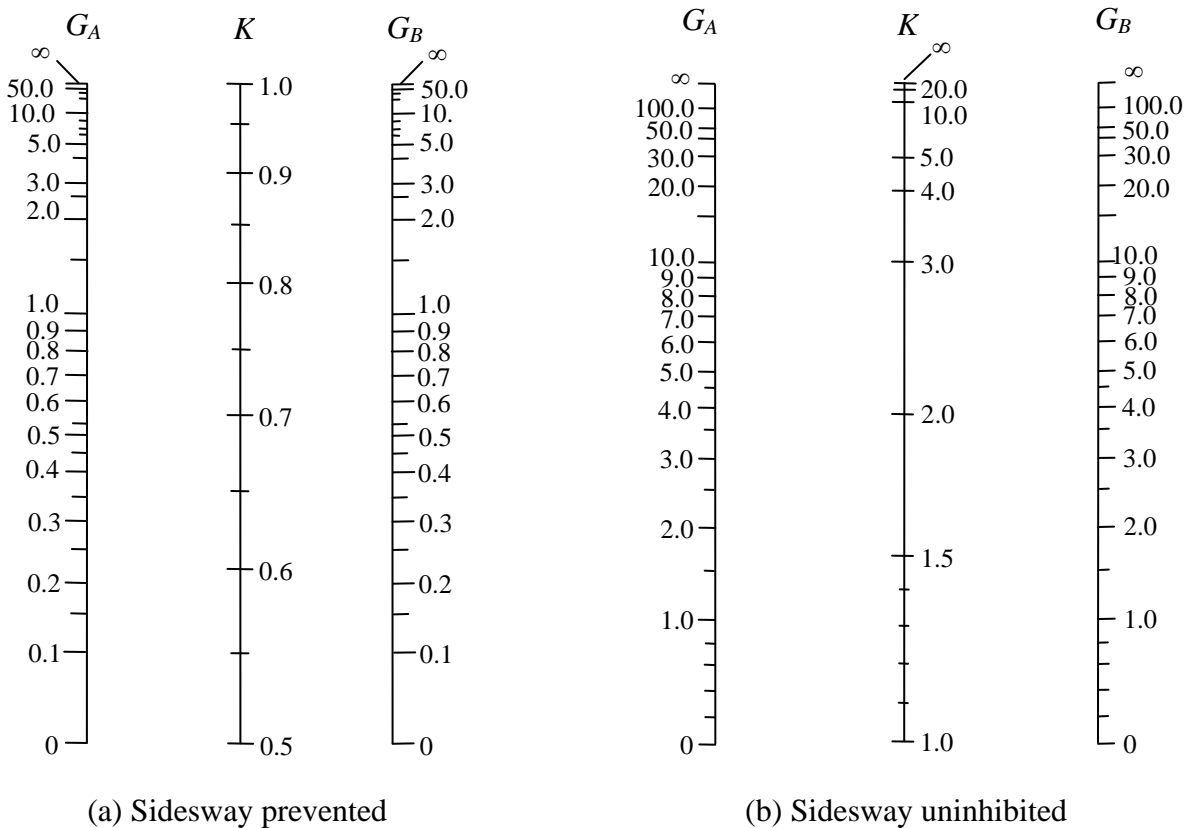
ชนิดของชิ้นส่วน	อัตราส่วน b/t	ขีดจำกัดอัตราส่วน b/t	
		คอมแพ็ค	ไม่คอมแพ็ค
ปีกของหน้าตัดปีกกว้าง และหน้าตัดรางน้ำรับแรงค้ำ	$1/2 b_f/t_f$	$544/\sqrt{F_y}$	$795/\sqrt{F_y}$
ปีกของหน้าตัดปีกกว้าง และหน้าตัดรางน้ำรับแรงอัดหรือแผ่นเหล็กยื่นจากส่วนรับแรงอัด	$1/2 b_f/t_f$	NA	$795/\sqrt{F_y}$
ชิ้นส่วนยึดรั้งอื่นๆที่รับแรงอัดสม่ำเสมอ	h/t_w	NA	$2,100/\sqrt{F_y}$

หน้าตัดปีกกว้างเกือบทุกหน้าตัดในตาราง ก.1 เป็นหน้าตัดคอมแพ็คยกเว้น W400×168, W400×147, W400×140, W350×131, W350×106, W300×84.5, W250×64.4 จะเป็นหน้าตัดคอมแพ็คบางส่วน ดังนั้นถ้าหลีกเลี่ยงการใช้หน้าตัดเหล่านี้ก็จะไม่พบปัญหาการโก่งเดาะเฉพาะที่ แต่ในกรณีที่ใช้หน้าตัดประกอบ ผู้ออกแบบจะต้องคำนึงถึงหน่วยแรงที่ยอมให้ที่อาจต้องลดลงเพื่อให้หน้าตัดปลอดภัยต่อการวิบัติในรูปแบบนี้

6.5 การใช้แผนภูมิพิจารณาความยาวประสิทธิผล

ในสภาพการใช้งานจริงแล้วเสาไม้โซ่งค้ำอาคารเดี่ยวแต่ละจะเป็นส่วนประกอบอยู่ในโครงอาคาร โดยโครงสร้างอาคารจะมีสองประเภทคือ โครงที่ถูกยึดรั้ง (Braced frame) ป้องกันการเซด้านข้าง (Sidesway) ซึ่งอาจทำได้โดยใช้ท่อนยึดทแยง (Bracing) หรือผนังรับแรงเฉือน (Shear wall) และโครงที่ไม่ถูกยึดรั้ง (Unbraced frame) นอกจากนั้นปลายทั้งสองข้างของเสาก็มักจะถูกยึดโดยคานที่มาต่อทำให้เป็นการขากที่ จะระบุว่าเป็นจตุรรองรับแบบใด

วิธีประมาณตัวคูณความยาวประสิทธิผล K ที่มักนิยมใช้กันก็คือการใช้แผนภูมิซึ่งจะประมาณค่า K จากสัดส่วนสถิติเฟนสแกนต่อเสาซึ่งมีผลต่อการยึดรั้งปลายเสา แผนภูมิในรูปที่ 6.4 จะแบ่งเป็นแผนภูมิสำหรับโครงที่ป้องกันการเซด้านข้างและโครงที่ยอมให้มีการเซด้านข้าง



รูปที่ 6.4 แผนภูมิพิจารณาตัวคูณความยาวประสิทธิผลของเสา

ความต้านทานการหมุนโดยคานที่มาบรรจบกันที่ปลายเสาจะขึ้นอยู่กับสนิฟเนสการหมุนขององค์อาคารเหล่านั้นซึ่งก็คือโมเมนต์ที่ต้องใช้ในการทำให้เกิดการหมุนหนึ่งหน่วยที่ปลายข้างหนึ่งขององค์อาคาร โดยที่ปลายอีกข้างหนึ่งถูกยึดไว้ สำหรับองค์อาคารเนื้อเดียวที่มีหน้าตัดคงที่ตลอดความยาวจะมีค่าเท่ากับ $4EI/L$ ดังนั้นจึงอาจกล่าวได้ว่า ความต้านทานการหมุนที่ปลายของเสาจะเป็นสัดส่วนกับอัตราส่วนของผลรวมสติเฟนสของเสาคู่ต่อผลรวมสติเฟนสของคานที่มาพบกันที่จุดต่อ

$$G = \frac{\sum \frac{4EI}{L} \text{ for columns}}{\sum \frac{4EI}{L} \text{ for beams}} = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_b}{L_b}} \quad (6.1)$$

ขั้นตอนในการพิจารณาค่า K ในเสา:

1. เลือกแผนภูมิที่เหมาะสม (มีการเซหรือไม่มี)
2. คำนวณค่า G ที่ปลายเสาแต่ละด้าน ซึ่งจะเรียกเป็น G_A และ G_B
3. ลากเส้นบนแผนภูมิจะหว่างค่า G_A และ G_B แล้วอ่านค่า K บนเส้นกลาง

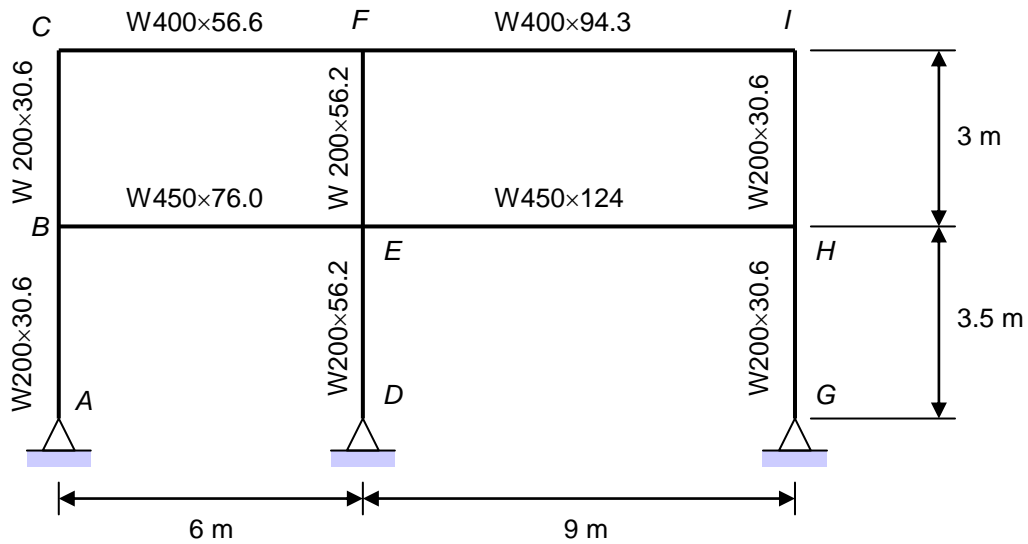
ข้อแนะนำในการใช้แผนภูมิ:

1. สำหรับปลายที่เป็นจุดหมุน ค่า G ในทางทฤษฎีจะเป็นอนันต์ เช่นในกรณีที่เสาคู่กับฐานรากด้วยจุดหมุนไร้แรงเสียดทาน ในกรณีเช่นนี้ควรจะใช้ $G = 10$
2. สำหรับการต่อแบบแข็งระหว่างเสาและฐานราก ค่า G ในทางทฤษฎีจะเป็นศูนย์ ในกรณีเช่นนี้ควรจะใช้ $G = 1.0$
3. ถ้าคานถูกต่อเข้ากับเสาอย่างแข็งแรง ค่าสติเฟนสของคานควรจะถูกคูณด้วยค่าตัวคูณดังในตารางที่ 6.2 ซึ่งจะขึ้นกับสภาพของปลายอีกด้านหนึ่งของคาน

ตารางที่ 6.2 ตัวคูณสำหรับองค์อาคารที่เชื่อมต่ออย่างแข็งแรง

สภาพที่ปลายอีกข้างของคาน	โครงที่มี	โครงที่ไม่มี
	การป้องกันการเซ	การป้องกันการเซ
จุดหมุน	1.5	0.5
ปลายยึดต้านการหมุน	2.0	0.67

ตัวอย่างที่ 6-2 จงพิจารณาความยาวประสิทธิผลของเสาแต่ละต้นในโครงข้อแข็งดังแสดงในรูป ถ้าโครงดังกล่าวมีการยึดเพื่อป้องกันการเซ โดยใช้แผ่นกมูมิ และสมมุติให้ปลายอีกด้านของคานถูกยึดเพื่อต้านทานการหมุน



วิธีทำ ตัวคูณเสถียรภาพ:

องค์อาคาร	หน้าตัด	I_x	L	I_x/L
AB	W200x30.6	2690	350	7.686
BC	W200x30.6	2690	300	8.967
DE	W200x56.2	4980	350	14.23
EF	W200x56.2	4980	300	16.60
GH	W200x30.6	2690	350	7.686
HI	W200x30.6	2690	300	8.967
BE	W450x76.0	33500	600	55.83
CF	W400x56.6	20000	600	33.33
EH	W450x124	56100	900	62.33
FI	W400x94.3	33700	900	37.44

ตัวคูณ G ของแต่ละจุดต่อ:

จุดต่อ	$\Sigma(I_c/L_c)/\Sigma(I_b/L_b)$	G
A	∞	10.0
B	$(7.686+8.967)/55.83$	0.298
C	$8.967/33.33$	0.269
D	∞	10.0
E	$(14.23+16.60)/(55.83+62.33)$	0.261
F	$16.60/(33.33+37.44)$	0.235
G	∞	10.0
H	$(7.686+8.967)/62.33$	0.267
I	$8.967/37.44$	0.240

ตัวคูณ K จากแผนภูมิ:

COLUMN	G_A	G_B	K
AB	10.0	0.298	0.77
BC	0.298	0.269	0.63
DE	10.0	0.261	0.77
EF	0.261	0.235	0.61
GH	10.0	0.267	0.77
HI	0.267	0.240	0.61

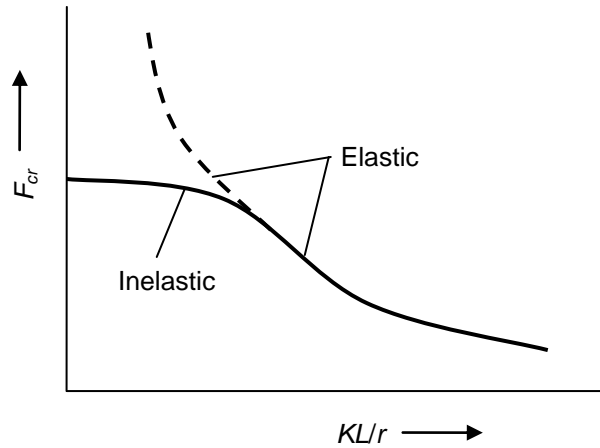
สำหรับอาคารส่วนใหญ่ค่า K_x และ K_y ควรจะถูกตรวจสอบแยกกัน เนื่องจากอาจจะมีสภาพโครงข้อแข็งแตกต่างกันในแต่ละทิศทาง โครงหลายชั้นจำนวนมากประกอบด้วยโครงข้อแข็งในหนึ่งทิศทางและต่อแต่ละโครงเข้าด้วยกันโดยใช้ท่อนยึดทแยงป้องกันการเซในอีกทิศทางหนึ่ง

6.6 ตัวคูณลดค่าสติฟเนส (Stiffness Reduction Factor)

แผนภูมิตัวคูณความยาวประสิทธิผลนั้นตั้งอยู่บนสมมุติฐานที่ว่าเสาเกิดการโก่งเดาะแบบอีลาสติก ซึ่งจะเป็นจริงก็ต่อเมื่อเสามีอัตราส่วนความชะลูดมากกว่า C_c แต่เสาส่วนใหญ่มักจะโก่งเดาะแบบอินอีลาสติก ค่า K ที่ได้จากแผนภูมิจึงมักจะเพื่อความปลอดภัยมากเกินไป จึงต้องปรับแก้โดยใช้ตัวคูณลดค่าสติฟเนส หน่วยแรงวิกฤตสำหรับเสาอินอีลาสติกอาจเขียนได้ในรูป

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_T}{(KL/r)^2}$$

เมื่อ E_T คือค่าแทนเจนต์โมดูลัสในช่วงอินอีลาสติกซึ่งน้อยกว่าค่าโมดูลัส E ในช่วงอีลาสติก หน่วยแรงวิกฤตในช่วงอีลาสติกและอินอีลาสติกมีความแตกต่างกันดังในรูปที่ 6.5



รูปที่ 6.5 หน่วยแรงวิกฤตในช่วงอีลาสติกและอินอีลาสติก

ค่าสติฟเนสการหมุนของเสาอินอีลาสติกคือ $4E_T I/L$ และค่า G ที่เหมาะสมเพื่อใช้กับแผนภูมิคือ

$$G_{\text{inelastic}} = \frac{\Sigma(E_T I_c / L_c)}{\Sigma(EI_b / L_b)} = \frac{E_T}{E} G_{\text{elastic}}$$

เนื่องจาก E_T น้อยกว่า E ดังนั้น $G_{\text{inelastic}}$ จึงมีค่าน้อยกว่า G_{elastic} ค่า K ที่ได้จากแผนภูมิจึงมีค่าลดลงทำให้การออกแบบประหยัดขึ้น อัตราส่วนโมดูลัส E_T/E ซึ่งเป็นตัวคูณที่จะนำมาคูณปรับลดค่า G เรียกว่า *ตัวคูณลดค่าสติฟเนส (Stiffness Reduction Factor, SRF)* ในการพิจารณา SRF จะหาได้จากความสัมพันธ์

$$\frac{F_{cr(\text{inelastic})}}{F_{cr(\text{elastic})}} = \frac{\pi^2 E_T / (L/r)^2}{\pi^2 E / (L/r)^2} = \frac{E_T}{E} = SRF$$

ดังนั้น

$$SRF = \frac{F_{cr(\text{inelastic})}}{F_{cr(\text{elastic})}} = \frac{F_a \times \text{inelastic factor of safety}}{F'_e \times \text{elastic factor of safety}}$$

$$SRF \approx \frac{F_a}{F'_e}$$

เมื่อ F_a = หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ตามแนวแกนสำหรับเสาอินอีลาสติก ($KL/r < C_c$)

F'_e = หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ตามแนวแกนสำหรับเสาอีลาสติก ($KL/r > C_c$)

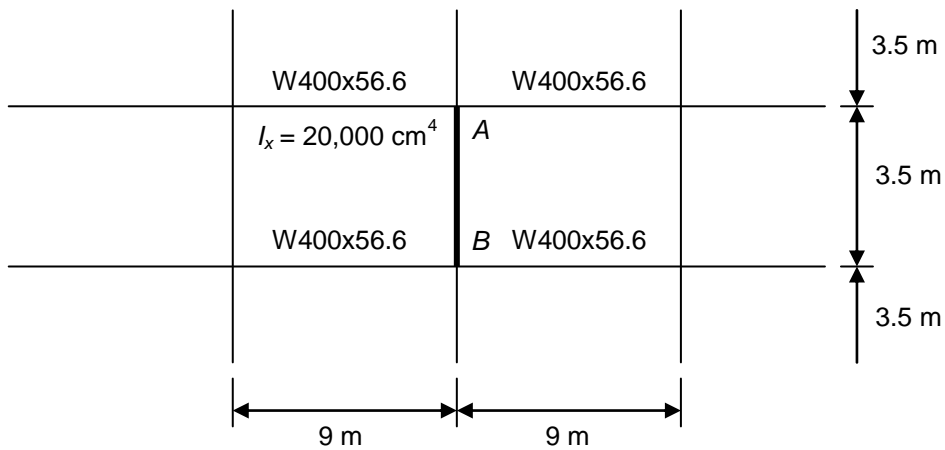
ค่า SRF ที่ได้จะเป็นค่าโดยประมาณเนื่องจากส่วนปลอดภัยอินอีลาสติกมีค่าไม่คงที่ในขณะที่ส่วนปลอดภัยอีลาสติกมีค่าคงที่เท่ากับ 23/12 ค่า SRF สำหรับค่า P/A หรือ f_a ต่างๆถูกแสดงไว้ในตารางที่ ข.6

ขั้นตอนในการใช้ค่า SRF :

1. จากค่าน้ำหนักบรรทุก P ให้คำนวณและลองเลือกหน้าตัดเสาตามวิธีเดิม
2. คำนวณหน่วยแรงอัด $f_a = P/A$ หาค่า SRF จากตาราง ข.6 (ถ้า f_a น้อยกว่าค่าที่ให้ไว้ในตาราง เสาจะอยู่ในช่วงอีลาสติกจึงไม่ต้องใช้ตัวคูณปรับแก้ สำหรับค่า f_a ที่มากเกินไปในตาราง SRF จะเท่ากับ 0 นั่นคือให้ลองเลือกหน้าตัดใหม่)
3. ค่าของ $G_{elastic}$ จะถูกคำนวณและถูกคูณด้วย SRF และหาค่า K จากแผนภูมิตามปกติ
4. คำนวณอัตราส่วนความชะลูดประสิทธิภาพ KL/r หาค่า F_a จากตารางที่ ข.1 หรือ ข.2-5 คูณด้วยพื้นที่หน้าตัดเพื่อให้ได้น้ำหนักบรรทุก P ถ้าต่างจากค่าในข้อ 1 มาก จะเลือกขนาดเสาใหม่แล้วเริ่มทำการคำนวณอีกครั้ง

ในตัวอย่างที่ 6-3 จะสาธิตขั้นตอนการออกแบบเหล่านี้ในการออกแบบเสาในโครงที่มีการเซ จะสังเกตได้ว่าในตัวอย่างนี้จะพิจารณาเพียงพฤติกรรมในระนาบและมีโมเมนต์ดัดรอบแกน x เท่านั้น ซึ่งเป็นผลให้พฤติกรรมอินอีลาสติกของความยาวประสิทธิภาพลดลงมาก

ตัวอย่างที่ 6-3 เลือกหน้าตัด W300 สำหรับเสา AB ของโครงในรูป (a) สมมติให้เสามีพฤติกรรมแบบอีลาสติกและ (b) สมมติให้เสามีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก $P = 150$ ตัน ใช้เหล็ก A36 เสาต้นเหนือกว่าและต่ำกว่าถูกสมมติให้มีขนาดพอกับ AB ให้พิจารณาเพียงพฤติกรรมในระนาบและ โครงมีการเซ



วิธีทำ (a) สมมติให้เสาอยู่ในช่วงอีลาสติก:

ลองใช้ $F_a = 1,200 \text{ กก./ซม.}^2$:

$$\text{พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ } A = 150/1.2 = 125 \text{ ซม.}^2$$

ลองใช้ W300×106 ($A = 134.8 \text{ ซม.}^2$, $I_x = 23,400 \text{ ซม.}^4$, $r_x = 13.2 \text{ ซม.}$)

$$G_A = G_B = \frac{\Sigma(I_c / L_c)}{\Sigma(I_b / L_b)} = \frac{(2)(23400/350)}{(2)(20000/900)} = 3.01$$

จากแผนภูมิในรูปที่ 6.4(b) ในกรณีที่โครงมีการเซได้ค่า $K = 1.8$

$$KL/r = (1.8)(350)/(13.2) = 48$$

จากตาราง ข.1 $F_a = 1,292 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

$$P = (1.292)(134.8) = 174 \text{ ตัน} > 150 \text{ ตัน}$$

OK

เลือกใช้ W300×106

■

(b) สมมุติให้เสาอยู่ในช่วงอินอีลาสติก:

ลองใช้หน้าตัดที่เบาขึ้น W300×87 ($A=110.8 \text{ ซม.}^2$, $I_x = 18800 \text{ ซม.}^4$, $r_x = 13.0 \text{ ซม.}$)

$$P/A = 150(1000)/110.8 = 1,354 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$SRF = 0.196 \text{ จากตารางที่ ข.6}$$

เพราะฉะนั้นเสาอยู่ในช่วงอินอีลาสติก

$$G_A = G_B = \frac{\Sigma(I_c / L_c)}{\Sigma(I_b / L_b)} (SRF) = \frac{(2)(18800/350)}{(2)(20000/900)} (0.196) = 0.47$$

จากแผนภูมิในรูปที่ 6.4(b) ในกรณีที่โครงมีการเซได้ค่า $K = 1.12$

$$KL/r = (1.12)(350)/(13.0) = 30$$

จากตาราง ข.1 $F_a = 1,388 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

$$P = (1.388)(110.8) = 154 \text{ ตัน} > 150 \text{ ตัน}$$

OK

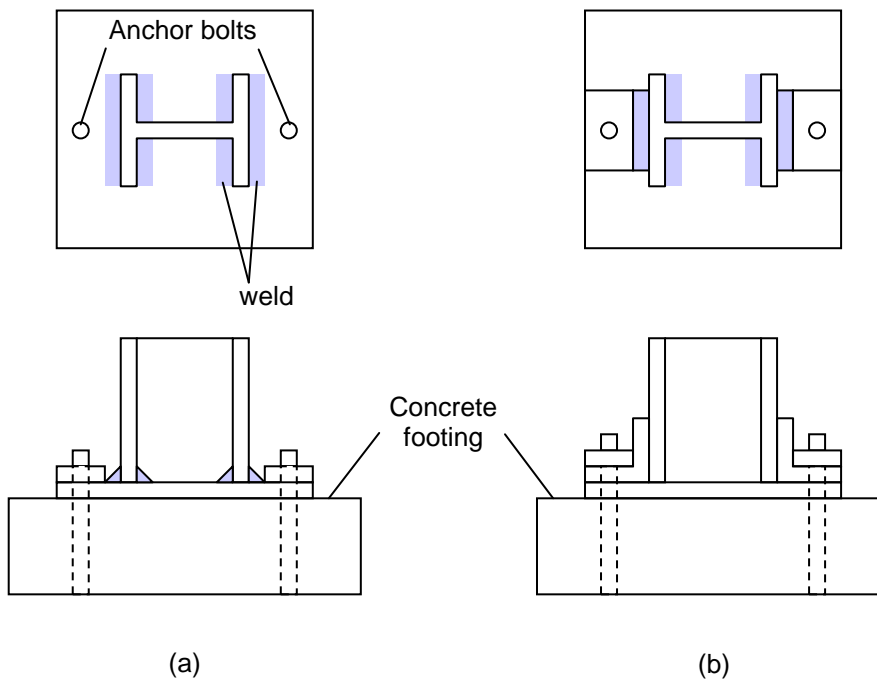
เลือกใช้ W300×87

■

6.7 แผ่นเหล็กฐานเสา (Column base plate)

เสาเหล็กมักจะถูกรองรับโดยฐานรองคอนกรีตซึ่งมีกำลังน้อยกว่าเหล็กมาก ดังนั้นจึงต้องกระจายน้ำหนักบรรทุกลงฐานรองอย่างเหมาะสม โดยใช้ *แผ่นเหล็กฐานเสา (Column base plate)*

แผ่นเหล็กฐานเสาอาจถูกเชื่อมโดยตรงกับเสาหรือยึดด้วยสลักเกลียวกับเหล็กฉากดังในรูปที่ 6.6 แผ่นฐานเสาถูกเชื่อมโดยตรงกับเสาในรูป 6.6a สำหรับเสาขนาดเล็ก แต่สำหรับเสาขนาดใหญ่แผ่นเหล็กจะถูกติดตั้งก่อนจากนั้นจึงนำเสาดัดตั้งโดยใช้สลักเกลียวที่ฝังในฐานรองกับเหล็กฉากที่เชื่อมต่อกับเสาดังในรูปที่ 6.6b



รูปที่ 6.6 แผ่นเหล็กรองรับเสา

แผ่นเหล็กฐานเสาซึ่งมักเป็นแผ่นสี่เหลี่ยมต้องมีขนาดใหญ่พอที่จะทำให้หน่วยแรงแบกทานได้แผ่นมีค่าต่ำกว่าหน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้ F_p ซึ่ง AISC กำหนดวิธีพิจารณาไว้ดังนี้

สำหรับแผ่นเหล็กที่คลุมเต็มพื้นที่ฐานคอนกรีต

$$F_p = 0.35 f'_c$$

สำหรับแผ่นเหล็กที่เล็กกว่าพื้นที่ฐานคอนกรีต

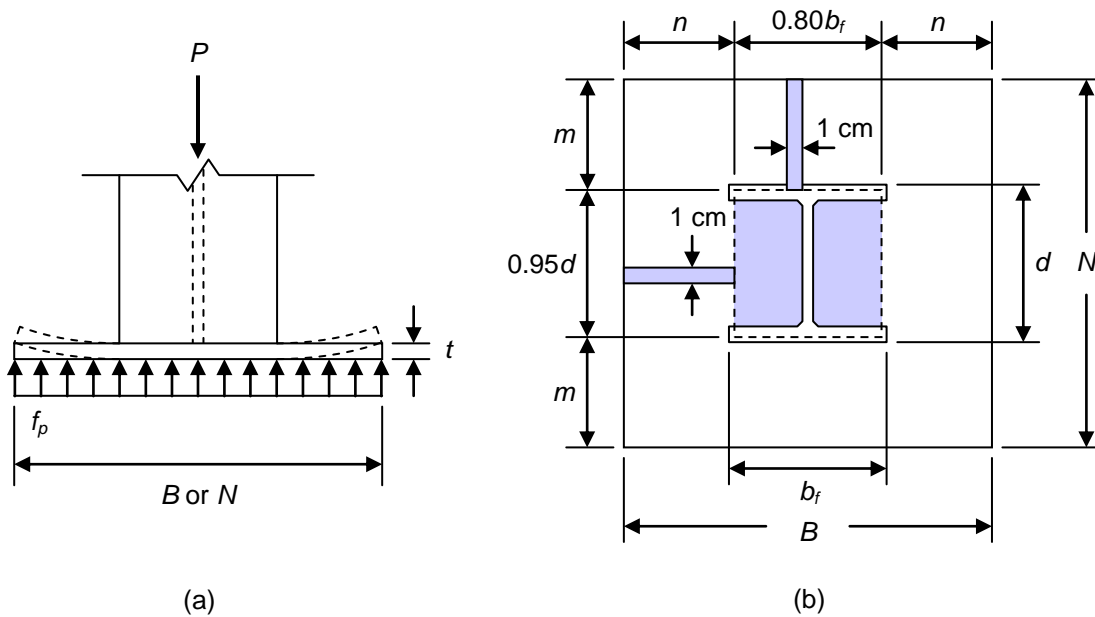
$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.7 f'_c$$

เมื่อ f'_c = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (ก.ก./ซม.²)

$$A_1 = \text{พื้นที่แผ่นเหล็กฐานเสา (ซม.}^2\text{)}$$

$$A_2 = \text{พื้นที่ฐานรองคอนกรีต (ซม.}^2\text{)}$$

น้ำหนักบรรทุกทุก P ที่ถ่ายลงสู่แผ่นรองจะถูกสมมุติให้กระจายอย่างสม่ำเสมอลงสู่ฐานรองและเกิดแรงดัน f_p ด้านทานกลับดังในรูป 6.7(a) แผ่นเหล็กต้องหนาพอที่จะต้านทานการคดสองทางจากแรงคด f_p โดยจะพิจารณาส่วนที่กว้าง 1 ซม. เป็นเหมือนคานยื่นในแต่ละทิศทาง ขอบที่ยึดแน่นจะอยู่ที่ $0.80b_f$ และ $0.95d$ ดังในรูป 6.7(b)



รูปที่ 6.7 การออกแบบแผ่นเหล็กฐานเสา

โมเมนต์มากที่สุดในส่วนคานยื่นทั้งสองทิศทางคือ

$$M = f_p n \frac{n}{2} = \frac{f_p n^2}{2} \quad \text{และ} \quad M = f_p m \frac{m}{2} = \frac{f_p m^2}{2}$$

โมดูลัสหน้าตัดของแผ่นรองกว้าง 1 ซม.หนา t คือ

$$S = I/c = \frac{1}{12}(1)(t^3)/(t/2) = t^2/6$$

หน่วยแรงคดมีค่าเท่ากับ M/S ต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงคดที่ยอมให้ F_b จะได้ว่า

$$F_b = \frac{M}{S} = \frac{f_p (m^2/2)}{t^2/6} = \frac{3f_p m^2}{t^2} \rightarrow t = \sqrt{\frac{3f_p m^2}{F_b}}$$

$$F_b = \frac{M}{S} = \frac{f_p (n^2 / 2)}{t^2 / 6} = \frac{3f_p n^2}{t^2} \rightarrow t = \sqrt{\frac{3f_p n^2}{F_b}}$$

AISC กำหนดหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ในแผ่นรอง $F_b = 0.75F_y$ แทนค่าลงในสมการจะได้

$$t = 2m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad \text{และ} \quad t = 2n \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

การออกแบบแผ่นเหล็กฐานเสาจะประหยัดที่สุดเมื่อความยาว N และความกว้าง B ถูกเลือกจนทำให้ $m = n$ สถานะเช่นนี้จะเกิดขึ้นเมื่อ

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta$$

เมื่อ $A_1 =$ พื้นที่ของแผ่นฐานเสาที่ต้องการ

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.80b_f)$$

เมื่อคำนวณความยาว N ได้แล้ว ความกว้าง B ที่ต้องการจะคำนวณได้จาก $B = A_1/N$ ต่อจากนั้นก็จะได้ค่า m และ n ในที่สุดก็จะได้ความหนาแผ่นเหล็กฐานเสา t

ตัวอย่างที่ 6-4 จงออกแบบแผ่นรองรับใต้เสาทำด้วยเหล็ก A36 สำหรับเสา W300×94.0 ($d = 30$ ซม., $b_f = 30$ ซม.) และน้ำหนัก 160 ตัน ฐานรากคอนกรีตที่รองรับมีขนาด 2.5×2.5 เมตร $f'_c = 210$ กก./ซม.²

วิธีทำ พิจารณาพื้นที่แผ่นรองซึ่งจะมีขนาดเล็กกว่าฐานคอนกรีต พื้นที่ A_1 จะใช้ค่าที่มากกว่าของ

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left(\frac{P}{0.35f'_c} \right)^2 = \frac{1}{250^2} \left(\frac{160}{0.35(0.210)} \right)^2 = 75.8 \text{ ซม.}^2$$

$$A_1 = \frac{P}{0.7f'_c} = \frac{160}{0.7(0.210)} = 1088 \text{ ซม.}^2 \quad \text{ควบคุม}$$

ขนาดของแผ่นรอง:

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.80b_f) = 0.5(0.95(30) - 0.80(30)) = 2.25 \text{ ซม.}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{1088} + 2.25 = 35.2 \text{ ซม.} \quad (\text{ใช้ } 35 \text{ ซม.})$$

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{1088}{35} = 31.1 \text{ ซม.} \quad (\text{ใช้ } 32 \text{ ซม.})$$

แรงด้นบนฐานรากคอนกรีต:

$$f_p = \frac{P}{B \times N} = \frac{160(1000)}{(32)(35)} = 143 \text{ กก./ซม.}^2$$

คำนวณขนาดของ m และ n :

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{35 - 0.95(30)}{2} = 3.25 \text{ ซม.}$$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} = \frac{32 - 0.80(30)}{2} = 4.00 \text{ ซม.}$$

เนื่องจากแผ่นรองไม้ครอบคลุมคอนกรีตทั้งหมด

$$F_p = 0.35 f_c' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.35(210) \sqrt{\frac{250^2}{(32)(35)}} = 549 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$F_p = 0.7 f_c' = 147 \text{ กก./ซม.}^2$$

ควบคุม

$$f_p < F_p$$

OK

คำนวณความหนาของแผ่นรองรับ:

$$t = 2n \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 2(4.0) \sqrt{\frac{143}{2,500}} = 1.9 \text{ ซม.}$$

(ใช้ 2 ซม.)

ใช้แผ่นเหล็ก PL 2 × 32 × 35 ซม.

■

ปัญหาท้ายบทที่ 6

สมมติให้เสาทั้งหมดในปัญหาต่อไปนี้อยู่ในโครงข้อแข็งที่ถูกยึดรั้งด้านทานการเซด้านข้าง และใช้ข้อกำหนดของ AISC

ปัญหาที่ 6-1 ถึง 6-3 ให้ใช้กระบวนการ *Trial-and-error* โดยการประมาณค่า KL/r พิจารณา F_a จากตาราง ข.1 ในภาคผนวก ข จำนวนพื้นที่หน้าตัดเสาที่ต้องการ เลือกหน้าตัดที่ต้องการ จำนวนแรง P ที่ยอมให้ และลองต่อไปถ้าจำเป็น

6-1 เลือกหน้าตัดเบาที่สุดของ W300 เพื่อรับแรงอัดตามแนวแกน $P = 100$ ตัน $KL = 4.2$ เมตร ใช้เหล็ก A36

6-2 เลือกหน้าตัดเบาที่สุดของ W350 เพื่อรับแรงอัดตามแนวแกน $P = 240$ ตัน $KL = 3.6$ เมตร ใช้เหล็ก A36

6-3 ทำข้อ 6-2 ซ้ำโดยใช้เหล็ก $F_y = 3,500$ กก./ชม.²

ปัญหาที่ 6-4 ถึง 6-20 ใช้ตารางออกแบบเสาในภาคผนวก ข

6-4 ทำปัญหาที่ 6-1 ซ้ำ

6-5 ทำปัญหาที่ 6-2 ซ้ำ

6-6 ทำปัญหาที่ 6-3 ซ้ำ

6-7 ออกแบบเสาในอาคารโดยใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนดของ AISC โดยเลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุด

(ก) $P = 155$ ตัน $L = 3.6$ เมตร จุดหมุนทั้งสองปลาย

(ข) $P = 160$ ตัน $L = 4.0$ เมตร จุดยึดทั้งสองปลาย

(ค) $P = 200$ ตัน $L = 4.8$ เมตร จุดยึดปลายล่างจุดหมุนปลายบน

(ง) $P = 300$ ตัน $L = 4.5$ เมตร จุดหมุนทั้งสองปลาย

6-8 (ก) เลือกหน้าตัด W เบาที่สุดที่เป็นเหล็ก A36 เพื่อใช้เป็นเสาจุดหมุนสองปลายรองรับน้ำหนัก 356 ตัน สมมติ

$KL = 4.2$ เมตร

(ข) ทำซ้ำโดยใช้เหล็ก $F_y = 3,500$ กก./ชม.²

6-9 หน้าตัด W ถูกใช้เพื่อรองรับแรงอัดตามแนวแกน $P = 270$ ตัน องค์กรซึ่งมีความยาว 7.0 เมตรมีปลายทั้งสองเป็นจุดหมุน ถูกรองรับด้านข้าง(จุดหมุน)ในทิศทางที่อ่อนแอที่กึ่งกลางความยาว ใช้เหล็ก A36

6-10 ทำปัญหาที่ 6-9 ซ้ำ ถ้า $F_y = 3,500$ กก./ชม.²

6-11 ทำปัญหาที่ 6-9 ซ้ำ ถ้าการรองรับด้านข้างในทิศทางที่อ่อนแออยู่ที่ระยะหนึ่งในสาม และความยาวเสาเปลี่ยนเป็น 10 เมตร

6-12 เสายาว 8 เมตรถูกรองรับด้านข้างในทิศทางที่อ่อนแอกว่าที่กึ่งกลางความยาว เลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดที่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกทุก 115 ตัน ใช้เหล็ก A36 สมมุติให้ค่า K ทั้งหมดเท่ากับ 1.0

6-13 เสายาว 4.2 เมตร จะถูกฝังอยู่ในผนังซึ่งจะทำให้เกิดการยึดรั้งอย่างต่อเนื่องในทิศอ่อนแอ แต่ไม่มีการยึดในทิศแข็งแรง ถ้าองค้ำอาคารทำด้วยเหล็ก A36 มีปลายทั้งสองเป็นจุดหมุน จงเลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดเมื่อ $P = 286$ ตัน

6-14 ทำปัญหา 6-13 ซ้ำ ถ้า $F_y = 3,500$ กก./ชม.²

6-15 หน้าตัด W350 ทำจากเหล็ก A36 ถูกใช้รองรับน้ำหนักบรรทุกทุก $P = 238$ ตัน องค้ำอาคารซึ่งยาว 9 เมตร ถูกยึดที่ปลายบนและปลายล่าง และถูกรองรับด้านข้างที่ระยะหนึ่งในสามตั้งฉากกับแกน y (จุดหมุน)

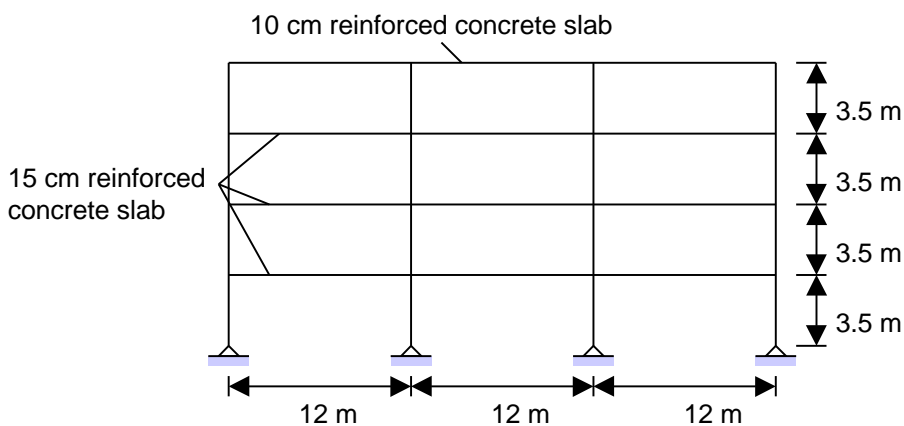
6-16 โดยใช้เหล็ก A36 (ยกเว้นท่อสี่เหลี่ยมจัตุรัส และท่อสี่เหลี่ยมผืนผ้า $F_y = 3,200$ กก./ชม.²) เลือกหน้าตัดที่เบาที่สุด (W, S, C, สี่เหลี่ยมจัตุรัส สี่เหลี่ยมผืนผ้า และท่อกลม) ที่มีอยู่สำหรับสถานะการณดังต่อไปนี้

(ก) $P = 100$ ตัน $L = 4.2$ เมตร จุดหมุนทั้งสองปลาย

(ข) $P = 130$ ตัน $L = 4.6$ เมตร จุดยึดทั้งสองปลาย

(ค) $P = 210$ ตัน $L = 6.0$ เมตร จุดยึดและจุดหมุน

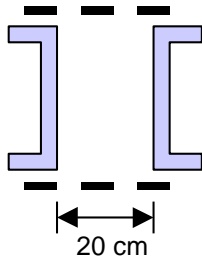
6-17 สมมุติว่ามีแต่เพียงแรงอัดในแนวแกนเพียงอย่างเดียว จงเลือกหน้าตัด W สำหรับเสาภายในอาคารดังแสดงในรูป โดยใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC เสาแต่ละต้นสามารถถูกใช้ได้หนึ่งหรือสองชั้นก่อนที่จะถูกต่อ ข้อมูลทั่วไป: น้ำหนักคอนกรีต 2,400 กก./ม.³ น้ำหนักบรรทุกจรบนหลังคา 200 กก./ม.² (รวมวัสดุคงหลังคา) น้ำหนักบรรทุกจรบนพื้นชั้นใน 400 กก./ม.² ทุกจุดต่อเป็นจุดหมุน แต่ละโคงอยู่ห่างกัน 8 เมตร



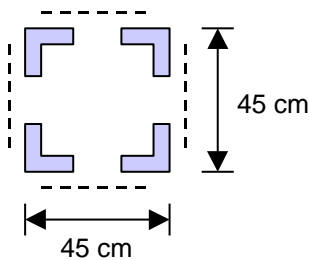
6-18 ต้องการออกแบบเสาเพื่อรับน้ำหนัก $P = 500$ ตัน โดยใช้เหล็ก A36 $KL = 3.5$ เมตร หน้าตัดที่มีให้ใช้คือ W350×159 และเหล็กแผ่นหนา 10 12 16 19 22 และ 25 ม.ม. จงออกแบบแผ่นเหล็กหุ้มเพื่อมาเชื่อมต่อกับหน้าตัด W เพื่อให้เสาสามารถรับน้ำหนักที่ต้องการได้

6-19 ทำปัญหาที่ 6-18 ซ้ำถ้าเหล็กที่ใช้มี $F_y = 3,500$ กก./ซม.² และ $P = 640$ ตัน

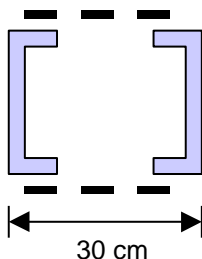
6-20 จงเลือกหน้าตัดรางน้ำคู่เพื่อรองรับแรงอัดตามแนวแกน 150 ตัน องค์กรอาคารมีความยาว 7 เมตร ปลายทั้งสองเป็นแบบจุดหมุน และถูกจัดวางดังแสดงในรูป ใช้เหล็ก A36



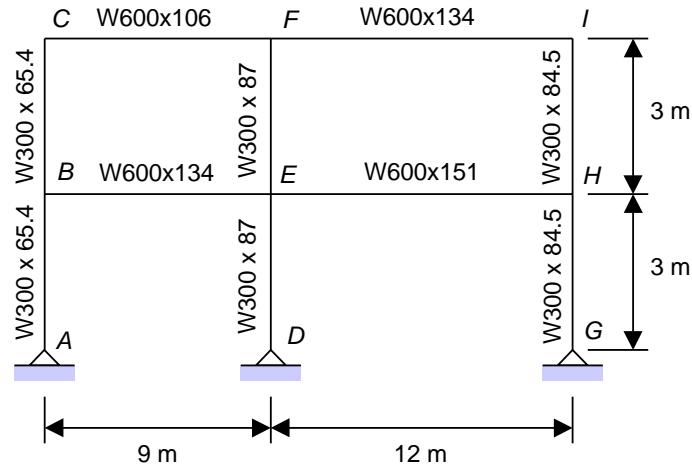
6-21 หน้าตัดจาก L100×100×12 ม.ม. สี่ตัวถูกใช้ประกอบเป็นองค์กรอาคารดังแสดงในรูป องค์กรอาคารยาว 6 เมตร จุดหมุนสองปลาย และใช้เหล็ก A36 จงพิจารณากำลักรับแรงอัดที่ยอมให้ขององค์กรอาคาร ออกแบบเหล็กยึดทแยง และแผ่นยึดขวาง สมมติว่าจุดต่อใช้สลักเกลียวขนาด 22 ม.ม.



6-22 จงเลือกหน้าตัดรางน้ำคู่เพื่อรองรับแรงอัดตามแนวแกน 200 ตัน องค์กรอาคารมีความยาว 7 เมตร ปลายทั้งสองเป็นแบบจุดหมุน และถูกจัดวางดังแสดงในรูป ใช้เหล็ก A36 และออกแบบเหล็กยึดทแยงและเหล็กยึดขวาง สมมติว่าใช้สลักเกลียวขนาด 19 ม.ม.

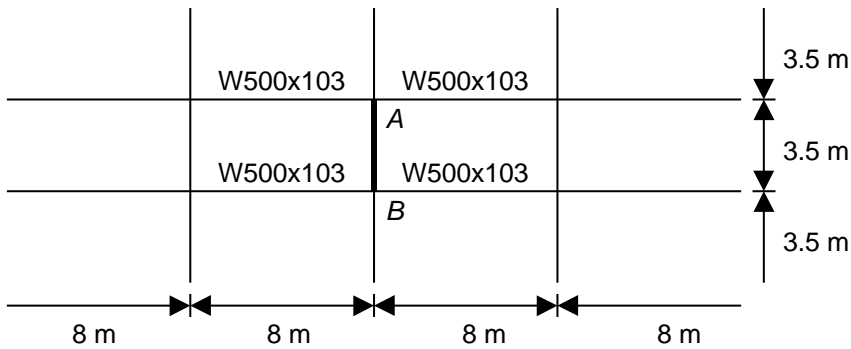


6-23 จงพิจารณาค่าตัวคูณความยาวประสิทธิผลสำหรับเสาแต่ละต้นในโครงอาคารดังแสดงในรูป โดยใช้แผนภูมิที่เหมาะสม สมมติว่าโครงอาคารไม่ถูกยึดรั้งป้องกันการเซด้านข้าง คานถูกต่อแบบข้อแข็งกับเสาต้นนอก และต่อแบบจุดหมุนกับเสาต้นใน



6-24 ทำปัญหา 6-23 ซ้ำโดยสมมุติโครงสร้างอาคารถูกยึดตั้งด้านทานการเซด้านข้าง

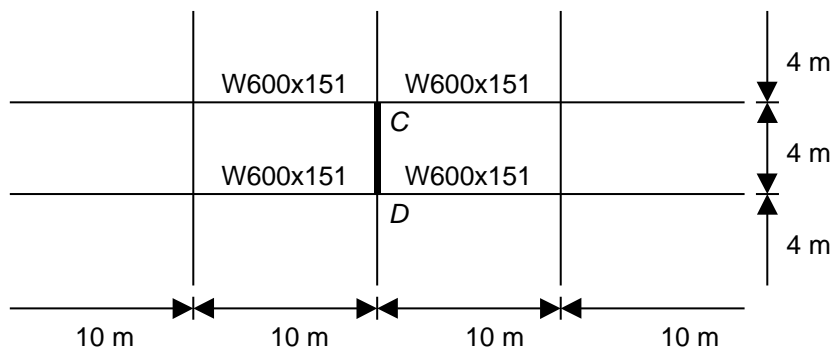
6-25 จงเลือกหน้าตัด W300 สำหรับเสา AB $P = 150$ ตัน โดยใช้เหล็ก A36 เสาชั้นบนและล่างมีขนาดเดียวกับ AB ให้พิจารณาเฉพาะพฤติกรรมในระนาบเดียว (ก) สมมุติว่าเสามีพฤติกรรมแบบอีลาสติก (ข) สมมุติว่าเสามีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก



6-26 ทำปัญหา 6-25 ซ้ำโดยใช้ $F_y = 3,500$ กก./ซม.²

6-27 ทำปัญหา 6-25 ซ้ำโดยใช้ W350

6-28 จงเลือกหน้าตัด W350 สำหรับเสา CD ให้พิจารณาเฉพาะพฤติกรรมในระนาบเดียว (ก) สมมุติว่าเสามีพฤติกรรมแบบอีลาสติก (ข) สมมุติว่าเสามีพฤติกรรมแบบอินอีลาสติก $P = 180$ ตัน ใช้เหล็ก A36 เสาชั้นบนและล่างมีขนาดเดียวกับ CD



6-29 เสาหน้าตัด W300×94 รองรับน้ำหนักตามแนวแกน 155 ตัน โดยใช้เหล็ก A36 จงออกแบบแผ่นรองใต้เสา ถ้าฐานรากคอนกรีตขนาด 2.5×2.5 ม. $f'_c = 210$ กก./ซม.²

6-30 ทำปัญหา 6-29 ซ้ำ ถ้าเสาถูกรองรับโดยแท่นคอนกรีต 60×60 ซม.

6-31 ทำปัญหา 6-29 ซ้ำ ถ้าน้ำหนักบรรทุกคือ 220 ตัน และ $F_y = 3,500$ กก./ซม.²

6-32 จงออกแบบแผ่นรองใต้เสาโดยใช้เหล็ก A36 สำหรับหน้าตัด W350×131 รองรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน 200 ตัน ฐานรากคอนกรีตมีขนาด 3.0×3.0 ม. และ $f'_c = 240$ กก./ซม.²

6-33 ทำปัญหา 6-32 ซ้ำ ถ้าน้ำหนักบรรทุกคือ 220 ตัน และ $f'_c = 210$ กก./ซม.²

6-34 เสาหน้าตัด W200×56.2 รองรับน้ำหนักตามแนวแกน 75 ตัน ตั้งอยู่บนผนังบล็อกมีกำลังแบกทาน 40 กก./ซม.² จงออกแบบแผ่นรองใต้เสาโดยใช้เหล็ก A36

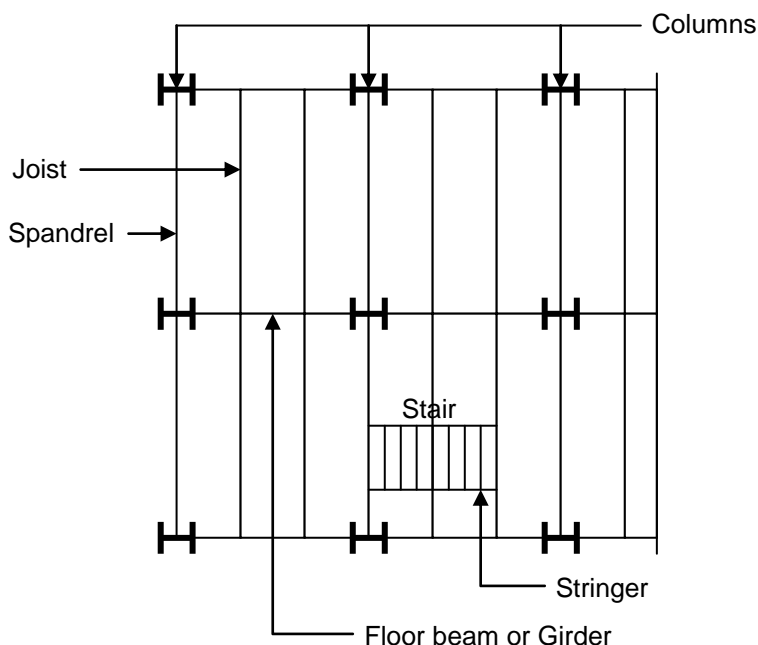
6-35 เสาหน้าตัด W350×156 มีแผ่นรองขนาด 5×50×50 ซม. ทำด้วย A36 วางบนฐานรากคอนกรีต 3.0×3.0 ม. $f'_c = 210$ กก./ซม.² คำน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนมากที่สุดที่ยอมให้คือเท่าไร?

7

การออกแบบคาน

7.1 ชนิดของคาน

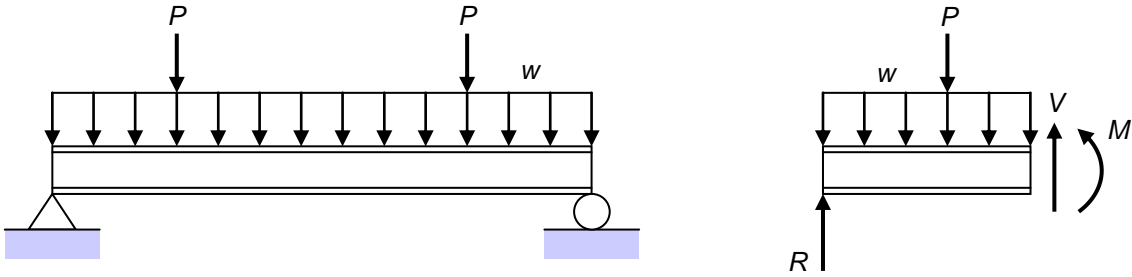
คานเป็นองค์อาคารรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งฉากกับแกนขององค์อาคารจึงรับการตัดเป็นหลัก คานมีรูปแบบการใช้งานหลายชนิดเช่น ตง (Joist) เอ็น คานขอบ (Spandrel Beam) คานยาว(Stringers) และคานขวาง (Floor Beam) ตง คือคานที่ถูกจัดเรียงให้มีระยะห่างระหว่างคานขึ้นในการรองรับพื้นและหลังคาของอาคาร ในขณะที่ เอ็น จะเป็นคานที่อยู่เหนือช่องว่างของผนังก่ออิฐเช่น หน้าต่าง และประตู คานขอบจะใช้รองรับผนังด้านนอกของอาคาร คานยาว ใช้รองรับพื้นผิวของสะพานโดยจะวางขนานกับแนวถนน ขณะที่ คานขวาง ซึ่งพบในหลายสะพานจะเป็นคานที่ใหญ่กว่าวางตั้งฉากกับแนวถนน เพื่อถ่ายเทน้ำหนักจากคานยาวลงสู่คานหลัก (Girder) หรือโครงถักที่รองรับอยู่ คำว่า คานหลัก ถูกใช้อย่างไม่มีการกำหนดตายตัวเท่าใดนัก แต่โดยมากจะใช้กับคานขนาดใหญ่ และคานที่มีคานเล็กๆมาเชื่อมต่อ



รูปที่ 7.1 คานรูปแบบต่างที่ใช้ในอาคาร

7.2 หน่วยแรงตัดในคาน

พิจารณาคานรับน้ำหนักบรรทุกทุกดังในรูปที่ 7.2 ที่หน้าตัด ณ ตำแหน่งใด ๆ กลางช่วงคานจะเกิดแรงภายในคือแรงเฉือน V และโมเมนต์ดัดขึ้น M



รูปที่ 7.2 คานช่วงเดียวรับน้ำหนักบรรทุก

ผลที่เกิดจากแรงเฉือนจะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนซึ่งจะกล่าวถึงในตอนต่อไป ส่วนผลที่เกิดจากโมเมนต์ดัดจะทำให้เกิดหน่วยแรงดัด f_b คำนวณได้ตามสูตรการดัด

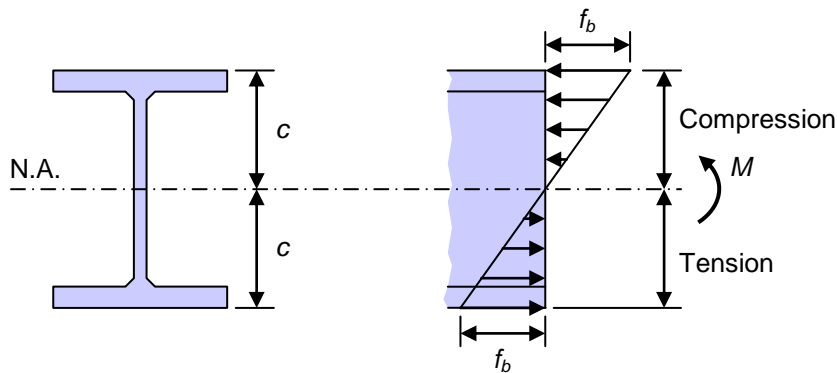
$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \quad (7.1)$$

เมื่อ c = ระยะจากแกนสะเทินถึงผิววนอกสุดของหน้าตัด

I = โมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดรอบแกนสะเทิน

$S = I/c$ = โมดูลัสหน้าตัดรอบแกนสะเทิน

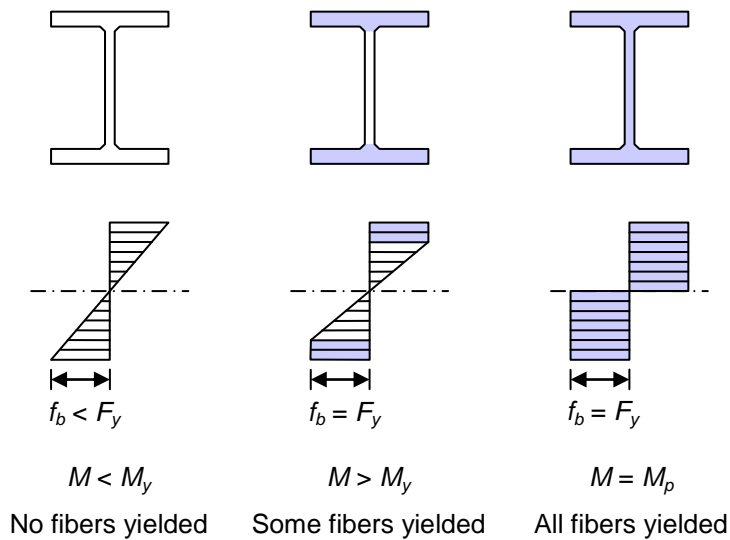
หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดมีขนาดแปรผันตามระยะจากแกนสะเทินเป็นรูปสามเหลี่ยมดังในรูปที่ 7.3 คานเหล็กซึ่งส่วนใหญ่เป็นหน้าตัดปีกกว้างระยะ c จากแกนสะเทินถึงผิวบนและล่างจะเท่ากัน



รูปที่ 7.3 คานช่วงเดียวรับน้ำหนักบรรทุก

จากสมการที่ (7.1) เมื่อโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้นหน่วยแรงดัดบนหน้าตัดก็จะเพิ่มขึ้นตาม จนกระทั่งหน่วยแรงที่ผิววนอกสุดถึงค่าหน่วยแรงคราก F_y โดย โมเมนต์คราก ของหน้าตัดถูกนิยามให้เป็นโมเมนต์ที่พอดีทำให้ผิววนอกสุดถึงจุดคราก $M_y = F_y S$ ถ้าโมเมนต์ยังเพิ่มขึ้นอีกคานจะยังไม่วิบัติแต่หน่วยแรงที่ผิวใน

ถัดเข้ามาจะถึงจุดครากมากขึ้นเรื่อยๆ จนกระทั่งถึงจุดครากทั้งหน้าตัด โมเมนต์ดัดที่กระทำจนถึงสภาวะนี้ เรียกว่า โมเมนต์พลาสติก (*Plastic moment*) ดังแสดงในรูปที่ 7.4

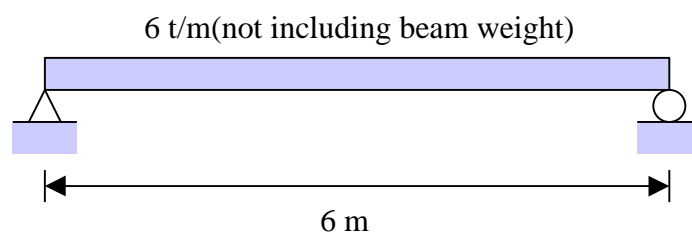


รูปที่ 7.4 หน่วยแรงบนหน้าตัดที่ค่าโมเมนต์ดัดต่างๆ

ในการออกแบบคานสำหรับโมเมนต์ M และหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_b นั้น โมดูลัสหน้าตัดที่ต้องการ เพื่อให้คานมีกำลังดัดเพียงพอ จะสามารถหาได้จากสูตรการดัด

$$S = \frac{I}{c} = \frac{M}{F_b} \tag{7.2}$$

ตัวอย่างที่ 7-1 เลือกหน้าตัดคานสำหรับช่วงความยาวและน้ำหนักบรรทุกทุกแสดงในรูปที่ 8-3 สมมุติให้มีการรองรับด้านข้างสำหรับป้กรับแรงอัดเต็มที่ หน่วยแรงดัดที่ยอมให้เท่ากับ 1,650 กก./ซม.²



วิธีทำ สมมุติคานมีน้ำหนัก 120 กก./ม.

$$M = (6 \cdot 12)(6)^2/8 = 27.54 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$S_{\text{reqd}} = 27.54(100)/1.65 = 1669 \text{ ซม.}^3$$

เลือกใช้หน้าตัด W350×106 ($S_x = 1,670 \text{ ซม.}^3$) ■

ตัวอย่างที่ 7-2 พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 12 ซม. ถูกรองรับ โดยคานเหล็กที่มีระยะห่างกัน 2.5 เมตร คาน ซึ่งมีช่วงยาว 6.0 เมตร ถูกสมมุติให้เป็นคานช่วงเดียว ถ้าพื้นคอนกรีตถูกออกแบบให้รับน้ำหนักบรรทุกทุกจร 500 ก.ก./ตรม. จงพิจารณาหน้าตัดคานที่เบาที่สุดที่ต้องการในการรองรับพื้น ปีกรับแรงอัดของคานจะถูกฝัง อยู่ในพื้นคอนกรีตซึ่งเป็นการรองรับด้านข้างไปในตัว คอนกรีตมีน้ำหนัก 2,400 ก.ก./ลบม. และหน่วยแรง ดัดที่ยอมให้เท่ากับ 1,650 ก.ก./ตรม.

วิธีทำ น้ำหนักบรรทุกคงที่: $พื้นที่ = (2.5)(0.12)(2,400) = 720 \text{ ก.ก./ม.}$

ประมาณน้ำหนักคาน $= 80 \text{ ก.ก./ม.}$

น้ำหนักบรรทุกทุกจร $= (2.5)(500) = 1,250 \text{ ก.ก./ม.}$

รวมน้ำหนักแผ่นที่ทั้งหมด $= 2,050 \text{ ก.ก./ม.}$

$M = 2.05(6.0)^2/8 = 9.23 \text{ ตัน-เมตร}$

$S_{reqd} = 9.23(100)/1.65 = 559 \text{ ซม.}^3$

เลือกใช้หน้าตัด W350×41.4 ($S_x = 641 \text{ ซม.}^3$) ■

จากตัวอย่างที่ผ่านมาจะเห็นว่าในการออกแบบเลือกหน้าตัดคานนั้น จำเป็นที่จะต้องทราบค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_b เสียก่อนซึ่งการพิจารณาคอนข้างซับซ้อนเพราะมีหลายปัจจัยที่มีผลกระทบ ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้โดยพื้นฐานสำหรับหน้าตัดเหล็กรูปพรรณคือ

$$F_b = 0.66 F_y \tag{7.3}$$

แต่การที่จะใช้หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_b ได้ถึง $0.66F_y$ นั้น หน้าตัดคานต้องมีแกนสมมาตรและน้ำหนักบรรทุกต้องกระทำผ่านระนาบของเอวหน้าตัด นอกจากนี้ยังมีอีกสองปัจจัยสำคัญที่มีผลต่อการพิจารณาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้คือ *หน้าตัดคอมแพ็ค (Compact section)* และ *การรองรับด้านข้าง (Lateral support)*

7.3 หน้าตัดคอมแพ็ค (Compact section)

เงื่อนไขสำหรับหน้าตัดคอมแพ็คนั้น ได้เคยกล่าวถึงมาแล้วในบทที่ 6 ในตารางที่ 6.1 เพื่อป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะที่ขององค์อาคารรับแรงอัด ในกรณีของคานภายใต้การดัดนั้น บนหน้าตัดจะมีส่วนหนึ่งรับแรงดัดและอีกส่วนรับแรงอัดซึ่งถ้าหน้าตัดสมมาตรรอบแกนสะเทิน หน่วยแรงดัดและหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจะมีขนาดเท่ากัน แต่การวิบัติโดยแรงดัดนั้นจะเกิดขึ้นเมื่อหน่วยแรงเกินกำลังคราก F_y ในขณะที่ด้านรับแรงอัดจะมีโอกาสวิบัติได้สองลักษณะคือ *การโก่งเดาะเฉพาะที่ (Local buckling)* และ *การโก่งเดาะแบบบิดออกด้านข้าง (Lateral torsional buckling)*

การโก่งเดาะเฉพาะที่นั้นตรวจสอบได้จากความคอมแพ็คของหน้าตัด โดยดูจากความชะลูดของปีก และเอวคาน ส่วนการโก่งเดาะแบบบิดออกด้านข้างจะตรวจสอบจากระยะการรองรับด้านข้าง ตารางที่ 7.1 แสดงเงื่อนไขในการพิจารณาความคอมแพ็คของหน้าตัด

ตารางที่ 7.1 ขีดจำกัดของอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด

ชนิดของชิ้นส่วน	อัตราส่วน b/t	ขีดจำกัดอัตราส่วน b/t	
		คอมแพ็ค	ไม่คอมแพ็ค
ปีกของหน้าตัดปีกกว้าง และหน้าตัดรางน้ำรับแรงค้ำ	$1/2 b_f/t_f$	$544/\sqrt{F_y}$	$795/\sqrt{F_y}$
เอวคานรับแรงอัดจากการค้ำ	d/t_w	NA	$5,355/\sqrt{F_y}$

ตัวอย่างที่ 7-3 จงตรวจสอบว่าหน้าตัด W300 × 94 เป็นหน้าตัดคอมแพ็คหรือไม่ กำหนด $F_y = 2,500$ ก.ก./ซม.²

วิธีทำ หน้าตัด W300×94 ($d = 30$ ซม. $t_w = 10$ มม. $b_f = 30$ ซม. $t_f = 15$ มม. $S_x = 1,360$ ซม.³)

ตรวจสอบปีกคาน:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2(1.5)} = 10$$

$$\frac{544}{\sqrt{2,500}} = 10.9$$

$$10 < 10.9$$

OK

ตรวจสอบเอวคาน:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{30}{1.0} = 30$$

$$\frac{5,355}{\sqrt{2,500}} = 107.1$$

$$30 < 107.1$$

OK

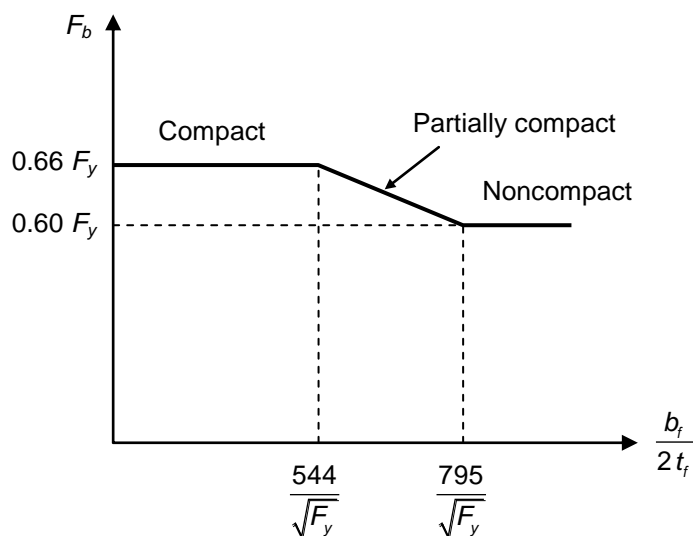
ดังนั้น **W300 × 94** เป็นหน้าตัดคอมแพ็ค

■

ในกรณีที่หน้าตัดคอมแพ็คและมีการรองรับด้านข้างอย่างเพียงพอ หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_b จะใช้ได้ถึง $0.66F_y$ แต่ถ้าอัตราส่วน $b_f/2t_f$ ของปีกคานอยู่ระหว่าง $544/\sqrt{F_y}$ และ $795/\sqrt{F_y}$ แต่เอวคานเป็นไปตามเงื่อนไขจะเรียกว่าเป็น หน้าตัดกึ่งคอมแพ็ค (*Partially compact section*) หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_b จะแปรผันเป็นเส้นตรงอยู่ระหว่าง $0.60F_y$ และ $0.66F_y$:

$$F_b = F_y \left[0.79 - 0.00024 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (7.4)$$

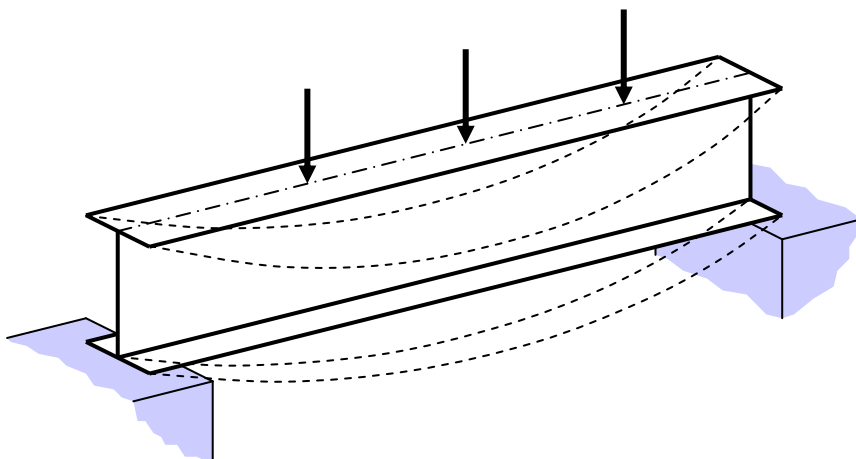
และถ้าทั้งเอวคานและปีกคานไม่คอมแพ็คจะเรียกว่าเป็น หน้าตัดไม่คอมแพ็ค (*Noncompact section*) หน่วยแรงดัดที่ยอมให้จะเหลือ $F_b = 0.60F_y$

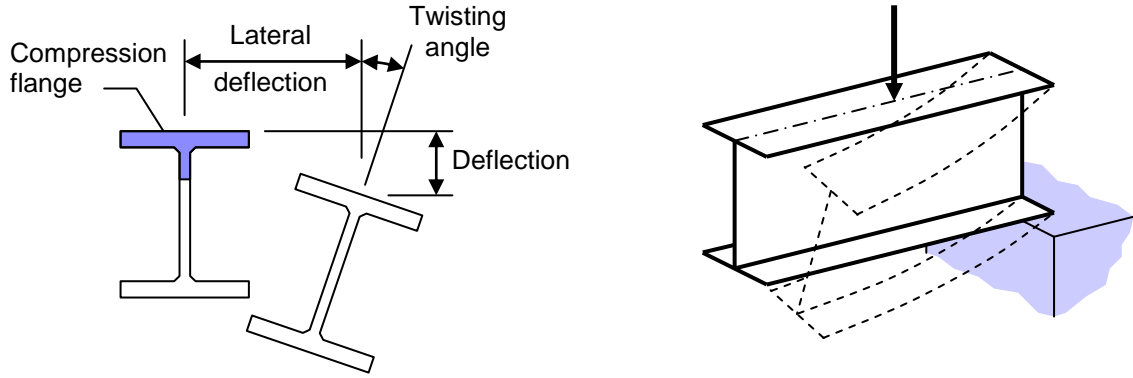


รูปที่ 7.5 หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_b สำหรับหน้าตัดคานปีกกว้างที่มีการรองรับด้านข้างอย่างเพียงพอ

7.4 การรองรับด้านข้างของคาน

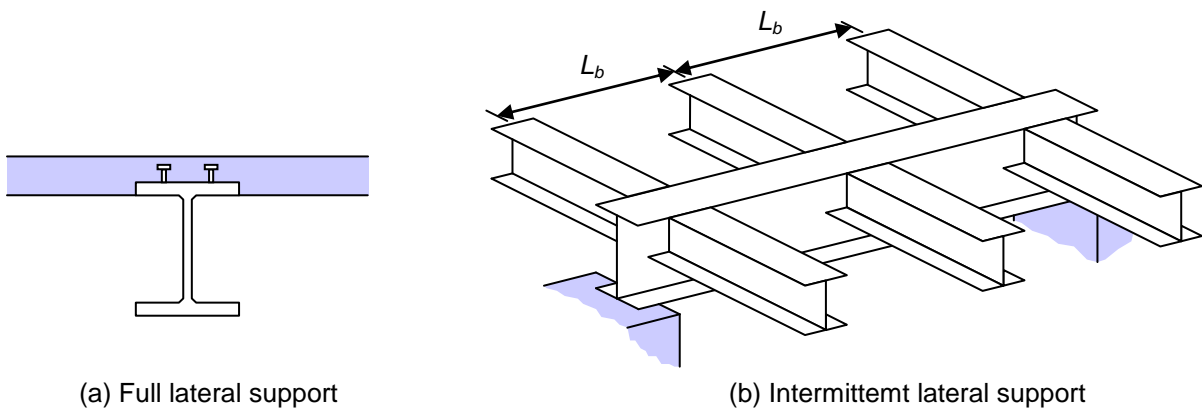
การรองรับด้านข้างของคานอาจจำเป็นต้องมีเพื่อป้องกันการโก่งเดาะแบบบิดออกด้านข้างอันเป็นผลจากการรับแรงอัดของปีกคานที่มีความชะลูดมากเกินไปดังในรูปที่ 7.6





รูปที่ 7.6 การโก่งเดาะแบบบิดออกด้านข้างของคาน

การรองรับด้านข้างของปีกรับแรงอัดอาจทำได้หลายวิธี ในรูปที่ 7.7(a) ปีกบนของคานจะถูกห่อหุ้มโดยพื้นคอนกรีตและมีสลักยึดเรียกว่า การรองรับด้านข้างเต็มที่ (Full lateral support) ในรูปที่ 7.7(b) จะใช้คานย่อยเข้ามาต่อยึดเรียกว่า การรองรับด้านข้างแบบเป็นจุด (Intermittent lateral support) ระยะระหว่างจุดรองรับ L_b จะตัวกำหนดความชะลูดของปีกรับแรงอัดเรียกว่า ความยาวไร้การรองรับ (Unbraced length)



รูปที่ 7.7 การรองรับด้านข้างของคาน

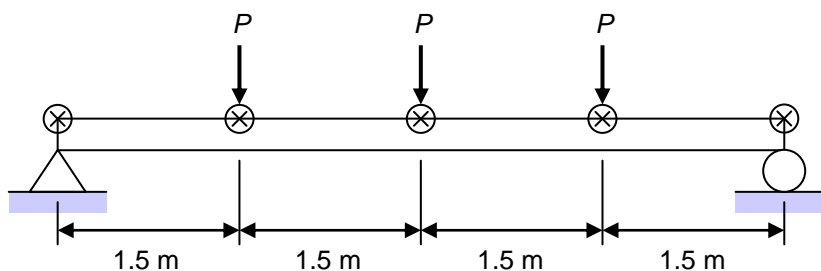
โดยจะถือว่าคานมีการรองรับด้านข้างเต็มที่ซึ่งจะใช้หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ได้ถึง $F_b = 0.66F_y$ เมื่อเป็นหน้าตัดคอมแพ็คและ L_b ต้องไม่มากกว่า L_c ซึ่งเป็นค่าที่น้อยกว่าของ

$$\frac{636b_f}{\sqrt{F_y}} \quad \text{หรือ} \quad \frac{1,400,000}{(d/A_f)F_y} \quad (7.5)$$

เมื่อ A_f คือพื้นที่ปีกคานรับแรงอัด (ซม.²)

ตัวอย่างที่ 7-4 คานหน้าตัด W300 × 94 รองรับน้ำหนักบรรทุกและมี การรองรับด้านข้างแบบเป็นจุด ดังในรูป จงพิจารณาค่ามากที่สุดที่ยอมให้ของน้ำหนัก P กำหนด $F_y = 2,500$ ก.ก./ซม.²

⊗ แสดงการรองรับด้านข้าง
ของปีกรับแรงอัด



วิธีทำ หน้าตัด W300×94 ($d = 30$ ซม. $t_w = 10$ มม. $b_f = 30$ ซม. $t_f = 15$ มม. $S_x = 1,360$ ซม.³)

หน่วยแรงคัตที่ยอมให้:

จากตัวอย่างที่ 7-3 ตรวจสอบพบว่าเป็นหน้าตัดคอมแพ็ค

ความยาวไร้การรองรับมากที่สุด $L_b = 1.5$ เมตร = 150 ซม.

$$\frac{636b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{636(30)}{\sqrt{2,500}} = 381.6 \text{ ซม.}$$

$$\frac{d}{A_f} = \frac{30}{(1.5)(30)} = 0.667$$

$$\frac{1,400,000}{(d/A_f)F_y} = \frac{1,400,000}{0.67(2,500)} = 840.0 \text{ ซม.}$$

ความยาวค่าที่น้อยกว่าคือ $L_c = 381.6$ ซม. เนื่องจาก $L_b < L_c$ ดังนั้นคานมีการรองรับด้านข้างเต็มที่

$$F_b = 0.66F_y = 0.66(2,500) = 1,650 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

โมเมนต์ต้านทานที่หน้าตัดรับได้:

$$M_R = F_b S_x = (1.65)(1,360)/100 = 22.44 \text{ ตัน-เมตร}$$

โมเมนต์จากน้ำหนักคานเอง

$$M = wL^2/8 = 94(6.0)^2/8 = 423 \text{ ก.ก.-เมตร}$$

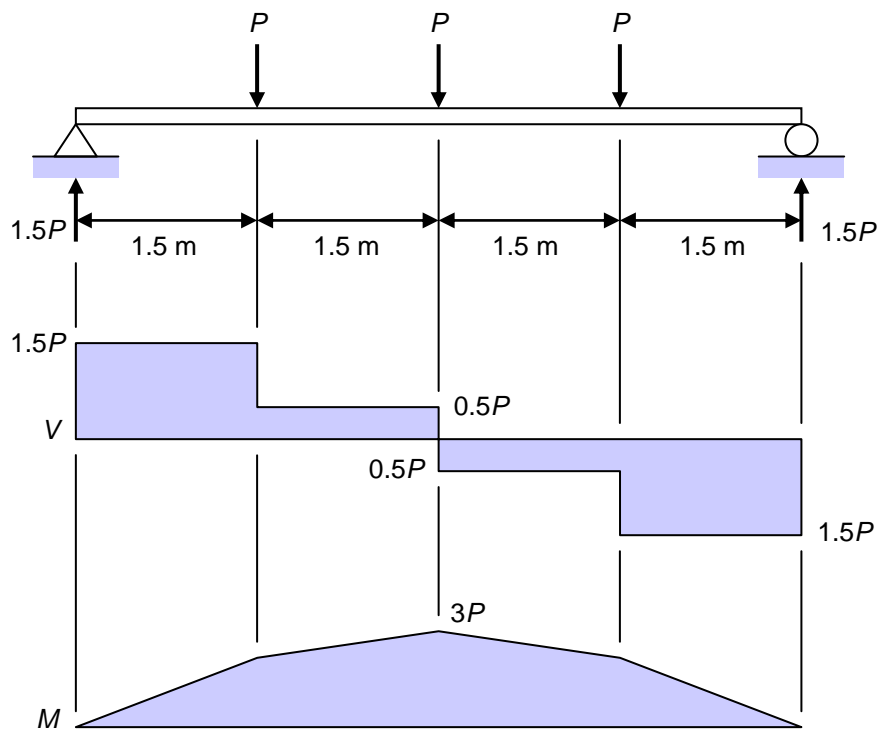
โมเมนต์จากน้ำหนักบรรทุกทุก P พิจารณาจากแผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์คัตตัดงในรูปข้างล่างได้ $M = 3P$

โมเมนต์จากน้ำหนักคานรวมกับน้ำหนัก P ต้องมีค่าไม่เกินโมเมนต์ต้านทาน ดังนั้น

$$0.423 + 3P = 22.44$$

ค่าน้ำหนักบรรทุกมากที่สุดที่ยอมให้ $P = 7.34$ ตัน

■



7.5 หน่วยแรงดัดที่ยอมรับได้ของ AISC

เมื่อระยะห่างระหว่างจุดรองรับด้านข้างเพิ่มขึ้นจน $L_b > L_c$ หน่วยแรงดัดที่ยอมรับได้ F_b จะมีค่าลดลง นอกจากนี้ยังต้องคำนึงถึงความคมแพ็คของหน้าตัดอีกด้วยทำให้การพิจารณาคอนข้างซับซ้อน AISC ได้กำหนดเงื่อนไขในการพิจารณาหน่วยแรงดัดในคาน โดยจะพิจารณาแบ่งคานออกเป็นสามกลุ่มคือ

กลุ่มที่ 1: คานที่มีหน้าตัดคอมแพ็ค และ $L_b \leq L_c$

กลุ่มที่ 2: คานที่มีหน้าตัดไม่คอมแพ็ค และ $L_b \leq L_c$

กลุ่มที่ 3: คานที่มีหน้าตัดคอมแพ็คหรือไม่คอมแพ็ค โดย $L_b > L_c$

กลุ่มที่ 1: คานที่มีหน้าตัดคอมแพ็ค และ $L_b \leq L_c$

คานในกลุ่มนี้จะมีความต้านทานต่อการโก่งเดาะเฉพาะที่และการโก่งเดาะแบบบิดออกทางด้านข้างได้ดี หน่วยแรงดัดที่ยอมรับได้ของกลุ่มนี้มีค่ามากที่สุดคือ $F_b = 0.66F_y$

กลุ่มที่ 2: คานที่มีหน้าตัดไม่คอมแพ็ค และ $L_b \leq L_c$

คานในกลุ่มนี้จะมีหน่วยแรงดัดที่ยอมรับได้น้อยกว่ากลุ่มแรก เนื่องจากการโก่งเดาะเฉพาะที่ โดยหน่วยแรงดัดที่ยอมรับได้ F_b จะมีค่าอยู่ระหว่าง $0.66F_y$ และ $0.60F_y$ เป็นไปตามสมการ

$$F_b = F_y \left[0.79 - 0.00024 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (7.4)$$

ถ้าหน้าตัดคานไม่ผ่านเงื่อนไขเกี่ยวกับความคอมแพ็คทั้งปีกและเอว แต่ความยาว L_b ยังไม่เกิน L_c ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมรับให้จะเท่ากับ $0.60F_y$

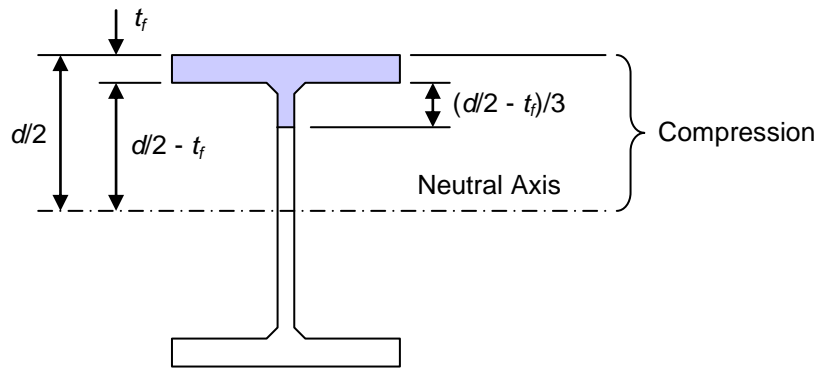
กลุ่มที่ 3: คานที่มีหน้าตัดคอมแพ็คหรือไม่คอมแพ็ค โดย $L_b > L_c$

การโก่งคานแบบบิดออกด้านข้างจะเป็นรูปแบบการวิบัติที่มีผลมากกว่าการโก่งคานเฉพาะที่ ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมรับให้คำนวณได้ตามสมการของ AISC แต่จะต้องไม่เกิน $0.60F_y$

หน่วยแรงดัดที่ยอมรับให้จะเท่ากับค่าที่มากกว่าของสมการการบิดและสมการโก่งคานของปีกรับแรงอัดซึ่งจะแบ่งเป็นการโก่งคานแบบยืดหยุ่นหรือแบบอินยืดหยุ่น โดยอัตราส่วนความชะลูดของปีกรับแรงอัดที่ใช้ในสมการคือ L/r_T เมื่อ

$$L = L_b = \text{ความยาวไร้การรองรับด้านข้าง}$$

$$r_T = \text{รัศมีจายเรชั่นของปีกรับแรงอัดและพื้นที่หนึ่งในสามของเอวด้านรับแรงอัดดังในรูปที่ 7.8}$$



รูปที่ 7.8 พื้นที่รับแรงอัดใช้ในการพิจารณา r_T

สมการโก่งคานที่ใช้ในการคำนวณหน่วยแรงที่ยอมรับให้จะกำหนดตามอัตราส่วนความชะลูด L/r_T โดย

เมื่อ
$$\sqrt{\frac{7,173 \times 10^3 C_b}{F_y}} \leq \frac{L}{r_T} \leq \sqrt{\frac{3,585 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

คานโก่งคานแบบอินยืดหยุ่น
$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{10,760 \times 10^4 C_b} \right] F_y \leq 0.60F_y \quad (7.6)$$

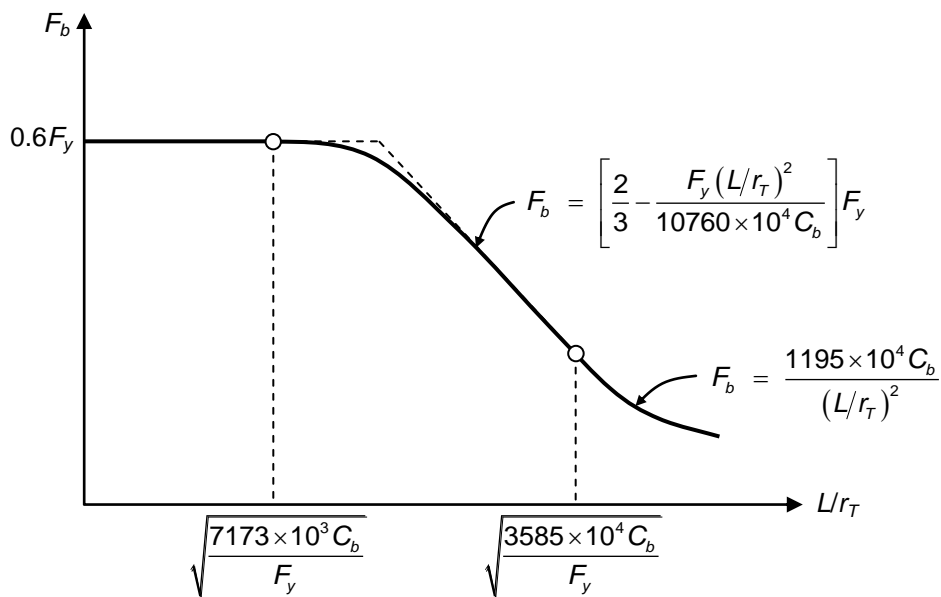
เมื่อ
$$\frac{L}{r_T} \geq \sqrt{\frac{3,585 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

คานโก่งคานแบบยืดหยุ่น
$$F_b = \frac{1,195 \times 10^4 C_b}{(L/r_T)^2} \leq 0.60F_y \quad (7.7)$$

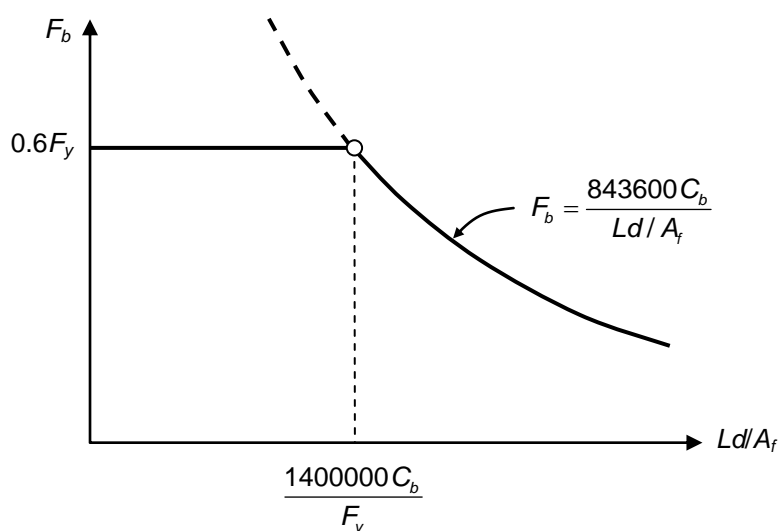
ส่วนสมการการบิดนั้นจะใช้ได้กับ L/r_T ทุกค่า คือ

$$F_b = \frac{843,600 C_b}{Ld/A_f} \leq 0.60F_y \quad (7.8)$$

เมื่อ C_b คือตัวคูณปรับค่าจากผลของโมเมนต์ที่มีต่อการโก่งคานด้านข้างซึ่งจะกล่าวถึงต่อไปในหัวข้อที่ 7.6 มีค่าอยู่ระหว่าง 1.0 ถึง 2.3 หรือเพื่อความสะดวกอาจใช้ค่าที่เพื่อไว้คือ $C_b = 1.0$ รูปที่ 7.9 แสดงความสัมพันธ์ตาม (a) สมการโก่งคานและ (b) สมการการบิด



(a) หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ตามสมการโก่งคาน



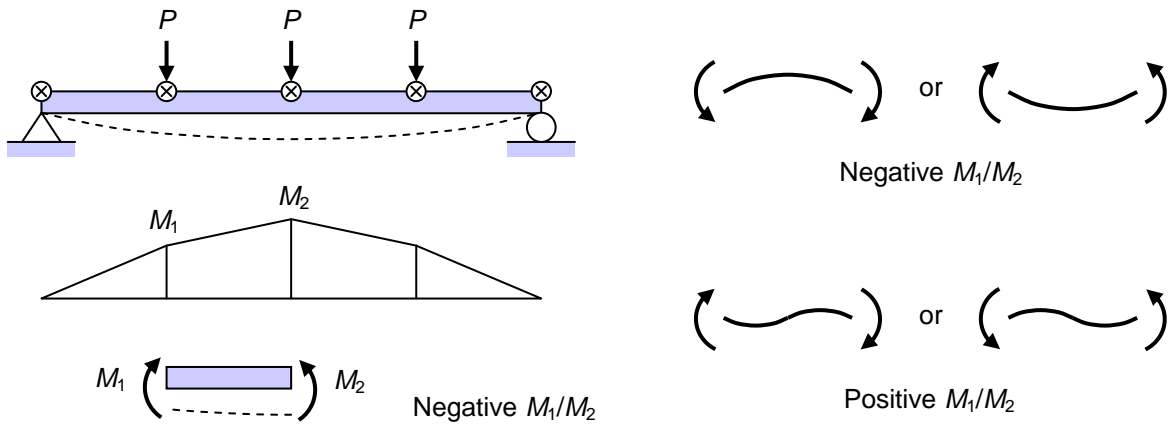
(b) หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ตามสมการการบิด

รูปที่ 7.9 ความสัมพันธ์ของหน่วยแรงดัดที่ยอมให้กับอัตราส่วนความชะลูดของคาน

การโก่งเดาะออกทางด้านข้างเป็นผลเนื่องจากปีกคานอยู่ภายใต้แรงอัด โดยหน้าตัดที่มีโมเมนต์ดัดมากที่สุดจะเกิดแรงอัดขึ้นมากที่สุด แต่ในหน้าตัดอื่นที่มีโมเมนต์น้อยกว่า โอกาสที่จะโก่งเดาะก็จะลดลงและยังทำหน้าที่ยึดรั้งหน้าตัดอีกด้วย การยึดรั้งในลักษณะนี้มีผลคล้ายกับตัวคูณความยาวประสิทธิผล K ในการโก่งเดาะของเสา ค่า C_b คำนวณได้จากสมการ

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (7.9)$$

เมื่อ M_1 และ M_2 คือค่าโมเมนต์ที่น้อยกว่าที่ปลายช่วงไว้การรองรับตามลำดับ อัตราส่วน M_1/M_2 เป็นบวกถ้า M_1 และ M_2 มีเครื่องหมายเดียวกัน (ความโค้งคดกลับ) และเป็นลบถ้า M_1 และ M_2 มีเครื่องหมายต่างกัน (ความโค้งเดียว) ดังแสดงในรูปที่ 7.10 ค่า $C_b = 1.0$ เมื่อโมเมนต์กลางช่วงมีค่ามากกว่าที่ปลายช่วงและคานยื่น ดังนั้นในกรณีที่คานไม่มีการยึดรั้งค่า C_b จะเท่ากับ 1.0 เสมอ การใช้ค่า $C_b = 1.0$ เป็นค่าที่เพื่อเสมอในทุกลักษณะการรองรับและน้ำหนักบรรทุก



รูปที่ 7.10 เครื่องหมายของอัตราส่วนโมเมนต์ M_1/M_2

ตัวอย่างที่ 7-5 จงพิจารณาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานหน้าตัด W300 × 94 เป็นคานช่วงเดียวมีช่วงคานยาว 4.5 เมตร ไม่มีการรองรับด้านข้างแบบเป็นจุด กำหนด $F_y = 2,500$ ก.ก./ชม.²

วิธีทำ หน้าตัด W300×94 ($d = 30$ ซม. $t_w = 10$ มม. $b_f = 30$ ซม. $t_f = 15$ มม. $I_y = 6,750$ ซม.³)

จากตัวอย่างที่ 7-3 ตรวจสอบพบว่าเป็นหน้าตัดคอมแพ็ค

จากตัวอย่างที่ 7-4 คำนวณค่าความยาว $L_c = 381.6$ ซม.

ความยาวไว้การรองรับมากที่สุด $L_b = 4.5$ เมตร = 450 ซม. $> L_c$ ดังนั้นจัดอยู่ในคานกลุ่มที่ 3

พิจารณาพื้นที่รูปตัวที่รับแรงอัด:

บทที่ 7 การออกแบบคาน

$$A_f + \frac{1}{6} A_w = 30 \times 1.5 + \frac{1}{6} (30 - 2 \times 1.5)(1.0) = 49.5 \text{ ซม.}^2$$

ประมาณ I_y ของหน้าตัดตัวที่ = $0.5I_y$ ของทั้งหน้าตัด

$$r_T = \sqrt{I/A} = \sqrt{\frac{0.5 \times 6,750}{49.5}} = 8.26 \text{ ซม.}$$

อัตราส่วนความชะลุด $L/r_T = 450/8.26 = 54.5$ ใช้ค่า $C_b = 1.0$

$$\sqrt{7,173 \times 10^3 (1.0)/2,500} = 53.6 \leq L/r_T \leq \sqrt{3,585 \times 10^4 (1.0)/2,500} = 119.7$$

ดังนั้นคำนวณหน่วยแรงคดที่ยอมให้ตามสมการ โกงเดาะอินอิลาสติก (7.6):

$$\begin{aligned} F_b &= [2/3 - 2,500(54.5)^2/(10,760 \times 10^4 (1.0))] \times 2,500 \\ &= 1,494 \text{ ก.ก./ซม.}^2 < [0.60F_y = 1,500 \text{ ก.ก./ซม.}^2] \end{aligned}$$

OK

หน่วยแรงคดที่ยอมให้ตามสมการการบิด (7.8):

$$\begin{aligned} F_b &= 843,600(1.0)/[(450 \times 30)/(30 \times 1.5)] \\ &= 2,812 \text{ ก.ก./ซม.}^2 > [0.60F_y = 1,500 \text{ ก.ก./ซม.}^2] \end{aligned}$$

NG

ดังนั้นใช้ $F_b = 1,500 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

จากข้อกำหนด AISC ให้ใช้ค่าที่มากกว่าจากสองสมการ ดังนั้น

$$\text{หน่วยแรงคดที่ยอมให้ } F_b = 1,500 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \quad \blacksquare$$

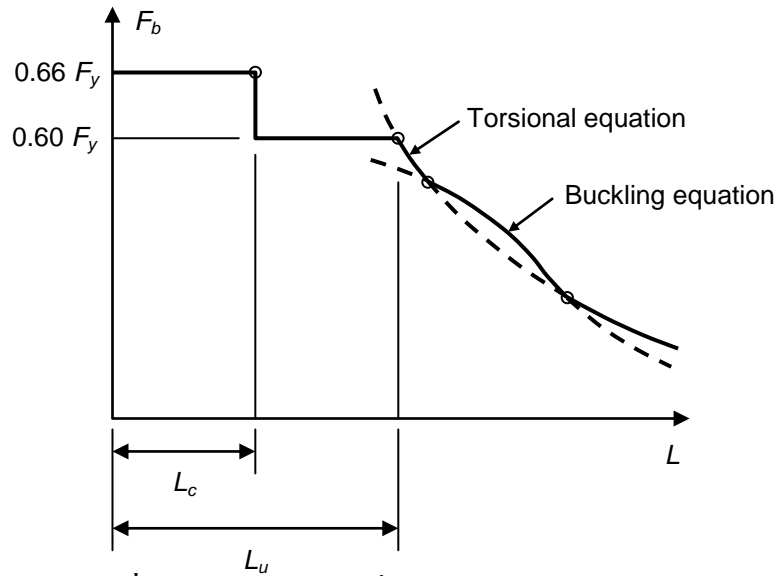
7.6 ตารางช่วยออกแบบ

วิธีพิจารณาหน่วยแรงคด F_b ที่ได้กล่าวมาข้างต้นนั้นก่อนข้างซับซ้อน โดยค่า F_b อาจถูกแบ่งออกเป็นสามช่วงคือ ช่วงแรก $L_b < L_c$ ค่า $F_b = 0.66F_y$ ช่วงต่อมาเมื่อ $L_b > L_c$ แต่ยังไม่ยาวมากดังในรูปที่ 7.9(a) และ (b) ค่า $F_b = 0.60F_y$ และเมื่อความยาวมากขึ้น F_b จะลดลงตามสมการ (7.6) หรือ (7.7) ขึ้นกับว่าค่าใดจะมากกว่าดังแสดงในรูปที่ 7.11

ความยาว L_u ถูกนิยามให้เป็นความยาวมากที่สุดซึ่งหน่วยแรงคดที่ยอมให้มีค่าไม่น้อยกว่า $0.60F_y$ จากรูปที่ 7.9 ความยาว L_u คือค่าที่มากกว่าของ

จากรูป 7.9(a),
$$L_u = r_T \sqrt{\frac{7,173 \times 10^3 C_b}{F_y}}$$

หรือ จากรูป 7.9(b),
$$L_u = \frac{1,400,000 C_b}{F_y (d/A_f)}$$



รูปที่ 7.11 หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ ณ. ความยาวต่างๆ

เมื่อความยาว L_b มีค่าเกิน L_u หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_b จะเท่ากับค่าที่มากกว่าของสมการ (7.6) (7.7) และ (7.8) ซึ่งจะต้องมีค่าไม่เกิน $0.60F_y$

สรุปขั้นตอนการพิจารณาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้:

- 1) กำหนดความยาว L_c และ L_u โดย

$$L_c = \text{ค่าที่น้อยกว่าของ } \frac{636b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ หรือ } \frac{1,400,000}{(d/A_f)F_y}$$

$$L_u = \text{ค่าที่มากกว่าของ } r_T \sqrt{\frac{7,173 \times 10^3 C_b}{F_y}} \text{ หรือ } \frac{1,400,000 C_b}{F_y (d/A_f)}$$

- 2) เปรียบเทียบความยาว L_b กับความยาว L_c และ L_u เพื่อแบ่งคานออกเป็น 3 กลุ่มคือ

- 2.1) $L_b \leq L_c$, หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 0.66F_y$

- 2.2) $L_c < L_b \leq L_u$, หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 0.60F_y$

- 2.3) $L_u < L_b$, หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b < 0.60F_y$ กำหนดได้จากสูตรที่กล่าวมาแล้ว

ค่า L_c และ L_u ของหน้าตัด W ปีกกว้างสำหรับค่า $C_b = 1.0$ มีอยู่ในตารางที่ ค.1 ในภาคผนวก ค ซึ่งจะมีโมเมนต์ดัดที่ยอมให้ระบุไว้ด้วยคือ $M_c = 0.66F_y S_x$ สำหรับกรณี $L_b \leq L_c$ และ $M_{c-u} = 0.60F_y S_x$ สำหรับกรณี $L_c < L_b \leq L_u$ ส่วนกรณีที่ $L_u < L_b$ นั้นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้มีความน้อยเป็นการเลือกใช้น้ำตัดอย่างไม่คุ้มค่างั้นนั้นจึงควรเลือกหน้าตัดใหม่

ตัวอย่างที่ 7-6 จงพิจารณาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของคานหน้าตัด W300 × 94 เป็นคานช่วงเดี่ยวมีช่วงคานยาว 3.5, 6.0 และ 9.0 เมตร ไม่มีการรองรับด้านข้างแบบเป็นจุด กำหนด $F_y = 2,500$ ก.ก./ซม.²

บทที่ 7 การออกแบบคาน

วิธีทำ หน้าตัด W300×94 ($d = 30$ ซม. $t_w = 10$ มม. $b_f = 30$ ซม. $t_f = 15$ มม. $I_y = 6,750$ ซม.³)

จากตัวอย่างที่ 7-3 ตรวจสอบพบว่าเป็นหน้าตัดคอมแพ็ค

จากตัวอย่างที่ 7-4 คำนวณค่าความยาว $L_c = 381.6$ ซม. และ $d/A_f = 0.667$

จากตัวอย่างที่ 7-5 คำนวณรัศมีไจเรชั่น $r_T = 8.26$ ซม.

พิจารณาความยาว L_u ซึ่งจะเป็นค่าที่มากกว่าของ

$$r_T \sqrt{\frac{7,173 \times 10^3 C_b}{F_y}} = 8.26 \sqrt{\frac{7,173 \times 10^3 (1.0)}{2,500}} = 442.5 \text{ ซม.}$$

และ

$$\frac{1,400,000 C_b}{F_y (d/A_f)} = \frac{1,400,000(1.0)}{2,500(0.667)} = 840.0 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นความยาว $L_u = 840.0$ ซม.

ความยาว $L = 3.5$ เมตร $< L_c = 3.82$ เมตร

ดังนั้น $F_b = 0.66F_y = 0.66(2,500) = 1,650$ กก./ซม.²

ความยาว $L_c = 3.82$ เมตร $< L = 6.0$ เมตร $< L_u = 8.40$ เมตร

ดังนั้น $F_b = 0.60F_y = 0.60(2,500) = 1,500$ กก./ซม.²

ความยาว $L_u = 8.40$ เมตร $< L = 9.0$ เมตร

อัตราส่วนความชะลูด $L/r_T = 900/8.26 = 109$

$$\sqrt{7,173 \times 10^3 (1.0) / 2,500} = 53.6 \leq L/r_T \leq \sqrt{3,585 \times 10^4 (1.0) / 2,500} = 119.7$$

ดังนั้นคำนวณหน่วยแรงคัตที่ข้อมให้ตามสมการ โกงเตอะอินอิลาสติก (7.6):

$$\begin{aligned} F_b &= [2/3 - 2,500(109)^2 / (10,760 \times 10^4 (1.0))] \times 2,500 \\ &= 976.6 \text{ กก./ซม.}^2 < [0.60F_y = 1,500 \text{ กก./ซม.}^2] \end{aligned}$$

OK

หน่วยแรงคัตที่ข้อมให้ตามสมการการบิด (7.8):

$$\begin{aligned} F_b &= 843,600(1.0) / [(900 \times 30) / (30 \times 1.5)] \\ &= 1,406 \text{ กก./ซม.}^2 < [0.60F_y = 1,500 \text{ กก./ซม.}^2] \end{aligned}$$

OK

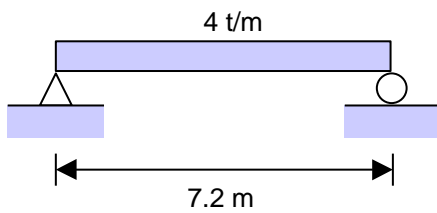
ดังนั้น $F_b = 1,406$ กก./ซม.² ■

ปัญหาท้ายบทที่ 7

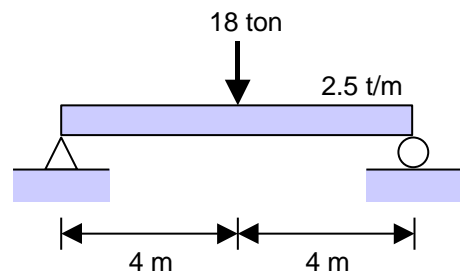
7-1 จงเลือกหน้าตัดที่ประหยัดที่สุดสำหรับคานช่วงเดียวยาว 9 เมตร ถ้าคานรองรับน้ำหนักแผ่นที่ 4 ตัน/ม.² คานถูกสมมุติให้มีการรองรับด้านข้างเต็มที่ และหน่วยแรงคดที่ยอมให้เท่ากับ 1,600 กก./ชม.²

7-2 ถึง 7-9 จงเลือกหน้าตัดที่ประหยัดที่สุดที่มีอยู่สำหรับแต่ละคาน สมมุติว่ามีการรองรับด้านข้างเต็มที่ ใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC

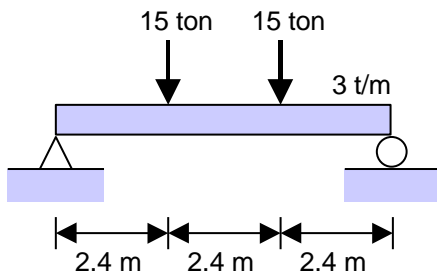
7-2



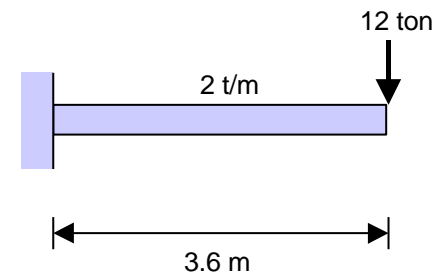
7-3



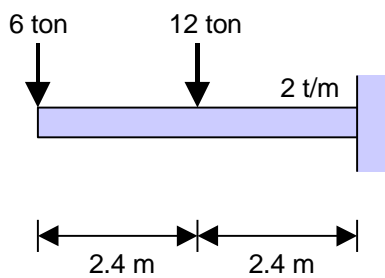
7-4



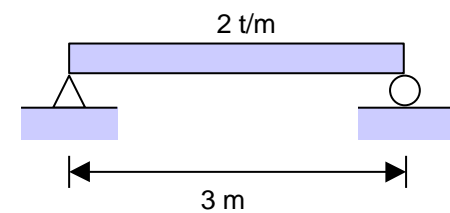
7-5



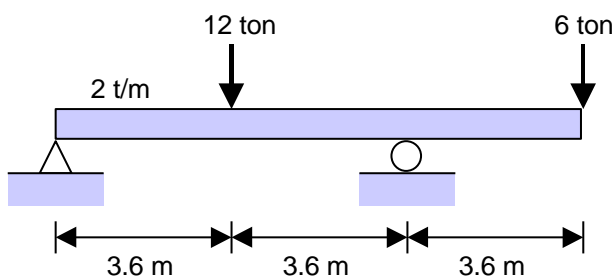
7-6



7-7



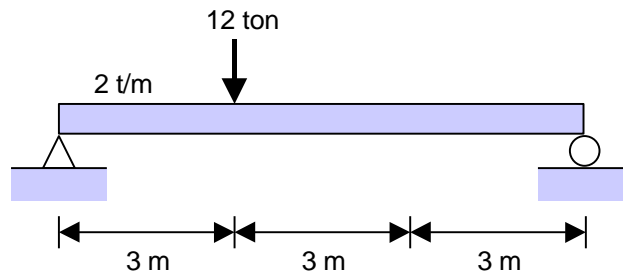
7-8



7-9 ทำซ้ำปัญหา 7-4 โดยเพิ่มน้ำหนัก 15 ตันเป็นสองเท่า

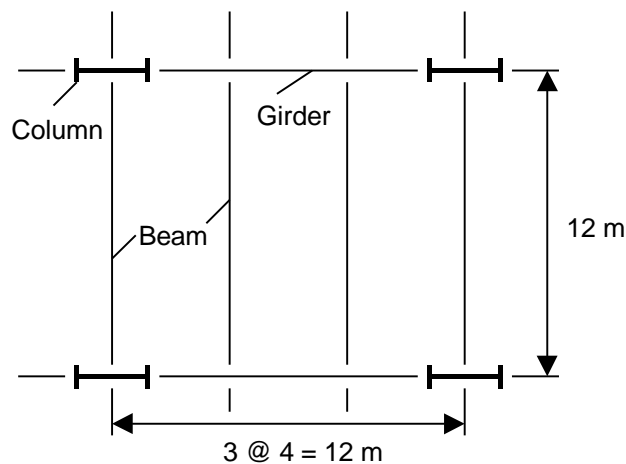
7-10 คานเหล็ก A36 มีระยะห่าง 3 เมตร เป็นคานช่วงเดี่ยวยาว 8 เมตร รองรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 10 ซม. (ซึ่งถูกสมมุติว่าช่วยยึดรั้งด้านข้างคานอย่างเต็มที่) ถ้าน้ำหนักบรรทุกจรคือ 450 กก./ม.² จงออกแบบคาน

7-11 จงเลือกหน้าตัดที่ประหยัดที่สุดสำหรับคานดังแสดงในรูป โดยใช้เหล็กซึ่งมีหน่วยแรงคดที่ยอมให้ 2,000 กก./ชม.² สมมุติว่ามีการรองรับด้านข้างอย่างสมบูรณ์ตลอดความยาวคาน



7-12 จงเลือกหน้าตัดที่ประหยัดที่สุดสำหรับคานช่วงเดี่ยวยาว 8 เมตร ถ้าคานต้องรองรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ 8 ตัน/เมตร ใช้เหล็ก A572 และข้อกำหนด AISC

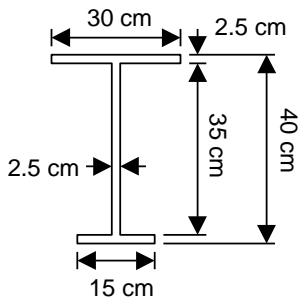
7-13 จากรูปแสดงการจัดวางคานหลักและคานย่อยซึ่งใช้รองรับพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 15 ซม. สำหรับอาคารอุตสาหกรรมขนาดเล็ก โดยใช้เหล็ก A36 และมาตรฐาน AISC จงออกแบบคานหลักและคานย่อย โดยสมมุติให้เป็นคานช่วงเดี่ยว มีการรองรับด้านข้างเต็มที่ และน้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 500 กก./ม.²



7-14 หน้าตัด W600×137 ทำจากเหล็ก A36 ถูกใช้เป็นคานช่วงเดี่ยวยาว 8 เมตร โดยใช้ข้อกำหนด AISC และสมมุติว่ามีการรองรับด้านข้างเต็มที่ จงพิจารณาน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอให้มากที่สุดที่คานรับได้เพิ่มเติมจากน้ำหนักคาน

7-15 คานประกอบด้วย W400×232 และแผ่นเหล็กหุ้มเชื่อมติดบนปีกทั้งสองขนาด 12×300 มม. ถ้าน้ำหนักแรงคดที่ยอมให้คือ 1,600 กก./ชม.² จงพิจารณาน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอให้มากที่สุดที่คานรองรับได้เพิ่มเติมจากน้ำหนักคานสำหรับช่วงเดี่ยว 8 เมตร

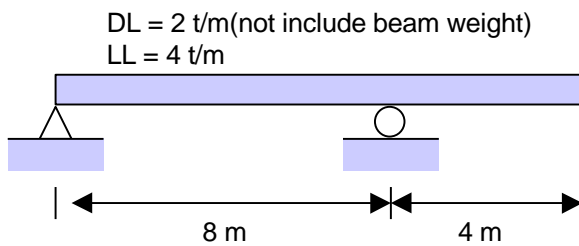
7-16 โดยใช้ข้อกำหนด AISC เหล็ก A36 และสมมุติว่ามีการรองรับด้านข้างเต็มที่ จงพิจารณาน้ำหนักแผ่นสม่ำเสมอที่ยอมให้มากที่สุดที่คานดังแสดงในรูปรองรับได้เพิ่มเติมจากน้ำหนักคานสำหรับช่วงเดียว 6 เมตร



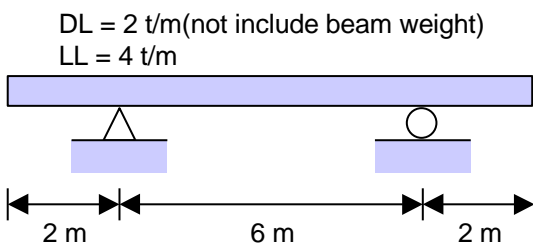
7-17 คานช่วงเดียวยาว 12 เมตร รองรับน้ำหนักเคลื่อนที่ 12 ตัน สองจุดอยู่ห่างกัน 4 เมตร ถ้าคานถูกรับเต็มที่ จงเลือกหน้าตัดเพื่อต้านทานโมเมนต์ดัดมากที่สุด ใช้ข้อกำหนด AISC และเหล็ก A36

7-18 ถึง 7-19 ใช้เหล็ก A36 และสมมุติการยึดรั้งด้านข้างเต็มที่ จงออกแบบคานโดยพิจารณาการจัดวางน้ำหนักบรรทุกจรเพื่อให้เกิดโมเมนต์ดัดมากที่สุด

7-18



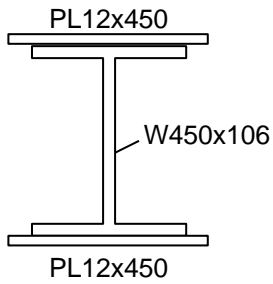
7-19



7-20 หน้าตัด W700×185 มีการรองรับด้านข้างเต็มที่ที่ใช้เป็นคานช่วงเดียวยาว 10 เมตร และรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกแผ่นสม่ำเสมอ 2 ตัน/เมตร สมมุติว่ามีรูเจาะ 25 ม.ม. สองรูบนแต่ละปีก จงคำนวณหน่วยแรงอัดมากที่สุดโดยใช้พื้นที่หน้าตัดทั้งหมด และหน่วยแรงดึงมากที่สุดโดยใช้คุณสมบัติของหน้าตัดสุทธิ

7-21 ทำปัญหา 7-20 ซ้ำโดยสมมุติว่ามีรูเจาะ 25 ม.ม. สี่รูในปีกรับแรงดึง

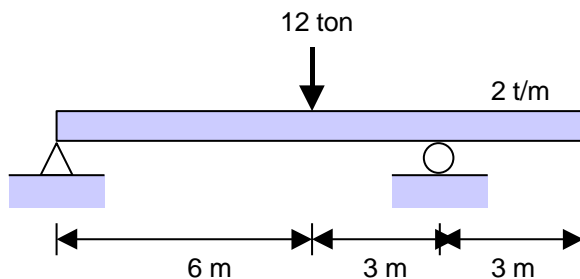
7-22 หน้าตัดดังแสดงในรูปมีสลักเกลียว 22 ม.ม. สองตัวบนแต่ละปีก จงหาน้ำหนักแผ่นที่ยอมให้ซึ่งหน้าตัดนี้สามารถรองรับได้เพิ่มเติมจากน้ำหนักตัวเองสำหรับคานช่วงเดียว 12 เมตร ใช้เหล็ก A572 และข้อกำหนดของ AISC



7-23 ทำปัญหา 7-22 ซ้ำโดยสมมุติว่ามีสลักเกลียว 22 ม.ม. สองตัวบนแต่ละปีกที่จุดโมเมนต์มากที่สุด ใช้เหล็ก A572 และข้อกำหนดของ AISC

7-24 จงเลือกหน้าตัด W ทำด้วยเหล็ก A36 เพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุก 1 ตัน/เมตร สำหรับคานช่วงเดียว 5 เมตร ถ้าสมมุติว่ามีการรองรับด้านข้างเต็มที่ และต้องการสลักเกลียว 19 ม.ม. สองตัวในแต่ละปีก

7-25 จงเลือกหน้าตัดสำหรับช่วงคานและน้ำหนักบรรทุกทุกดังแสดงในรูป ใช้ค่าที่ยอมให้ $F_b = 1,600$ กก./ ซม.^2 และสมมุติว่ามีสองรูเจาะขนาด 25 ม.ม. ในปีกรับแรงดึง



7-26 จงคำนวณหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ในหน้าตัด W600x134 สำหรับคานช่วงเดียวยาว 2 4 และ 8 เมตร ถ้ามีการรองรับด้านข้างที่ปลายเท่านั้น ใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC

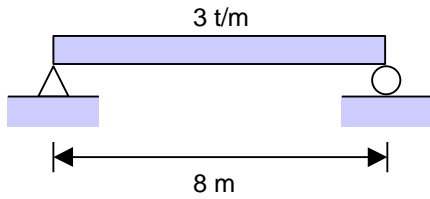
7-27 หน้าตัด W900x213 ทำจากเหล็ก A36 ถูกใช้เป็นคานช่วงเดียวยาว 7.2 เมตร และมีการรองรับด้านข้างเฉพาะที่ปลาย น้ำหนักกระทำเป็นจุดที่กึ่งกลางคานมากที่สุดเท่าไร?

7-28 โดยใช้เหล็ก $F_y = 4,500$ กก./ ซม.^2 และข้อกำหนด AISC จงคำนวณหาน้ำหนักแผ่นมากที่สุดที่คานช่วงเดียว W800x210 สามารถรองรับได้สำหรับช่วงคาน 12 เมตรเมื่อ (ก) ปีกรับแรงอัดถูกยึดรั้งด้านข้าง และ (ข) ปีกรับแรงอัดถูกรองรับเฉพาะที่ปลาย

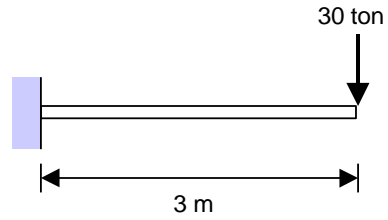
7-29 จงคำนวณหาน้ำหนักแผ่นที่ยอมให้ของคานหน้าตัด W700x185 ทำจากเหล็ก A572 ซึ่งมีการรองรับที่ปลายเท่านั้น คานเป็นคานช่วงเดียวยาว 9 เมตร

7-30 ถึง 7-34 คานดังแสดงในรูปมีการรองรับด้านข้างของปีกรับแรงอัดเฉพาะที่ปลายและจุดอื่นที่กำหนด โดยใช้เหล็ก A36 และตารางในภาคผนวก ค จงเลือกหน้าตัดที่ประหยัดที่สุด

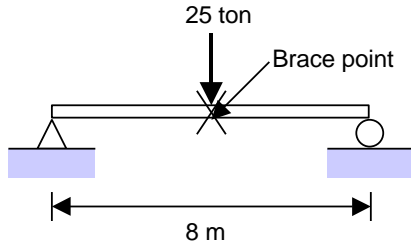
7-30



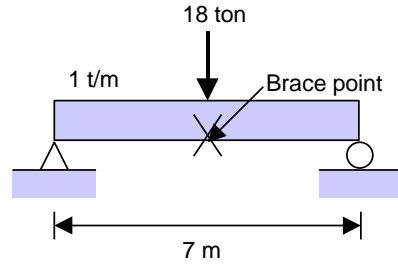
7-31



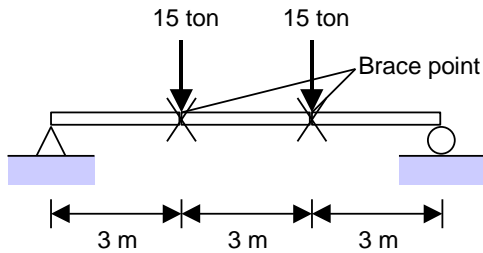
7-32



7-33

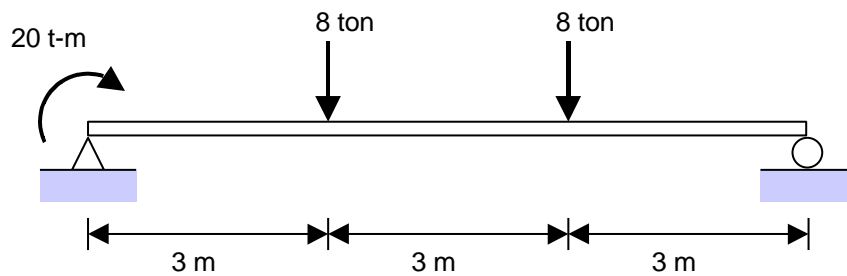


7-34

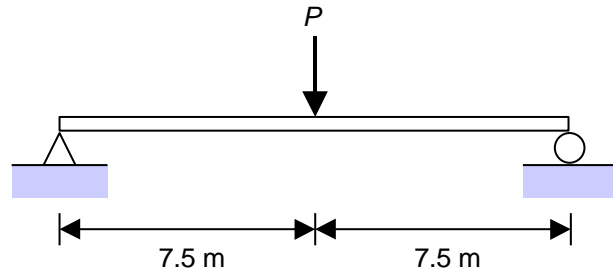


7-35 หน้าตัด W800×241 รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ดังแสดงในรูป โดยใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC และเลขยี่ห้อคาน จงตรวจสอบว่าคานรับน้ำหนักมากเกินไปหรือไม่

- (ก) ถ้ามีการรองรับด้านข้างเต็มที่
- (ข) ถ้ามีการรองรับด้านข้างเฉพาะที่ปลาย



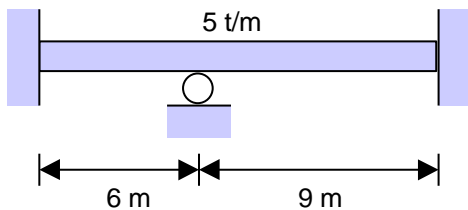
7-36 หน้าตัด W700×185 ดังแสดงในรูปมีการรองรับด้านข้างที่จุด 7.5 เมตรเท่านั้น(ปลายและกลางช่วงคาน) ถ้า $F_y = 4,500$ กก./ชม.² และใช้ข้อกำหนด AISC จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุก P ที่ยอมให้มากที่สุด เลขยี่ห้อคาน



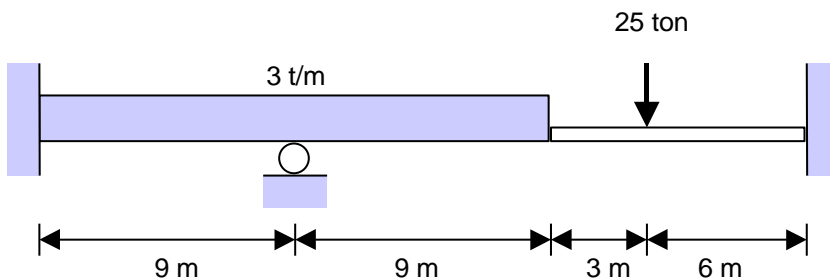
7-37 หน้าตัด W700×185 มีการรองรับด้านข้างที่ปลาย รับน้ำหนักบรรทุกที่กลางช่วงคานเดี่ยว 8 เมตร โดยใช้เหล็ก A572 และข้อกำหนด AISC จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกมากที่สุดที่ยอมให้

7-38 ถึง 7-42 องค์กรอาคารดังแสดงในรูปถูกสมมุติให้มีการรองรับด้านข้างเต็มช่วงสำหรับปีกรับแรงอัด โดยไม่ค้ำน้ำหนักคาน และพิจารณาเฉพาะ โมเมนต์ จงเลือกหน้าตัดเบาที่สุดที่ยอมรับได้โดยใช้ข้อกำหนด AISC และเหล็ก A36

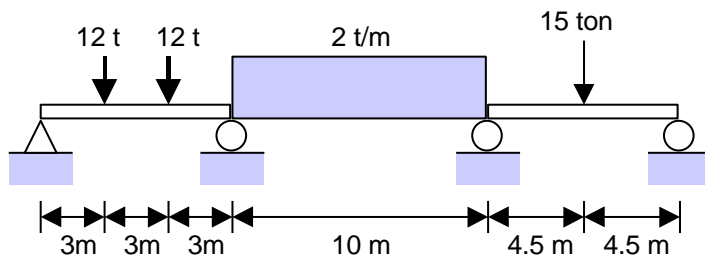
7-38



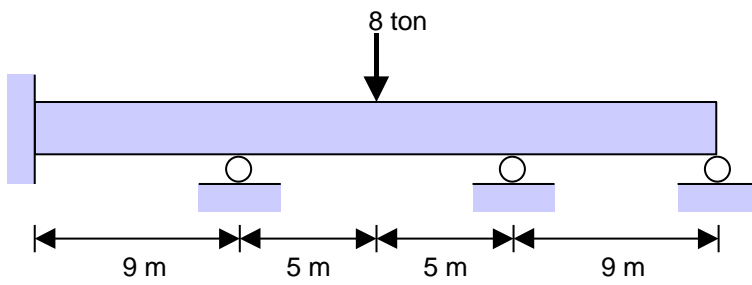
7-39



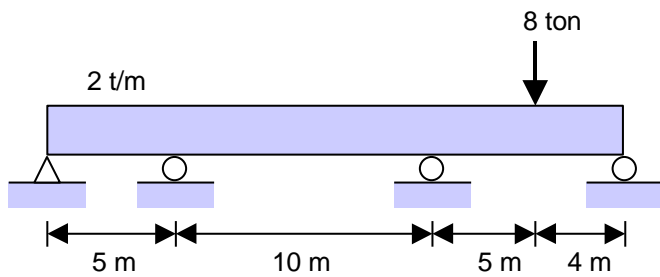
7-40



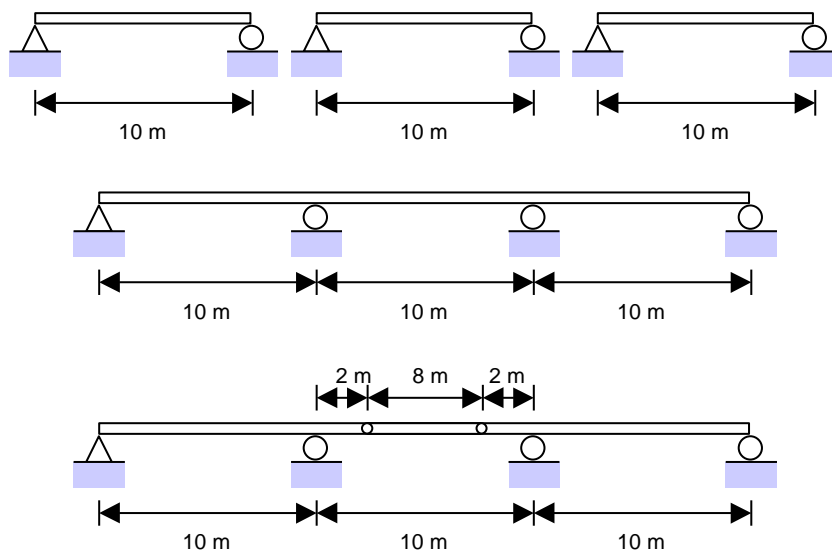
7-41



7-42



7-43 รูปข้างล่างแสดงวิธีการรองรับหลังคาสามวิธี จงออกแบบคานสำหรับในแต่ละกรณีโดยใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนดของ AISC ถ้าคานต้องรองรับน้ำหนักแผ่นสม่ำเสมอ 2 ตัน/เมตร สมมติว่ามีการรองรับด้านข้างเต็มช่วงความยาวคาน และพิจารณาเฉพาะ โมเมนต์เท่านั้น



8

การออกแบบคาน(ต่อ)

8.1 หน่วยแรงเฉือนในคาน

นอกจากโมเมนต์ดัดแล้วคานที่รองรับน้ำหนักบรรทุกก็ต้องรับแรงเฉือน ซึ่งในขั้นตอนการออกแบบปกติเรา จะเลือกหน้าตัดคานบนพื้นฐานของโมเมนต์ดัด แล้วจึงตรวจสอบการรับแรงเฉือน แรงเฉือนมักไม่ค่อย ควบคุมการออกแบบ ยกเว้นในกรณีที่น้ำหนักบรรทุกมีค่ามาก (หรืออยู่ใกล้กับจุดรองรับ) และ/หรือ ช่วงคาน สั้นมาก หน่วยแรงเฉือนในคานคำนวณได้จากสูตรการเฉือน

$$f_v = \frac{VQ}{Ib} \quad (8.1)$$

เมื่อ V = แรงเฉือนภายนอกที่หน้าตัด

Q = โมเมนต์ของส่วนหน้าตัดที่อยู่นอกระดับที่ต้องการหาหน่วยแรงรอบแกนสะเทิน

I = โมเมนต์อินเนอร์เซียของทั้งหน้าตัดรอบแกนสะเทิน

b = ความกว้างของหน้าตัดที่ระดับที่ต้องการหาหน่วยแรงเฉือน

จากรูปที่ 8.1 แสดงหน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัด W จะเห็นว่าหน่วยแรงค่าเฉือนในปีกคานมีค่าน้อย มาก เวกานจะเป็นตัวหลักในการต้านทานแรงเฉือนสำหรับหน้าตัด W ดังนั้น AISC จึงอนุโลมให้ใช้สูตร หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยบนเวกานได้

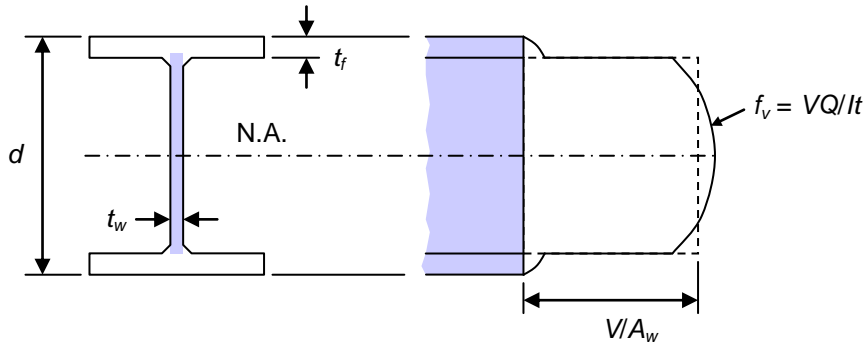
$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{V}{(d-2t_f)t_w} \quad \text{หรือ} \quad f_v = \frac{V}{dt_w} \quad (8.2)$$

เมื่อ d = ความลึกหน้าตัด

A_w = พื้นที่เวกาน

t_f = ความหนาปีกคาน

t_w = ความหนาเวกาน



รูปที่ 8.1 การกระจายของหน่วยแรงเฉือนบนหน้าตัด W

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมจะถูกกำหนดไว้ค่อนข้างต่ำเพื่อใช้กับหน่วยแรงเฉือนที่คำนวณจากสูตรหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยซึ่งจะต่ำกว่าหน่วยแรงเฉือนจริงที่เกิดขึ้น สำหรับคานที่มี $h/t_w \leq 3,179/\sqrt{F_y}$ เมื่อ h คือ ระยะช่องว่างระหว่างปีกคานทั้งสอง หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้บนพื้นที่ $A_w = d t_w$ มีค่าเท่ากับ

$$F_v = 0.40 F_y \quad (8.3)$$

สำหรับคานที่มี $h/t_w > 3,179/\sqrt{F_y}$ หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้บนพื้นที่เอวคานมีค่าเท่ากับ

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.40 F_y \quad (8.4)$$

เมื่อ C_v คืออัตราส่วนของหน่วยแรง”วิกฤต”ในเอวคานต่อหน่วยแรงเฉือนครากในเอวคานหาได้จากสูตร

$$C_v = \frac{3,165,000 k_v}{F_y (h/t_w)^2} \quad \text{เมื่อ } C_v \text{ น้อยกว่า } 0.8$$

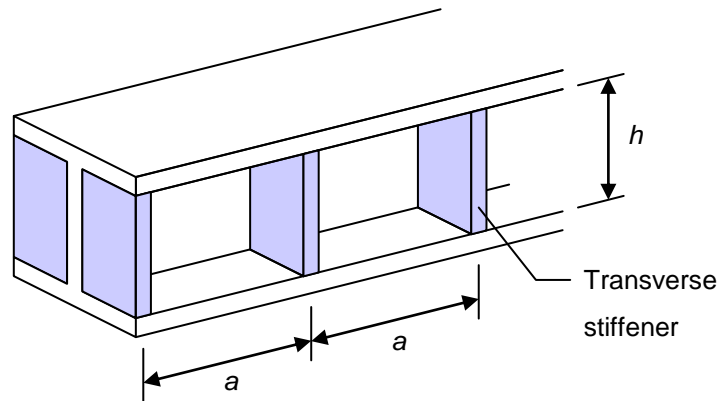
$$= \frac{1,585}{h/t_w} \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} \quad \text{เมื่อ } C_v \text{ มากกว่า } 0.8$$

สำหรับคานที่ไม่มีเหล็กเสริมกำลังทางขวาง (Transverse stiffener) ค่า $k_v = 5.34$

สำหรับคานที่มีเหล็กเสริมกำลังทางขวาง ดังในรูปที่ 8.2 เมื่อ a คือระยะช่องว่างระหว่างเหล็กเสริมกำลัง

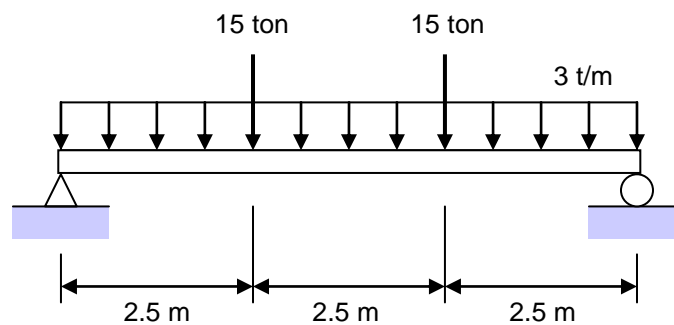
$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad \text{เมื่อ } a/h \text{ น้อยกว่า } 1.0$$

$$= 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \quad \text{เมื่อ } a/h \text{ มากกว่า } 1.0$$



รูปที่ 8.2 แผ่นเหล็กเสริมกำลังทางขวาง

ตัวอย่างที่ 8-1 คานหน้าตัด W600×120 รับน้ำหนักบรรทุกทุกและมีช่วงคานดังแสดงในรูป คานเป็นเหล็ก A36 และมีการรองรับด้านข้างเต็มที่ จงตรวจสอบการรับแรงเฉือนของคาน



วิธีทำ หน้าตัด W600×120 ($d = 60.6$ ซม. $t_w = 12$ มม.)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{60.6}{1.2} = 50.5 < \left[\frac{3,179}{\sqrt{2,500}} \right] = 63.6$$

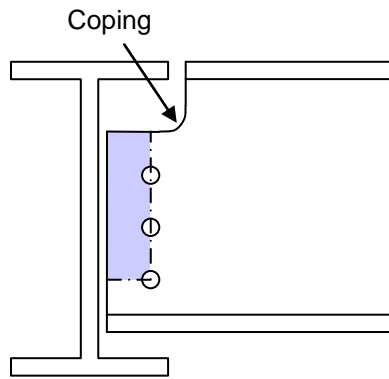
ดังนั้น $F_v = 0.40F_y = 0.40(2,500) = 1,000$ ก.ก./ซม.²

แรงเฉือนมากที่สุด $V_{\max} = (3.120)(7.5)/2 + 15 = 26.7$ ตัน

$$f_v = \frac{26.7(1,000)}{(60.6)(1.2)} = 367 \text{ ก.ก./ซม.}^2 < 1,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

OK

ในบางครั้งหน่วยแรงเฉือนเกิดขึ้นในจุดต่อคานที่ปีกบนบางส่วนถูกตัดออกเพื่อให้ผิวบนของคานที่มาต่ออยู่ในระดับเดียวกัน ดังในรูปที่ 8.3 ดังนั้นจึงมีโอกาสที่จะเกิดการวิบัติแบบบดล้นแรงเฉือน



รูปที่ 8.3 การวิบัติจากบล็อกแรงเฉือนที่อาจเกิดขึ้นตามเส้นประ

ในสถานการณ์เช่นนี้ AISC ได้กำหนดหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้เท่ากับ

$$F_v = 0.30 F_u \quad (8.5)$$

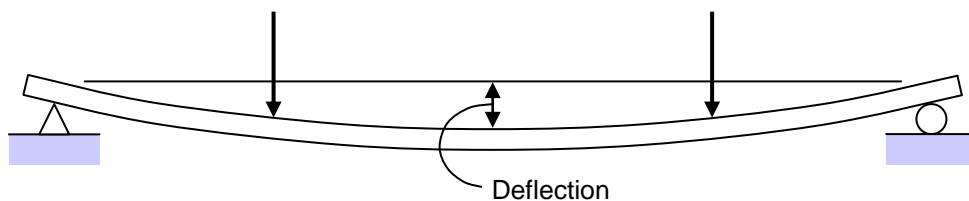
เมื่อ F_u คือหน่วยแรงดึงขีดสุดของเหล็ก โดยจะนำมาเปรียบเทียบกับหน่วยแรงเฉือน

$$f_v = \frac{V}{A_n} \quad (8.6)$$

เมื่อ A_n คือพื้นที่สุทธิตามแนวขนานของแผ่นเอว

8.2 การโก่งแอ่น (Deflections)

นอกจากโครงสร้างจะต้องมีความปลอดภัยแล้วยังต้องมีความสามารถในการใช้งานได้อีกด้วย ในกรณีของคานนั้นเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกจะเกิดการแอ่นตัวดังในรูปที่ 8.4 การแอ่นตัวที่มากเกินไปอาจก่อปัญหาในการใช้งานและมีผลต่อความรู้สึกของผู้ใช้อาคาร นอกจากนั้นยังอาจก่อให้เกิดความเสียหายแก่ส่วนที่ต่อเชื่อมอยู่ เช่น ผนังก่ออิฐที่อยู่ใต้คาน เป็นต้น



รูปที่ 8.4 การแอ่นตัวของคานจากการรับน้ำหนักบรรทุก

สูตรคำนวณการแอ่นตัวของคานภายใต้การรับน้ำหนักบรรทุกรูปแบบต่างๆถูกระบุไว้ในตารางที่ ค.2 และ ค.3 ของภาคผนวก ค ตัวอย่างเช่น คานช่วงเดี่ยวรับน้ำหนักแผ่คงที่ ค่าแอ่นตัวมากที่สุดคือ

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (8.7)$$

ขีดจำกัดที่เหมาะสมของการแอ่นตัวจะขึ้นกับลักษณะการใช้งานและความเสียหายที่อาจเกิดขึ้นจากการแอ่นตัว โดยทั่วไปแล้วระยะแอ่นมากที่สุดจากน้ำหนักบรรทุก เมื่อ L คือความยาวช่วงคาน จะมีค่าดังนี้

อาคารที่มีการก่อกันหรือฝ้าเพดาน	$L / 360$
อาคารที่ไม่มีการก่อกันหรือฝ้าเพดาน	$L / 240$
หลังคาที่ไม่มีฝ้าเพดาน	$L / 180$

ตัวอย่างที่ 8-2 จงเลือกหน้าตัดที่เบาที่สุดที่มีอยู่ด้วย $F_y = 2,500$ กก./ชม.² เพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด 6 ตัน/เมตร สำหรับคานช่วงเดียวยาว 8.0 เมตร ถ้าค่าการแอ่นตัวมากที่สุดที่ยอมให้เท่ากับ $1/1,500$ ของช่วงคาน หน้าตัดถูกยึดรั้งเต็มที่

วิธีทำ สมมติน้ำหนักคาน = 200 ก.ก./ม.

$$M = (6.20)(8.0)^2/8 = 49.6 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$S_{\text{reqd}} = (49.6)(100)/1.65 = 3,006 \text{ ชม.}^3$$

ลองใช้หน้าตัด **W600×134** ($I_x = 103,000$ ชม.²)

$$\text{การแอ่นตัวมากที่สุดที่ยอมให้} = 800/1500 = 0.53 \text{ ชม.}$$

$$\begin{aligned} \text{การแอ่นตัวจริงที่กลางช่วงคาน} &= \frac{5(6120/100)(800)^4}{384(2.1 \times 10^6)(103,000)} \\ &= 1.51 \text{ ชม.} > 0.53 \text{ ชม.} \end{aligned}$$

NG

ค่า I_x ที่ต้องการเพื่อจำกัดการแอ่นตัวให้อยู่ที่ 0.53 ชม.

$$I_x = \left(\frac{1.51}{0.53} \right) (103,000) = 293,453 \text{ ชม.}^4$$

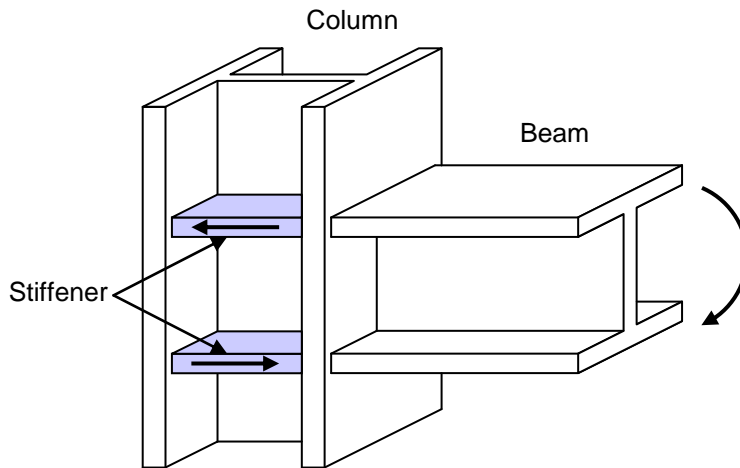
เลือกใช้หน้าตัด W800×241 ■

8.3 ปีกและเอวคานรับแรงกระทำเป็นจุด

ในคานที่รับแรงกระทำเป็นจุดตั้งฉากกับปีกคานและสมมาตรกับเอวคานจะต้องถูกตรวจสอบเพื่อป้องกันการวิบัติเฉพาะที่ สภาวะการวิบัติที่ต้องพิจารณาคือ การโก่งเดาะเฉพาะที่ของปีกคาน (Local flange buckling), การครากเฉพาะที่ของเอวคาน (Local web yielding), การเขี้ยวของเอวคาน (Web crippling) และการโก่งเดาะด้านข้างของเอวคาน (Sidesway web buckling)

การโก่งเดาะเฉพาะที่ของปีกเสา (Local flange buckling)

เมื่อคานตั้งในรูปที่ 8.5 ถูกต่อเข้ากับปีกเสา ถ้าโมเมนต์ที่ปลายคานมีมากจนทำให้แรงอัดและแรงดึงที่ผ่านปีกคานมาชนกับปีกเสาอาจทำให้ปีกเสาเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่ได้ จนอาจต้องวางเหล็กเสริมกำลังในแนวขวางในเสา



รูปที่ 8.5 เหล็กเสริมกำลังในเสา

เมื่อความหนาของปีกเสา t_f มีค่าน้อยกว่าค่าจากสมการ (8.8) จะต้องใช้แผ่นเหล็กเสริมกำลังในเสา ณ ตำแหน่งที่ตรงกับปีกคานทั้งสอง

$$1.02 \sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}} \tag{8.8}$$

เมื่อ F_{yc} คือหน่วยแรงครากของเสา (ก.ก./ซม.²) และ P_{bf} คือ 5/3 เท่าของแรงที่คำนวณได้เป็นต้นที่กระทำจากปีกคานหรือจุดต่อรับ โมเมนต์ ในกรณีที่แรงนั้นเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่และน้ำหนักบรรทุกจรเท่านั้น ตัวคูณจะกลายเป็น 4/3 เมื่อแรงเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่และน้ำหนักบรรทุกจรร่วมกระทำกับแรงลมหรือแผ่นดินไหว

เมื่อความยาวของน้ำหนักบรรทุกบนหน้าตัดขวางของปีกน้อยกว่า 0.15 เท่าของความกว้างปีก b_f ไม่จำเป็นต้องตรวจสอบตามสมการ (8.8)

ขนาดเล็กสุดของเหล็กเสริมกำลัง A_{st} จะต้องมีค่าไม่น้อยไปกว่า

$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc}t_{wc}(t_b + 5k)}{F_{yst}} \tag{8.9}$$

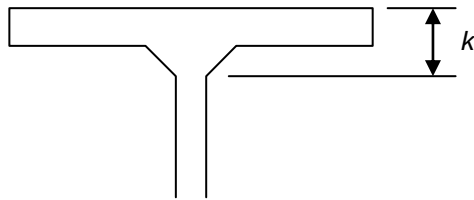
เมื่อ F_{yst} = หน่วยแรงครากของเหล็กเสริม (ก.ก./ซม.²)

k = ระยะระหว่างผิวนอกสุดของปีกเสาและปลายแผ่นเอวก่อนลบมุม ถ้าเป็นหน้าตัดรีดร้อน

หรือระยะเทียบเท่า ถ้าเป็นเสาที่ได้จากการเชื่อมประกอบ (ชม.)

t_b = ความหนาปีกหรือแผ่นเหล็กที่เป็นจุดต่อรับโมเมนต์ที่ส่งผ่านแรงกระทำเป็นจุด (ชม.)

t_{wc} = ความหนาปีกเสา (ชม.)



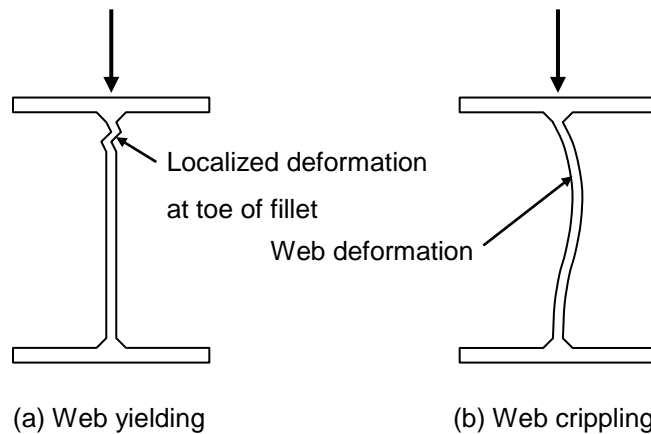
รูปที่ 8.6 ระยะ k ของหน้าตัด W

สมการที่ (8.8) อาจถูกกำหนดให้เป็นความหนาปีก t_f เพื่อคำนวณหา P_{bf}

$$P_{bf} = \frac{F_{yc} t_f^2}{1.04} \leq P_{fb} \quad (8.10)$$

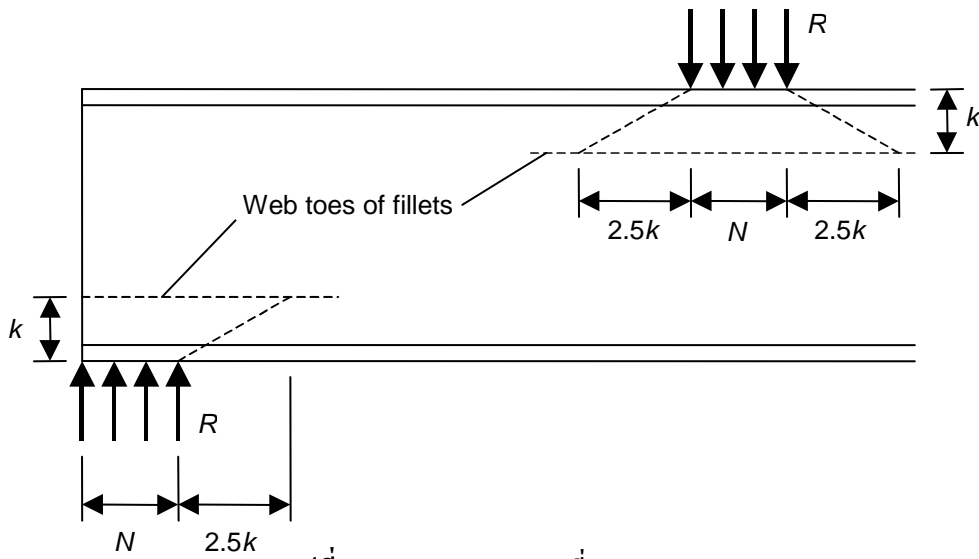
การครากเฉพาะที่ของเอวคาน (Local web yielding)

คานที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นจุดหลายๆบางครั้งอาจจะวิบัติโดยการครากของเอวคาน การวิบัติเฉพาะที่ในเอวคานอาจเกิดขึ้นได้ในสองลักษณะคือการครากเฉพาะที่ของเอวคานและการเยินของเอวคานดังในรูปที่ 8.7



รูปที่ 8.7 การครากเฉพาะที่ของเอวคานและการเยินของเอวคาน

เพื่อไม่ให้เกิดการครากเฉพาะที่ของเอวคาน น้ำหนักบรรทุกจะต้องถูกกระจายจนหน่วยแรงบนพื้นที่วิกฤตที่ปลายส่วนโค้งของจุดต่อระหว่างปีกและเอวคานมีค่าไม่เกิน $0.66F_y$ ดังในรูปที่ 8.8 พื้นที่ที่มีความกว้าง t_w และมีความยาว $N + 2.5k$ หรือ $N + 5k$ สำหรับตำแหน่งที่ปลายคานหรือกลางช่วงคานห่างจากปลายมากกว่าความลึกคานตามลำดับ เมื่อ N คือความยาวในการรับแรงแบกทาน



รูปที่ 8.8 การครากเฉพาที่ของเอวคาน

สำหรับแรงกระทำเป็นจุดที่ระยะจากปลายคานมากกว่าความลึกของคาน

$$\frac{R}{t_w(N + 5k)} \leq 0.66F_y \quad (8.11)$$

สำหรับแรงกระทำที่ปลายคาน

$$\frac{R}{t_w(N + 2.5k)} \leq 0.66F_y \quad (8.12)$$

ถ้าหน่วยแรงมีค่าเกิน อาจแก้ไขโดยการเพิ่มระยะแบกทาน N หรือใช้เหล็กเสริมกำลังแบกทาน

การยีนของเอวคาน (Web crippling)

AISC กำหนดค่าจำกัดของแรงอัดกระทำเป็นจุดตามสมการ (8.13) และ (8.14) หากมีค่าเกินจำเป็นต้องใช้เหล็กเสริมกำลังแบกทาน

ถ้าแรงกระทำที่ระยะไม่น้อยกว่า $d/2$ จากปลายคาน

$$R = 564 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (8.13)$$

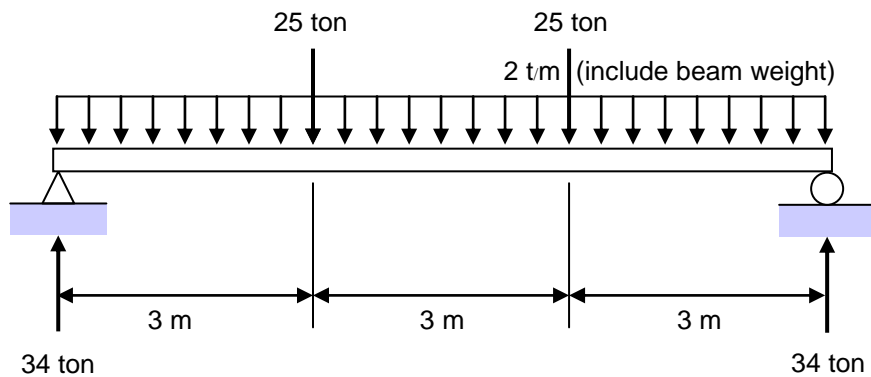
ถ้าแรงกระทำที่ระยะน้อยกว่า $d/2$ จากปลายคาน

$$R = 282 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (8.14)$$

เมื่อ R = แรงอัดกระทำเป็นจุดมากที่สุดที่ยอมให้ (ก.ก.)

F_{yw} = หน่วยแรงครากของเอวคาน (ก.ก./ซม.²)

ตัวอย่างที่ 8-3 หน้าตัด W800×191 ทำด้วยเหล็ก A36 รับน้ำหนักบรรทุกและมีช่วงคานดังแสดงในรูป จงพิจารณาระยะแบกทาน 15 ซม. มีค่าเพียงพอหรือไม่?



วิธีทำ หน้าตัด W800×191 ($t_w = 14$ มม. $t_f = 22$ มม. $k = 2 t_f = 4.4$ ซม. $d = 79.2$ ซม.)

ตรวจสอบการครากของเอวคานที่ปลาย หน่วยแรงอัดบนพื้นที่วิกฤตมีค่าเท่ากับ

$$\frac{R}{t_w(N + 2.5k)} = \frac{34(1,000)}{1.4(15 + 2.5 \times 4.4)} = 934.1 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

หน่วยแรงครากที่ยอมให้ของเอวคานคือ

$$0.66F_y = 0.66(2,500) = 1,650 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$934.1 \text{ ก.ก./ซม.}^2 < 1,650 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

OK

ตรวจสอบการเอนของเอวคานที่ปลาย ค่าแรงอัดมากที่สุดคือ

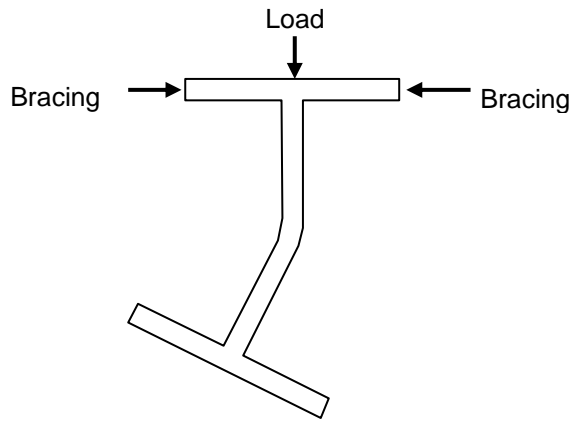
$$\begin{aligned} R &= 282 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \\ &= 282(1.4)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{15}{79.2} \right) \left(\frac{1.4}{2.2} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2,500(2.2)}{1.4}} \end{aligned}$$

$$= 44,636 \text{ ก.ก.} = 44.6 \text{ ตัน} > 34 \text{ ตัน}$$

OK ■

การโก่งเดาะด้านข้างของเอวคาน (Sidesway web buckling)

เมื่อปีกคานที่ถูกแรงอัดกระทำเป็นจุดมีการยึดรั้งปีกรับแรงอัด เอวคานจะรับแรงอัดและปีกรับแรงดึงอาจโก่งเดาะค้งในรูปที่ 8.9



รูปที่ 8.9 การโก่งเดาะจากการเซของเอวคาน

เมื่อปีกคานที่รับแรงถูกยึดรั้งและอัตราส่วน $(d_c / t_w) / (L / b_f)$ น้อยกว่า 2.3

$$R = \frac{478,200 t_w^3}{h} \left[1 + 0.4 \left(\frac{d_c / t_w}{L / b_f} \right)^3 \right] \quad (8.15)$$

เมื่อปีกที่รับแรงไม่ถูกยึดรั้งและอัตราส่วน $(d_c / t_w) / (L / b_f)$ น้อยกว่า 1.7

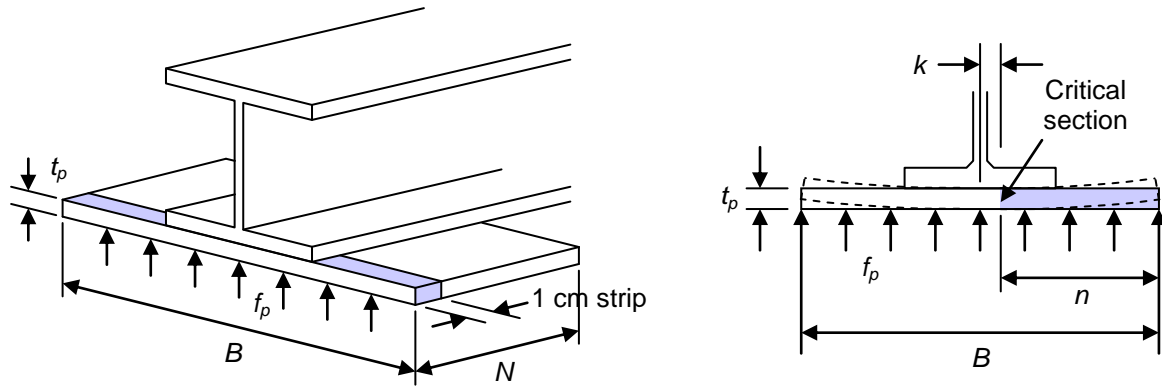
$$R = \frac{478,200 t_w^3}{h} \left[0.4 \left(\frac{d_c / t_w}{L / b_f} \right)^3 \right] \quad (8.16)$$

เมื่อ d_c = ความลึกของเอวคานไม่รวมส่วนโค้ง = $d - 2k$

L = ความยาวไร้อุปกรณ์รับมากที่สุดบนปีกใดปีกหนึ่งที่จุดรับน้ำหนัก

8.4 แผ่นเหล็กรองรับคาน (Beam Bearing Plates)

เมื่อปลายคานถูกรองรับด้วยแรงแบกทานโดยตรงจากคอนกรีตหรือกำแพงก่ออิฐ มักจะจำเป็นที่จะต้องกระจายแรงปฏิกิริยาที่ปลายคานลงสู่ที่รองรับเพื่อให้แรงดันแบกทาน f_p ที่เกิดขึ้นมีค่าไม่เกินหน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้ F_p โดยการใส่แผ่นเหล็กรองรับคานที่มีความหนาเพียงพอเพื่อรับการตัดที่หน้าตัดวิกฤตดังในรูปที่ 8.10 โดยหน่วยแรงตัดที่ยอมให้ในกรณีนี้คือ $F_b = 0.75F_y$



รูปที่ 8.10 แผ่นเหล็กทรงใต้คาน

สำหรับแผ่นเหล็กคลุมเต็มพื้นที่จุดรองรับคอนกรีต,

$$F_p = 0.35 f'_c$$

สำหรับแผ่นเหล็กคลุมเต็มพื้นที่จุดรองรับคอนกรีต,

$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.7 f'_c$$

เมื่อ f'_c = กำลังรับแรงอัดของคอนกรีต (ก.ก./ชม.²)

A_1 = พื้นที่แผ่นเหล็กทรงใต้คาน (ชม.²)

A_2 = พื้นที่จุดรองรับคอนกรีต (ชม.²)

จากรูปที่ 8.10 โมเมนต์คัตที่หน้าตัดวิกฤตของคานยื่นกว้าง 1 ซม. ลึก t_p มีค่าเท่ากับ

$$\begin{aligned} M &= (\text{หน่วยแรงแบกทานที่เกิดขึ้นจริง}) \times (\text{พื้นที่}) \times (\text{แขนโมเมนต์}) \\ &= f_p \times (n \times 1) \times (n / 2) \\ &= \frac{f_p n^2}{2} \end{aligned}$$

หน่วยแรงคัตพิจารณาได้จากสูตรการคัต:

$$f_b = \frac{M c}{I} = \frac{(f_p n^2 / 2)(t_p / 2)}{1 \times t_p^3 / 12} = \frac{3 f_p n^2}{t_p^2}$$

หน่วยแรงคัตมากที่สุด $f_b = F_b = 0.75 F_y$ แทนค่าลงในสมการจะได้

$$\text{ค่าที่ต้องการของ } t_p = \sqrt{\frac{3 f_p n^2}{0.75 F_y}} = 2n \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad (8.17)$$

ตัวอย่างที่ 8-4 คานหน้าตัด W450×106 ($d = 43.4$ ซม. $b_f = 29.9$ ซม. $t_w = 10$ ม.ม. $t_f = 15$ ม.ม. และ $k = 3.9$ ซม.) มีปลายข้างหนึ่งถูกรองรับโดยผนังคอนกรีตเสริมเหล็กมี $f'_c = 210$ กก./ซม.² จงออกแบบแผ่นรองรับใต้คานด้วยเหล็ก A36 แรงปฏิกิริยาที่ปลายคานเท่ากับ 30 ตัน ใช้ความกว้างทั้งหมดของผนัง(20 ซม.) เป็นความยาวรับแรงแบกทาน

วิธีทำ ตรวจสอบความยาวมากที่สุดที่ต้องการ:

การครากเฉพาที่ของเอวคาน $\frac{R}{t_w(N + 2.5k)} = 0.66F_y$

$$\frac{30(1,000)}{1.0(N + 2.5 \times 3.9)} = 0.66(2,500)$$

ความยาวรองรับที่ต้องการ $N = 8.43$ ซม. < 20 ซม.

OK

การเขินของเอวคาน $R = 282 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_y t_f}{t_w}}$

$$30(1,000) = 282 (1.0)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{43.4} \right) \left(\frac{1.0}{1.5} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2,500(1.5)}{1.0}}$$

ความยาวรองรับที่ต้องการ $N = 19.1$ ซม. < 20 ซม.

OK

เลือกขนาดแผ่นรอง:

$$A_{reqd} = \frac{R}{0.35 f'_c} = \frac{30(1,000)}{0.35(210)} = 408 \text{ ซม.}^2$$

$$B = A_1/N = 408/20 = 20.4 \text{ ซม.}$$

ใช้ความกว้าง 25 ซม.

$$A_1 = (20)(25) = 500 \text{ ซม.}^2 > 408 \text{ ซม.}^2$$

OK

$$n = 25/2 - 3.9 = 8.6 \text{ ซม.}$$

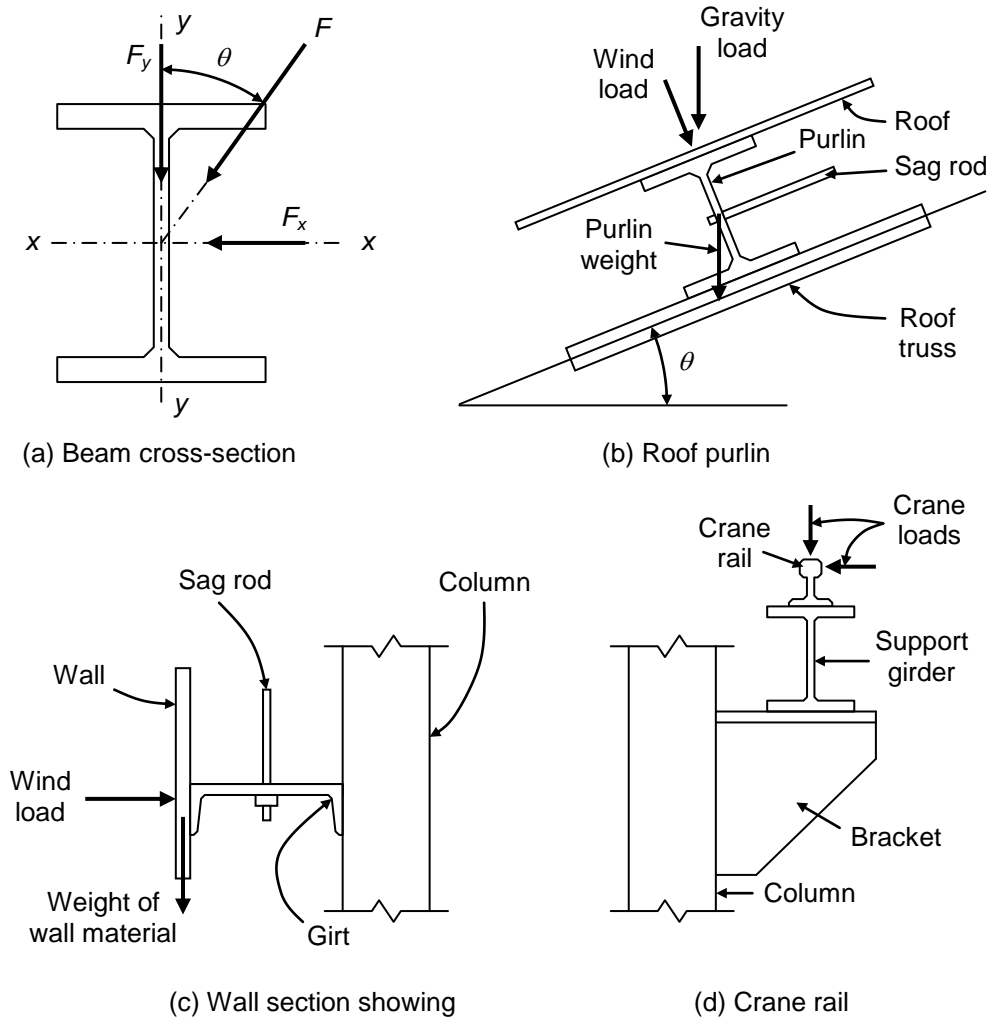
$$f_p = 30(1,000)/500 = 60 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{3f_p n^2}{F_b}} = \sqrt{\frac{3(60)(8.6)^2}{0.75(2,500)}} = 2.66 \text{ ซม.}$$

ใช้แผ่นเหล็ก PL3×20×25 ซม. ■

8.5 การดัดแบบไม่สมมาตร (Unsymmetrical Bending)

ที่ผ่านมาคานจะรับน้ำหนักบรรทุกทุกและเกิดการดัดรอบแกนหลัก (แกน $x-x$) ซึ่งเป็นสถานะการณ์ปกติสำหรับคานปีกกว้างซึ่งแกนคานอยู่ในแนวราบรับน้ำหนักบรรทุกทุกลงในดิ่ง แต่ในบางกรณีคานต้องรับน้ำหนักบรรทุกซึ่งทำให้เกิดการดัดขึ้นรอบทั้งแกนหลักและแกนรองเรียกว่า การดัดแบบไม่สมมาตร (Unsymmetrical bending) หรือ การดัดรอบแกนคู่ (Biaxial bending)



รูปที่ 8.11 ตัวอย่างการดัดแบบไม่สมมาตรในคาน

รูปที่ 8.11 แสดงบางตัวอย่างของการดัดในลักษณะนี้ คานในรูปที่ 8.11a รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกทำมุมเอียงผ่านศูนย์กลางหน้าตัด แผลหลังคาในรูปที่ 8.11b อยู่บนจันทันของหลังคาที่ลาดเอียงต้องรองรับ

น้ำหนักวัสดุผนัง แรงลม และน้ำหนักตัวเองดังแสดงในรูป คานผนังในรูปที่ 8.11c ต้องรองรับทั้งน้ำหนักบรรทุกในแนวราบและแนวตั้ง และคานรองรับรางเครนในรูปที่ 8.11d ต้องรองรับน้ำหนักบรรทุกในแนวตั้งและแรงทางด้านข้างจากการเคลื่อนที่ของเครน

ในกรณีที่น้ำหนักบรรทุก F ผ่านศูนย์กลางหน้าตัดทำมุม θ กับแกน y ดังรูปที่ 8.11a เมื่อแตกองค์ประกอบแรงตามทิศแกนหลักและแกนรองของหน้าตัด

$$F_y = F \cos \theta$$

$$F_x = F \sin \theta$$

องค์ประกอบในแต่ละแกนจะทำให้เกิดโมเมนต์ดัดรอบแกนคือ M_x และ M_y โดยหน่วยแรงดัดรวมกระทำจากโมเมนต์ทั้งสองคือ

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} \pm \frac{M_y}{S_y} \quad (8.18)$$

เครื่องหมาย \pm หมายถึงค่าหน่วยแรงซึ่งอาจเป็นบวกหรือลบขึ้นกับทิศทางโมเมนต์ดัด แต่โดยทั่วไปเรามักสนใจหน่วยแรงที่มีขนาดมากที่สุดบนหน้าตัด

หน่วยแรงที่ยอมให้ในแต่ละแนวแกนจะมีค่าแตกต่างกันไป AISI ใช้สมการปฏิสัมพันธ์ที่ได้จากการพิจารณาหน่วยแรงที่ยอมให้ในแต่ละแกน สำหรับการดัดรอบแกน x จะได้ว่า

$$f_{bx} \leq F_{bx} \quad \text{หรือ} \quad \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0$$

เช่นเดียวกัน สำหรับการดัดรอบแกน y จะได้ว่า

$$f_{by} \leq F_{by} \quad \text{หรือ} \quad \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

AISC ได้กำหนดให้ผลรวมของอัตราส่วนทั้งสองมีค่าไม่เกิน 1.0,

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (8.19)$$

ถ้าเป็นหน้าตัดคอมแพ็คมีการรองรับด้านข้างถูกดัดรอบแกน x เท่านั้น หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_{bx} จะเป็น $0.66F_y$ สำหรับการดัดรอบแกน y AISI กำหนดค่า F_b เท่ากับ $0.75F_y$

$$\frac{f_{bx}}{0.66F_y} + \frac{f_{by}}{0.75F_y} \leq 1.0 \quad (8.20)$$

ตัวอย่างที่ 8.5 คานตัวหนึ่งถูกประมาณว่าจะต้องรับโมเมนต์คดในแนวตั้ง 16 ตัน-เมตร และโมเมนต์คดในแนวราบ 4 ตัน-เมตร โมเมนต์เหล่านี้ได้รวมน้ำหนักคานแล้ว โดยสมมุติให้น้ำหนักบรรทุกทุกผ่านศูนย์กลางของหน้าตัด จงเลือกหน้าตัด W ที่สามารถต้านทานโมเมนต์เหล่านี้ ใช้เหล็ก A36 และสมมุติให้มีการรองรับด้านข้างเต็มสำหรับปีกคาน

วิธีทำ ลองครั้งแรก: ค่า S ที่ต้องการสำหรับโมเมนต์คดในแนวตั้งอย่างเดียวคือ $16(100)/1.65 = 970 \text{ ซม.}^3$ ดังนั้นจึงลองใช้หน้าตัดที่มีโมดูลัสหน้าตัดใหญ่กว่า

ลองหน้าตัด **W600×94.6** ($S_x = 2,310 \text{ ซม.}^3$, $S_y = 199 \text{ ซม.}^3$)

$$f_{bx} = 16(100,000)/2,310 = 693 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$F_{bx} = 0.66F_y = 1,650 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_{by} = 4(100,000)/199 = 2,010 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$F_{by} = 0.75F_y = 1,875 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{693}{1,650} + \frac{2,010}{1,875} = 1.492 > 1.00 \quad \text{NG}$$

ลองครั้งสุดท้าย: **W450×106** ($S_x = 2,160 \text{ ซม.}^3$, $S_y = 448 \text{ ซม.}^3$)

$$f_{bx} = 16(100,000)/2,160 = 741 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_{by} = 4(100,000)/448 = 893 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{741}{1,650} + \frac{893}{1,875} = 0.925 < 1.00 \quad \text{OK}$$

ใช้หน้าตัด W450×106 ■

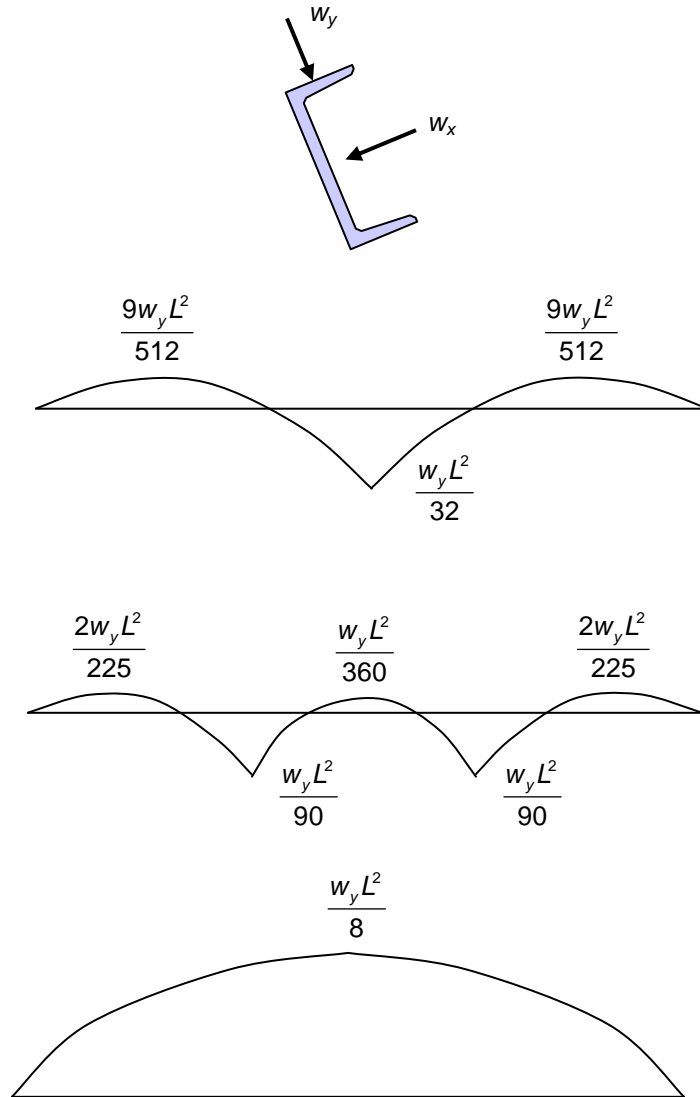
8.6 การออกแบบแป

แปเป็นส่วนหนึ่งของระบบ โครงหลังคาลาดเอียงที่ต้องรับการคดแบบไม่สมมาตร โดยรับน้ำหนักบรรทุกทุกจากหลังคาในแนวตั้งและแรงลมในแนวตั้งฉากกับหลังคา ดังแสดงในรูปที่ 8.11b

เพื่อหลีกเลี่ยงการคดของจันทัน (Top Chord) ของโครงหลังคา จึงควรวางแปที่จุดต่อของโครงถัก แต่ถ้าต้องการใช้แประหว่างกลางจันทันจะต้องพิจารณาหน่วยแรงคดและหน่วยแรงตามแนวแกนร่วมกันในจันทันดังจะได้กล่าวถึงในบทต่อไป

เหล็กเส้นกันหย่อน (Sag Rod) มักจะถูกใช้เพื่อลดช่วงความยาวสำหรับการคดรอบแกนรอง เหล็กเส้นกันหย่อนทำให้แปกลายเป็นคานต่อเนื่องรอบแกน y และ โมเมนต์รอบแกนนี้จะลดลงมากดังแสดง

ในรูปที่ 8.13 โมเมนต์ไดแกรมเหล่านี้ได้มาโดยไม่คำนึงถึงการเปลี่ยนแปลงความยาวของเหล็กเส้นกันหย่อน นอกจากนั้นยังสมมุติว่าแป้ถูกรองรับแบบจุดหมุนที่โครงถัก สมมุติฐานเช่นนี้เป็นการเพื่อความปลอดภัย เนื่องจากแป้มักจะต่อเนื่องประมาณ 2-3 ช่วงโครงถัก และความต่อเนื่องที่จุดต่อมีค่อนข้างมาก ในแผนภูมินี้ L คือระยะระหว่างโครงถัก w_x คือองค์ประกอบของน้ำหนักบรรทุกที่ตั้งฉากกับแกนเอว และ w_y คือองค์ประกอบที่ขนานกับแกนเอว



รูปที่ 8.12 แผนภูมิโมเมนต์คานในแป้

ถ้าไม่ใช่เหล็กกันหย่อน โมเมนต์มากที่สุดรอบแกนเอวของแป้จะเป็น $w_x L^2/8$ เมื่อใช้เหล็กกันหย่อนที่กลางช่วงคาน โมเมนต์นี้จะลดลงเป็น $w_x L^2/32$ (ลดลง 75%) และเมื่อใช้ที่ระยะหนึ่งในสามจะลดลงเป็น $w_x L^2/90$ (ลดลง 91%)

ตัวอย่างที่ 8.6 เลือกหน้าตัดแป W สำหรับหลังคาดังแสดงในรูป ระยะห่างระหว่างโครงถักเท่ากับ 5.0 เมตร และเหล็กกันย่นถูกใช้ที่กึ่งกลางระหว่างโครงถัก สมมติว่าหลังคาให้การรองรับด้านข้างได้อย่างเต็มที่ ใช้เหล็ก A36 และสมมติว่าไม่มีแรงบิด จึงสามารถใช้ค่า S_y ได้เต็มที่

น้ำหนักบรรทุก:

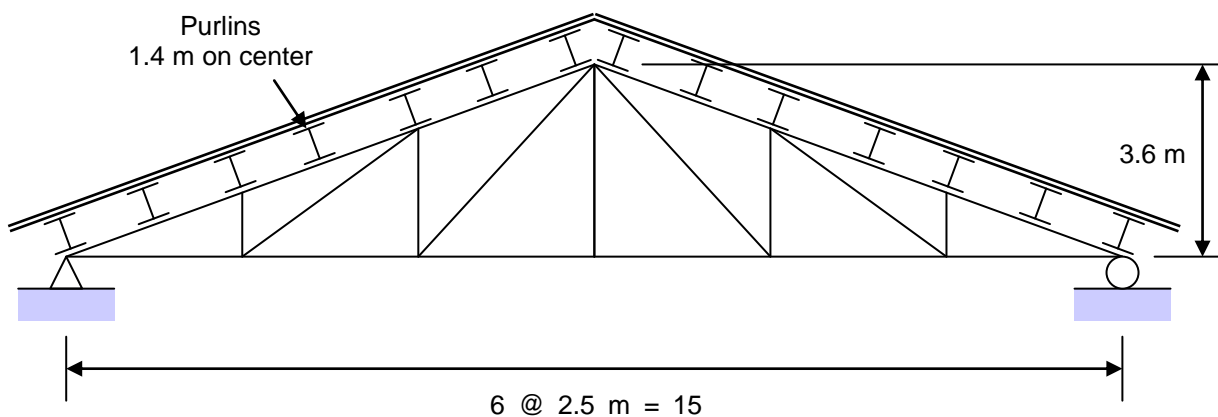
$$\text{น้ำหนักจร} = 30 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{วัสดุปูหลังคา} = 20 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักแปโดยประมาณ} = 10 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักทั้งหมด} = 60 \text{ ก.ก./ม.}^2$$

$$\text{แรงดันลม(ตั้งฉากกับผิวหลังคา)} = 25 \text{ ก.ก./ม.}^2$$



วิธีทำ

$$\text{น้ำหนักบรรทุกจากแรงโน้มถ่วง} = (1.4)(60) = 84 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกจากแรงลม} = (1.4)(25) = 35 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$w_x = 35 + \left(\frac{7.5}{\sqrt{7.5^2 + 3.6^2}} \right) (84) = 110.7 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$w_y = \left(\frac{3.6}{\sqrt{7.5^2 + 3.6^2}} \right) (84) = 36.35 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$M_x = (110.7)(5.0)^2/8 = 345.9 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$M_y = (36.35)(5.0)^2/32 = 28.40 \text{ ก.ก.-ม.}$$

ลองใช้หน้าตัด **W100×9.3** ($S_x = 37.5 \text{ ซม.}^3$ $S_y = 5.91 \text{ ซม.}^3$)

บทที่ 8 การออกแบบคาน(ต่อ)

$$f_{bx} = (345.9)(100)/37.5 = 922.4 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$f_{by} = (28.40)(100)/5.91 = 480.5 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{922.4}{1,650} + \frac{480.5}{1,875} = 0.815 < 1.00$$

OK

ใช้น้ำตัด W100×9.3

■

ปัญหาท้ายบทที่ 8

8-1 หน้าตัด W500×103 มีแรงเฉือนภายนอกกระทำ 30 ตัน

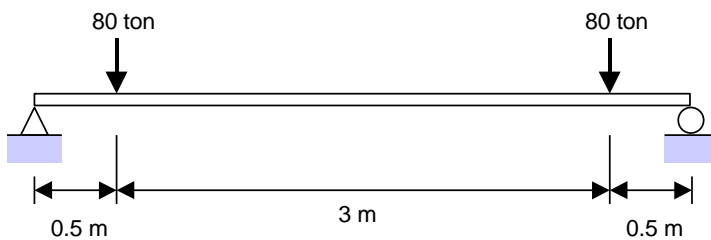
(ก) จงคำนวณหน่วยแรงเฉือนมากที่สุดในทางทฤษฎีที่เกิดขึ้นในหน้าตัด

(ข) จงคำนวณหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่เกิดขึ้นในหน้าตัดโดยใช้ความลึกเต็มของหน้าตัด

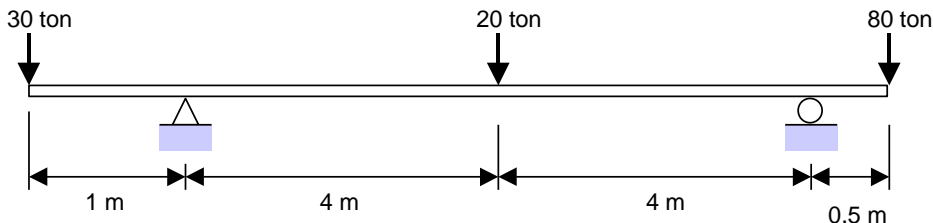
8-2 หน้าตัด W450×106 มีแรงเฉือนที่ปลาย 27 ตัน จงคำนวณหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยของหน้าตัด และหน่วยแรงมากที่สุดตามทฤษฎี

ปัญหาที่ 8-3 ถึง 8-4 โดยใช้เหล็ก A36 จงเลือกหน้าตัดที่เบาที่สุดสำหรับช่วงความยาวและน้ำหนักบรรทุกทุกตัวแสดง องค์อาคารถูกสมมุติให้มีการยึดครั้งด้านข้างเต็มช่วง

8-3



8-4



8-5 ทำซ้ำปัญหา 8-4 โดยใช้เหล็ก $F_y = 3,500$ กก./ซม.²

8-6 ถ้าหน้าตัด W350×115 ยึดครั้งเต็มช่วงทำจากเหล็ก A36 ถูกใช้เป็นคานช่วงเดียว 2 เมตร จงพิจารณาน้ำหนักแผ่นมากที่สุด w ที่คานสามารถรองรับได้ พิจารณาเฉพาะแรงเฉือนและโมเมนต์

8-7 หน้าตัด W450×124 ทำจากเหล็ก A36 ยึดครั้งเต็มช่วงทำจากเหล็ก A36 ถูกใช้เป็นคานช่วงเดียว 2.5 เมตร จงพิจารณาน้ำหนักแผ่นมากที่สุด w ที่คานสามารถรองรับได้ พิจารณาเฉพาะแรงเฉือนและโมเมนต์

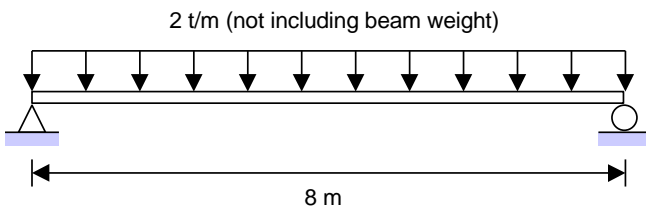
8-8 หน้าตัด W900×213 ทำจากเหล็ก A36 ยึดครั้งเต็มช่วงทำจากเหล็ก A36 ถูกใช้เป็นคานช่วงเดียว 5 เมตร จงพิจารณาน้ำหนักแผ่นมากที่สุด w ที่คานสามารถรองรับได้ พิจารณาเฉพาะแรงเฉือนและโมเมนต์

8-9 คานช่วงเดียว 8 เมตรรองรับน้ำหนักบรรทุกเคลื่อนที่ $P = 24$ ตัน โดยใช้เหล็ก A36 จงเลือกหน้าตัดที่ประหยัดที่สุดโดยพิจารณาเฉพาะ โมเมนต์และแรงเฉือนเท่านั้น

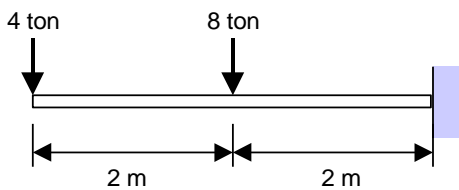
8-10 คานช่วงเดียว 12 เมตรรองรับน้ำหนักบรรทุก $P = 20$ ตัน ที่กลางช่วงคาน ถูกยึดรั้งด้านข้างเฉพาะที่ปลายและกลางช่วงคาน ระยะแอนตัวมากที่สุดที่ยอมให้ภายใต้้้น้ำหนักบรรทุกใช้งานเท่ากับ $1/1000$ ของช่วงคาน โดยใช้เหล็ก A36 จงเลือกหน้าตัด W ที่ประหยัดที่สุดโดยพิจารณาเฉพาะ โมเมนต์ แรงเฉือน และระยะแอน ไม่คินน้ำหนักคาน

8-11 จงออกแบบคานช่วงเดียวยาว 8 เมตร รองรับน้ำหนักแผ่นสม่ำเสมอ 4 ตัน/เมตร(รวมน้ำหนักคาน) ระยะแอนตัวมากที่สุดที่ยอมให้ภายใต้้้น้ำหนักบรรทุกใช้งานเท่ากับ $1/1200$ ของช่วงคาน โดยใช้เหล็ก A36 จงเลือกหน้าตัด W ที่ประหยัดที่สุดโดยพิจารณาเฉพาะ โมเมนต์ แรงเฉือน และระยะแอน คานถูกรองรับด้านข้างเต็มช่วงความยาว

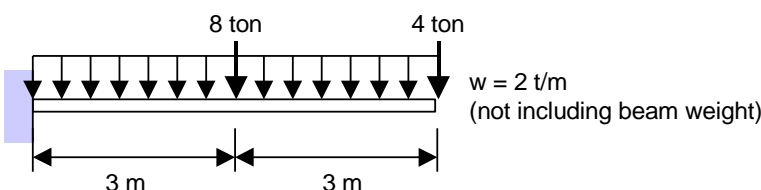
8-12 จงเลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดของเหล็ก A36 สำหรับช่วงคานและน้ำหนักบรรทุกใช้งานดังแสดงในรูป คานมีการรองรับด้านข้างเต็มช่วงความยาว ระยะแอนตัวมากที่สุดต้องไม่เกิน $1/1500$ ของช่วงคาน พิจารณาเฉพาะ โมเมนต์ แรงเฉือน และระยะแอนตัว



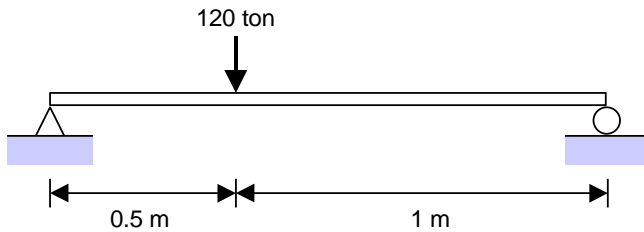
8-13 จงเลือกหน้าตัดที่เบาที่สุด ถ้า $F_y = 3,500$ กก./ซม.² สำหรับช่วงคานและน้ำหนักบรรทุกดังแสดงในรูป ถ้าน้ำตัดถูกรองรับด้านข้างเต็มช่วง และมีระยะแอนตัวที่ยอมให้มากที่สุดเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน $1/1000$ ของความยาวช่วงคาน ไม่คินน้ำหนักคานในการคำนวณ



8-14 ถ้ระยะแอนตัวมากที่สุดที่ยอมให้เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานของคานที่มีการรองรับด้านข้างเต็มช่วงดังแสดงในรูปเท่ากับ $1/1200$ ของช่วงคาน จงเลือกหน้าตัดที่เบาที่สุดโดยใช้เหล็ก A36 พิจารณาเฉพาะ โมเมนต์ แรงเฉือน และระยะแอน

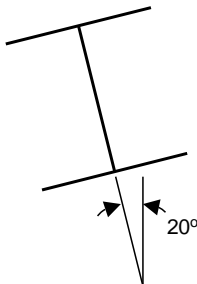


8-15 คานช่วงเดียว W700×185 ทำจากเหล็ก A36 รองรับน้ำหนักบรรทุก 150 ตันดังแสดงในรูป ถ้าความยาวแบกทานที่จุดรองรับด้านซ้ายเท่ากับ 20 ซม. และที่น้ำหนักบรรทุกเท่ากับ 30 ซม. จงตรวจสอบคานสำหรับแรงเฉือน และการโก่งของเอวคาน ไม่คิณน้ำหนักคานในการคำนวณ



8-16 คานช่วงเดียวทำด้วยเหล็ก A36 ยาว 10 เมตรมีการรองรับปีกรับแรงอัดด้านข้างเต็มช่วง ถูกใช้รับน้ำหนักเคลื่อนที่ 20 ตัน จงเลือกหน้าตัดที่เบาที่สุดสำหรับโมเมนต์ แล้วตรวจสอบหน้าตัดว่าเพียงพอในการรับแรงเฉือนหรือไม่ และคำนวณความยาวแบกทานน้อยที่สุดที่ต้องการที่จุดรองรับเพื่อป้องกันการเกิดครากและการโก่งของเอวคาน

8-17 คานช่วงเดียวทำด้วยเหล็ก A36 ยาว 6 เมตรมีการรองรับปีกรับแรงอัดด้านข้างเต็มช่วง รองรับน้ำหนักแผ่นผ้าเสมอ 7 ตัน/เมตรเพิ่มขึ้นจากน้ำหนักคาน น้ำหนักบรรทุกถูกสมมุติให้กระทำผ่านจุดศูนย์กลางของหน้าตัด จงเลือกหน้าตัดที่เบาที่สุด



8-18 จงเลือกหน้าตัดที่เบาที่สุดที่ทำจากเหล็ก A36 เพื่อด้านทานโมเมนต์จากแรงโน้มถ่วง $M_x = 50$ ตัน-เมตร และโมเมนต์จากแรงด้านข้าง $M_y = 12$ ตัน-เมตร สมมุติให้หน้าตัดมีการรองรับด้านข้างเต็มช่วง

8-19 ทำปัญหา 8-18 ซ้ำสำหรับ $F_y = 3,500$ กก./ชม.² และ $M_x = 60$ ตัน-เมตร

8-20 จงเลือกหน้าตัด W เพื่อเป็นแปะระหว่างโครงหลังคาซึ่งอยู่ห่างกัน 6 เมตร สมมุติว่าหลังคาต้องรับน้ำหนักคงที่ 100 กก./ตร.ม. และแรงลม 80 กก./ตร.ม. ในแนวราบของโครงหลังคา ความลาดเอียงของโครงหลังคาคือ 1/2 และแปะถูกวางห่างกัน 2 เมตร ใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC เหล็กเส้นกันแอ่นอยู่ที่ระยะกึ่งกลางระหว่างโครงหลังคา

8-21 จงออกแบบแผ่นรองรับแรงแบกทานใต้คานจากเหล็ก A36 สำหรับหน้าตัด W700×185 มีแรงปฏิกิริยาที่ปลาย $R = 35$ ตัน คานวางอยู่บนผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก $f'_c = 240$ กก./ชม.² แผ่นเหล็กในทิศทางตั้งฉากกับผนังต้องไม่ยาวเกิน 20 ซม.

8-22 จงออกแบบแผ่นเหล็กรับแรงแบกทานจากเหล็ก A36 สำหรับหน้าตัด W800×210 มีแรงปฏิกิริยาที่ปลาย $R = 40$ ตัน คานวางอยู่บนผนังคอนกรีตเสริมเหล็ก $f'_c = 240$ กก./ซม.² แผ่นเหล็กในทิศทางตั้งฉากกับผนังต้องไม่ยาวเกิน 20 ซม.

8-23 ถ้าต้องการ W900×286 สำหรับบางช่วงคาน แต่ผู้ผลิตไม่สามารถจัดหาได้ทันเวลา อย่างไรก็ตามมีหน้าตัด W900×213 และแผ่นเหล็กเหลือพอ จงเลือกแผ่นเหล็กหนา 25 มม. มาเชื่อมต่อกับปีกของ W900×213 เพื่อใช้แทนหน้าตัดเดิม

8-24 หน้าตัด W600×151 ถูกกำหนดเพื่อใช้งาน แต่เนื่องจากความผิดพลาดในการขนส่ง หน้าตัด W600×106 ถูกส่งมาแทน ซึ่งคานต้องทำการติดตั้งโดยเร็ว สมมุติว่าสามารถหาแผ่นเหล็กได้อย่างรวดเร็ว จงเลือกแผ่นเหล็กหนา 12 มม. มาเชื่อมต่อกับปีกของ W900×213 เพื่อใช้แทนหน้าตัดเดิม

8-25 ทำปัญหาที่ 8-24 ซ้ำ ถ้าคานเดิมเป็นเหล็ก $F_y = 3,500$ กก./ซม.² และคานที่ส่งมามีขนาดตามต้องการ แต่เป็นเหล็ก A36 สมมุติว่ามีแต่แผ่นเหล็ก 25 มม. เท่านั้น

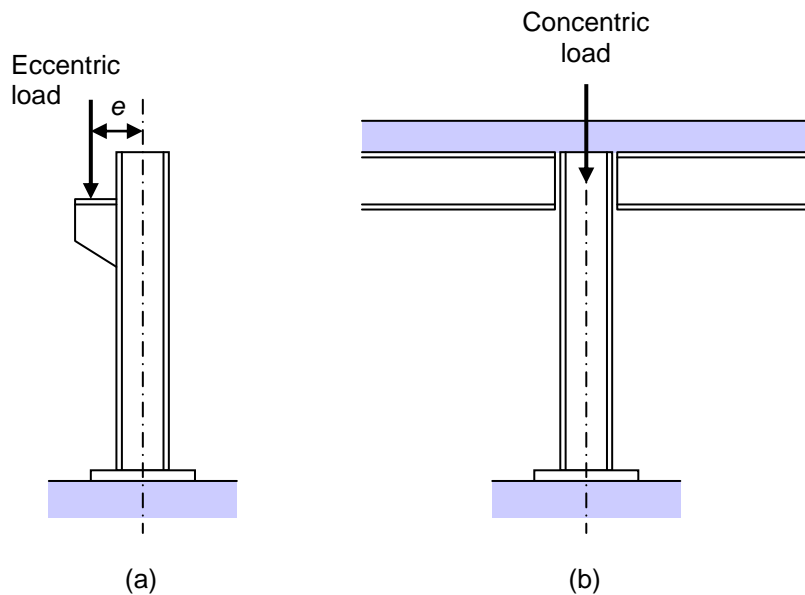
8-26 จงออกแบบคานเหล็ก A36 ให้มีความลึกไม่เกิน 30 ซม. เพื่อรองรับน้ำหนักแผ่ 12 ตัน/เมตร สำหรับคานช่วงเดียว 4 เมตร

9

คาน - เสา

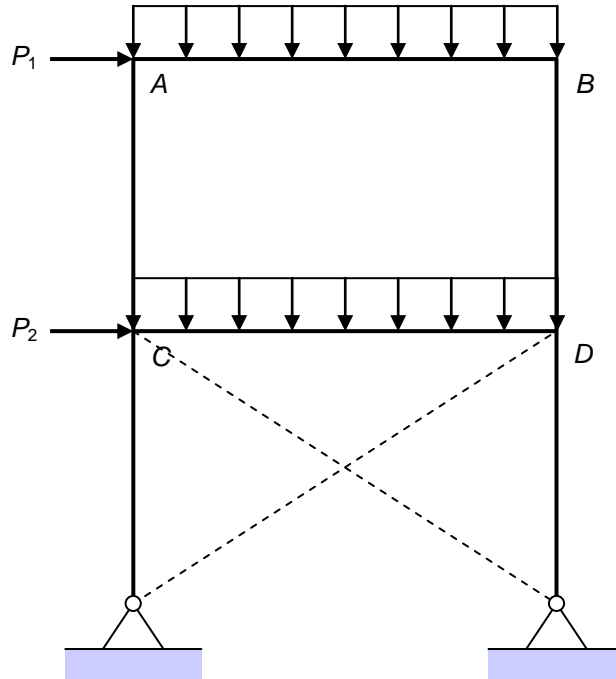
9.1 บทนำ

เป็นที่ทราบกันดีว่าองค์อาคารรับแรงอัดตามแนวแกนนั้นไม่มีอยู่จริง ทุกองค์อาคารรับแรงอัดจะมีโมเมนต์ดัดอยู่ปริมาณหนึ่งเสมอ โมเมนต์ดัดอาจเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกเชิงศูนย์ดังในรูปที่ 9.1a เสาภายในอาคารในรูปที่ 9.2b นั้นดูเหมือนรับน้ำหนักบรรทุกทุกตรงศูนย์ แต่ถ้าน้ำหนักบรรทุกไม่สมมาตรก็จะเกิดโมเมนต์ดัดขึ้นได้เช่นกัน

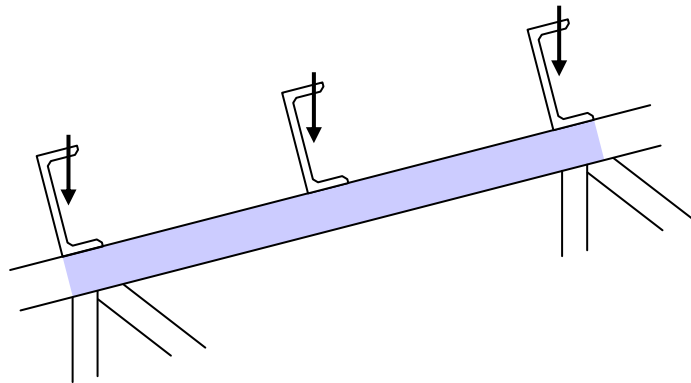


รูปที่ 9.1 การรับน้ำหนักบรรทุกของเสา

คาน AB ในโครงข้อแข็งในรูปที่ 9.2 นอกจากจะรับน้ำหนักบรรทุกทุกในแนวตั้งแล้ว ยังต้องรับแรง P_1 ในแนวราบด้วย แต่คาน CD จะวิกฤตกว่าเพราะมีการยึดรั้งตามแนวเส้นประเพื่อป้องกันการเซด้านข้างของอาคาร ทำให้ต้องรับแรงจากองค์อาคารยึดรั้งเพิ่มเติม อีกตัวอย่างคือจันทันใน โครงถักซึ่งมีการวางแปอยู่ระหว่างจุดต่อทำให้เกิดโมเมนต์ดัดขึ้นในจันทันดังในรูปที่ 9.3



รูปที่ 9.2 คานในโครงข้อแข็งรับแรงด้านข้าง



รูปที่ 9.3 จันทันรับแปกกลางช่วง

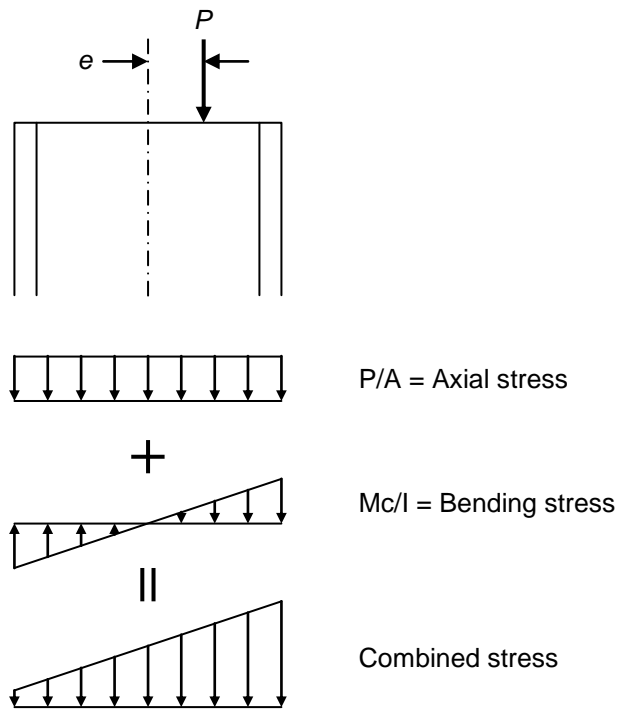
9.2 การคำนวณหน่วยแรง

จากความรู้กลศาสตร์วัสดุ หน่วยแรงร่วมกระทำที่เกิดขึ้นในองค์อาคารที่รับหน่วยแรงค้ำและหน่วยแรงตามแนวแกนหาได้โดยนำหน่วยแรงจากแต่ละกรณีมารวมกันดังในรูปที่ 9.4 โดยเขียนเป็นสมการได้คือ

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad (9.1)$$

เมื่อ P/A = หน่วยแรงตามแนวแกน

Mc/I = หน่วยแรงค้ำ

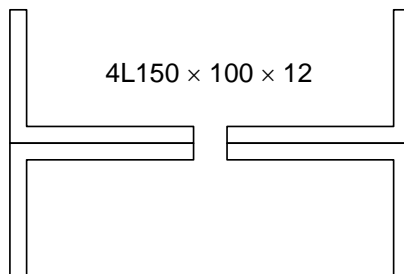


รูปที่ 9.4 หน่วยแรงรวมกระทำในเสารับน้ำหนักเยื้องศูนย์กลาง

ถ้าการตัดเกิดขึ้นทั้งสองแกน สมการจะเป็น

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x} \pm \frac{M_y x}{I_y} \tag{9.2}$$

ตัวอย่างที่ 9-1 ชื่อของสะพานโครงถักต่อด้วยสลักเกลียวยาว 7.0 เมตร รับแรงดึงได้มากที่สุด 170 ตัน และทำจาก 4L150×100×12 ถูกจัดวางดังแสดงในรูป จงพิจารณาหน่วยแรงมากที่สุดในองค์อาคารที่เกิดจากแรงดึงตามแนวแกนบวกกับหน่วยแรงตัดจากน้ำหนักของตัวองค์อาคารเอง



วิธีทำ

$$A_{gross} = 114.12 \text{ ซม.}^2,$$

$$I_x = 2[229 + 57.06(2.41)^2] = 1,121 \text{ ซม.}^4$$

$$\text{น้ำหนักของเหล็กฉาก} = 4(22.4) = 89.6 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$M = wl^2/8 = (89.6)(7.0)^2/8 = 548.8 \text{ กก.-ม.}$$

$$f = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I} = \frac{170(1,000)}{114.12} + \frac{548.8(100)(10)}{1,121}$$

$$= 1,490 + 490 = 1,980 \text{ กก./ซม.}^2$$

สัดส่วนของหน่วยแรงเนื่องจากน้ำหนักองค์อาคาร = $490/1,980 = 24.75 \%$ ■

9.3 ข้อกำหนดสำหรับหน่วยแรงร่วมกระทำ

ในการวิเคราะห์และออกแบบของอาคารรับหน่วยแรงร่วมกระทำจะใช้สูตรปฏิสัมพันธ์ คำนวณอัตราส่วนของหน่วยแรงที่เกิดขึ้นต่อหน่วยแรงที่ยอมให้แต่ละรูปแบบมารวมกัน โดยกำหนดให้ผลรวมมีค่าไม่เกิน 1.0

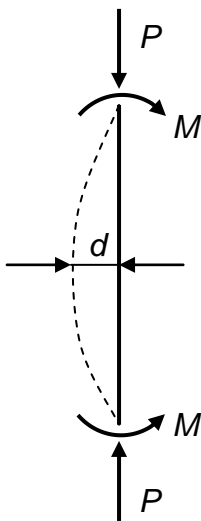
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (9.3)$$

เมื่อ f_a คือหน่วยแรงตามแนวแกน (P/A), F_a คือหน่วยแรงที่ยอมให้ถ้ามีเพียงหน่วยแรงตามแนวแกน f_b คือหน่วยแรงคด (Mc/I) และ F_b คือหน่วยแรงคดที่ยอมให้ ถ้ามีการคดเกิดขึ้นทั้งสองแกนสมการจะเป็น

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (9.4)$$

สมการนี้จะใช้ได้เฉพาะในกรณีที่ f_a / F_a มีค่าไม่เกิน 0.15

เมื่อ $f_a / F_a > 0.15$ ผลของโมเมนต์จากการแอ่นตัวของคานดังในรูปที่ 9.5 จะมีค่ามากจนไม่อาจละเลยได้ ต้องคูณหน่วยแรงคด f_{bx} และ f_{by} ด้วยตัวคูณเพิ่ม



$$\frac{1}{1 - (f_a / F'_e)} \geq 1.0$$

เมื่อ F'_e คือหน่วยแรงออยเลอร์หารด้วยอัตราส่วนความปลอดภัย 23/12:

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23(KL_b / r_b)^2} \quad (9.5)$$

เมื่อ L_b คือความยาวจริงที่ปราศจากการรองรับในระนาบของการคด r_b คือรัศมีไจเรชั่น และ K คือตัวคูณความยาวประสิทธิผลในระนาบของการคด

รูปที่ 9.5 โมเมนต์จากการแอ่นตัว

สมการปฏิสัมพันธ์ในกรณี $f_a / F_a > 0.15$ จะเขียนได้เป็น

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}} + \frac{C_{my}f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right)F_{by}} \leq 1.0 \quad (9.6)$$

สมการต่อมาจะใช้ได้เฉพาะที่ปลายของคาน-เสาเท่านั้น และใช้เพื่อตรวจสอบสถานะของหน่วยแรงที่จุดนั้นๆ สมการนี้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อใช้ในกรณีที่ค่าโมเมนต์มากที่สุดเกิดขึ้นที่ปลายของคานอาคาร เสถียรภาพจะไม่เป็นปัญหาที่จตุรรองรับ ดังนั้น ดังแสดงในเทอมแรกของสมการ หน่วยแรงอัดที่ยอมรับให้ F_a จะเท่ากับ $0.60F_y$

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (9.7)$$

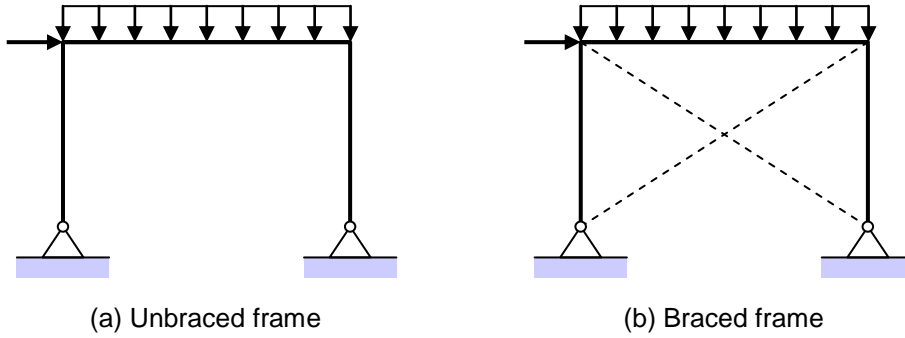
สรุปการพิจารณาหน่วยแรงใน คาน-เสา จะแบ่งออกเป็นสองกรณีคือ

1. เมื่อ $f_a / F_a \leq 0.15$, ใช้สมการ (9.4) ตรวจสอบ
2. เมื่อ $f_a / F_a > 0.15$, ใช้สมการ (9.6) และ (9.7) ต้องตรวจสอบผ่านทั้งสองสมการ

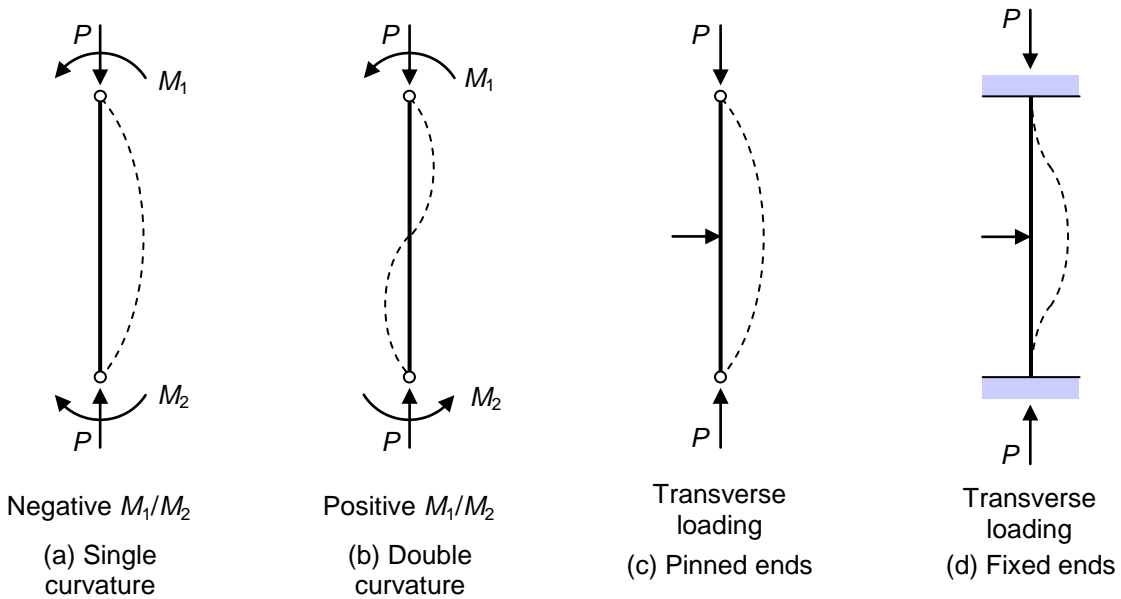
9.4 ตัวคูณปรับแก้ C_m

ค่าตัวคูณ C_m ที่ใช้ในสมการ (9.6) ใช้ในการปรับแก้ค่าตัวคูณเพิ่ม $1/[1 - (f_a / F'_e)]$ ซึ่งบางครั้งประมาณผลของโมเมนต์จากการแอ่นตัวสูงเกินไป ค่าตัวปรับแก้ C_m นี้จึงมีค่าเป็น 1.0 หรือน้อยกว่าขึ้นกับลักษณะน้ำหนักบรรทุกทุกทางขวางและจตุรรองรับ โดยจะแบ่งออกเป็นสามกลุ่ม:

1. C_m ไม่ควรจะน้อยกว่า 0.85 โดยอาจใช้ค่าเพื่อความปลอดภัยคือ $C_m = 1.0$ เสาอยู่ในโครงข้อแข็งซึ่งไม่มีการยึดครั้งด้านข้าง ซึ่งจะมีการเคลื่อนที่ของจุดต่อและมีการเซด้านข้าง ดังแสดงในรูปที่ 9.6a
2. $C_m = 0.6 - 0.4 (M_1/M_2)$; เสาถูกยึดครั้งต่อการเซด้านข้าง และไม่มีน้ำหนักบรรทุกทุกทางขวางระหว่างปลาย จึงไม่มีการเคลื่อนที่ของจุดต่อและการเซด้านข้าง และองคอาคารไม่ได้รับน้ำหนักบรรทุกทุกทางขวางระหว่างปลายทั้งสอง สำหรับองคอาคารดังกล่าวตัวคูณปรับค่าจะเท่ากับ M_1/M_2 คืออัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ค่าน้อยต่อโมเมนต์ค่ามากที่สุดที่ปลาย มีค่าเป็นลบเมื่อเสาถูกค้ำเป็นเส้นโค้งเดี่ยว และเป็นบวกเมื่อถูกค้ำเป็นเส้นโค้งคดกลับ ดังแสดงในรูปที่ 9.7a และ 9.7b
3. สำหรับเสาถูกยึดครั้งต่อการเซด้านข้าง $C_m = 1.0$; สำหรับเสาที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกทางขวางระหว่างปลายจุดหมุนทั้งสอง และ $C_m = 0.85$; สำหรับเสาที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกทางขวางระหว่างปลายยึดครั้งทั้งสอง ดังแสดงในรูปที่ 9.7c และ 9.7d



รูปที่ 9.6 โครงข้อแข็งที่มีการยึดรั้งและไม่ยึดรั้งด้านข้าง



รูปที่ 9.7 ค่า C_m สำหรับเสารับการคดแบบต่างๆ

ควรตรวจสอบดูว่า $C_m / (1 - f_a / F'_e) \geq 1.0$ หรือไม่? ถ้าค่าที่ได้น้อยกว่า 1.0 จึงควรใช้ค่าอัตราส่วนนี้เท่ากับ 1.0

ตัวอย่างที่ 9-2 จงตรวจสอบว่าหน้าตัด W350×159 สามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกและโมเมนต์ดังแสดงในรูปได้หรือไม่ โดยใช้เหล็ก A36 เสาอยู่ในโครงที่ไม่มีการยึดรั้งด้านการเสียด้านข้าง มีค่า $K_x = 1.92$ และค่า K_y ถูกประมาณให้เท่ากับ 1.0

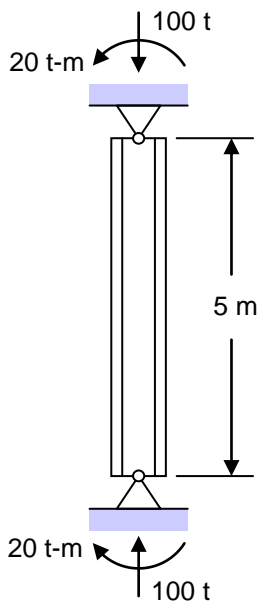
วิธีทำ หน้าตัด W350×159: ($A = 202 \text{ ซม.}^2$, $S_x = 2,670 \text{ ซม.}^3$, $r_x = 15.3 \text{ ซม.}$, $r_y = 8.9 \text{ ซม.}$,

$$L_c = 4.48 \text{ ม.}, L_u = 12.27 \text{ ม.})$$

$$f_a = 100(1,000)/202 = 495 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$K_x L_x / r_x = (1.92)(500)/15.3 = 62.75 \text{ (ควมคุม)}$$

$$K_y L_y / r_y = (1.00)(500)/8.9 = 56.18$$



$$F_a = 1,207 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$f_a / F_a = 495 / 1,207 = 0.41 > 0.15$$

ดังนั้นต้องใช้สมการที่ (9.6) และ (9.7)

$$f_b = 20(1,000)(100) / 2,670 = 749 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23(K_x L_x / r_x)^2} = 2,746 \text{ กก./ชม.}^2$$

องค์อาคารจัดอยู่ในกลุ่มที่ 1 ใช้ค่า $C_m = 0.85$

$$\frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_e}} = \frac{0.85}{1 - \frac{495}{2,746}} = 1.04 > 1.00$$

OK

ที่กลางช่วงความยาว: $F_b = 0.60F_y = 1,500 \text{ กก./ชม.}^2$ เนื่องจาก $L_c < L_b < L_u$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_b} = \frac{495}{1,201} + \frac{(1.04)(749)}{1,500} = 0.929 \leq 1.0$$

OK

ที่ปลายของค้ำอาคาร: $F_b = 0.66F_y = 1,650 \text{ กก./ชม.}^2$

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{495}{1,500} + \frac{749}{1,650} = 0.784 \leq 1.0$$

OK

หน้าตัดสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้

■

ตัวอย่างที่ 9-3 หน้าตัด W400×232 ยาว 3.5 เมตร ทำจากเหล็ก A36 ถูกยึดโยงด้านทานการเซด้านข้าง และถูกใช้รับแรงตามแนวแกน $P = 180$ ตัน และโมเมนต์ดัด $M_x = 25$ ตัน-เมตร และ $M_y = 8$ ตัน-เมตร จงตรวจสอบว่าหน้าตัดนี้สามารถรับน้ำหนักบรรทุกดังกล่าวได้หรือไม่ ถ้าหน้าตัดถูกตัดเป็นเส้นโค้งตัดกลับรอบแกนทั้งสองด้วยโมเมนต์ปลายที่เท่ากัน? กำหนดให้ไม่มีน้ำหนักบรรทุกทางขวาง และค่า K_x และ K_y ถูกสมมติให้เท่ากับ 1.0

วิธีทำ หน้าตัด W400×232 ($A = 295.4 \text{ ชม.}^2$, $r_x = 17.7 \text{ ชม.}$, $r_y = 10.2 \text{ ชม.}$, $S_x = 4,480 \text{ ชม.}^3$,

$$S_y = 1,530 \text{ ชม.}^3, L_c = 5.16 \text{ ม.})$$

$$f_a = 180(1,000) / 295.4 = 609 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$K_x L_x / r_x = (1.0)(350) / 17.7 = 19.77$$

$$K_y L_y / r_y = (1.0)(350) / 10.2 = 34.31 \text{ (ควบคุม)}$$

จากตารางที่ ข.1

$$F_a = 1,367 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$f_a / F_a = 609 / 1,367 = 0.45 > 0.15$$

ดังนั้นต้องใช้สมการที่ (9.6) และ (9.7)

$$f_{bx} = 25(1,000)(100) / 4,480 = 558 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$f_{by} = 8(1,000)(100) / 1,530 = 523 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) = 0.6 - 0.4(+1.0) = 0.2$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2(2.1 \times 10^6)}{23(19.77)^2} = 27,667 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$F'_{ey} = \frac{12\pi^2(2.1 \times 10^6)}{23(34.31)^2} = 9,186 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

ตรวจสอบตัวคูณปรับค่าโมเมนต์:

$$\frac{C_{mx}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}} = \frac{0.2}{1 - \frac{609}{27,667}} = 0.205 < 1.0 \quad \text{ใช้ 1.0}$$

$$\frac{C_{my}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}} = \frac{0.2}{1 - \frac{609}{9,186}} = 0.214 < 1.0 \quad \text{ใช้ 1.0}$$

F_{bx} ที่กลางช่วงความยาว = $0.66F_y = 1,650 \text{ ก.ก./ชม.}^2$ เนื่องจาก $L_b < L_c$

F_{by} ที่กลางช่วงความยาว = $0.75F_y = 1,875 \text{ ก.ก./ชม.}^2$

ที่กึ่งกลางองค์อาคาร:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_m f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} = \frac{609}{1,367} + \frac{(1.0)(558)}{1,650} + \frac{(1.0)(523)}{1,875} = 1.06 > 1.0 \quad \text{NG}$$

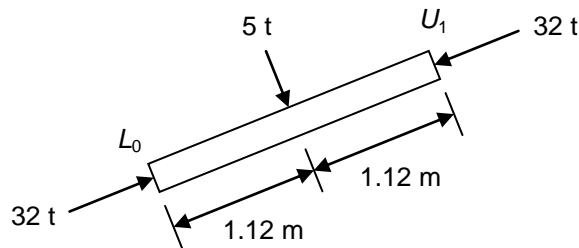
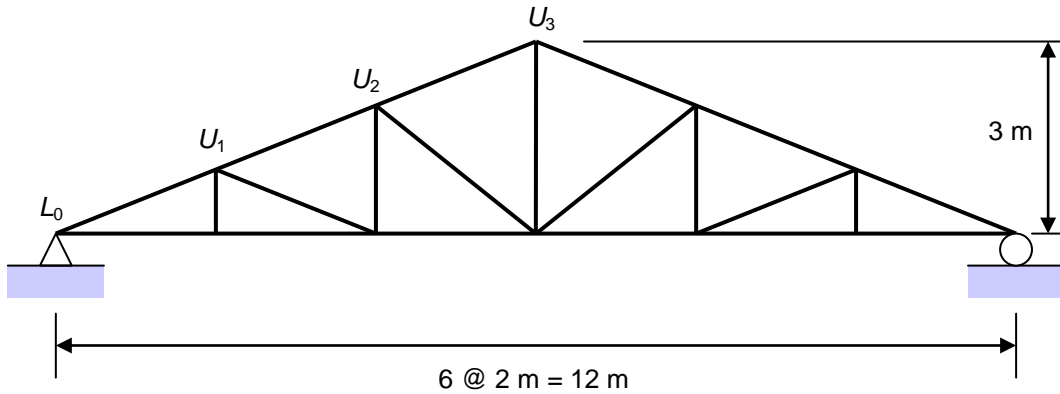
ที่ปลายขององค์อาคาร: $\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} = \frac{609}{1,500} + \frac{558}{1,650} + \frac{523}{1,875} = 1.023 > 1.0 \quad \text{NG}$

หน้าตัดไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้

■

ตัวอย่างที่ 9-4 สำหรับโครงถักดังแสดงในรูป หน้าตัด W200×30.6 ถูกใช้เป็นจันทันต่อเนื่องจากจุดต่อ L_0 ถึงจุดต่อ U_3 ถ้อยคำอาคารทำด้วยเหล็ก A36 จงตรวจสอบว่าจันทันมีกำลังเพียงพอในการต้านทานน้ำหนักบรรทุกในรูป 9.4(b) หรือไม่? ซึ่งในรูป (b) แสดงส่วนของจันทันจาก L_0 ถึง U_1 และน้ำหนักบรรทุกทุก 5 ตันคือผลจากแป สมมุติให้มีการรองรับด้านข้างที่ปลายและที่กึ่งกลางความยาว

วิธีทำ หน้าตัด W200×30.6 ($A = 39.01$ ซม.², $r_x = 8.30$ ซม., $r_y = 3.61$ ซม., $S_x = 277$ ซม.³, $S_y = 67.6$ ซม.³, $L_c = 1.91$ ม., $L_u = 3.92$ ม.)



$$f_a = 32(1,000)/39.01 = 820 \text{ กก./ซม.}^2$$

สำหรับโครงข้อแข็งที่มีการยึดโยงต้านทานการเซด้านข้าง $K = 1.0$

$$K_x L_x / r_x = (1.0)(224)/8.30 = 27$$

$$K_y L_y / r_y = (1.0)(112)/3.61 = 31 \text{ (ควบคุม)}$$

จากตารางที่ ข.1

$$F_a = 1,383 \text{ กก./ซม.}^2$$

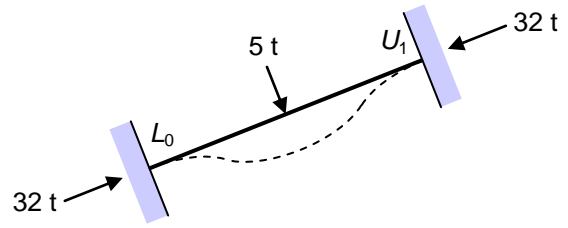
$$f_a / F_a = 820 / 1,383 = 0.59 > 0.15$$

ดังนั้นต้องใช้สมการที่ (9.6) และ (9.7)

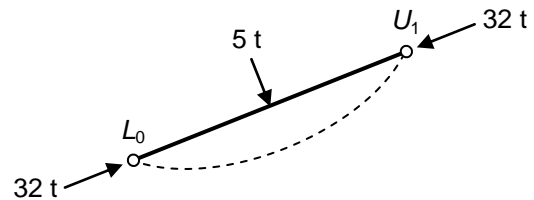
$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 (2.1 \times 10^6)}{23(27)^2} = 14,834 \text{ กก./ซม.}^2$$

กานจัดอยู่ในกลุ่มที่ 3:

กรณีองค์อาคารปลายยึดรั้ง $C_m = 0.85$

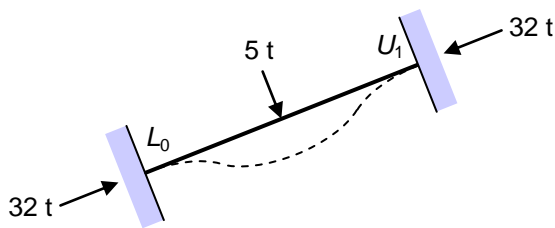


กรณีองค์อาคารปลายจุดหมุน $C_m = 1.0$

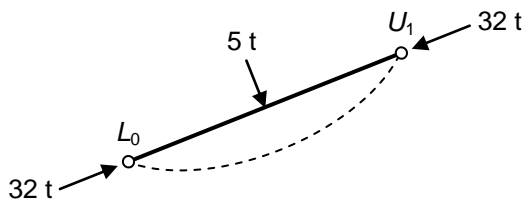


ใช้ค่าเฉลี่ยของ $C_m = (0.85 + 1.0) / 2 = 0.925$

คำนวณ โมเมนต์ค้ดมากที่สุดที่กลางช่วง:



$$M = PL/4 = (5)(2.24)/4 = 2.80 \text{ ตัน-เมตร}$$



$$M = 5PL/32 = 5(5)(2.24)/32 = 1.75 \text{ ตัน-เมตร}$$

ใช้ค่าเฉลี่ยของ $M = (2.80 + 1.75) / 2 = 2.28 \text{ ตัน-เมตร}$

$$f_b \text{ ที่จุดกึ่งกลางช่วงความยาว} = 2.28(1,000)(100)/277 = 1,004 \text{ กก./ซม.}^2$$

ค่าเฉลี่ยของ โมเมนต์ที่ปลายหาได้ในลักษณะเดียวกัน $= (0 + 3PL/16)/2 = 1.05 \text{ ตัน-เมตร}$

$$f_b \text{ ที่ปลายช่วงความยาว} = 1.05(1,000)(100)/277 = 379 \text{ กก./ซม.}^2$$

แทนค่าที่ได้ลงในสมการที่ (9.6) และ (9.7):

$$\frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F'_e}} = \frac{0.925}{1 - \frac{820}{14,834}} = 0.979 < 1.0$$

ใช้ 1.0

แทนค่าลงในสมการของ AISC:

$$F_b \text{ ที่กลางช่วงความยาว} = 0.60F_y = 1,500 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ เนื่องจาก } L_c < L_b < L_u$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_b} = \frac{820}{1,383} + \frac{(1.0)(1,004)}{1,500} = 1.26 > 1.0 \quad \text{NG}$$

F_b ที่ปลายของค้ำอาคาร = $0.66F_y = 1,650$ กก./ชม.²:

$$\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{820}{1,500} + \frac{379}{1,650} = 0.776 < 1.0 \quad \text{OK}$$

หน้าตัดไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ ■

9.7 การออกแบบคาน-เสา

จากหัวข้อที่ผ่านมาจะเห็นว่า การใช้สมการปฏิสัมพันธ์ในการวิเคราะห์คาน-เสานั้นเป็นวิธีการที่สะดวกและใช้ได้ผลดี แต่เมื่อนำมาใช้ในการออกแบบคาน-เสาจะค่อนข้างยุ่งยาก เพราะต้องใช้วิธีลองผิดลองถูก โดยต้องเลือกหน้าตัดขึ้นมาแล้วทำการตรวจสอบไปเรื่อยๆจนกว่าจะได้

วิธีที่นิยมใช้กันในการออกแบบคือ วิธีแรงตามแนวแกนเทียบเท่า (*Equivalent axial load method*) โดยในวิธีนี้จะแทนแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ด้วย แรงตามแนวแกนเทียบเท่า ที่มีขนาดมากขึ้น เพื่อให้เกิดหน่วยแรงมากที่สุดเท่าเดิม โมเมนต์ดัดจะถูกลดให้เป็นแรงตามแนวแกนโดยประมาณ P' ซึ่งเมื่อรวมกับแรงตามแนวแกน P น้ำหนักบรรทุกทั้งหมด $P' + P$ คือแรงตามแนวแกนเทียบเท่า P_{eff}

ขั้นตอนการพิจารณาแรงตามแนวแกนเทียบเท่าเริ่มจากการสมการ (9.6):

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{[1 - (f_a / F'_{ex})] F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{[1 - (f_a / F'_{ey})] F_{by}} \leq 1.0 \quad (9.6)$$

คูณตลอดทั้งสมการด้วย AF_a :

$$P + \frac{C_{mx} AF_a f_{bx}}{[1 - (f_a / F'_{ex})] F_{bx}} + \frac{C_{my} AF_a f_{by}}{[1 - (f_a / F'_{ey})] F_{by}} \leq P_{\text{allow}}$$

จาก $f = M/S$,

$$P + \frac{C_{mx} AF_a M_x}{[1 - (f_a / F'_{ex})] F_{bx} S_x} + \frac{C_{my} AF_a M_y}{[1 - (f_a / F'_{ey})] F_{by} S_y} \leq P_{\text{allow}}$$

หรือ $P + m M_x + m U M_y \leq P_{\text{allow}}$

เมื่อ $P =$ แรงตามแนวแกนจริง

$$m = \frac{C_{mx} AF_a}{[1 - (f_a / F'_{ex})] F_{bx} S_x}$$

$$U = \frac{(1 - f_a / F'_{ex}) C_{mx} F_{bx} S_x}{(1 - f_a / F'_{ey}) C_{my} F_{by} S_y} \approx \frac{F_{bx} S_x}{F_{by} S_y}$$

$$P_{allow} = \text{แรงตามแนวแกนที่ยอมให้}$$

ค่าของ m และ U สำหรับหน้าตัด W ต่างๆ ได้ถูกคำนวณไว้ในตารางที่ ค.3 ในภาคผนวก ค การใช้สูตรโดยประมาณที่พัฒนามาจากสมการเหล่านี้จะช่วยให้การออกแบบมีความรวดเร็วและง่ายขึ้น

$$P_{eff} = P + mM_x + mUM_y \quad (9.8)$$

เมื่อ M_x และ M_y จะต้องมีหน่วยเป็น ตัน-เมตร ค่า m มีหน่วยเป็น เมตร⁻¹ ส่วน U ไม่มีหน่วย

การประมาณครั้งแรกจะใช้ค่า $m = 8.5$ และ $U = 3$ คำนวณ P_{eff} จากสมการ (9.8) แล้วเลือกหน้าตัดเพื่อรับแรงอัดตามแนวแกน P_{eff} จากนั้นใช้ค่า m และค่า U ของหน้าตัดที่เลือกมาคำนวณ P_{eff} จากสมการ (9.8) อีกครั้งเพื่อเลือกหน้าตัดใหม่ และทำซ้ำเรื่อยๆ จนค่า P_{eff} ไม่มีการเปลี่ยนแปลง จากนั้นในขั้นตอนสุดท้ายจะทำการตรวจสอบหน้าตัด

ตัวอย่างที่ 9-5 จงเลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดเพื่อรองรับ แรงตามแนวแกน P เท่ากับ 100 ตัน และโมเมนต์ดัด $M_x = 7$ ตัน-เมตร และ $M_y = 4$ ตัน-เมตร สมบัติ $KL = 5$ เมตร $C_{mx} = C_{my} = 0.85$ และใช้เหล็ก A36

วิธีทำ จากตารางเลือกค่า m เท่ากับ 8.5 และค่า $U = 3$

$$P_{eff} = 100 + (7)(8.5) + (4)(8.5)(3) = 261.5 \text{ ตัน}$$

เลือกหน้าตัด $W400 \times 172$ จากตารางเสาในภาคผนวก ข

ลองหน้าตัด $W400 \times 172$ ($U = 2.62, m = 5.7$)

$$P_{eff} = 100 + (7)(5.7) + (4)(5.7)(2.62) = 200 \text{ ตัน}$$

ลองหน้าตัดที่เล็กกว่า $W350 \times 137$ ($U = 2.61, m = 6.6$)

ตรวจสอบหน้าตัด $W350 \times 137$ ($A = 173.6 \text{ ซม.}^2, S_x = 2,300 \text{ ซม.}^3, S_y = 776 \text{ ซม.}^3, r_x = 15.2 \text{ ซม.},$

$$r_y = 8.84 \text{ ซม.}, L_c = 4.45 \text{ ม.}, L_u = 10.64 \text{ ม.})$$

$$f_a = 100(1,000)/173.6 = 576 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$K_x L_x / r_x = 500/15.2 = 32.89$$

$$K_y L_y / r_y = 500/8.84 = 56.56 \text{ (ควบคุม)}$$

$$F_a = 1,241 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$f_a / F_a = 576/1,241 = 0.464 > 0.15$$

ใช้สมการ (9.6) และ (9.7)

$$f_{bx} = 7(1,000)(100)/2,300 = 304 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$f_{by} = 4(1,000)(100)/776 = 515 \text{ กก./ชม.}^2$$

$F_{bx} = 0.60F_y$ ที่กลางช่วงความยาว = 1,500 กก./ชม.² เนื่องจาก $L_c < L_{unbraced} < L_u$ และ

$F_{bx} = 0.66F_y = 1,650 \text{ กก./ชม.}^2$ ที่ปลาย

$$F_{by} = 0.75F_y = 1,875 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2(2.1 \times 10^6)}{23(32.89)^2} = 9,996 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$F'_{ey} = \frac{12\pi^2(2.1 \times 10^6)}{23(56.56)^2} = 3,380 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$\frac{C_{mx}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}} = \frac{0.85}{1 - \frac{576}{9,996}} = 0.902 < 1.0$$

ใช้ 1.0

$$\frac{C_{my}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}} = \frac{0.85}{1 - \frac{576}{3,380}} = 1.025 > 1.0$$

OK

แทนค่าลงในสมการ (9.6) และ (9.7)

$$\frac{576}{1,241} + \frac{(1.0)(304)}{1,500} + \frac{(1.025)(515)}{1,875} = 0.948 < 1.0$$

OK

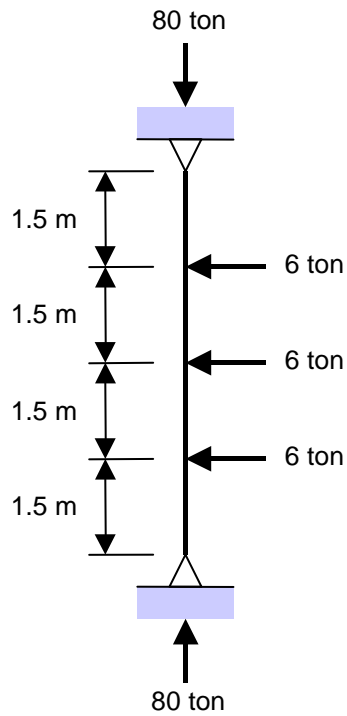
$$\frac{576}{1,500} + \frac{304}{1,650} + \frac{515}{1,875} = 0.843 < 1.0$$

OK

ใช้หน้าตัด **W350×137**

■

ตัวอย่างที่ 9-6 โดยใช้เหล็ก A36 จงเลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดเพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกดั่งในรูป สมมติให้ $C_m = 1.0$ และมีการรองรับด้านข้างเฉพาะที่ปลาย



วิธีทำ เนื่องจากค่าในตารางได้มาจากการสมมุติให้ $C_m = 0.85$ จึงต้องคูณค่า m ที่ได้ด้วย $1.0/0.85$

$$KL = 6.0 \text{ ม.}, m = 8.5/0.85 = 10$$

$$M_x = (9)(3) - (6)(1.5) = 18 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$P_{\text{eff}} = 80 + (18)(10) = 260 \text{ ตัน}$$

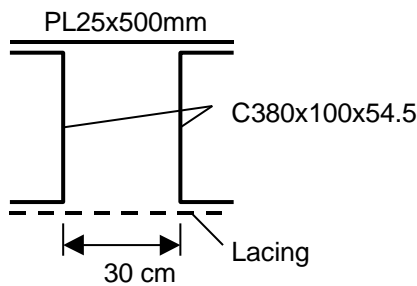
ลองเลือกหน้าตัด W400×172 (ตรวจสอบด้วยสมการปฏิสัมพันธ์ [ละไว้ในที่นี้])

ใช้หน้าตัด W400×172 ■

ปัญหาท้ายบทที่ 9

9-1 จงพิจารณาหน่วยแรงมากที่สุดที่ในองค์อาคารรับแรงอัดของโครงหลังคาที่เกิดจากน้ำหนักของตัวโครงเอง องค์อาคารมีความยาว 6 เมตร ประกอบด้วยหน้าตัดรางน้ำ C300×90×48.6 สองหน้าตัดโดยมีแผ่นเหล็กหุ้มด้านบนขนาด 12×300 มม. สมมุติว่าเหล็กยึดทแยงและทางขวางหนัก 80 กก.

9-2 องค์อาคารรับแรงอัดของโครงหลังคาเป็นดังแสดงในรูป จงพิจารณาหน่วยแรงมากที่สุดที่ผิวนอกสุดขององค์อาคาร ถ้าองค์อาคารต้องรับโมเมนต์ 12 ตัน-เมตร และแรงอัดตามแนวแกน 200 ตัน



9-3 หน้าตัด W350×49.6 ยาว 5.4 เมตร ถูกใช้รองรับแรงอัดตามแนวแกน 120 ตัน และโมเมนต์ค้ำครอบแกนหลัก 8 ตัน-เมตร หน้าตัดมีกำลังเพียงพอที่จะรองรับน้ำหนักบรรทุกได้หรือไม่ ตามข้อกำหนดดังนี้?

$$F_a = 1,050 - 0.018 \left(\frac{L}{r} \right)^2 \text{ กก./ซม.}^2$$

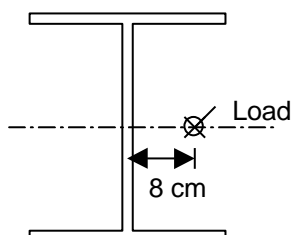
$$F_b = 1,260 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

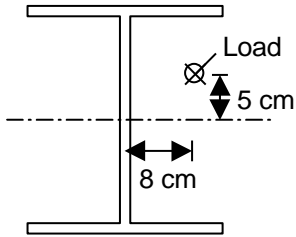
9-4 เสามีความยาวไมยครึ่งด้านข้าง 6 เมตร รับแรงอัดตามแนวแกน 60 ตัน และโมเมนต์ค้ำค 8 ตัน-เมตร จงเลือกหน้าตัด W โดยใช้สูตรปฏิสัมพันธ์ และหน่วยแรงที่ยอมให้ในข้อ 9-3

9-5 เสาสูง 4 เมตรในโครงอาคารข้อแย้งรองรับแรงอัดตามแนวแกน 140 ตัน และโมเมนต์ค้ำค 10 ตัน-เมตร โดยใช้สูตรปฏิสัมพันธ์และหน่วยแรงที่ยอมให้ในข้อ 9-3 จงเลือกหน้าตัด W

9-6 เสดังแสดงในรูปถูกออกแบบเพื่อรับแรงเยื้องศูนย์ 65 ตันที่ตำแหน่งดังในรูป จงเลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดโดยใช้ข้อมูลในข้อ 9-3 ความยาวเท่ากับ 5 เมตร



9-7 ทำข้อ 9-6 ซ้ำโดยใช้น้ำหนักบรรทุกทุก 45 ตัน กระจ่างดังในรูป

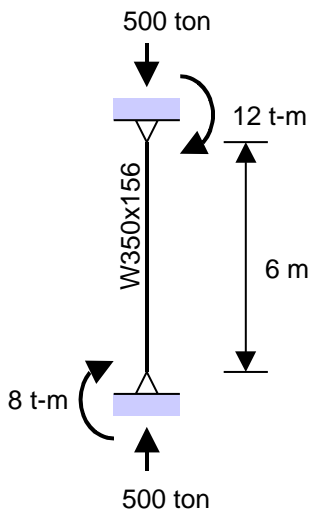


9-8 เสามีความยาวไม่ยึดครั้งด้านข้าง 4 เมตร รับแรงอัดตามแนวแกน 160 ตัน และโมเมนต์คด 12 ตัน-เมตร โดยใช้สูตรในข้อ 9-3 จงเลือกหน้าตัด W ที่ประหยัดที่สุด

9-9 เสามีความยาวไม่ยึดครั้งด้านข้าง 8 เมตร รับแรงอัดตามแนวแกน 30 ตัน และโมเมนต์คด 9 ตัน-เมตร โดยใช้สูตรในข้อ 9-3 จงเลือกหน้าตัด W ที่ประหยัดที่สุด

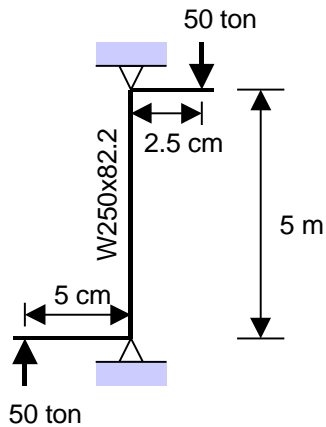
9-10 หน้าตัด W250×66.5 ปลายทั้งสองข้างเป็นจุดหมุนและมีการเซด้านข้างยาว 5 เมตร น้ำหนัก 70 ตัน กระจ่างที่หัวเสาโดยมีระยะเยื้องศูนย์กลาง 5 ซม. ทำให้เกิดโมเมนต์คดรอบแกนหลักของหน้าตัด จงตรวจสอบเสาหน้าตัดเสาด้านนี้ตามข้อกำหนด AISC ถ้าเสาด้านนี้ทำด้วยเหล็ก A36

9-11 เสาดังแสดงในรูปมีการป้องกันการเซด้านข้าง ถ้าการคดเกิดรอบแกนหลักองค์อาคารมีกำลังเพียงพอหรือไม่? ใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC

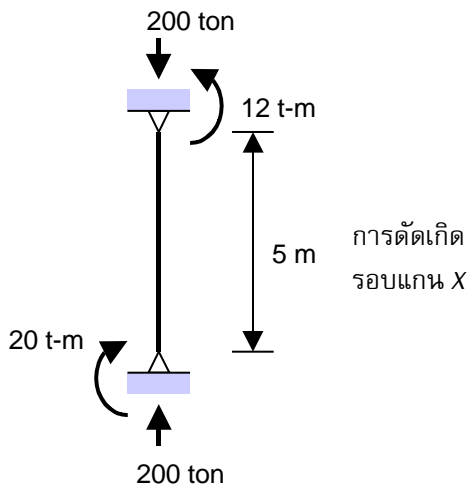


9-12 หน้าตัด W250×72.4 ยาว 4 เมตรทำด้วยเหล็ก A36 ถ้ามีการเซเกิดขึ้นได้และน้ำหนักบรรทุกคือ 75 ตันกระจ่างที่ระยะ 4 ซม. ห่างจากศูนย์กลางหัวเสา ทำให้เกิดโมเมนต์คดรอบแกน y จงตรวจสอบดูว่าหน้าตัดใช้ได้หรือไม่ตามข้อกำหนด AISC

9-13 องค์อาคารดังแสดงในรูปใช้ได้หรือไม่? ถ้าถูกคดรอบแกนหลักและทำจากเหล็ก A36 ใช้ข้อกำหนด AISC และสมมุติว่ามีการป้องกันการเซด้านข้าง



9-14 จงเลือกหน้าตัด W สำหรับสถานะการณ์ดังในรูป ใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC สมมุติว่ามี การเสียด้านข้างเกิดขึ้น



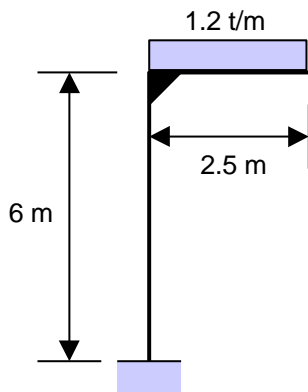
9-15 ทำข้อ 9-8 ซ้ำโดยใช้ข้อกำหนด AISC และเหล็ก A36 เสาถูกสมมุติให้มีปลายหมุนทั้งสองข้าง ไม่มีการเสียด้านข้าง และไม่มีน้ำหนักบรรทุกทุกด้านข้าง โมเมนต์มีค่ามากที่สุดที่ปลายเสาและพยายามจะตัดเสาเป็นรูปตัว S (Reverse curvature)

9-16 ทำข้อ 9-9 ซ้ำโดยใช้ข้อกำหนด AISC และเหล็ก A36 ใช้ความยาว 4.5 เมตร องค์กรอาคารถูกยึดแน่นทั้งสองปลาย และไม่มีการเสียด้านข้าง โมเมนต์มีค่ามากที่สุดที่ปลายทั้งสอง โดยจะตัดเสาให้มีความโค้งเดี่ยว (Single curvature)

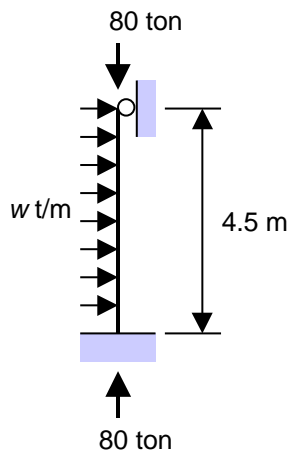
9-17 เสาปลายจุดหมุนยาว 4 เมตรรับ โมเมนต์ 12 ตัน-เมตรที่ปลายข้างหนึ่ง และ 15 ตัน-เมตรที่ปลายอีกข้างหนึ่ง ทำให้เสาตัดเป็นความโค้งเดี่ยว ถ้าไม่มีน้ำหนักด้านข้างและจุดต่อไม่เคลื่อนที่ จงเลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดสำหรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกน 70 ตัน โดยใช้ข้อกำหนด AISC และเหล็ก A36

9-18 เสาปลายจุดหมุนยาว 5 เมตรรับโมเมนต์ตัด 40 ตัน-เมตร และแรงอัดตามแนวแกน 120 ตัน ถ้าใช้เหล็ก A36 และไม่มีการป้องกันการเสียด้านข้าง จงเลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุด

9-19 จากปายริมถนนดังแสดงในรูป จงตรวจสอบว่าจะใช้หน้าตัด W250×64.4 ทำจากเหล็ก A36 เป็นเสาได้หรือไม่?



9-20 หน้าตัด W300×56.8 ดังแสดงในรูปปรับน้ำหนักตามแนวแกน 80 ตัน และแรงลมในแนวราบตั้งฉากกับแกน x ของหน้าตัด โดยใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC จงพิจารณาค่ามากที่สุดของ w



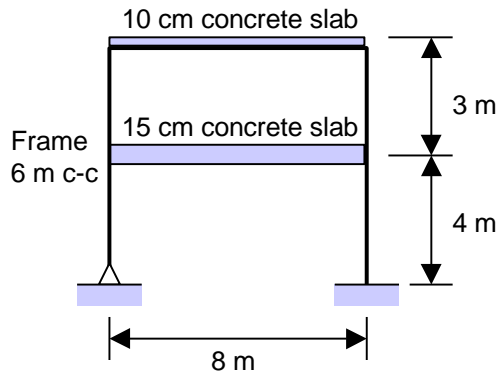
9-21 โดยใช้ข้อกำหนด AISC และเหล็ก A36 จงเลือกหน้าตัด WT สำหรับองค์อาคารยาว 3 เมตรในโครงถัก มีแรงอัดตามแนวแกน 28 ตัน และน้ำหนักแผ่นในแนวขวาง 100 กก./ม. ปลายทั้งสองขององค์อาคารเป็นจุดหมุนและไม่มีการเคลื่อนตัวของจุดต่อ

9-22 ทำซ้ำข้อ 9-21 โดยสมมติว่าปลายขององค์อาคารทั้งสองถูกยึดแน่น

9-23 ทำซ้ำข้อ 9-21 โดยสมมติว่าปลายข้างหนึ่งยึดแน่นและอีกปลายเป็นจุดหมุน

9-24 ทำข้อ 9-7 ซ้ำโดยใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC สมมติว่าองค์อาคารถูกยึดที่ปลายทั้งสองและไม่มีการเซด้านข้างหรือน้ำหนักทางขวาง โมเมนต์มีค่ามากที่สุดที่ปลายเสาโดยตัดเสาเป็นความโค้งเดียว

9-25 สำหรับโครงอาคารดังแสดงในรูปซึ่งมีการเซด้านข้าง จงเลือกคานและเสาที่เหมาะสมโดยสมมติว่าโมเมนต์ที่ปลายคานคือ $wL^2/10$ เท่ากับที่ลงเสา โดยใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC หลังจากถูกออกแบบเพื่อรองรับหลังคาหนัก 25 กก./ตร.ม. บวกน้ำหนักจร 100 กก./ตร.ม. และพื้นชั้นในรองรับน้ำหนักจร 600 กก./ตร.ม. โดยใช้องค์อาคารที่เลือกจงพิจารณาค่า K ของเสาจากแผนภูมิ



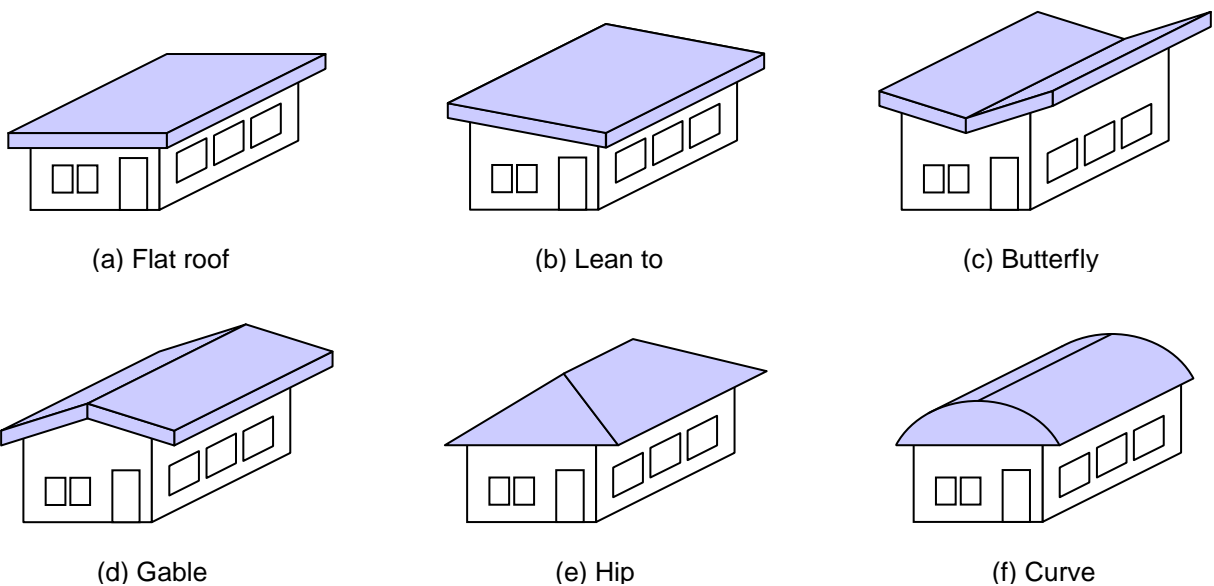
9-26 จงเลือกหน้าตัด W ทำจากเหล็ก A36 เพื่อรับแรงตามแนวแกน 80 ตัน $M_x = 6$ ตัน-เมตร และ $M_y = 4$ ตัน-เมตร โดยใช้ข้อกำหนด AISC และสมมติว่า $KL_x = KL_y = 5$ เมตร และ $C_{mx} = C_{my} = 0.85$ ไม่มีการเซด้านข้าง ไม่ต้องเปลี่ยนค่าตัวแปร G สำหรับสถานะของปลายคาน

10

การออกแบบอาคารโครงสร้างเหล็ก

10.1 หลังคา

หลังคาคือส่วนที่คลุมอยู่บนสุดของอาคารมีหลายรูปแบบขึ้นกับลักษณะอาคารและความเหมาะสมในการใช้งาน หลังคาที่ใช้กันอยู่ทั่วไปอาจจำแนกได้เป็น หลังคาแบน (Flat roof), หลังคาเพิงหมาแหงน (Lean to), หลังคาแบบผีเสื้อ (Butterfly), หลังคาทรงจั่ว (Gable), หลังคาปั้นหยา (Hip), และหลังคาโค้ง (Curve) ดังแสดงในรูปที่ 10.1



รูปที่ 10.1 หลังคารูปแบบต่างๆ

หลังคาแบน (Flat roof) มีลักษณะแบนราบเป็นพื้นลาดฟ้า มักใช้กับอาคารตึกแถวหรืออาคารพาณิชย์หลายชั้น และในอาคารที่ไม่เน้นความสวยงามของรูปทรงหลังคา

หลังคาเพิงหมาแหงน (Lean to) เป็นหลังคาที่มีการยกปลายข้างหนึ่งให้สูงกว่าอีกข้างเพื่อการระบายน้ำฝน

หลังคาแบบผีเสื้อ (Butterfly) ประกอบด้วยเพิงหมาแหงนสองด้านหันข้างที่ต่ำมาชนกัน ไม่เหมาะกับพื้นที่ฝนตกชุกเพราะรางน้ำตรงกลางซึ่งรับน้ำฝนจากหลังคาสองด้านมีโอกาสล้นหรือรั่วซึมได้

หลังคาทรงจั่ว (Gable) เป็นหลังคาที่เหมาะสมกับสภาพอากาศร้อนเนื่องจากระบายความร้อนใต้หลังคาได้ดี และระบายน้ำฝนออกทั้งสองข้างของหลังคาทำให้มีการระบายน้ำที่ดี

หลังคาปั้นหย้า (Hip) เป็นหลังคาที่กันแดดและฝนได้ดีทุกด้าน มีความสวยงามแต่ใช้วัสดุมากและต้องใช้ฝีมือในการทำ

หลังคาโค้ง (Curve) เป็นหลังคารูปทรงทันสมัย ใช้วัสดุชนิดใหม่เช่น แผ่นเหล็กรีดลอน และแผ่นโพลีคาร์บอเนต

10.2 องค์ประกอบของหลังคา

แม้ว่าหลังคาจะมีหลายรูปแบบ องค์ประกอบส่วนใหญ่จะเหมือนกัน โดยทั่วไปจะเรียกตามองค์ประกอบของหลังคาไม้เรือนไทยซึ่งมีมาแต่โบราณดังนี้

แปหรือระแนง (Purlin) คือคานที่มีขนาดเล็กวางอยู่ในส่วนบนสุดของหลังคา ทำหน้าที่รับน้ำหนักจากวัสดุคลุมเพื่อถ่ายลงสู่จันทัน ระยะห่างระหว่างแปจะขึ้นกับวัสดุคลุมที่ใช้ เช่นถ้าเป็นกระเบื้องลอนคู่ ระยะห่างระหว่างแปจะประมาณ 1 เมตร กระเบื้องคอนกรีต (ซีแพคโมเนีย) จะประมาณ 35 ซม. แต่ถ้าเป็นเหล็กรีดลอนอาจมากกว่า 1 เมตร ก็ได้ขึ้นกับความแข็งแรงของวัสดุคลุม

จันทัน (Rafters or Top chord) คือ ส่วนโครงสร้างที่รองรับแปโดยจะวางพาดระหว่างอกไก่และอะเส และถ้าวางพาดบนหัวเสาด้วยจะเรียก **จันทันเอก (Principal rafter)** แต่ถ้าไม่พาดหัวเสาจะเรียก **จันทันพราง (Common rafter)**

อะเส (Tie beam) คือคานที่วางพาดระหว่างหัวเสา ทำหน้าที่ยึดรั้งหัวเสาและรับน้ำหนักบรรทุกจากโครงหลังคาลงสู่เสา โดยทั่วไปจะวางอะเสที่ขอบนอกของอาคารและวางเฉพาะด้านที่มีความลาดเอียงของหลังคา

ช่อ (Lower chord) คือส่วนของโครงสร้างที่วางพาดระหว่างหัวเสาในทิศทางเดียวกับจันทัน ทำหน้าที่รับแรงดึงและยึดรั้งหัวเสา

คั้งเอก (King post) คือเสาสั้นที่อยู่ในแนวสันหลังคา โดยวางอยู่บนช่อขึ้นมารับอกไก่ที่สันหลังคา

อกไก่ (Ridge) คือส่วนโครงสร้างที่วางพาดบนคั้งที่สันหลังคา ทำหน้าที่รองรับจันทัน

รูปที่ 10.2 แสดงองค์ประกอบต่างๆของหลังคาทรงจั่วโดยทั่วไป สำหรับหลังคาปั้นหย้าจะมีองค์ประกอบที่เพิ่มขึ้นมาคือ

ตะเฒ่สัน (Hip rafter) คือส่วนที่สันของสันหลังคาด้านข้างมาพบกัน เกิดเป็นสันตามแนวเอียงลาดของหลังคาวางทำมุม 45 องศากับอะเสในแนวราบ จุดที่ตะเฒ่สันมาพบกันจะมีคั้งหรือเสารองรับ

หลังคาชั้นน้อย (Low-pitched roof) จะใช้วัสดุเนื้อกว่าดังนั้นจึงมีราคาถูกกว่า นิยมใช้ในอาคารที่มีขนาดใหญ่เช่น ห้างสรรพสินค้าโกดังเก็บของ หอประชุม และสนามกีฬา

วัสดุหลังคาที่ใช้เป็นอีกปัจจัยหนึ่งที่มีผลต่อการกำหนดความลาดเอียงของหลังคา วัสดุแต่ละชนิดจะมีขนาดและน้ำหนักแตกต่างกันไปซึ่งจะมีผลต่อการออกแบบการรับน้ำหนักบรรทุกและระยะห่างของแปที่รองรับ ผู้ออกแบบควรศึกษาข้อมูลผลิตภัณฑ์อย่างละเอียดก่อนทำการออกแบบ ในตารางที่ 10.1 แสดงข้อมูลโดยสังเขปของวัสดุสามชนิดคือ กระเบื้องลอนคู่ กระเบื้องซีแพคโมเนีย และเหล็กกรีดลอน

ตารางที่ 10.1 ข้อมูลวัสดุที่มีผลในการออกแบบหลังคา

วัสดุ	มุกยกหลังคาที่เหมาะสม	น้ำหนักต่อ ตร.ม.	ระยะห่างแป
กระเบื้องลอนคู่ (กระเบื้องซีเมนต์เส้นใย)	10, 15, 20 องศา	14 – 15 ก.ก./ตร.ม.	1.0 – 1.2 ม.
กระเบื้องซีแพคโมเนีย (กระเบื้องคอนกรีต)	30 - 35 องศา	50 ก.ก./ตร.ม.	0.32 – 0.34 ม.
แผ่นเหล็กกรีดลอน (Metal sheet)	MIN. 1 - 2 องศา	3 – 6 ก.ก./ตร.ม.	1.0 – 2.0 ม.

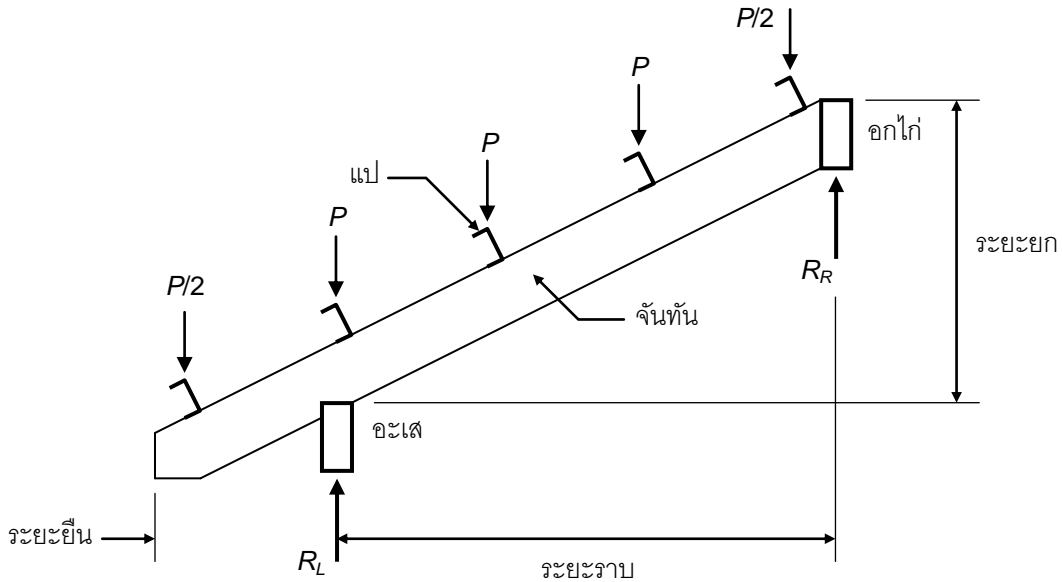
10.2 การคำนวณออกแบบโครงหลังคา

หลังคาตามที่แสดงในรูปที่ 10.1 และ 10.2 เรียกว่า *โครงหลังคาจันทัน (Roof rafter)* มักใช้กับอาคารขนาดเล็กและบ้านที่อยู่อาศัย การคำนวณน้ำหนักบรรทุกเริ่มจากผิวที่มุงหลังคาซึ่งน้ำหนักวัสดุจะขึ้นกับชนิดของวัสดุที่ใช้ ถ้าเป็นบ้านที่อยู่อาศัยมักใช้กระเบื้องซีแพคโมเนียหรือกระเบื้องลอนคู่ ส่วนอาคารขนาดใหญ่มักใช้แผ่นเหล็กกรีดลอน และในส่วนของน้ำหนักบรรทุกจรนั้น นอกจากน้ำหนักบรรทุกจร 30 ก.ก./ตร.ม. แล้วถ้ามุกยกหลังคาเกิน 18 องศา จะต้องคิดผลของแรงลมร่วมด้วย

หลังจากเลือกวัสดุและคำนวณน้ำหนักบรรทุกแล้ว การออกแบบจะเริ่มจากการออกแบบแป ซึ่งถ้าเป็นกระเบื้องซีแพคโมเนีย ควรใช้แปสำเร็จรูปสำหรับซีแพคโมเนียโดยเฉพาะจะเหมาะสมกว่าเพราะมีขนาดเล็กและเบาว่าการออกแบบโดยใช้เหล็กรูปพรรณ สำหรับหลังคากระเบื้องลอนคู่และเหล็กกรีดลอนจะออกแบบแปโดยใช้หน้าตัดตัวซี, หน้าตัดรางน้ำ หรือหน้าตัด W ขึ้นกับระยะช่วงคาน เนื่องจากแปถูกวางบนจันทันที่ลาดเอียง โดยมีน้ำหนักบรรทุกลงในแนวตั้งทำให้เกิดการคดสองแกนดังได้กล่าวมาแล้วในหัวข้อที่ 8.6 ของบทที่ 8

น้ำหนักบรรทุกจากแปจะถ่ายลงจันทันเป็นจุดตามระยะห่างแป เนื่องจากจันทันวางเอียงดังแสดงในรูปที่ 10.3 แต่แรงที่กระทำเป็นจุดลงในแนวตั้ง ดังนั้นจริงๆ แล้วจันทันจึงต้องรับทั้งการคดและแรงอัดตามแนวแกนซึ่งต้องออกแบบเป็น คาน-เสา ดังเช่นที่กล่าวมาแล้วในบทที่ 9 แต่ถ้ามีช่วงไม่ยาวและ/หรือรับ

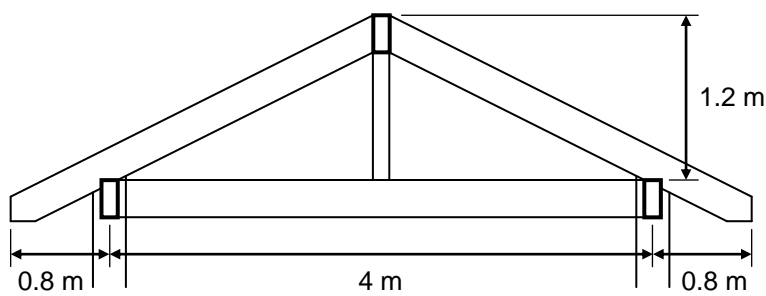
น้ำหนักไม่มากก็อาจจะเลยโดยคิดเฉพาะการตัด จันทันพาดอยู่ระหว่างอกไก่ที่สันหลังคาและอะเสที่ขอบอาคาร โดยมักมีปลายยื่นออกไปอีกเล็กน้อยเพื่อกันแดดกันฝน จากนั้นก็ออกแบบอกไก่และอะเสเป็นคานรับน้ำหนักเป็นจุดจากจันทันอีกที



รูปที่ 10.3 การรับน้ำหนักจากแปลงจันทัน

บางครั้งถ้าแปมีจำนวนมากทำให้การคำนวณยุ่งยากก็อาจสมมุติให้เป็นน้ำหนักแผ่คงที่ โดยใช้วิธีหาพื้นที่รับน้ำหนักของจันทันดังแสดงในตัวอย่างที่ 10-1

ตัวอย่างที่ 10-1 จงออกแบบจันทัน อะเส และอกไก่ในโครงหลังคาทรงจั่วดังแสดงในรูปข้างล่าง หลังคามุงด้วยกระเบื้องซีแพคโมเนีย

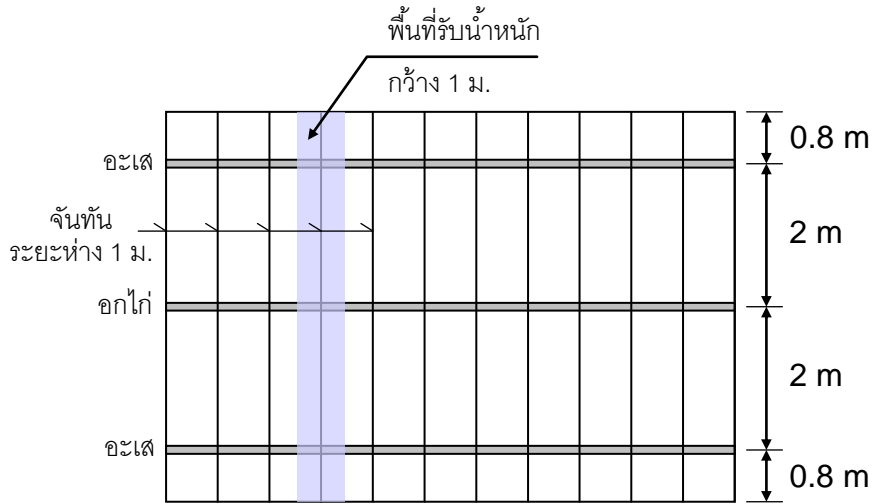


วิธีทำ คำนวณน้ำหนักบรรทุกทุกหลังคา

น้ำหนักบรรทุกจร = 30 ก.ก./ตรม.

น้ำหนักกระเบื้องซีแพคโมเนีย = 50 ก.ก./ตรม.

น้ำหนักรวม = 80 ก.ก./ตรม.



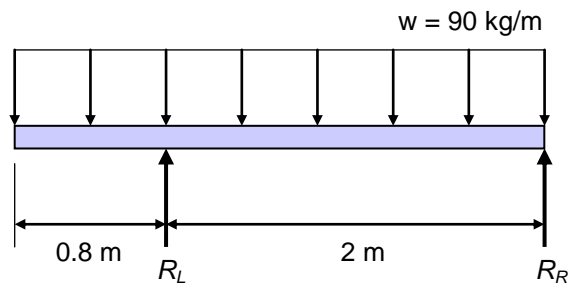
จันทันวางห่างกัน 1.0 เมตร มีพื้นที่รับน้ำหนักกว้าง 1.0 เมตร

$$\text{น้ำหนักลงจันทัน} = 80 \times 1.0 = 80 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{น้ำหนักจันทันโดยประมาณ} = 10 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{รวมน้ำหนักลงจันทันทั้งหมด} = 90 \text{ ก.ก./ม.}$$

พิจารณาช่วงคานในแนวราบประกอบด้วยช่วงภายในจากอกไก่ถึงอะเส 2 ม. และช่วงยื่น 0.8 ม. ดังในรูป

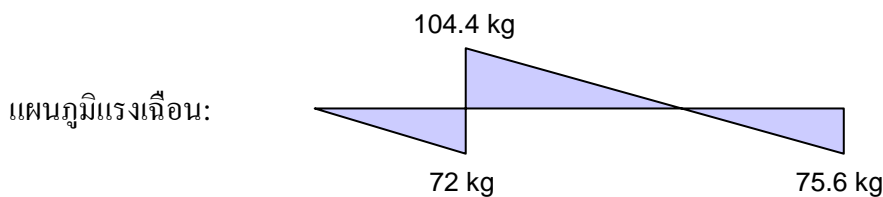


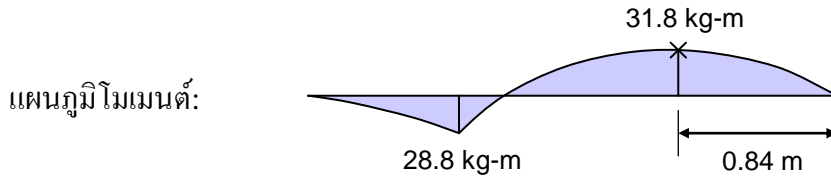
พิจารณาแรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับทั้งสอง

$$R_L = (1/2) (90) (2.8)^2 / 2.0 = 176.4 \text{ ก.ก.}$$

$$R_R = (90) (2.8) - 176.4 = 75.6 \text{ ก.ก.}$$

เขียนแผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์เพื่อพิจารณาค่ามากที่สุด





เลือกหน้าตัดโดยสมมุติให้หน่วยแรงคดที่ยอมให้ $F_b = 0.60F_y$ การออกแบบโดยละเอียดอาจทำได้ตามเนื้อหาในบทที่ 7 แต่สำหรับองค์อาคารขนาดเล็กกับน้ำหนักน้อยเช่นในกรณีนี้มักไม่พิจารณาโดยละเอียด

$$\text{โมเมนต์คดมากที่สุด, } M_{\max} = 31.8 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$\text{หน่วยแรงคดที่ยอมให้, } F_b = 0.60(2,500) = 1,500 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\text{โมดูลัสหน้าตัดที่ต้องการ, } S = M_{\max}/F_b = 31.8(100)/1,500 = 2.12 \text{ ซม.}^3$$

เลือกหน้าตัดจันทัน □ 50 × 25 ม.ม. หน้า 1.6 ม.ม. ($S_x = 2.81 \text{ ซม.}^3$) ■

ออกแบบอะเส : กำหนดระยะห่างระหว่างเสา = 4.0 เมตร

$$\text{ระยะห่างระหว่างจันทัน} = 1.0 \text{ เมตร}$$

$$\text{แรงปฏิกิริยาจากจันทัน } R_L = 176.4 \text{ ก.ก.}$$

$$\text{คิดเป็นน้ำหนักแผ่ลงอะเส} = 176.4/1.0 = 176.4 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{โมเมนต์คดมากที่สุด} = (176.4)(4.0)^2/8 = 352.8 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$\text{โมดูลัสหน้าตัดที่ต้องการ, } S = 352.8(100)/1,500 = 23.5 \text{ ซม.}^3$$

เลือกหน้าตัดคอกไก่ □ 125 × 40 ม.ม. หน้า 3.2 ม.ม. ($S_x = 27.81 \text{ ซม.}^3$) ■

ออกแบบคอกไก่ : กำหนดระยะห่างระหว่างเสา = 4.0 เมตร

$$\text{ระยะห่างระหว่างจันทัน} = 1.0 \text{ เมตร}$$

$$\text{แรงปฏิกิริยาจากจันทันสองข้าง } 2R_R = 2(75.6) = 151.2 \text{ ก.ก.}$$

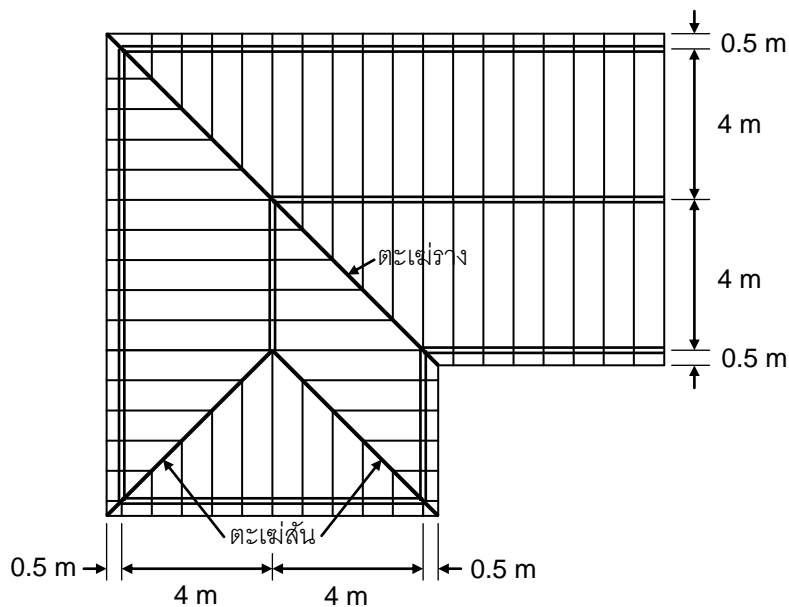
$$\text{คิดเป็นน้ำหนักแผ่ลงอะเส} = 151.2/1.0 = 151.2 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{โมเมนต์คดมากที่สุด} = (151.2)(4.0)^2/8 = 302.4 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$\text{โมดูลัสหน้าตัดที่ต้องการ, } S = 302.4(100)/1,500 = 20.2 \text{ ซม.}^3$$

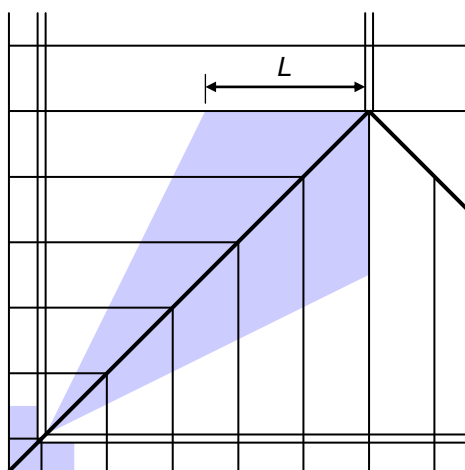
เลือกหน้าตัดอะเส □ 125 × 40 ม.ม. หน้า 3.2 ม.ม. ($S_x = 27.81 \text{ ซม.}^3$) ■

ตัวอย่างที่ 10-2 จงออกแบบตะเข้สันและตะเข้ราง ในโครงหลังคาทรงปั้นหยาด้งมีแปลนหลังคาแสดงในรูปข้างล่าง หลังคามุงด้วยกระเบื้องซีแพคโมเนีย ระยะห่างระหว่างจันทันคือ 1 เมตร

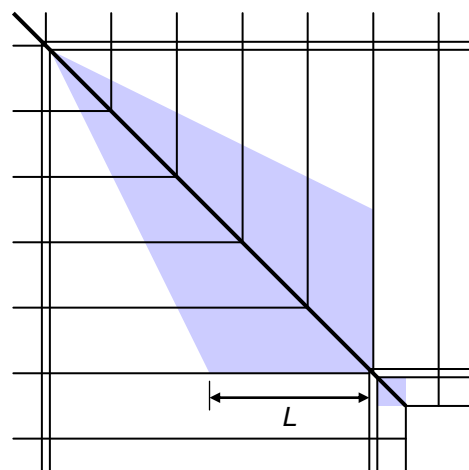


วิธีทำ ประมาณน้ำหนักบรรทุกทุกหลังคาจากตัวอย่างที่ 10-1 รวมน้ำหนักจันทันเป็น 90 ก.ก./ตร.ม.

ตะเข้สันและตะเข้รางมีใช้ในหลังคาทรงปั้นหยาเพื่อช่วยยกโก่และอะเสรองรับจันทัน โดยจะเอียงทำมุม 45 องศาในแปลนหลังคาเพื่อรับจันทันที่จะมาพาดจากสองด้านที่ตั้งฉากกัน น้ำหนักบรรทุกลงตะเข้สันและตะเข้รางจะขึ้นกับช่วงความยาวของจันทันที่มาพาด เมื่อความยาวจันทันที่มาพาดไม่เท่ากันน้ำหนักบรรทุกจึงไม่คงที่ โดยมากจะเป็นรูปสามเหลี่ยมดังแสดงในรูปข้างล่าง



ตะเข้สัน



ตะเข้ราง

พิจารณาน้ำหนักบรรทุก โดยใช้วิธีพื้นที่รับน้ำหนัก

$$\text{ช่วงความยาวในแนวราบ} = \sqrt{4^2 + 4^2} = 5.66 \text{ เมตร}$$

$$\text{ช่วงยื่นในแนวราบ} = \sqrt{0.5^2 + 0.5^2} = 0.707 \text{ เมตร}$$

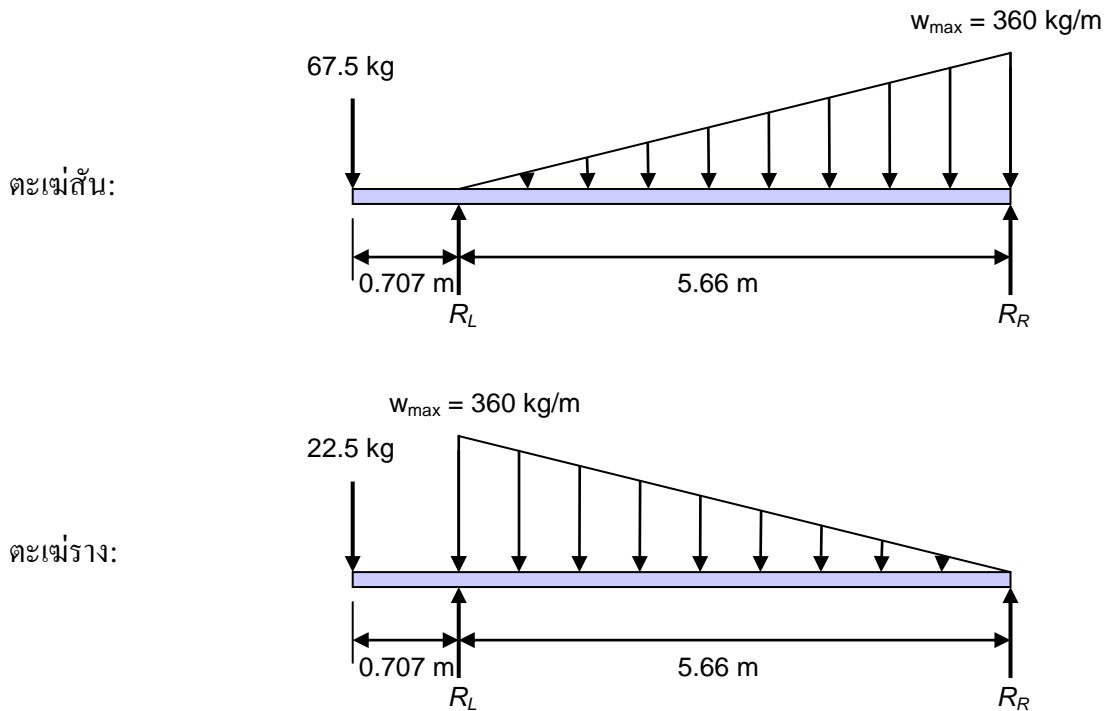
$$\text{ความยาว } L \text{ ของพื้นที่รับน้ำหนัก} = 4.0 / 2 = 2.0 \text{ เมตร}$$

$$\begin{aligned} \text{น้ำหนัก } w_{\max} \text{ ของสามเหลี่ยม} &= 2L(\text{น้ำหนักบรรทุกทุกหลังคา}) = 2(2.0)(90) \\ &= 360 \text{ ก.ก./ม.} \end{aligned}$$

$$\text{น้ำหนักที่ปลายยื่นตะเเม่สัน} = 3(0.5)^2(90) = 67.5 \text{ ก.ก.}$$

$$\text{น้ำหนักที่ปลายยื่นตะเเม่ราง} = (0.5)^2(90) = 22.5 \text{ ก.ก.}$$

แผนภูมิอิสระแสดงการรับน้ำหนัก



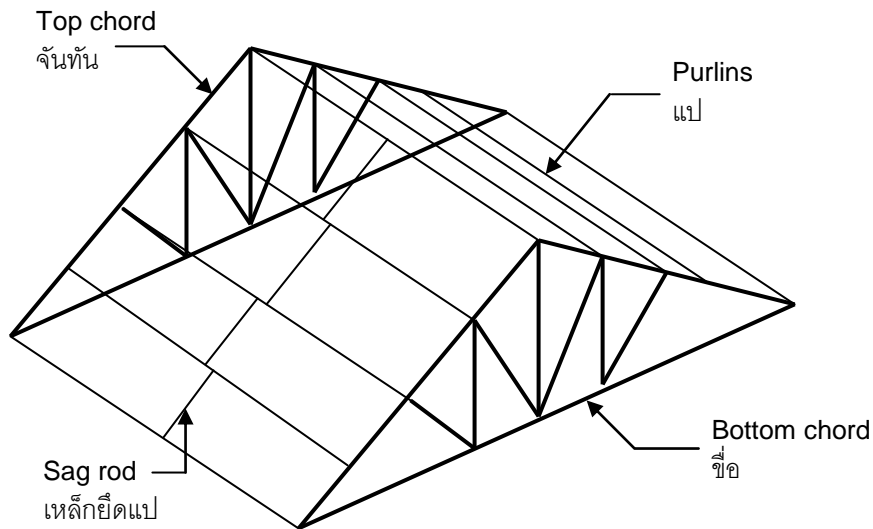
จากนั้นทำการออกแบบเหมือนในตัวอย่างที่ 10-1



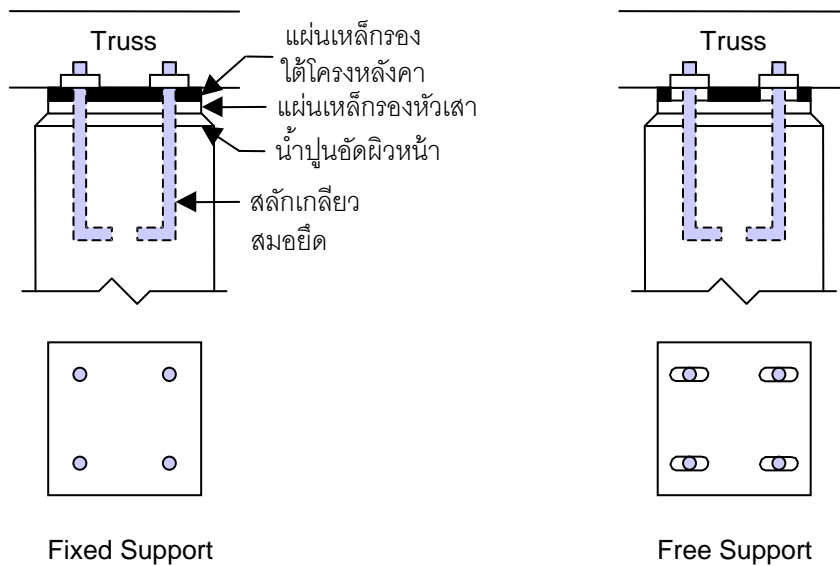
10.3 หลังคาโครงถัก

การใช้โครงถักเป็นหลังคาจะพบในอาคาร โครงสร้างต้องการช่วงความยาวหลังคา มากกว่าบ้านพักอาศัยเช่น ในโรงงานอุตสาหกรรม โรงยิมเนเซียม หรือหอประชุม หรือในอาคารที่อยู่อาศัยขนาดใหญ่ รูปที่ 10.4 ได้แสดงส่วนประกอบต่างๆของ โครงหลังคา

ในการออกแบบหลังคาโครงถักนั้น เนื่องจากหลังคาเป็นส่วนที่มีการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิมากทำให้เหล็กเกิดการขยายหรือหดตัวได้ ดังนั้นในการออกแบบฐานรองรับ โครงหลังคาเหล็กจึงต้องยึดปลายด้านหนึ่งอยู่กับที่ (Fixed support) และอีกปลายหนึ่งสามารถมีการเคลื่อนที่ได้บ้าง (Free support) โดยจะเจาะรูยึดสลักเกลียวบนแผ่นเหล็กที่ติดกับ โครงหลังคาให้มีลักษณะเป็นร่องยาวดังแสดงในรูปที่ 10.5 นอกจากนี้ยังอาจอัดจารบีเข้าไปเพื่อลดแรงเสียดทานระหว่างแผ่นเหล็กที่หัวเสาและที่ โครงหลังคา



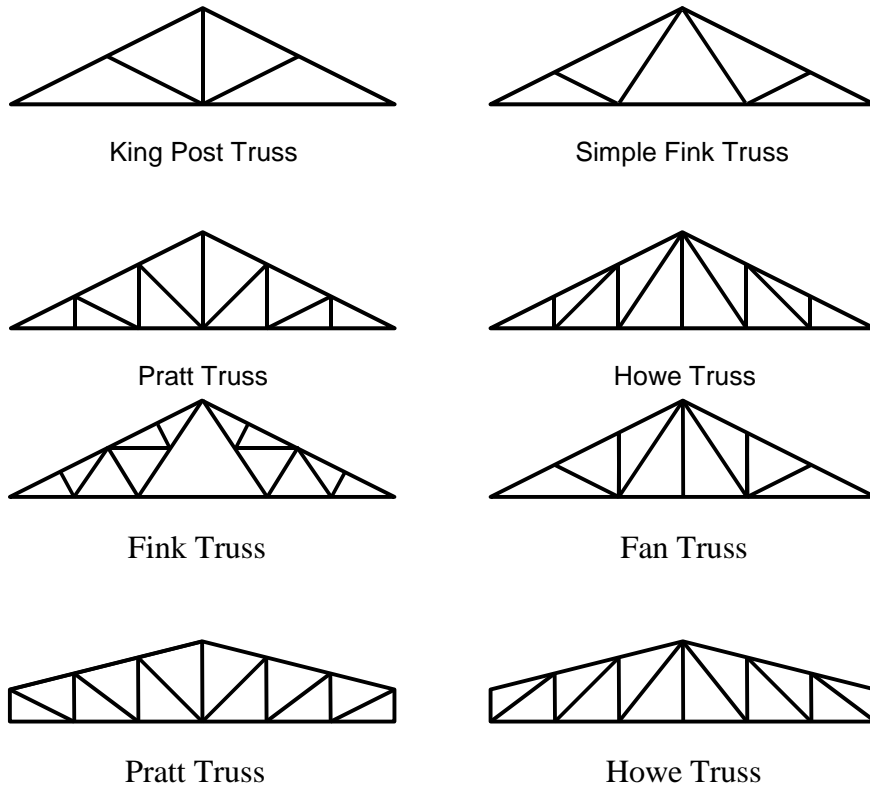
รูปที่ 10.4 ส่วนประกอบต่างๆของโครงหลังคา



รูปที่ 10.5 ฐานรองรับโครงหลังคาเหล็ก

แรงที่เกิดขึ้นในองค์อาคารต่างๆของโครงหลังคาโดยทั่วไปจะเป็นแรงดึงและแรงอัดตามแนวแกนเท่านั้น เนื่องจากสมมุติให้จุดต่อเป็นแบบหมุน แต่ก็อาจมีบางส่วนต้องรับโมเมนต์บ้างเช่นในกรณีที่ไม่ได้อยู่บนจุดต่อ

การต่อโครงหลังคามีทั้งแบบสลักเกลียวและการเชื่อม การเลือกชนิดของโครง หน้าตัดขององค์อาคารต่าง และระยะห่างระหว่างโครง จะขึ้นกับระยะห่างของฐานรอง ความเหมาะสมในการใช้งาน และดุลยพินิจของผู้ออกแบบ โดยปกติโครงช่วงสั้นจะเป็นโครงชั้นและ โครงช่วงยาวจะเป็นโครงแบนราบ



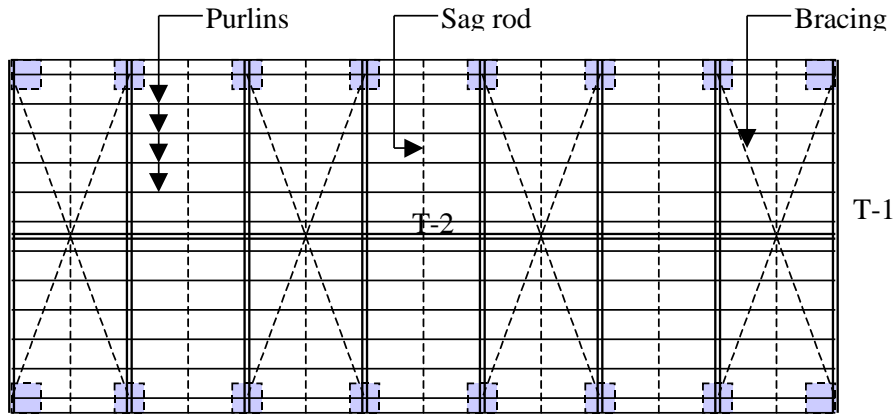
รูปที่ 10.6 โครงหลังคาแบบต่างๆ

น้ำหนักแป: จะขึ้นอยู่กับระยะห่างของแป น้ำหนักบรรทุกที่ต้องรับ และระยะห่างระหว่างโครง โดยปกติจะหนักประมาณ 9-10 ก.ก./ตร.ม. เมื่อระยะห่างระหว่างโครงน้อยกว่า 5 เมตร และหนักประมาณ 20 ก.ก./ตร.ม. เมื่อช่วงห่างมากกว่า 7 เมตร

น้ำหนักโครงหลังคา: ขึ้นอยู่กับความชันและช่วงความยาวของโครงถึงโดยทั่วไปจะมีน้ำหนักประมาณ 10 ก.ก./ตร.ม. ถ้ามากเกินไปก็ควรพิจารณาเปลี่ยนระบบโครงถักหรือระยะการรองรับน้ำหนัก

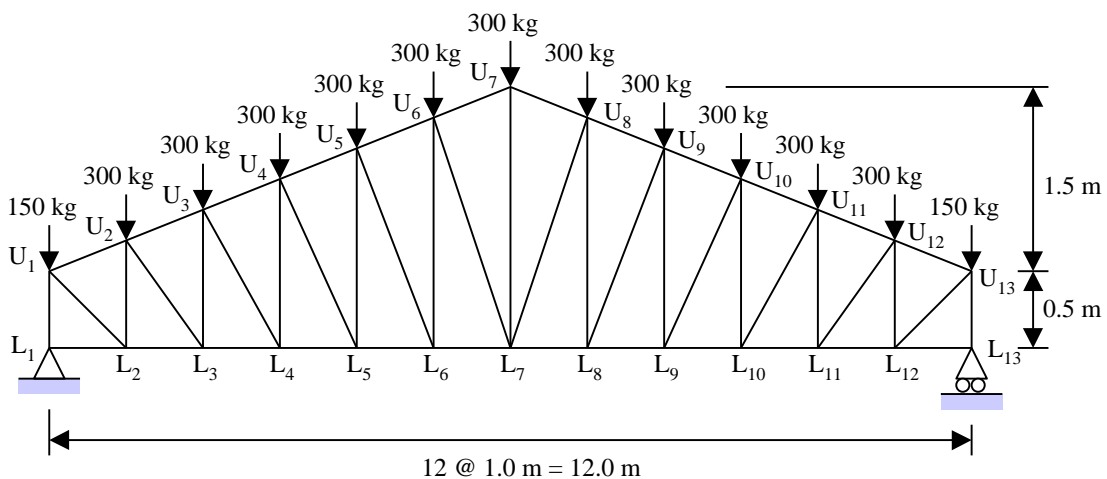
10.4 การค้ำยันและยึดโยงโครงหลังคา

เพื่อให้โครงหลังคาทั้งหมดทำงานร่วมกันในการรับน้ำหนักเสมือนหนึ่งเป็นโครงเดียวกัน จึงควรจะยึดโยงโครงหลังคาทั้งหมดเข้าด้วยกัน โดยอาจใช้การยึดโยงไขว้กันที่ช่วงริมทั้งสองของอาคารดังแสดงในรูปที่ 10.7 และอาจยึดโยงช่วงเว้นช่วงถัดมา การยึดโยงนี้นอกจากจะช่วยในการติดตั้งโครงแล้ว ยังช่วยกันการบิดเบี้ยวของโครงเมื่อมีแรงลมปะทะในแนวทแยงอีกด้วย



รูปที่ 10.7 การยึดโยงในโครงหลังคา

ตัวอย่างที่ 10-3 จงออกแบบโครงหลังคาช่วงยาว 12 เมตร วางห่างกัน 5 เมตร ดังแสดงในรูปที่ 10.2 กำหนดให้ใช้กระเบื้องลอนคู่หนัก 14 ก.ก./ตรม. เป็นวัสดุผนังหลังคา น้ำหนักบรรทุกจร 30 ก.ก./ตรม. คุณสมบัติเหล็กที่ใช้ $F_y = 2,500$ ก.ก./ตร.ซม. และ $E = 2.1 \times 10^6$ ก.ก./ตร.ซม.



ความลาดเอียงของโครงหลังคา $\theta = \tan^{-1} \frac{1.5}{6} = 14.04^\circ < 18^\circ$ ดังนั้นไม่ต้องคิดแรงลม

การออกแบบแป:

น้ำหนักบรรทุกจร	= 30 ก.ก./ตรม.
น้ำหนักกระเบื้องลอนคู่	= <u>14</u> ก.ก./ตรม.
น้ำหนักรวม	= <u>44</u> ก.ก./ตรม.

แปวางห่างกัน 1.0 เมตร วางบนจุดรองรับคือหลังคาที่มีระยะห่าง 5.0 เมตร ดังนั้นแปยาว 5.0 เมตร

$$\text{น้ำหนักลงแป} = 44 \times 1.0 = 44 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{น้ำหนักแปโดยประมาณ} = \underline{6} \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\text{รวมน้ำหนักลงแปทั้งหมด} = 44 + 6 = \underline{50} \text{ ก.ก./ม.}$$

$$w_x = 50 \sin 14.04^\circ = 12 \text{ ก.ก./ชม.}, \quad M_y = \frac{12 \times 5^2}{8} = 38 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$w_y = 50 \cos 14.04^\circ = 49 \text{ ก.ก./ชม.}, \quad M_x = \frac{49 \times 5^2}{8} = 153 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$\text{ค่าที่ต้องการของ } S_x = \frac{M_x}{F_{bx}} = \frac{153(100)}{0.66(2,500)} = 9.27 \text{ ชม.}^3$$

เลือกใช้ C125×50×20×2.3 ม.ม. ($S_x = 21.9 \text{ ชม.}^3$, $S_y = 6.22 \text{ ชม.}^3$, $I_x = 137 \text{ ชม.}^4$, $I_y = 20.6 \text{ ชม.}^4$,

หนัก = 4.51 กก./ม.)

ตรวจสอบหน่วยแรงที่ยอมรับให้:

$$\text{หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน } x : f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{153(100)}{21.9} = 698.6 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$\text{หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน } y : f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{38(100)}{6.22} = 610.9 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$\frac{f_{bx}}{0.66F_y} + \frac{f_{by}}{0.75F_y} = \frac{698.6}{0.66(2,500)} + \frac{610.9}{0.75(2,500)} = 0.75 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

ตรวจสอบการโก่งแอ่น:

$$\text{การแอ่นตัวที่เกิดขึ้น } \Delta_{\max} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(49/100)(500)^4}{384(2.1 \times 10^6)(137)}$$

$$= 1.38 \text{ ชม.} < [l/300 = 500/300 = 1.67 \text{ ชม.}] \quad \text{OK}$$

การออกแบบโครงหลังคา T-1:

$$\text{ระยะห่างระหว่างโครง T-1} = 5 \text{ ม.}$$

$$\text{น้ำหนักบรรทุกจร} = 30 \text{ ก.ก./ตรม.}$$

$$\text{น้ำหนักกระเบื้องลอนคู่} = 14 \text{ ก.ก./ตรม.}$$

$$\text{น้ำหนักแป(ค่าที่แท้จริง+เหล็กยึดแป)} = 6 \text{ ก.ก./ตรม.}$$

$$\text{น้ำหนักโครงหลังคา} = \underline{10} \text{ ก.ก./ตรม.}$$

$$\text{รวมน้ำหนักทั้งหมด} = \underline{60} \text{ ก.ก./ตรม.}$$

$$\text{น้ำหนักลงจุดต่อภายใน} = 60 \times 5 \times 1 = \underline{300} \text{ ก.ก.}$$

$$\text{น้ำหนักลงจุดต่อภายนอก} = 60 \times 5 \times 0.5 = 150 \text{ ก.ก.}$$

จากการวิเคราะห์โครงสร้างเพื่อหาแรงในองค์อาคารได้ดังนี้

องค์อาคาร	น้ำหนักบรรทุก(กก.)	ความยาว(ม.)
ท่อนของข้อ:		
$L_1L_2 = L_{12}L_{13}$	0	1.00
$L_2L_3 = L_{11}L_{12}$	2200(T)	1.00
$L_3L_4 = L_{10}L_{11}$	3000(T)	1.00
$L_4L_5 = L_9L_{10}$	3240(T)	1.00
$L_5L_6 = L_8L_9$	3200(T)	1.00
$L_6L_7 = L_7L_8$	3000(T)	1.00
ท่อนของจันทัน:		
$U_1U_2 = U_{12}U_{13}$	2267(C)	1.03
$U_2U_3 = U_{11}U_{12}$	3092(C)	1.03
$U_3U_4 = U_{10}U_{11}$	3339(C)	1.03
$U_4U_5 = U_9U_{10}$	3298(C)	1.03
$U_5U_6 = U_8U_9$	3092(C)	1.03
$U_6U_7 = U_7U_8$	2783(C)	1.03
ท่อนยึดดิ่ง:		
$L_1U_1 = L_{13}U_{13}$	1800(C)	0.50
$L_2U_2 = L_{12}U_{12}$	1100(C)	0.75
$L_3U_3 = L_{11}U_{11}$	600(C)	1.00
$L_4U_4 = L_{10}U_{10}$	240(C)	1.25
$L_5U_5 = L_9U_9$	50(T)	1.50
$L_6U_6 = L_8U_8$	300(T)	1.75
L_7U_7	1050(T)	2.00
ท่อนยึดทแยง:		
$L_2U_1 = L_{12}U_{13}$	2460(T)	1.12
$L_3U_2 = L_{11}U_{12}$	1000(T)	1.25
$L_4U_3 = L_{10}U_{11}$	339(T)	1.41
$L_5U_4 = L_9U_{10}$	64(C)	1.60
$L_6U_5 = L_8U_9$	360(C)	1.80
$L_7U_6 = L_7U_8$	604(C)	2.02

ออกแบบข้อ:

แรงมากที่สุดเกิดขึ้นในองค์อาคาร L_4L_5 และ $L_9L_{10} = 3,240$ กก.(แรงดึง) มีความยาว 1.0 เมตร

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ } F_t = 0.60F_y = 0.60(2,500) = 1,500 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ } A_g = 3,240/1,500 = 2.16 \text{ ซม.}^2$$

เลือกหน้าตัด **L50×50×4 มม.** ($A = 3.89 \text{ ซม.}^2$, $r_{\min} = 0.98 \text{ ซม.}$)

ถ้าเลือกใช้การต่อโดยใช้สลักเกลียว A307 ขนาด 12 มม. หนึ่งแถว

$$\text{พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล } A_e = 0.85A_g = 0.85(3.89) = 3.31 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{กำลังหน้าตัดประสิทธิผล} = 0.5F_uA_e = 0.5(4,000)(3.31) = 6,620 \text{ กก.} > 3,240 \text{ กก.} \quad \text{OK}$$

$$\text{ตรวจสอบอัตราส่วนความชะลูด } L/r = 100/0.98 = 102 < 300 \quad \text{OK}$$

ออกแบบจันทัน:

แรงมากที่สุดเกิดขึ้นในองค์อาคาร U_3U_4 และ $U_{10}U_{11} = 3,339$ กก.(แรงอัด) ความยาว 1.03 เมตร

$$\text{สมมุติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ } F_a = 1,000 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ } A = 3,339/1000 = 3.34 \text{ ซม.}^2$$

เลือกหน้าตัด **L50×50×4 มม.** ($A = 3.89 \text{ ซม.}^2$, $r_{\min} = 0.98 \text{ ซม.}$)

$$\text{อัตราส่วนความชะลูด } L/r = 103/0.98 = 105$$

$$\text{หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ } F_a = 868.6 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$\text{หน้าตัดสามารถรับแรงอัดได้} = (3.89)(868.6) = 3,379 \text{ กก.} > 3,339 \text{ กก.} \quad \text{OK}$$

ออกแบบท่อนยึดดึงและท่อนยึดทแยง:

1. แรงดึงมากที่สุดเกิดขึ้นในองค์อาคาร L_2U_1 และ $L_{12}U_{13} = 2460$ กก. ความยาว 1.12 เมตร

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ } F_t = 0.60F_y = 0.60(2,500) = 1,500 \text{ กก./ ซม.}^2$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ } A_g = 2460/1500 = 1.64 \text{ ซม.}^2$$

เลือกหน้าตัด **L40×40×3 มม.** ($A = 3.35 \text{ ซม.}^2$, $r_{\min} = 0.78 \text{ ซม.}$)

ถ้าเลือกใช้การต่อโดยใช้สลักเกลียว A307 ขนาด 12 มม. หนึ่งแถว

$$\text{พื้นที่หน้าตัดประสิทธิผล } A_e = 0.85A_g = 0.85(3.35) = 2.85 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{กำลังหน้าตัดประสิทธิผล} = 0.5F_uA_e = 0.5(4,000)(2.85) = 5,700 \text{ กก.} > 2,460 \text{ กก.} \quad \text{OK}$$

ตรวจสอบอัตราส่วนความชะลูด $L/r = 112/0.78 = 143.6 < 300$

OK

2. แรงอัดมากที่สุดเกิดขึ้นในองค์อาคาร L_3U_3 และ $L_{11}U_{11} = 600$ กก. ความยาว 1.00 เมตร

อัตราส่วนความชะลูด $L/r = 100/0.78 = 128.2$

หน่วยแรงอัดที่ยอมรับให้ $F_a = 639.9$ กก./ซม.²

หน้าตัดสามารถรับแรงอัดได้ $= (3.35)(639.9) = 2,144$ กก. > 600 กก.

OK

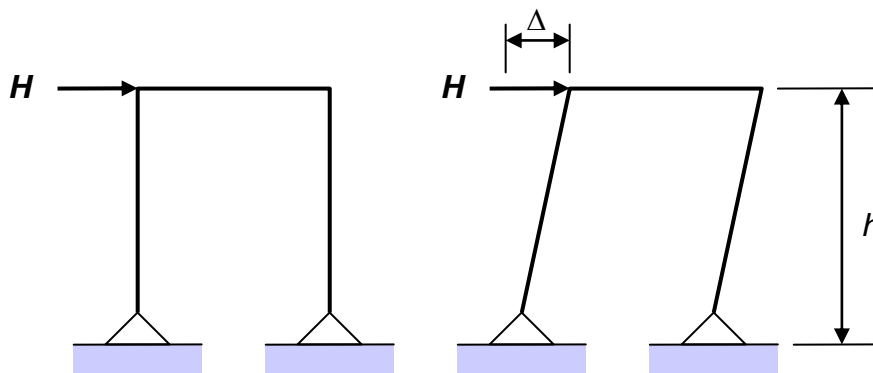
10.5 การออกแบบอาคารเพื่อต้านทานแรงกระทำด้านข้าง

แรงกระทำทางด้านข้างของตัวอาคารซึ่งเกิดจากลมหรือแผ่นดินไหวนับเป็นอีกปัจจัยที่ผู้ออกแบบต้องคำนึงถึงในการออกแบบอาคาร โดยเฉพาะในสถานะการณ์ที่แรงกระทำด้านข้างอาจมีผลต่ออาคารมากเช่นในกรณีของอาคารสูง อาคารอยู่ในพื้นที่เปิดโล่ง หรือในบริเวณที่มีความเสี่ยงต่อการเกิดแผ่นดินไหว นอกจากนี้ การยึดโยงด้านข้างยังมีจุดมุ่งหมายในการสร้างเสถียรภาพด้านข้างแก่โครงสร้างโดยเฉพาะอย่างยิ่งในระหว่างการก่อสร้าง

สำหรับอาคารที่มีความสูงมากกว่าสองเท่าของด้านข้างที่แคบที่สุด แรงดันลมที่กระทำกับผนังด้านข้างอาคารจะทำให้เกิดโมเมนต์พลิกคว่ำ (Overturning Moment) ซึ่งอาจต้านทานได้ไม่ยากนักถดถอยใช้กำลังตามแนวแกนของเสา แต่แรงเฉือนในแนวนอนที่เกิดขึ้นในแต่ละชั้นอาจมีมากจนต้องใช้ในการยึดโยงหรือจุดต่อต้านโมเมนต์เข้าช่วย

อาคารไม่เพียงแต่จะต้องถูกยึดโยงเพื่อป้องกันการวิบัติเท่านั้น แต่ยังคงไม่ให้เกิดการเสีรูปทรงจนเกิดความเสียหายแก่ส่วนอื่นๆ ในอาคารอีกด้วย นอกจากนี้ยังต้องไม่ทำให้ผู้อยู่อาศัยข้างในเกิดความรู้สึกไม่ปลอดภัยหรือไม่สะดวกสบายอีกด้วย

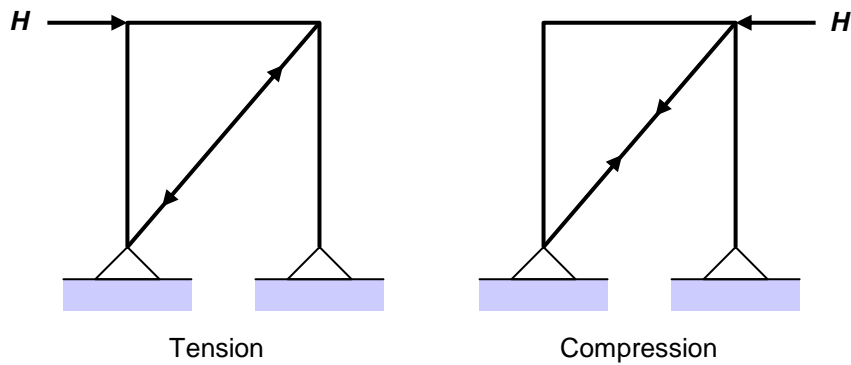
การเสีรูปทรงทางด้านข้างของอาคารหลายชั้นอันเนื่องมาจากลมหรือแผ่นดินไหวเรียกว่า *Drift* ซึ่งแทนด้วย Δ ในรูปที่ 10.8 Drift จะวัดโดยใช้ $\text{Drift index} = \Delta/h$ เมื่อ h คือความสูงหรือระยะจากพื้นดิน



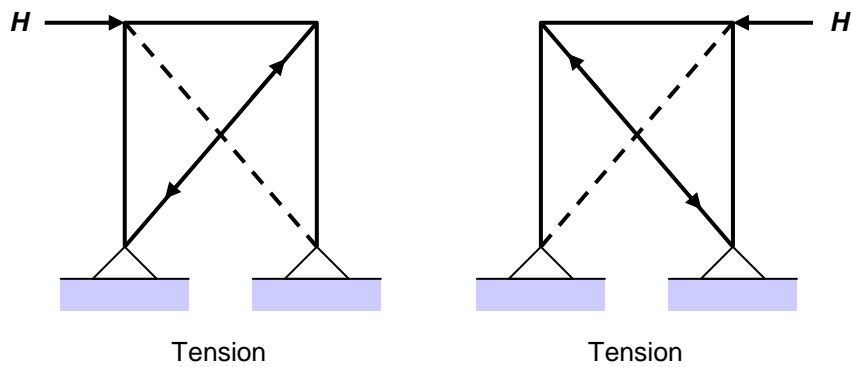
รูปที่ 10.8 การเสีรูปทรงทางด้านข้างของอาคาร

ในทางปฏิบัติโดยทั่วไปจะการออกแบบตึกหลายชั้นให้มีสติเฟเนสด้านข้างอย่างเพียงพอเพื่อให้ Drift Index อยู่ระหว่าง 0.0015 ถึง 0.0030 ในระหว่างพายุที่รุนแรงที่สุดที่เกิดขึ้นในช่วง 10 ปี นอกจากนั้นยังควรออกแบบอาคารให้ต้านทานพายุ 50 ปีได้อย่างปลอดภัย แม้ว่า Drift Index จะมากเกินไปจากที่กล่าวมาแล้ว ซึ่งจะทำให้ผู้อยู่อาศัยเกิดความไม่สะดวกสบาย ตึก World Trade Center ใน New York ซึ่งมีความสูง 442 เมตร จะเซด้านข้างประมาณ 90 ซม.ระหว่างพายุ 10 ปี(Drift Index = 0.0020) ในขณะที่เมื่อเกิดเฮอริเคนจะเซไป 2.1 เมตร(Drift Index = 0.0048)

ในการเสริมความแข็งแรงด้านข้างโดยการยึดโยงโดยมากจะทำโดยการเสริมองค์อาคารทแยงเข้าไปในโครง ซึ่งถ้าใช้องค์อาคารทแยงเพียงอันเดียว องค์อาคารจะต้องต้านทานได้ทั้งแรงอัดและแรงดึงขึ้นกับทิศทางของแรงกระทำด้านข้างดังในรูปที่ 10.9 แต่เนื่องจากองค์อาคารรับแรงดึงจะมีประสิทธิภาพมากกว่าเมื่อองค์อาคารมีความยาวมาก การยึดโยงในโครงจึงมักใช้องค์อาคารสองตัวยึดทแยงไขว้กัน (เป็นตัว X) เพื่อจะได้ไม่ต้องใช้องค์อาคารรับแรงอัดดังในรูปที่ 10.10

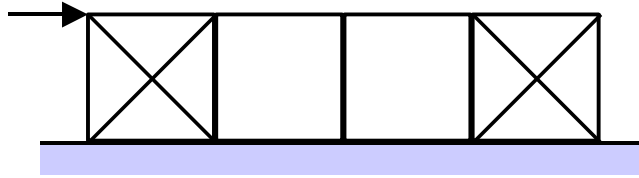


รูปที่ 10.9 การยึดโยงเดี่ยวที่ต้องรับทั้งแรงดึงและแรงอัด

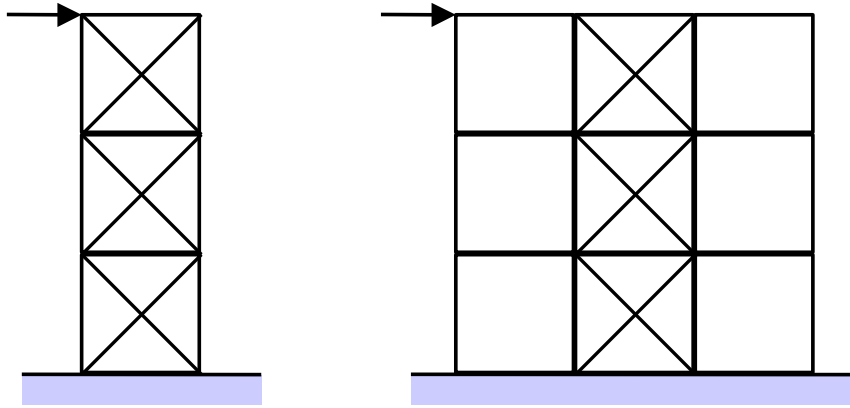


รูปที่ 10.10 การยึดโยงไขว้ที่รับเพียงแรงดึง

สำหรับอาคารชั้นเดียวช่วงเดียวอาจถูกยึดโยงดังในรูปที่ 10.10 ในขณะที่อาคารชั้นเดียวหลายช่วง อาจถูกยึดโยงไม่ทุกช่วงในระนาบโครงเดียวกันดังในรูปที่ 10.11 โดยจะอาศัยความต่อเนื่องของโครงทำให้ช่วงที่ถูกยึดโยงค้ำยันช่วงที่เหลือไว้ เช่นเดียวกับในกรณีของอาคารหลายชั้นช่วงเดียวในรูปที่ 10.12(a) และอาคารหลายชั้นหลายช่วงในรูปที่ 10.12(b)



รูปที่ 10.11 การยึดโยงในอาคารชั้นเดียวหลายช่วง

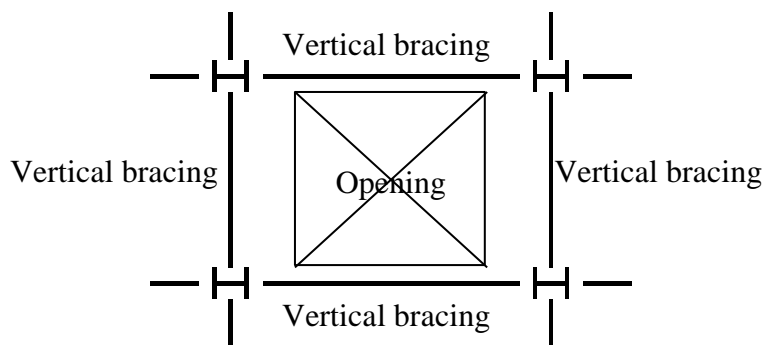


รูปที่ 10.12 การยึดโยงในอาคารหลายชั้น

อย่างไรก็ตามจะเห็นได้ว่าในอาคารทั่วไป การยึดโยงแบบทแยงมักจะอยู่ในตำแหน่งที่เป็นประตู หน้าต่าง และช่องว่างในผนังอื่นๆ นอกจากนั้นในหลายอาคารจะใช้ผนังภายในแบบถอดประกอบได้ ดังนั้น การยึดโยงแบบทแยงจะเป็นการลดการยึดหยุ่นในการปรับเปลี่ยนรูปแบบการใช้งานภายในอาคารเป็นอย่างมาก โดยปกติแล้วการยึดโยงแบบทแยงจะใช้ได้อย่างสะดวกกับส่วนที่เป็นผนังต้นของปล่องลิฟท์ ปล่อง บันได และผนังอื่นๆ ที่มีช่องเปิดน้อยหรือไม่มีเลย

ตัวอย่างการออกแบบระบบยึดโยงในอาคาร

การยึดโยงในอาคารเหล็กรูปพรรณมักจะวางโครงถักยึดโยงในแนวตั้งที่บริเวณผนังแกนกลางดังเช่นในรูปที่ 10.13 ซึ่งเป็นช่องเปิดสำหรับบันไดและลิฟท์



รูปที่ 10.13 รูปแปลนของช่องเปิด

การยึดโยงในแนวตั้งนี้จะช่วยต้านทานน้ำหนักบรรทุกทุกด้านข้าง เพื่อความสะดวกในการออกแบบเราจะพิจารณาให้ห้องค้ำอาคารทแยงรับได้เพียงแรงดึงทำให้โครงถักในแนวตั้งเป็น โครงแบบคิเทอร์มินेटดังแสดง

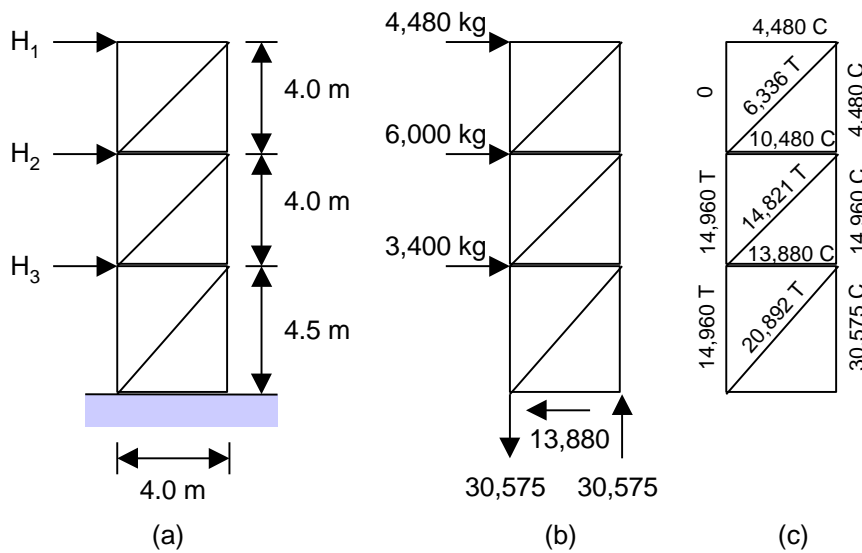
ในรูปที่ 10.14(a) แรงลมที่กระทำกับอาคารอาจพิจารณาได้ตามบทที่ 2 ดังในรูปที่ 10.14(b) ถ้าด้านที่รับลมของอาคารกว้าง 16 เมตร ความสูงของชั้นที่หนึ่งเท่ากับ 4.5 เมตร ชั้นสอง 4.0 เมตร และชั้นสาม 4.0 เมตร

แรงที่ชั้นสาม $H_1 = (80(3.5))16 = 4,480$ กก.

แรงที่ชั้นสอง $H_2 = (80(2.5)+50(3.5))16 = 6,000$ กก.

แรงที่ชั้นหนึ่ง $H_3 = (50(4.25))16 = 3,400$ กก.

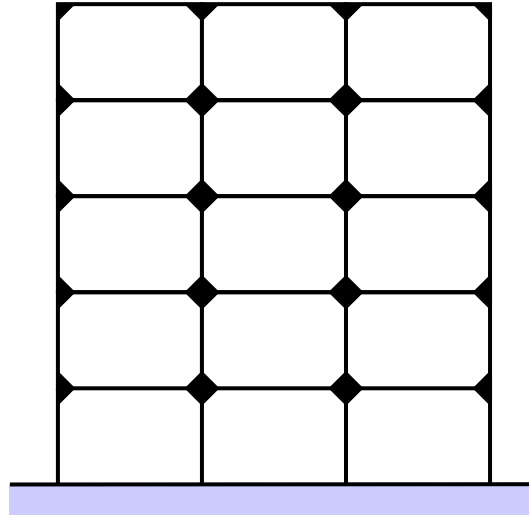
เมื่อวิเคราะห์แรงในองค์อาคารของโครงถักออกมาก็จะดังในรูปที่ 10.14(c) แรงในองค์อาคารทแยงจะใช้ในการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงดึง และแรงในเสาที่เกิดขึ้นจะถูกนำไปรวมกับน้ำหนักบรรทุกทุกจากแรงโน้มถ่วง ส่วนแรงถอนขึ้นถ้ามีมากอาจทำให้ต้องใช้สลักเกลียวสวมด้านทานแรงดึงเป็นพิเศษที่ฐานราก



รูปที่ 10.14 โครงถักแนวตั้งด้านทานแรงลม

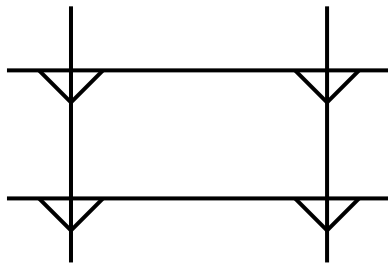
อีกวิธีหนึ่งที่ใช้กันมากในการเพิ่มความต้านทานแรงด้านข้างก็คือการใช้จุดต่อต้านทวนโมเมนต์ดังแสดงในรูปที่ 10.15 การยึดโยงแบบหูช้าง (Bracket-type Bracing) นี้อาจถูกใช้เป็นการยึดโยงด้านข้างได้อย่างประหยัดในอาคารต่ำ เมื่ออาคารสูงขึ้น การยึดโยงแบบหูช้างจะไม่ประหยัดและไม่สามารถควบคุมการเสียนรูปทรงด้านข้างได้ดีเท่าที่ควร

ในการถ่ายเทแรงด้านข้างลงสู่พื้นดินสำหรับอาคารสูง 20-60 ชั้นนั้น การยึดโยงแบบไขว้ (X-bracing) ทำงานได้เป็นอย่างดี แต่ก็อาจจะไปกีดขวางการใช้งานภายในอาคารได้ ดังนั้นจึงอาจใช้ การยึดโยงแบบเยื้องศูนย์กลาง (Eccentric Bracing) โดยการยึดโยงปลายของค้ำอาคารที่บางจุดบนความยาวของอีกองค์อาคารหนึ่งดังแสดงในรูปที่ 10.16

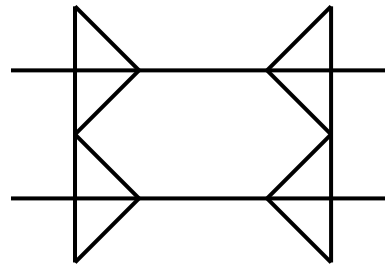


รูปที่ 10.15 การยึดโยงแบบหูช้าง (Bracket-type Bracing)

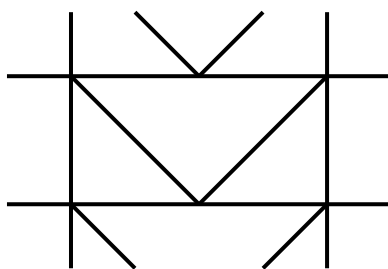
การใช้คำว่า *เยื้องศูนย์* นั้นก็เพื่อให้แตกต่างจากโครงสร้างที่มีการต่อปลายทุกองค์อาคารที่จุดต่อร่วมกัน ดังนั้นจึงเป็นระบบแรง *รวมศูนย์* หรือโครงถัก การที่ไม่ต่อที่ปลายขององค์อาคาร การยึดโยงแบบเยื้องศูนย์ทำให้เกิด แรงเฉือนและโมเมนต์คดขึ้นในองค์อาคารที่ถูกต่อ ดังนั้นจึงทำให้เกิดรูปแบบของโครงข้อแข็งขึ้นนอกเหนือไปจากระบบโครงถัก



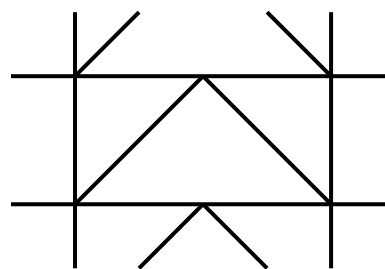
(a) Knee-bracing



(b) K-bracing



(c) V-bracing



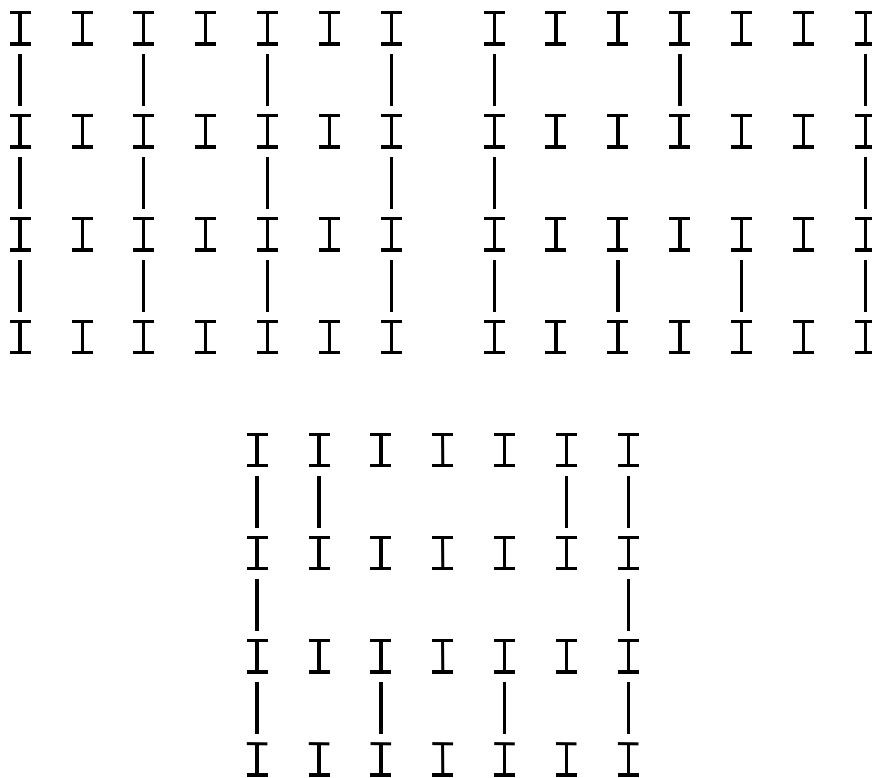
(d) Inverted V-bracing

รูปที่ 10.16 รูปแบบของการยึดโยงเยื้องศูนย์

Knee-bracing และ K-bracing จะทำให้เกิดโมเมนต์คดขึ้นในเสา ดังนั้นจึงอาจใช้ได้กับอาคารสูง ซึ่งมีเสานขนาดใหญ่ อย่างไรก็ตามในอาคารต่ำ V-bracing และ Inverted V-bracing จะเหมาะสมกว่า เนื่องจากทำให้เกิดโมเมนต์ในคานเท่านั้น

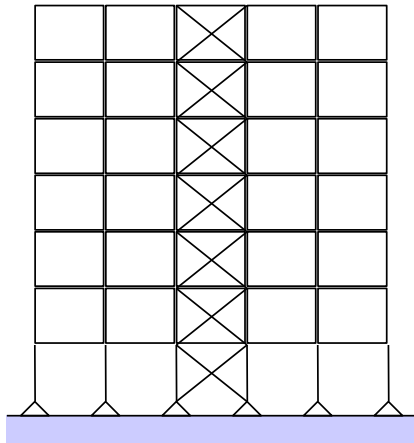
ในอาคารทั่วไประบบชั้น(คานและพื้น)จะถูกสมมุติให้มีความแข็งแรงในระนาบราบ และแรงกระทำด้านข้างจะถูกสมมุติให้มารวมกันที่ระดับชั้น แผ่นพื้นและคานจะทำงานร่วมกันเพื่อด้านทานแรงด้านข้าง จากการตรวจสอบอาคารเหล็กที่สามารถด้านทานแรงลมได้สูงมาก พบว่าพื้นสามารถกระจายแรงด้านข้างเพื่อให้เสาทุกต้นเกิดการโก่งแอ่นเท่ากัน เมื่อมีพื้นที่แข็งแรงแรงเฉือนด้านข้างจะถูกกระจายลงสู่เสา หรือผนังในอาคาร เมื่อแรงด้านข้างมีมาก เช่นในอาคารที่สูงมาก หรือเมื่อคิดแรงกระทำจากแผ่นดินไหว อาจต้องใช้ผนังที่ออกแบบเป็นพิเศษเพื่อด้านทานแรงด้านข้างส่วนใหญ่ ผนังเหล่านี้เรียกว่า *ผนังรับแรงเฉือน (Shear Walls)*

ไม่มีความจำเป็นที่จะต้องยึดโยงทุกช่องในอาคาร โดยปกติการยึดโยงที่ผนังด้านนอกจะทำให้เกิดการบิดขวางน้อยกว่าผนังด้านใน บางกรณีการยึดโยงที่ผนังด้านนอกอาจไม่เพียงพอ และอาจต้องทำการยึดโยงบางส่วนของผนังภายใน ตัวอย่างรูปแบบการจัดช่องที่จะยึดโยงถูกแสดงไว้ในรูปที่ 10.17 ควรจะจัดให้เกิดความสมมาตรเพื่อป้องกันการโก่งแอ่นด้านข้างไม่เท่ากันของอาคารซึ่งจะทำให้เกิดการบิด

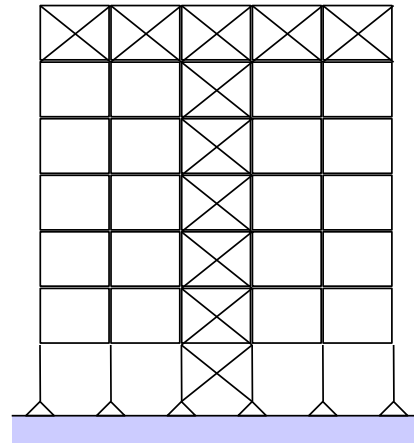


รูปที่ 10.17 รูปแบบการยึดโยงในอาคาร

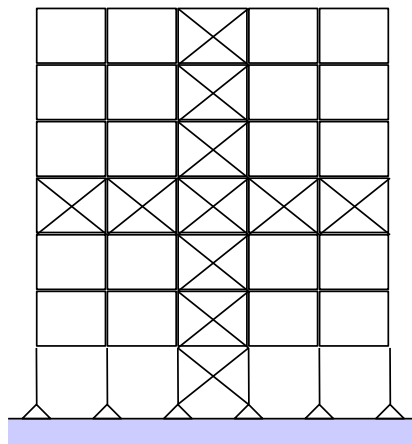
การยึดโยงโดยมากมักจะทำรอบปล่องลิฟท์ เนื่องจากมักจะเกิดการบิดขวางในบริเวณอื่นในบริเวณอื่น อย่างไรก็ตามถ้าการยึดโยงรอบปล่องลิฟท์ดังแสดงในรูปที่ 10.18(a) ไม่เพียงพอหรือค่า Drift Index มากเกินไป ก็อาจจะใช้ Hat Truss ที่ชั้นบนสุดดังแสดงในรูปที่ 10.18(b) ซึ่งจะช่วยลด Drift ลงมาก ถ้าใช้ Hat Truss ไม่ได้เนื่องจากจะไปกีดขวางการใช้อาคาร ก็อาจใช้ Belt Truss หนึ่งโครงหรือมากกว่าดังแสดงในรูป 10.18(c) Belt Truss จะช่วยลด Drift ลงมากแม้จะไม่เท่า Hat Truss ก็ตาม



(a) Bracing around Elevator Shaft



(b) Hat Truss

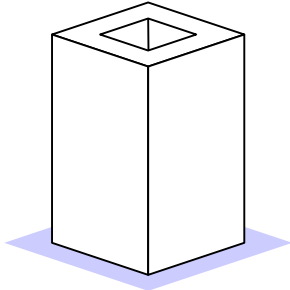


(c) Belt Truss

รูปที่ 10.18 การเสริมโครงถักเพิ่มเพื่อช่วยลด Drift ในอาคารสูง

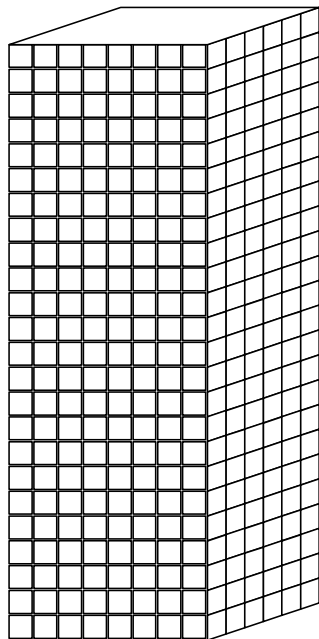
ระบบการยึดโยงที่ได้กล่าวมานั้นจะไม่มีประสิทธิภาพเมื่อใช้กับอาคารที่สูงเกิน 60 ชั้น ซึ่งอาคารที่สูงมากเหล่านี้จะมีแรงลมด้านข้างมากและอาจมีแรงสั่นสะเทือนจากแผ่นดินไหว ผู้ออกแบบจำเป็นต้องสร้างระบบที่จะต้านทานแรงเหล่านี้โดยไม่ทำให้เกิดการวิบัติ และไม่ทำให้ผู้อยู่อาศัยเกิดความวิตกกังวล วิธีการยึดโยงสำหรับอาคารเหล่านี้มักจะใช้ระบบโครงท่อ (Tubular Frame)

ด้วยระบบโครงท่อนอาคารจะถูกสร้างให้เหมือนกับท่อในรูปที่ 10.19 โดยที่ผนังท่อจะประกอบขึ้นจากเสาในอาคารและคานทั้งในแนวยาวและแนวกว้างของอาคาร ทั้งนี้ก็เพื่อสร้างท่อขนาดใหญ่ที่มีพฤติกรรมเหมือนปล่องไฟ

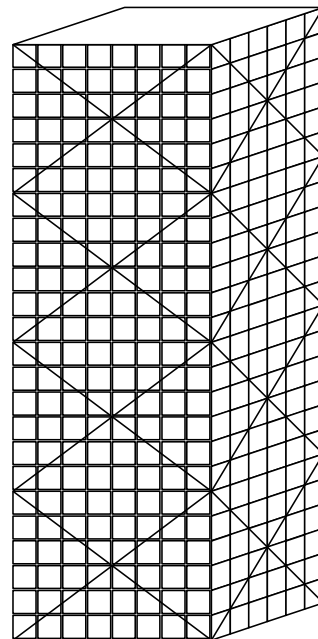


รูปที่ 10.19 ท่อผนังตัน

เพื่อสร้างท่อ เสาต้นนอกจะต้องอยู่ใกล้กัน จาก 0.90-1.20 เมตร ถึง 3.0-3.5 เมตร โดยจะถูกต่อเข้าด้วยกันโดยคานขอบที่แต่ละระดับชั้นดังแสดงในรูปที่ 10.20(a)



(a)



(b)

รูปที่ 10.20 (a) โครงท่อ, (b) โครงท่อยึดโยงไขว้

การพัฒนากระบวนท่อนอาจทำได้โดยการยึดโยงโครงโดยใช้ X-bracing ดังในรูปที่ 10.20(b) ทำให้ได้ระบบที่มีความแข็งแรงมากขึ้น และมีการกระจายแรงลงในเสาได้สม่ำเสมอขึ้น อีกระบบหนึ่งได้แก่ ระบบท่อนในท่อ (Tube-within-a-tube system) โดยเสาต้นในและคานจะถูกใช้สร้าง โครงท่อนขึ้นมาอีกชั้นหนึ่ง

11

จุดต่อสลักเกลียว

11.1 บทนำ

จุดต่อเชื่อมขององค์อาคารนับเป็นส่วนที่มีความสำคัญมาก ถ้าจุดต่อเชื่อมมีกำลังไม่เพียงพออาจทำให้โครงสร้างเกิดการวิบัติเสียหายได้ ที่ผ่านมามีการวิบัติในโครงสร้างส่วนใหญ่เป็นผลมาจากการออกแบบจุดต่อเชื่อมไม่เพียงพอหรือการให้รายละเอียดไม่ดีพอ เนื่องจากวิศวกรส่วนใหญ่มักออกแบบเพียงองค์อาคารแต่ละเลยการออกแบบจุดต่อนั้นเอง

การต่อองค์อาคารในโครงสร้างเหล็กที่ใช้กันมาที่สุดในปัจจุบันคือ จุดต่อสลักเกลียว (*Bolted connection*) และ จุดต่อเชื่อม (*Welded connection*) ในสมัยก่อน หมุดยั่ว (*Rivet*) เป็นอุปกรณ์ยึดที่ใช้กันมาก แต่เนื่องจากมีกำลังต่ำ ความยุ่งยากในการติดตั้ง และข้อด้อยอื่นๆ ทำให้การใช้หมุดยั่วมีน้อยลงไป ในบทนี้และบทที่ 12 จะกล่าวถึงจุดต่อสลักเกลียว ส่วนจุดต่อเชื่อมจะกล่าวถึงในบทที่ 13 ต่อไป

11.2 ชนิดของสลักเกลียว

สลักเกลียวที่ใช้ต่อองค์อาคารเหล็กมีหลายชนิด แตกต่างกันทั้งคุณสมบัติและวิธีการติดตั้ง เพื่อให้เหมาะสมกับลักษณะงานที่ใช้ดังนี้

สลักเกลียวแบบไม่แต่งผิว (*Unfinished bolts*) ซึ่งเป็นแบบธรรมดาชนิด ASTM A307 ทำจากเหล็กกล้าคาร์บอนต่ำซึ่งมีลักษณะของหน่วยแรง-หน่วยการยึดหด คล้ายเหล็ก A36 มาก มีขนาดตั้งแต่ 16 มม. ถึง 38 มม.

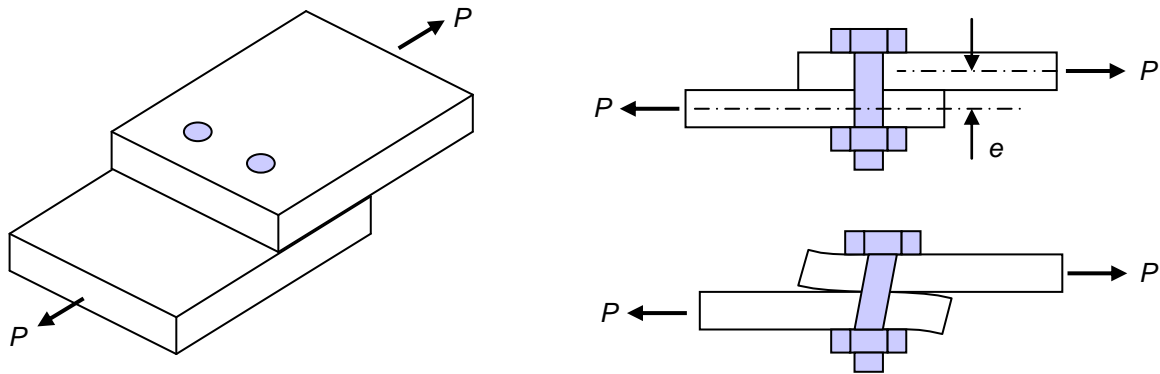
สลักเกลียว A307 โดยทั่วไปจะมีหัวสี่เหลี่ยมเพื่อลดต้นทุนแต่บางครั้งก็มีหัวเป็นรูปหกเหลี่ยม เนื่องจากมีความสวยงามกว่า ง่ายต่อการใช้ประแจขัน และต้องการช่องว่างน้อยกว่าในการขันเกลียว สลักเกลียวชนิดนี้มักจะถูกใช้ในโครงสร้างเบาหรือน้ำหนักคงที่และสำหรับองค์อาคารรองเช่น แปะ คานย่อย ท่อนยึดทแยง โครงถักขนาดเล็ก

สลักเกลียวกำลังสูง (*High-strength bolts*) ทำจากเหล็กกล้าชุบแข็งมีกำลังรับแรงดึงสูงกว่าสลักเกลียวแบบธรรมดาสองเท่าหรือมากกว่า จะมีอยู่ด้วยกันสองชนิดคือ A325 และที่กำลังสูงกว่าคือ A490

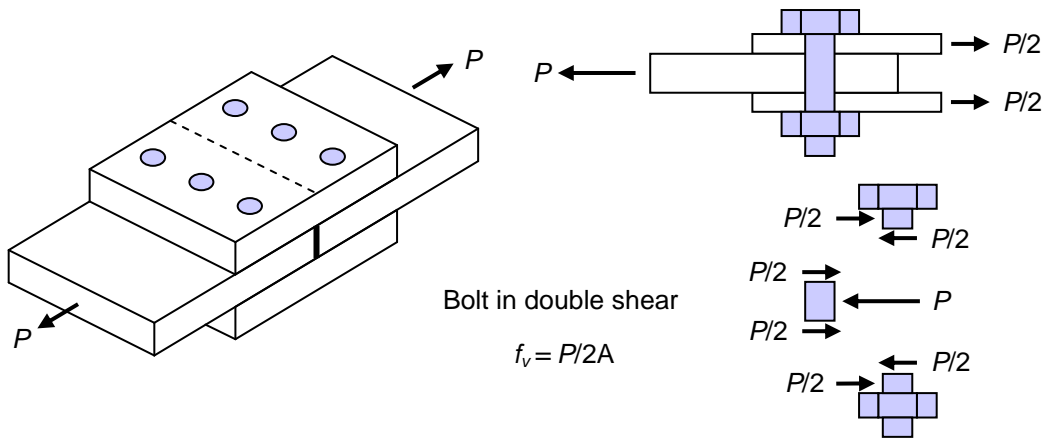
สลักเกลียวกำลังสูงถูกใช้ใน โครงสร้างทุกชนิด จากอาคารขนาดเล็กจนถึงตึกระฟ้าและสะพานขนาดใหญ่ สลักเกลียวกำลังสูงสามารถถูกขันจนมีหน่วยแรงดึงสูงมากทำให้ส่วนที่ต่อกันอยู่ถูกยึดติดกันแน่นซึ่งจะทำให้น้ำหนักส่วนใหญ่ถูกถ่ายเทโดยแรงเสียดทาน

11.3 ลักษณะการต่อองค์อาคาร

หน้าที่หลักของจุดต่อคือการถ่ายน้ำหนักระหว่างองค์อาคารที่มาต่อกัน รูปแบบการต่อสลักเกลียวที่ง่ายที่สุดคือ จุดต่อแบบทาบ (*Lap joint*) ดังในรูปที่ 11.1a ข้อเสียของการต่อแบบนี้ก็คือศูนย์ถ่วงของแรงในแต่ละองค์อาคารจะไม่ตรงกันจึงทำให้เกิดเป็นแรงคู่ควมซึ่งทำให้เกิดการคดที่ไม่พึงปรารถนาของจุดต่อดังแสดงในรูป ดังนั้นการต่อแบบทาบซึ่งใช้ในจุดต่อขนาดเล็กเท่านั้นควรจะถูกรออกแบบให้มีตัวยึดอย่างน้อยสองตัวในแต่ละแถวที่ขนานกับองค์อาคาร



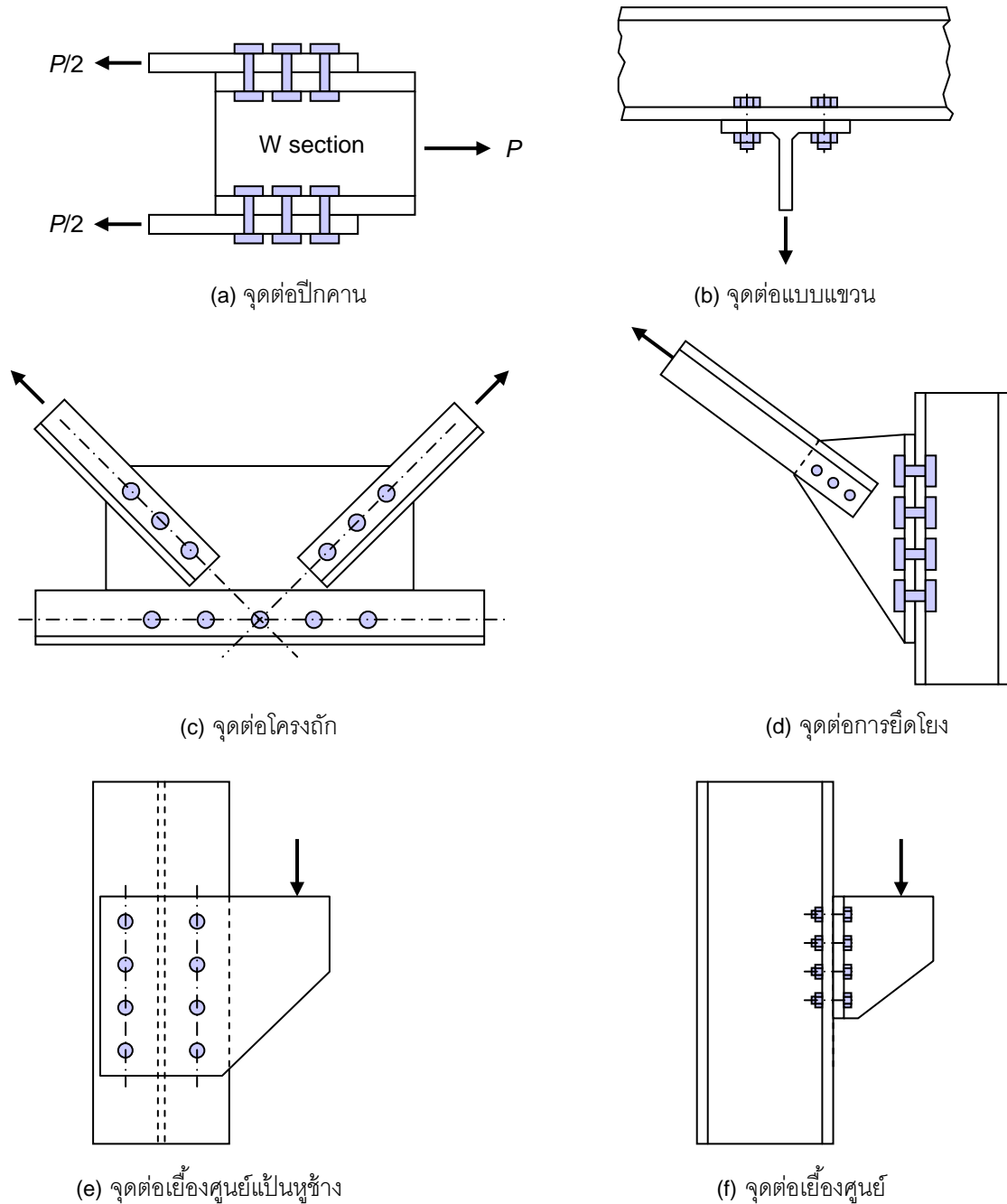
(a) จุดต่อแบบทาบ



(b) จุดต่อแบบชน

รูปที่ 11.1 ลักษณะของการต่อสลักเกลียว

จุดต่ออีกแบบคือ จุดต่อแบบชน (*Butt joint*) ดังในรูปที่ 11.1b โดยใช้แผ่นเหล็กประกบรับแรงดึง ช่วยส่งผ่านแรง แนวแรงตรงกับแนวองค์อาคารจึงไม่มีการเอียงศูนย์ นอกจากนั้นแรง P ถูกแบ่งออกเป็นสองส่วน ทำให้สลักเกลียวรับแรงเฉือนเพียง $P/2$ อยู่ใต้แรงเฉือนคู่



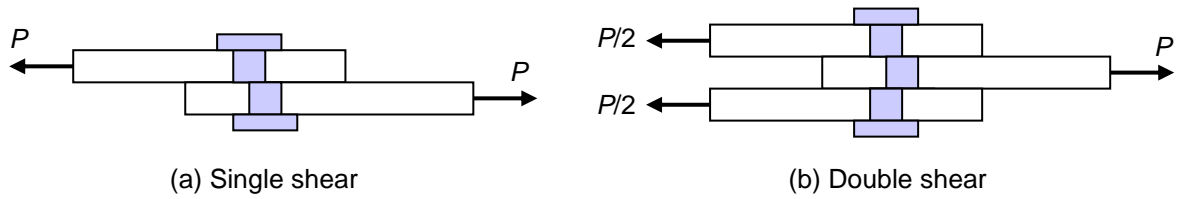
รูปที่ 11.2 การต่อสลักเกลียวในลักษณะต่างๆ

11.4 การวิบัติของจุดต่อ

ในการออกแบบจุดต่อเพื่อให้รับน้ำหนักได้ตามที่กำหนด ผู้ออกแบบจะต้องคำนึงถึงรูปแบบต่างๆของการวิบัติที่อาจเกิดขึ้นกับจุดต่อสลักเกลียวได้ ดังนี้

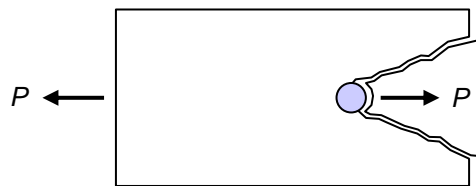
(1) การวิบัติโดยแรงเฉือนของสลักเกลียว มีลักษณะดังในรูปที่ 11.3 สำหรับการต่อแบบทาบ องค์อาคารถูกแรงดึงจะเคลื่อนที่เลื่อนออกจากกัน สลักเกลียวที่ถูกสอดค้ำเอาไว้จะถูกเฉือนจนขาดหนึ่งระนาบเรียกว่า การ

เฉือนเดี่ยว (*Single shear*) ส่วนในกรณีของจุดต่อแบบชน ระบายเฉือนมีสองระนาบเรียกว่า การเฉือนคู่ (*Double shear*)



รูปที่ 11.3 การวิบัติโดยแรงเฉือนของสลักเกลียว

(2) การวิบัติโดยแรงเฉือนของแผ่นเหล็ก ในกรณีที่รูเจาะอยู่ใกล้ขอบแผ่นเหล็กมากเกินไป สลักเกลียวอาจฉีกให้ส่วนของแผ่นเหล็กเฉือนขาดออกเป็นรูปสามเหลี่ยมดังในรูปที่ 11.4



รูปที่ 11.4 การวิบัติโดยแรงเฉือนของแผ่นเหล็ก

(3) การวิบัติโดยแรงดึงของแผ่นเหล็ก ณ ระบายที่ผ่านพื้นที่สุทธิซึ่งจะมีพื้นที่น้อยกว่าที่อื่น ดังในรูปที่ 11.5



รูปที่ 11.5 การวิบัติโดยแรงดึงของแผ่นเหล็ก

(4) การวิบัติโดยแรงแบกทานจากสลักเกลียว ซึ่งจะกดผ่านผนังด้านข้างของรูเจาะทำให้แผ่นเหล็กวิบัติดังในรูปที่ 11.6



รูปที่ 11.6 การวิบัติโดยแรงแบกทานจากสลักเกลียว

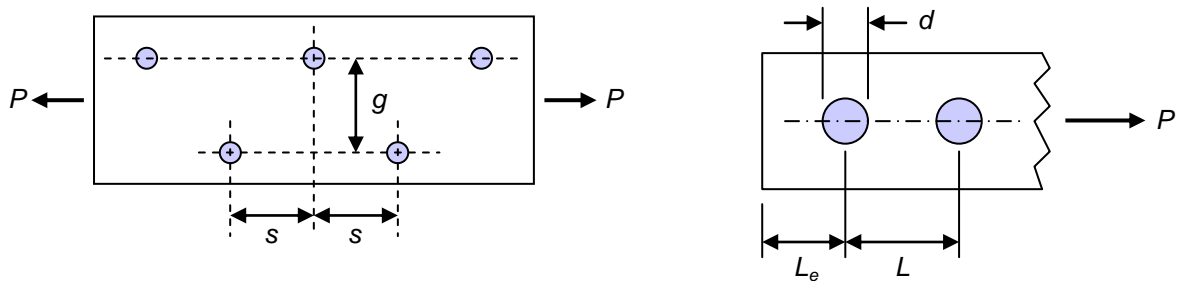
11.5 ระยะห่างและระยะขอบของสลักเกลียว

ระยะในแนวรูเจาะ(Pitch) คือระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียวในทิศทางขนานกับแกนขององค์อาคาร ใช้ตัวย่อ s

ระยะห่างแนวรูเจาะ(Gage) คือระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียวในทิศทางตั้งฉากกับแกนขององค์อาคาร ใช้ตัวย่อ g

ระยะขอบ(Edge distance) คือระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียวด้านนอกสุดถึงขอบ ใช้ตัวย่อ L_e

ระยะระหว่างรูเจาะ คือระยะห่างสั้นที่สุดระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียว



รูปที่ 11.7 ระยะต่างๆของรูเจาะสลักเกลียว

ระยะขอบน้อยที่สุด

สลักเกลียวจะต้องไม่อยู่ใกล้ขอบเกินไป เพราะอาจทำให้เหล็กที่ขอบเกิดการบิดเบี้ยวหรือแตกร้าวได้ และสลักเกลียวอาจฉีกตัวออกจากองค์อาคารได้ ในทางปฏิบัติจะวางสลักเกลียวห่างจากขอบประมาณ 1.5 - 2 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง

ระยะห่างน้อยที่สุด

สลักเกลียวควรจะถูกวางห่างกันอย่างเพียงพอเพื่อประสิทธิภาพในการติดตั้งและเพื่อป้องกันการวิบัติจากแรงดึงขององค์อาคารระหว่างตัวยึด มาตรฐาน AISC กำหนดให้ระยะห่างน้อยสุดระหว่างสลักเกลียวเท่ากับ 2.67 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง (ซึ่งโดยมากจะใช้ 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง) ถ้าวัดในแนวที่แรงถูกถ่ายเทระยะนี้อาจต้องเพิ่มขึ้นเพื่อป้องกันการวิบัติจากแรงแบกทาน ดังนั้นระยะที่ใช้จึงไม่ควรน้อยกว่า 3 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลาง

11.6 จุดต่อแบบแบกทาน (Bearing-type connection)

เป็นจุดต่อแบบธรรมดาที่ใช้สลักเกลียวแบบใดก็ได้ โดยการขันสลักเกลียวจะไม่ขันแน่นมากจนเกิดแรงบีบอัด ดังนั้นกำลังของจุดต่อจึงได้จากกำลังเฉือนและกำลังแบกทานของวัสดุโดยตรง

กำลังรับแรงเฉือน

ในกรณีของจุดต่อแบบทาบรับการเฉือนเดียวจากแรงกระทำ P หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวมีค่าเท่ากับ

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{\pi d^2 / 4}$$

ตารางที่ 11.2 ได้แสดงหน่วยแรงที่ยอมรับสำหรับสลักเกลียวและสลักเกลียวกำลังสูง จะสังเกตเห็นว่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับจะลดลงเมื่อเกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน ถ้าสลักเกลียวอยู่ภายใต้แรงเฉือนคู่ กำลังรับแรงเฉือนจะเป็นสองเท่าของแรงเฉือนเดียว

ตารางที่ 11.2 หน่วยแรงที่ยอมรับสำหรับสลักเกลียวและสลักเกลียวกำลังสูง

ชนิดของสลักเกลียว	หน่วยแรงดึงที่ยอมรับให้ (F_t) ก.ก./ซม. ²	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับให้ (F_v) ก.ก./ซม. ²	
		Friction-type	Bearing-type
A307	1400	-	700
A325 (เกลียวอยู่ในระนาบเฉือน)	3100	1200	1480
A325 (เกลียวไม่อยู่ในระนาบเฉือน)	3100	1200	2100
A490 (เกลียวอยู่ในระนาบเฉือน)	3800	1480	1970
A490 (เกลียวไม่อยู่ในระนาบเฉือน)	3800	1480	2800

กำลังรับแรงแบกทาน

กำลังที่ยอมรับให้สำหรับการออกแบบของสลักเกลียวภายใต้แรงแบกทานจะเท่ากับหน่วยแรงแบกทานที่ยอมรับให้คูณเส้นผ่าศูนย์กลางสลักเกลียวแล้วคูณด้วยความหนาขององค์อาคารที่รับแรงแบกทานจากสลักเกลียว กำลังรับแรงแบกทานจะเท่ากับ

$$F_p = 1.2 F_u \text{ สำหรับรูเจาะมาตรฐานหรือรูเจาะรังสั้น (Short-slotted holes)}$$

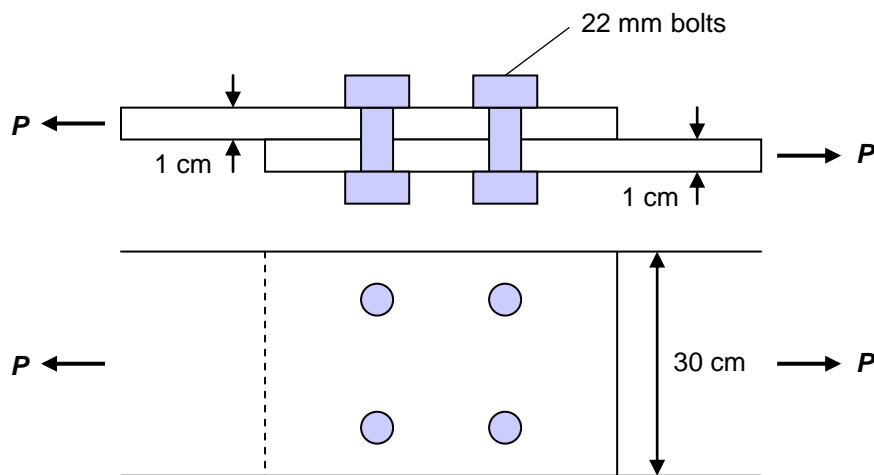
$$F_p = 1.0 F_u \text{ สำหรับรูเจาะรางยาว (Long-slotted holes) ตั้งฉากกับแนวแรงกระทำ}$$

ถ้าระยะขอบ L_e น้อยกว่า $1.5d$ ค่ากำลัง F_p จะลดลงตามสัดส่วน

$$F_p = \frac{L_e F_u}{2d} \leq 1.2 F_u$$

ประสิทธิภาพของจุดต่อ(Connection Efficiency) จะวัดได้จากอัตราส่วนระหว่างกำลังของจุดต่อกับกำลังต้านทานแรงดึงของแผ่นโลหะที่ไม่มีรูเจาะ

ตัวอย่างที่ 11-1 จงพิจารณากำลังที่ยอมให้ในการออกแบบ P ของการต่อแบบมีแรงแบกทานดังแสดงในรูป แผ่นเหล็กที่ใช้เป็นชนิด A36 สลักเกลียวเป็นเหล็ก A325 ขนาด 22 มม. รูเจาะมีขนาดมาตรฐาน เกลียวอยู่นอกกระนาบการเลื้อน ระยะขอบมากกว่า $1.5d$ และระยะระหว่างสลักเกลียวมากกว่า $3d$



วิธีทำ แรงดึงที่ยอมให้:

$$A_g = 1.0(30) = 30 \text{ ซม.}^2$$

$$A_n = 30 - 2(2.5)(1.0) = 25 \text{ ซม.}^2 = A_e$$

$$P = 0.60(2.5)(30.0) = 45 \text{ ตัน}$$

$$P = 0.50(4.0)(25.0) = 50 \text{ ตัน}$$

สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนและแรงแบกทานเดียว:

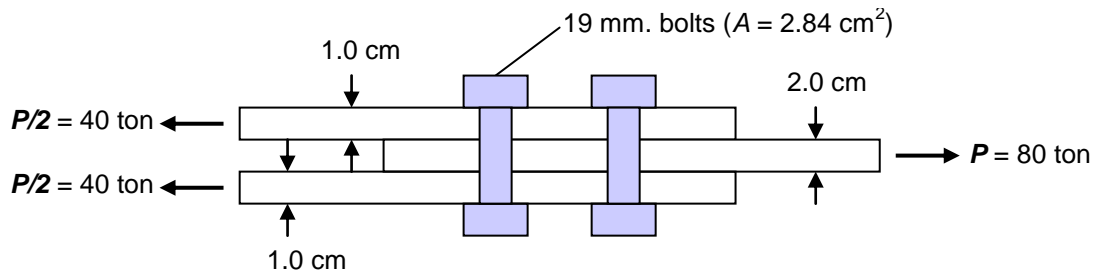
$$\text{แรงเฉือน: } P = 0.25\pi(2.2)^2(2.100)(4) = 31.93 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงแบกทาน: } P = (1.0)(2.2)(1.2)(4.0)(4) = 42.24 \text{ ตัน}$$

ค่าที่ใช้ในการออกแบบคือ $P = 31.93$ ตัน

■

ตัวอย่างที่ 11-2 จะต้องใช้สลักเกลียว A325 ขนาด 19 มม. ในรูเจาะขนาดมาตรฐานซึ่งเกลียวอยู่นอก ระบายการเลื่อนจำนวนที่ตัวในจุดต่อแบบมีแรงแบกทานดังในรูป ใช้เหล็ก A36 และสมมุติให้ระยะขอบ และระยะห่างระหว่างสลักเกลียวเป็นไปตามข้อกำหนด



วิธีทำ สลักเกลียวอยู่ภายใต้แรงเฉือนและแรงแบกทานคู่:

$$\text{กำลังรับแรงเฉือนต่อสลักเกลียวหนึ่งตัว} = 2(2.84)(2.100) = 11.93 \text{ ตัน (ควบคุม)}$$

$$\text{กำลังรับแรงแบกทานต่อสลักเกลียวหนึ่งตัว} = (2.0)(1.9)(1.2)(4.0) = 18.24 \text{ ตัน}$$

$$\text{จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ} = 80/11.93 = 7+$$

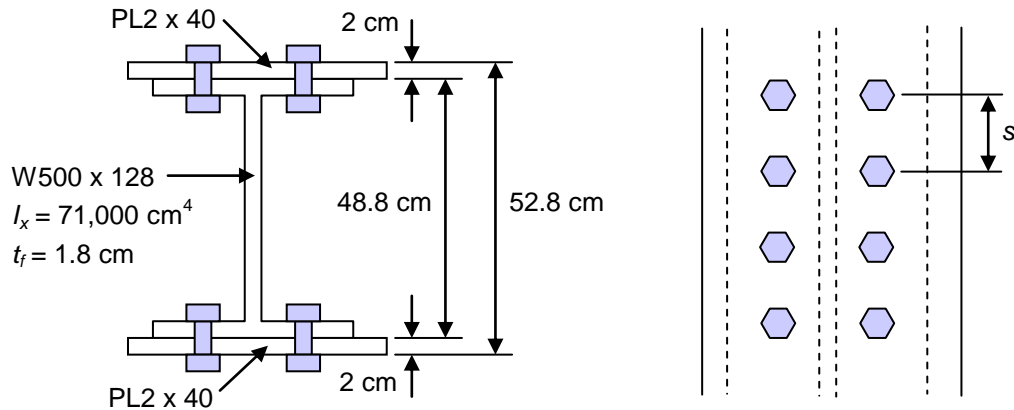
ใช้สลักเกลียว 8 หรือ 9 ตัว (ขึ้นกับการจัดเรียง) ■

เมื่อยึดแผ่นประกบเข้ากับปีกของหน้าตัด W โดยใช้สลักเกลียว สลักเกลียวจะต้องรับแรงเฉือนตามยาวบนระยะระหว่างแผ่นเหล็กและปีกดังในรูปของตัวอย่างที่ 11-3 หน่วยแรงเฉือนตามยาวที่ต้องถูกต้านทานระหว่างแผ่นประกบและปีกคานจะเท่ากับ $f_v = VQ/Ib$ แรงเฉือนทั้งหมดที่ผ่านปีกสำหรับความยาวคาน 1 ซม. คือ $(b)(1.0)(VQ/Ib) = VQ/I$

มาตรฐาน AISC ได้กำหนดระยะห่างมากที่สุดที่ยอมให้ของสลักเกลียวที่ใช้กับแผ่นเหล็กภายนอกขององค์อาคารประกอบเท่ากับ ความหนาของแผ่นเหล็กภายนอกที่บางกว่าคูณกับ $478/\sqrt{F_y}$ หรือ 30 ซม. โดยใช้ค่าที่น้อยกว่า

ระยะห่างระหว่างแต่ละคู่ของสลักเกลียวในตัวอย่าง 11-3 สามารถพิจารณาได้โดยการหารกำลังของสลักเกลียวทั้งสองด้วยแรงเฉือนต่อหน่วยความยาว 1 ซม. ซึ่งตามทฤษฎีแล้วจะแปรเปลี่ยนไปตามแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในคาน

ตัวอย่างที่ 11-3 หน้าตัดคานประกบแผ่นเหล็กดังในรูป ถูกแรงเฉือนกระทำ $V = 80$ ตัน พิจารณาระยะห่างที่ต้องการของสลักเกลียว A325 ขนาด 22 มม. ($A = 3.8 \text{ ซม.}^2$) เป็นจุดต่อแบบมีแรงแบกทาน สมมุติให้ระยะขอบและระยะห่างระหว่างสลักเกลียวทั้งหมดเป็นไปตามข้อกำหนดและเกลียวอยู่นอก ระบายการเลื่อนเหล็กที่ใช้เป็นเหล็ก A36 และถูกทาสีป้องกันการกัดกร่อน



วิธีทำ

$$I = 71,000 + 2(2 \times 40)(25.4)^2 = 174,226 \text{ ซม.}^4$$

แรงเฉือนต่อหน่วยความยาวเซนติเมตร = VQ/I

$$= (80)(2 \times 40)(25.4) / 174,226 = 0.93 \text{ ตัน/ซม.}$$

สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนและแรงแบกทานเดียว:

แรงเฉือนที่ข้อมให้สำหรับสลักเกลียวสองตัว = $(2)(3.8)(2.100) = 15.96 \text{ ตัน (ควบคุม)}$

แรงแบกทานที่ข้อมให้สำหรับสลักเกลียวสองตัว = $(2)(2.2)(1.8)(1.2)(4.0) = 38.02 \text{ ตัน}$

$$s = 15.96 / 0.93 = 17 \text{ ซม.}$$

(ใช้ 15 ซม. c-c)

ค่ามากที่สุด s :

$$s_{\max} = 24 \text{ เท่าของความหนา} = 24(1.8) = 43.2 \text{ ซม.} > 15 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

$$s_{\max} = \frac{478 \times t_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{478(1.8)}{\sqrt{2,500}} = 17.2 \text{ ซม.} > 15 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

$$s_{\max} = 30 \text{ ซม.} > 15 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

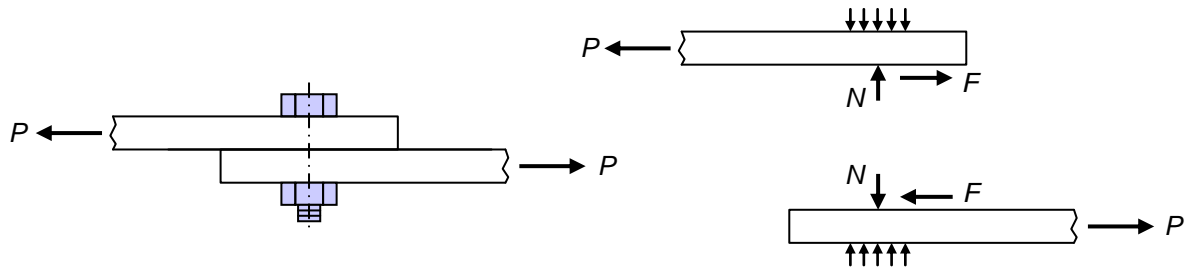
วางสลักเกลียวห่างกัน 15 ซม. c-c ■

11.7 จุดต่อแบบเสียดทาน (Slip-critical connection)

เป็นจุดต่อที่ใช้กับสลักเกลียวกำลังสูงซึ่งจะมีสองเกรดคือ ASTM A325 และ A490 โดยสลักเกลียวจะต้องถูกขันจนเกิดแรงดึงตามที่กำหนดดังแสดงในตารางที่ 11.2 เพื่อให้เกิดแรงบีบอัดระหว่างแผ่นเหล็กและได้แรงเสียดทานมาช่วยรับแรงดึงในรูปที่ 11.8

ตารางที่ 11.3 แรงดึงที่ต้องการในสลักเกลียวในจุดต่อแบบเสียดทาน (ตัน)

ขนาดสลักเกลียว (ม.ม.)	A325	A490
19	12.7	15.9
22	17.7	22.3
25	23.2	29.1
32	32.3	46.4



รูปที่ 11.8 จุดต่อแบบเสียดทาน

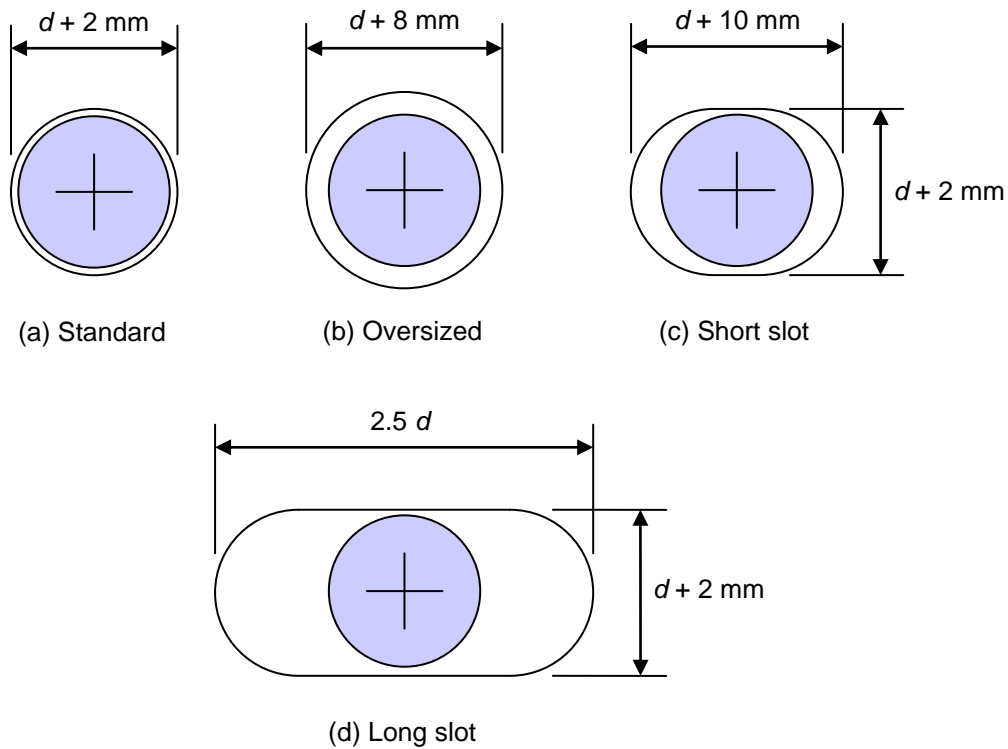
แม้ว่าจะได้กำลังเพิ่มขึ้น แต่ในทางปฏิบัติแล้วการที่จะขันให้สลักเกลียวเกิดแรงดึงได้ตามที่กำหนดนั้นเป็นเรื่องที่ค่อนข้างยุ่งยากเช่น การนับจำนวนรอบการขัน หรือเครื่องมือพิเศษช่วยในการวัด ดังนั้นจุดต่อลักษณะนี้จึงยังไม่ค่อยเป็นที่นิยมใช้

11.8 ชนิดของรูเจาะ

ในบทที่ 3 ที่ผ่านมา เราประมาณให้รูเจาะมีขนาดใหญ่กว่าสลักเกลียว 3 ม.ม. ซึ่งเป็นค่าโดยประมาณที่ใช้กันโดยทั่วไป ตามมาตรฐาน AISC รูเจาะจะมีอยู่สี่ชนิดคือ รูเจาะมาตรฐาน (Standard holes: STD), รูเจาะใหญ่พิเศษ (Oversized holes: OVS), รวงสั้น (Short-slotted holes: SSL), และรวงยาว (Long-slotted holes: LSL) โดยมีขนาดดังแสดงในตารางที่ 11.4 และมีลักษณะตามรูปที่ 11.9 โดยทั่วไปจะใช้รูเจาะมาตรฐานนอกจากมีการกำหนดมาเป็นพิเศษจากผู้ออกแบบ ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ขอมให้ของสลักเกลียวในรูเจาะแบบต่างๆมีแสดงในตารางที่ 11.1 ภาคผนวก ง

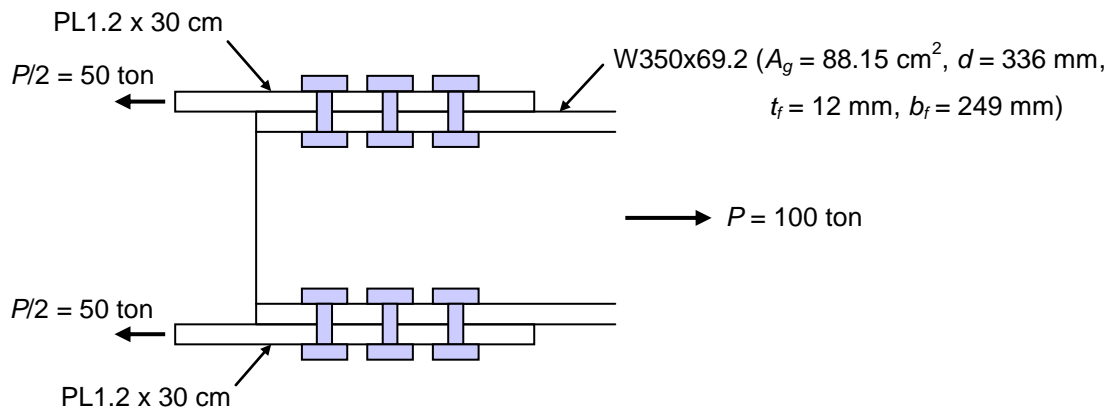
ตารางที่ 11.4 ขนาดของรูเจาะชนิดต่างๆ เมื่อ d คือเส้นผ่าศูนย์กลางสลักเกลียว

รูเจาะมาตรฐาน (เส้นผ่าศูนย์กลาง)	$d + 2$ ม.ม.
รูเจาะใหญ่พิเศษ (เส้นผ่าศูนย์กลาง)	$d + 8$ ม.ม.
รวงสั้น (กว้าง \times ยาว)	$(d + 2 \text{ ม.ม.}) \times (d + 10 \text{ ม.ม.})$
รวงยาว (กว้าง \times ยาว)	$(d + 2 \text{ ม.ม.}) \times 2.5 d$



รูปที่ 11.9 ชนิดรูเจาะแบบต่างๆ

ตัวอย่างที่ 11-4 จุดต่อในรูป ถูกประกอบขึ้นโดยใช้สลักเกลียว A325 แบบมีแรงแบกทานขนาด 22 ม.ม. ในรูเจาะมาตรฐาน (STD) โดยที่เกลียวอยู่นอกกระนาบเดือน (X)



วิธีทำ

(a) กำลังรับแรงดึงของหน้าตัด W:

$$P = 0.6F_y A_g = 0.6(2.535)(88.15) = 134 \text{ ตัน} > 100 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

$$A_n = 88.15 - 4(2.5)(1.2) = 76.15 \text{ ซม.}^2$$

$$U = 0.90 \text{ เนื่องจาก } b_f > 2/3 d$$

$$A_e = (0.90)(76.15) = 68.54 \text{ ซม.}^2$$

$$P = 0.5F_u A_e = 0.5(4.0)(68.54) = 137 \text{ ตัน} > 100 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

กำลังรับแรงดึงของแผ่นประกบ:

$$P = 0.6F_y A_g = 0.6(2.5)(2)(1.2 \times 30) = 108 \text{ ตัน} > 100 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

$$A_n \text{ (ของ 2 แผ่น)} = (1.2 \times 30 - 2(2.5)(1.2))(2) = 60.0 \text{ ซม.}^2$$

$$0.85 A_g = 0.85(1.2)(30)(2) = 61.2 \text{ ซม.}^2$$

$$P = 0.5F_u A_e = 0.5(4.0)(60.0) = 120 \text{ ตัน} > 100 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

กำลังรับแรงดึงของหน้าตัด W และแผ่นเหล็กมีเพียงพอที่จะรับน้ำหนักได้

(b) สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนและแรงแบกทานเดียว:

จากตารางที่ 11.2 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับของ A325 เกลียวอยู่นอกกระนาบเฉือน คือ 2,100 ก.ก./ซม.²

$$\text{กำลังรับแรงเฉือนเดียว} = (\pi/4)(2.2)^2(2.1)(12) = 95.8 \text{ ตัน} < 100 \text{ ตัน} \quad \text{NG}$$

$$\text{กำลังรับแรงแบกทานเดียว} = (1.2)(2.2)(1.2 \times 4.0)(12) = 152 \text{ ตัน} > 100 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

กำลังของสลักเกลียวไม่เพียงพอ

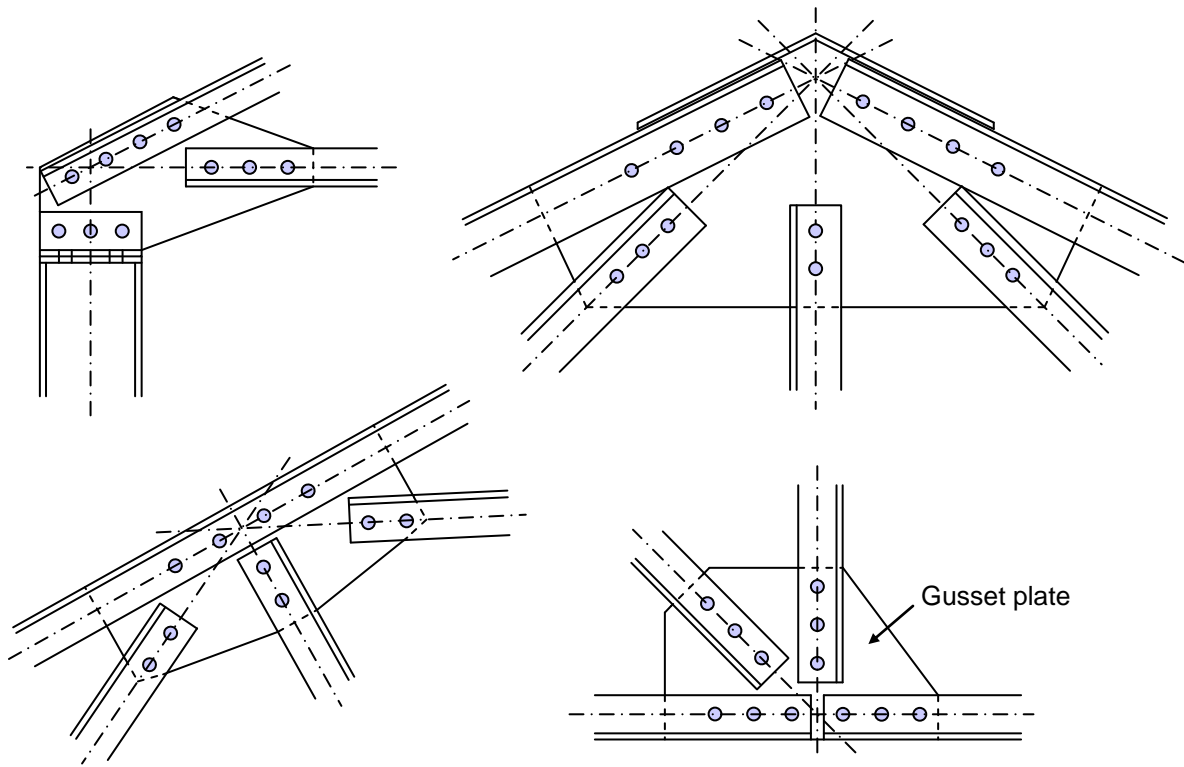
(c) กำลังบล็อกแรงเฉือนของหน้าตัด W :

$$\begin{aligned} \text{กำลังบล็อกแรงเฉือน} &= 0.30A_v F_u + 0.50A_t F_u \\ &= 0.30(14 - 2.5(2.5))(1.2)(4)(4.0) + 0.50(6.45 - 0.5(2.5))(1.2)(4)(4.0) \\ &= 94.6 \text{ ตัน} < 100 \text{ ตัน} \quad \text{NG} \end{aligned}$$

กำลังบล็อกแรงเฉือนของหน้าตัด W ไม่เพียงพอ ■

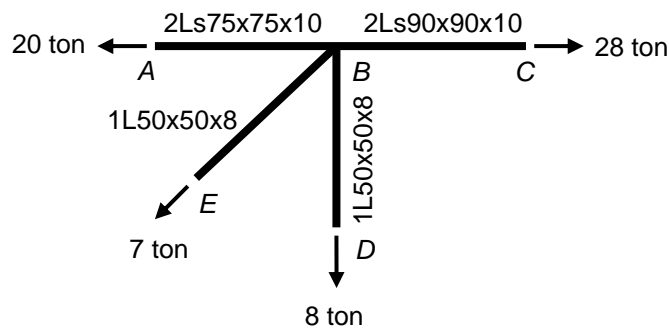
11.9 จุดต่อสลักเกลียวในโครงถัก

ในโครงถักหรือโครงข้อหมุนนั้นจุดต่อถูกสมมุติให้เป็นจุดหมุนซึ่งไม่มีการต้านทานโมเมนต์ ดังนั้นแรงในองค์อาคารจะต้องมาตัดกันที่จุดต่อโดยไม่มีการเชื่อมศูนย์ดังแสดงในรูปที่ 11.10 ซึ่งในบางครั้งพื้นที่ในการต่ออาจไม่เพียงพอเนื่องจากต้องใช้สลักเกลียวหลายตัว ก็จะใช้ *แผ่นเหล็กประกบจุดต่อ (Gusset plate)* ช่วยเป็นตัวกลางในการส่งผ่านแรง



รูปที่ 11.10 จุดต่อสลักเกลียวในโครงถักแบบต่างๆ

ตัวอย่างที่ 11-5 จงออกแบบจุดต่อ B ในโครงถักหลังคาค้างแสดงในรูป โดยใช้สลักเกลียว A325 แบบมีแรงแบกทาน ขนาด 19 มม. รูเจาะมาตรฐาน เกลียวอยู่นอกกระนาบเขื่อน แผ่นเหล็กประกบหนา 12 มม.



วิธีทำ กำลังของสลักเกลียว A325 เกลียวอยู่นอกกระนาบเขื่อน

$$\text{กำลังเขื่อน: } F_v = 2,100 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\text{กำลังแบกทาน: } F_p = 1.2(4,000) = 4,800 \text{ กก./ซม.}^2$$

องค้ำอาคาร AB: $P = 20$ ตัน ใช้หน้าตัด 2Ls75x75x10 ดังนั้นสลักเกลียวรับแรงเขื่อนคู่

กำลังเขื่อนคู่ของสลักเกลียว A325 ขนาด 19 มม. 1 ตัว

$$P = 2(\pi/4)d^2F_v = 2(\pi/4)(1.9)^2(2.1) = 11.9 \text{ ตัน}$$

ควบคุม

กำลังแบกทาน $P = d(2t)F_p = (1.9)2(1.0)(4.8) = 18.2$ ตัน

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ = $20/11.9 = 1.7$

ใช้ 2 ตัว

องค์อาคาร **BC**: $P = 28$ ตัน ใช้หน้าตัด 2Ls90×90×10 สลักเกลียวรับแรงเฉือนคู่

กำลังเฉือนคู่ของสลักเกลียว A325 ขนาด 19 ม.ม. 1 ตัว

$$P = 2(\pi/4)d^2F_v = 2(\pi/4)(1.9)^2(2.1) = 11.9 \text{ ตัน}$$

ควบคุม

กำลังแบกทาน $P = d(2t)F_p = (1.9)2(1.0)(4.8) = 18.2$ ตัน

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ = $28/11.9 = 2.4$

ใช้ 3 ตัว

องค์อาคาร **BD**: $P = 8$ ตัน ใช้หน้าตัด 1Ls50×50×8 สลักเกลียวรับแรงเฉือนเดี่ยว

กำลังเฉือนคู่ของสลักเกลียว A325 ขนาด 19 ม.ม. 1 ตัว

$$P = (\pi/4)d^2F_v = (\pi/4)(1.9)^2(2.1) = 5.95 \text{ ตัน}$$

ควบคุม

กำลังแบกทาน $P = dtF_p = (1.9)(1.0)(4.8) = 9.12$ ตัน

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ = $8/5.95 = 1.4$

ใช้ 2 ตัว

องค์อาคาร **BE**: $P = 7$ ตัน ใช้หน้าตัด 1Ls50×50×8 สลักเกลียวรับแรงเฉือนเดี่ยว

กำลังเฉือนคู่ของสลักเกลียว A325 ขนาด 19 ม.ม. 1 ตัว

$$P = (\pi/4)d^2F_v = (\pi/4)(1.9)^2(2.1) = 5.95 \text{ ตัน}$$

ควบคุม

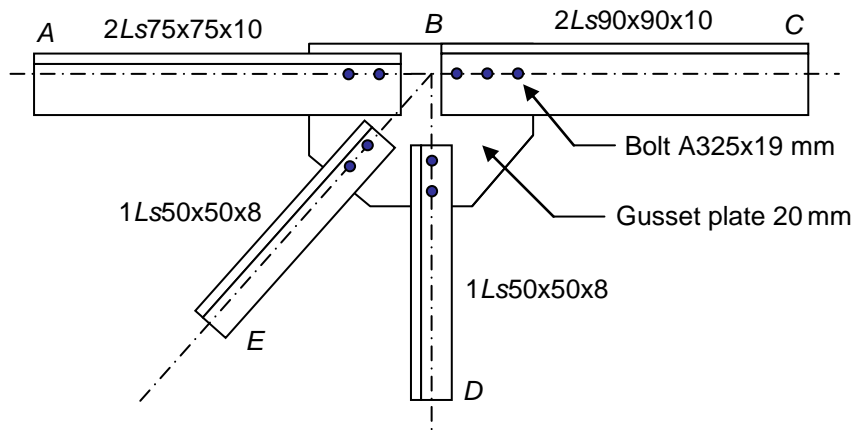
กำลังแบกทาน $P = dtF_p = (1.9)(1.0)(4.8) = 9.12$ ตัน

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ = $7/5.95 = 1.2$

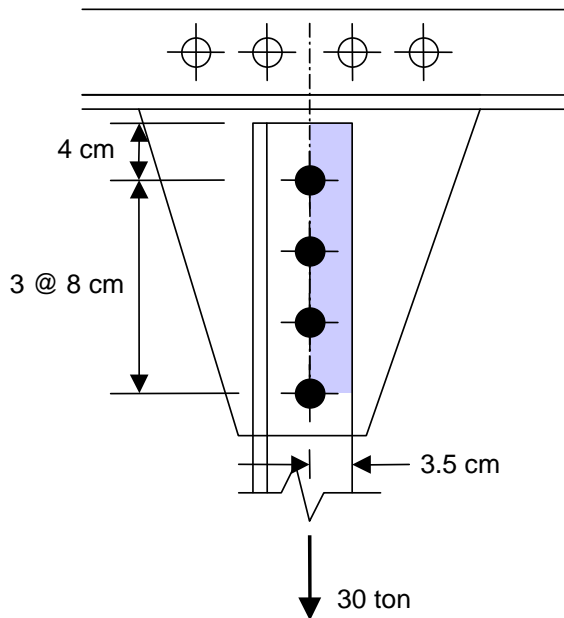
ใช้ 2 ตัว

นำข้อมูลจำนวนสลักเกลียวที่ออกแบบมาเขียนแบบรายละเอียดตามระยะห่างและระยะขอบมาตรฐานได้ดังในรูป ขนาดของแผ่นเหล็กประกบกับจุดต่อเขียนได้โดยลากเส้นเชื่อมระยะทาบที่แต่ละองค์อาคารต้องการ ส่วนความหนาจะใช้เท่ากับความหนามากที่สุดขององค์อาคารที่มาต่อถ้าเป็นเหล็กชนิดเดียวกัน ในตัวอย่างนี้คือ 2Ls90×90×10 ดังนั้นจึงใช้แผ่นเหล็กหนา 20 ม.ม.

ต่อจากนี้สิ่งที่จะต้องตรวจสอบคือ ความสามารถในการรับแรงดึงขององค์อาคารว่าเพียงพอหรือไม่ เนื่องจากการใช้สลักเกลียวต้องมีการเจาะรูองค์อาคารที่ให้พื้นที่ลดลง จึงต้องตรวจสอบกำลังของพื้นที่สุทธิ ประสิทธิภาพ และกำลังบดอัดแรงเฉือนขององค์อาคาร



ตัวอย่างที่ 11-6 เหล็กฉากคู่ A36 รับแรงดึง 25 ตันตั้งในรูป จงออกแบบขนาดของเหล็กฉาก แผ่นประกบ และจำนวนสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม.(เกลียวอยู่ในระนาบการเหือน)



วิธีทำ ออกแบบสลักเกลียว:

กำลังของ A325-N ขนาด 19 มม. หนึ่งตัวรับแรงเหือนคู่(ตารางที่ ง.1) = 8.39 ตัน

$$\text{จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ} = 30/8.39 = 3.58$$

ใช้ 4 ตัว

ออกแบบเหล็กฉาก:

$$\text{พื้นที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ } A_g = T / 0.6F_y = 30 / (0.6 \times 2.5) = 20 \text{ ซม.}^2$$

ลองใช้ 2L75x75x10 มม. มีพื้นที่ 28.2 ซม.²

$$\text{พื้นที่สุทธิประสิทธิผล } A_e = UA_n = 0.85(28.2 - 2(1.9+0.3)(1.0)) = 20.2 \text{ ซม.}^2$$

น้ำหนักที่ยอมให้เนื่องจากพื้นที่สุทธิประสิทธิผล = $0.5(4.0)(20.2) = 40.4$ ตัน > 30 ตัน **OK**

ออกแบบแผ่นเหล็กประกบ(Gusset Plate):

สมมติให้แผ่นเหล็กมีความกว้าง 25 ซม. ที่สลักเกลียวตัวบนสุด

$$\text{ความกว้างสุทธิ} = 25 - 2.2 = 22.8 \text{ ซม.} > 0.85(25) = 21.25 \text{ ซม.}$$

$$\text{ความหนาที่ต้องการ(พื้นที่ทั้งหมด)} = 30 / (25 \times 0.6 \times 2.5) = 0.8 \text{ ซม.} \quad (\text{ควบคุม})$$

$$\text{ความหนาที่ต้องการ(พื้นที่สุทธิ)} = 30 / (21.25 \times 0.5 \times 4.0) = 0.7 \text{ ซม.}$$

ใช้แผ่นประกบหนา 10 มม.

ตรวจสอบกำลังแบกทานของเหล็กฉาก:

สำหรับสลักเกลียววางเรียงห่างกัน 8 ซม. มีระยะขอบ 4 ซม.

$$\text{กำลังแบกทานที่ยอมให้} = 1.2F_u = 1.2(4,000) = 4,800 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$\text{แรงแบกทานที่รับได้} = (4.8)(1.0)(1.9)(4) = 36.5 \text{ ตัน} > 30 \text{ ตัน} \quad \mathbf{OK}$$

ตรวจสอบกำลังบล็อกแรงเฉือน:

$$\text{พื้นที่รับแรงเฉือน } A_v = (28 - 3.5 \times 2.2) \times 1.0 \times 2 = 20.3 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{พื้นที่รับแรงดึง } A_t = (3.5 - 0.5 \times 2.2) \times 1.0 \times 2 = 4.8 \text{ ซม.}^2$$

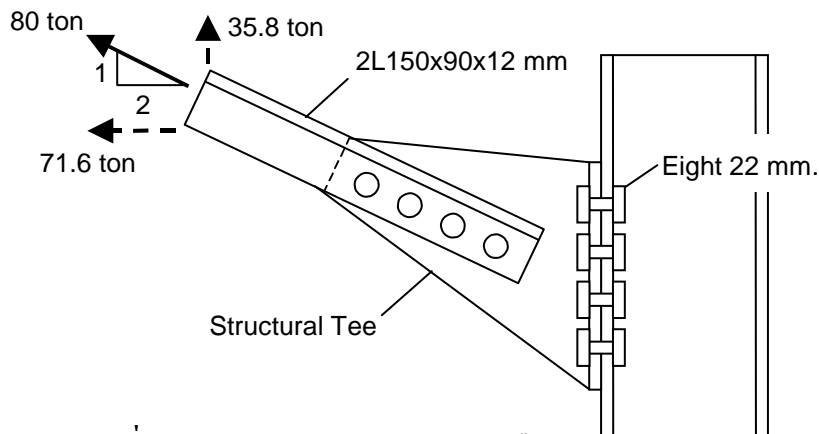
$$\text{แรงต้านทานการฉีกออก } P = 0.3(4.0)(20.3) + 0.5(4.0)(4.8) = 34.0 \text{ ตัน} > 30 \text{ ตัน} \quad \mathbf{OK} \quad \blacksquare$$

11.10 สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนและแรงดึง

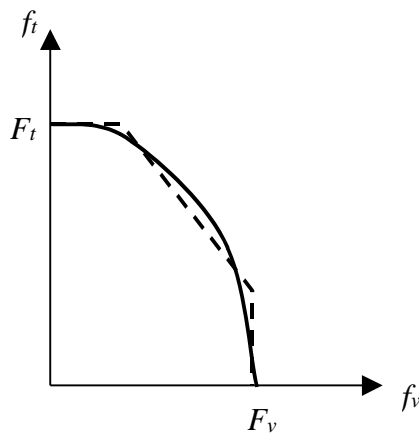
สลักเกลียวในจุดต่อของหลายโครงสร้างอยู่ภายใต้แรงเฉือนและแรงดึงร่วมกระทำ กรณีที่เห็นได้ชัดเจนเป็นดังแสดงในรูปที่ 11.11 ซึ่งเหล็กยึดโยงถูกยึดติดกับเสา องค์ประกอบแรง 35.8 ตันพยายามที่จะเฉือนสลักเกลียวออกจากผิวหน้าเสา ในขณะที่องค์ประกอบแรง 71.6 ตันพยายามจะดึงหัวสลักเกลียวให้หลุดออก

กำลังรับแรงเฉือนและแรงดึงของสลักเกลียวแบบแบกทานมีลักษณะปฏิสัมพันธ์กันดังในรูปที่ 11.12 เมื่อ F_t คือขีดจำกัดของหน่วยแรงดึงเมื่อไม่มีแรงเฉือนเกิดขึ้น และ F_v คือขีดจำกัดของหน่วยแรงเฉือนเมื่อไม่มีแรงดึงเกิดขึ้น

AISC ใช้สูตรปฏิสัมพันธ์ในการคำนวณ ค่าใหม่ของหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ F_t ซึ่งจะเป็นฟังก์ชันของหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น f_v ดังแสดงในตารางที่ 11.5



รูปที่ 11.11 จุดต่อถูกกระทำโดยแรงเฉือนและแรงดึงรวมกระทำ



รูปที่ 11.12 สลักเกลียวชนิดมีแรงกดภายใต้แรงเฉือนและแรงดึงรวมกระทำ

ตารางที่ 11.5 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ F_t สำหรับสลักเกลียวในจุดต่อแบกทาน

ชนิดสลักเกลียว	เกลียวอยู่ในระนาบเฉือน	เกลียวไม่อยู่ในระนาบเฉือน
A307	$1820 - 1.8f_v \leq 1400$	
A325	$\sqrt{(3080)^2 - 4.39f_v^2}$	$\sqrt{(3080)^2 - 2.15f_v^2}$
A490	$\sqrt{(3780)^2 - 3.75f_v^2}$	$\sqrt{(3780)^2 - 1.82f_v^2}$

ตัวอย่างที่ 11-7 องค์อาคารรับแรงดึงดังในรูปที่ 11.11 ถูกต่อเข้ากับเสาด้วยสลักเกลียว A325 ขนาด 22 มม. ($A = 3.8 \text{ ซม.}^2$) จำนวน 8 ตัว ในจุดต่อแบบมีแรงกดโดยที่เกลียวอยู่นอกระนาบการเฉือนและรูเจาะเป็นขนาดมาตรฐาน จงตรวจสอบดูว่าสลักเกลียวจำนวนนี้สามารถต้านทานแรงกระทำได้หรือไม่?

วิธีทำ หน่วยแรงเฉือน $f_v = \frac{35.8(1,000)}{(8)(3.8)} = 1,178$ ก.ก./ซม.²

 หน่วยแรงดึง $f_t = \frac{71.6(1,000)}{(8)(3.8)} = 2,355$ ก.ก./ซม.²

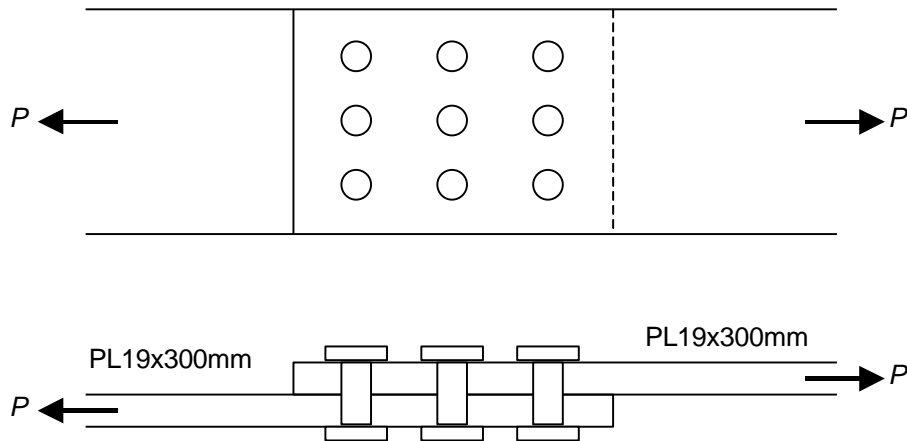
หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ $F_t = \sqrt{(3,080)^2 - 2.15(1,178)^2} = 2,550 > 2,355$ ก.ก./ซม.² **OK**

จุดต่อสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ ■

ปัญหาท้ายบทที่ 11

เว้นแต่จะกำหนดมาให้ใช้รูเจาะมาตรฐาน และระยะห่างและระยะขอบเป็นไปตามข้อกำหนด AISC เพื่อให้ $F_p = 1.2F_u$

ข้อ 11-1 ถึง 11-5 จงพิจารณาแรงดึงที่ยอมให้ขององค์อาคารและจุดต่อดังแสดงในรูป สมมติว่าเป็นการต่อแบบมีแรงแบกทาน



11-1 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเงื่อน

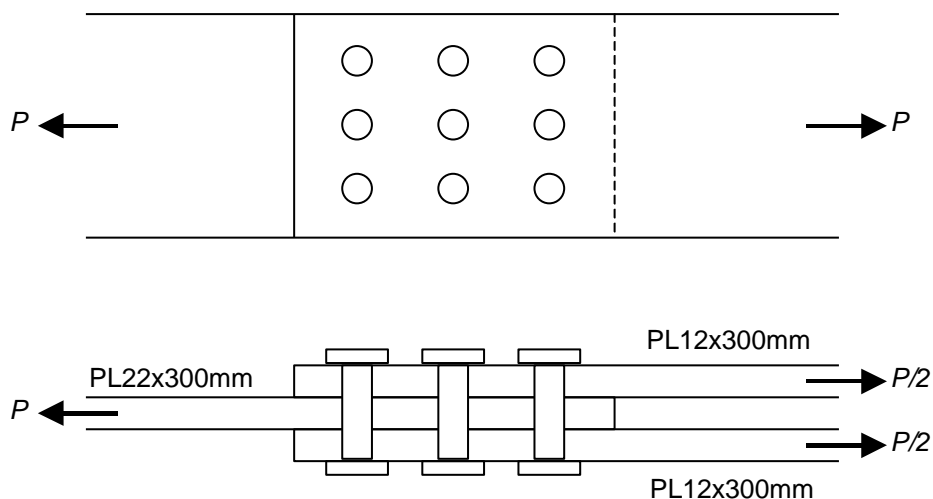
11-2 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 19 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเงื่อน

11-3 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 25 ม.ม. เกลียวไม่อยู่นอกกระนาบเงื่อน

11-4 เหล็ก A572 สลักเกลียว A490 ขนาด 25 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเงื่อน

11-5 เหล็ก A572 สลักเกลียว A490 ขนาด 19 ม.ม. เกลียวไม่อยู่นอกกระนาบเงื่อน

ข้อ 11-6 ถึง 11-10 จงพิจารณาแรงดึงที่ยอมให้ขององค์อาคารและจุดต่อดังแสดงในรูป สมมติว่าจุดต่อเป็นแบบมีแรงแบกทาน



11-6 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม. เกลียวไม่อยู่นอกกระนาบเนียน

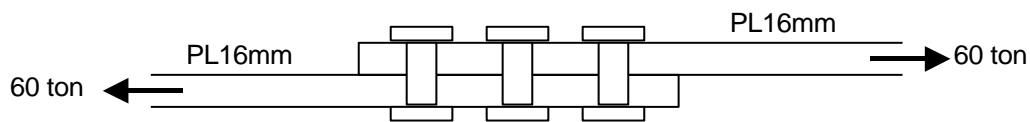
11-7 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเนียน

11-8 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 19 ม.ม. เกลียวไม่อยู่นอกกระนาบเนียน

11-9 $F_y = 3,500$ กก./ซม.² $F_u = 4,900$ กก./ซม.² สลักเกลียว A325 ขนาด 25 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเนียน

11-10 $F_y = 3,500$ กก./ซม.² $F_u = 4,900$ กก./ซม.² สลักเกลียว A490 ขนาด 19 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเนียน

ข้อ 11-11 ถึง 11-13 ต้องการสลักเกลียวกี่ตัวสำหรับจุดต่อดังแสดงในรูป

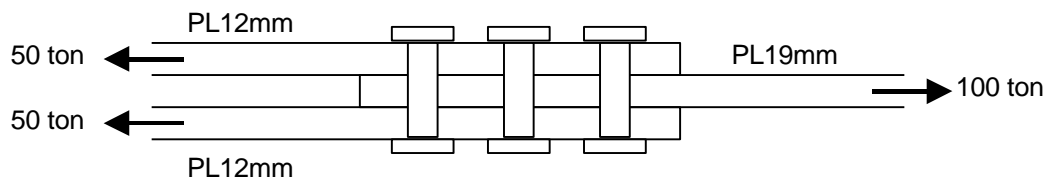


11-11 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 19 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเนียน

11-12 $F_y = 3,500$ กก./ซม.² $F_u = 4,900$ กก./ซม.² สลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเนียน

11-13 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 25 ม.ม. เกลียวไม่อยู่นอกกระนาบเนียน

ข้อ 11-14 ถึง 11-16 ต้องการสลักเกลียวกี่ตัวสำหรับจุดต่อดังแสดงในรูป

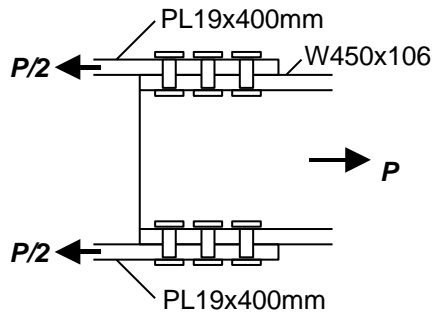


11-14 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเนียน

11-15 เหล็ก A36 สลักเกลียว A325 ขนาด 19 ม.ม. เกลียวไม่อยู่นอกกระนาบเนียน

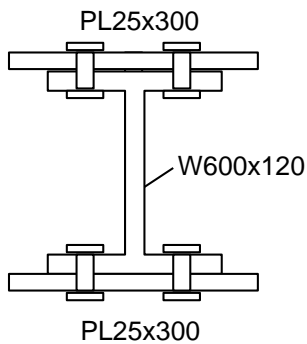
11-16 $F_y = 3,500$ กก./ซม.² $F_u = 4,900$ กก./ซม.² สลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม. เกลียวอยู่นอกกระนาบเนียน

11-17 ต้องการสลักเกลียว A325 ขนาด 19 ม.ม. กี่ตัว(เกลียวอยู่นอกกระนาบเนียน)ในจุดต่อแบบมีการแบกทาน เพื่อให้ได้ความสามารถเต็มที่ของหน้าตัดดังแสดงในรูป? สมมติว่าใช้เหล็ก A36 และมีสลักเกลียวสองแถวในแต่ละปีก(อย่างน้อยสามตัวในแต่ละแถว)

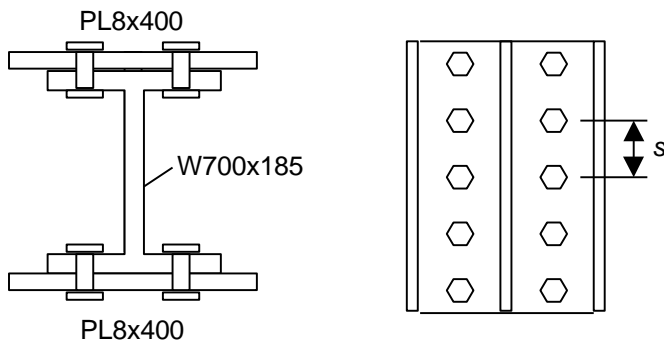


11-18 ทำปัญหาที่ 11-17 ซ้ำโดยใช้สลักเกลียว A490 ขนาด 22 ม.ม. และเหล็ก A572

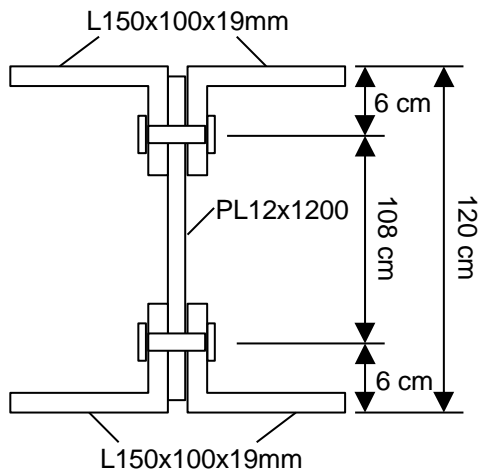
11-19 สำหรับคานดังแสดงในรูป ระยะห่างของสลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม.แบบมีแรงแบกทานที่ต้องการเท่ากับเท่าไร? ถ้าหน้าตัดต้องแรงเฉือน 90 ตัน? ใช้เหล็ก A36 เกลียวอยู่นอกกระนาบเฉือน



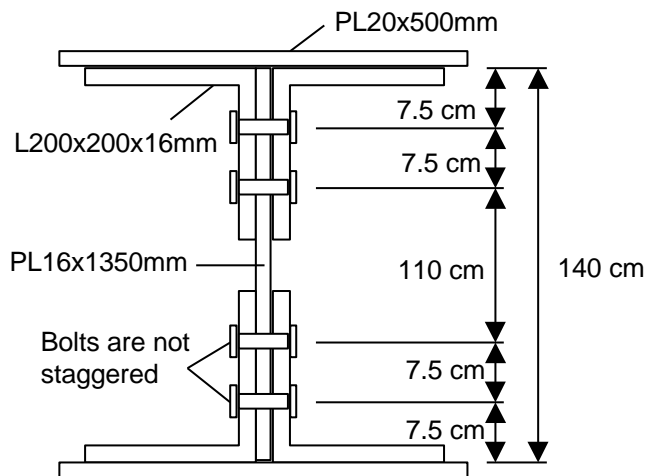
11-20 หน้าตัดหุ้มแผ่นเหล็กดังแสดงในรูปถูกใช้รองรับน้ำหนักแผ่ 20 ตัน/เมตร(รวมน้ำหนักคาน)สำหรับคานช่วงเดี่ยว 5.5 เมตร ถ้าใช้สลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม.ดังแสดง จงหาระยะห่างสลักเกลียว s ของทั้งช่วงคาน สมมุติว่าแผ่นเหล็กหุ้มถูกใช้ทั้งช่วงคาน ใช้เหล็ก A36 เกลียวอยู่นอกกระนาบเฉือน



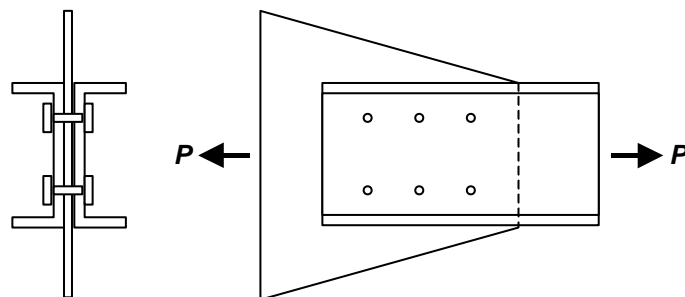
11-21 สำหรับหน้าตัดดังแสดงในรูป จงพิจารณาระยะห่างที่ต้องการของสลักเกลียว A490 ขนาด 19 ม.ม.แบบมีแรงแบกทาน ถ้าองค์อาคารทำด้วยเหล็ก A572 แรงเฉือนเท่ากับ 100 ตัน เกลียวอยู่นอกกระนาบเฉือน



11-22 สำหรับแรงเฉือน 180 ตัน จงพิจารณาระยะห่างที่ต้องการของสลักเกลียว A325 ขนาด 19 มม. ที่เอวคานเป็นแบบมีแรงแบกทานของหน้าตัดประกอบดังแสดงในรูป เกลียวอยู่นอกกระนาบการเฉือน

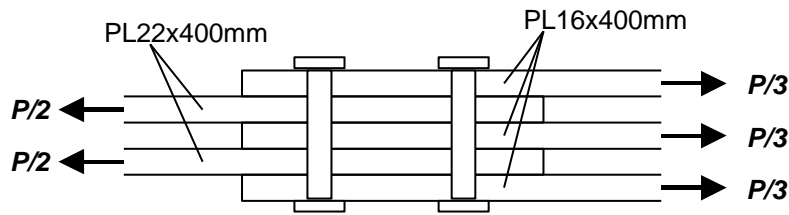


11-23 องค์อาคารโครงถักดังแสดงในรูปประกอบด้วยหน้าตัดรางน้ำ C300x90x38.1 สองหน้าตัดทำด้วยเหล็ก A36 ต่อเข้ากับแผ่นปะกับหนา 2.5 ซม. ต้องการสลักเกลียว A325 ขนาด 22 มม. กี่ตัวเพื่อให้ได้กำลังรับแรงดึงขององค์อาคารเต็มที่มีเมื่อ (ก) ใช้จุดต่อแบบมีแรงเสียดทาน และ(ข)ใช้จุดต่อแบบมีแรงแบกทาน? เกลียวอยู่นอกกระนาบการเฉือน



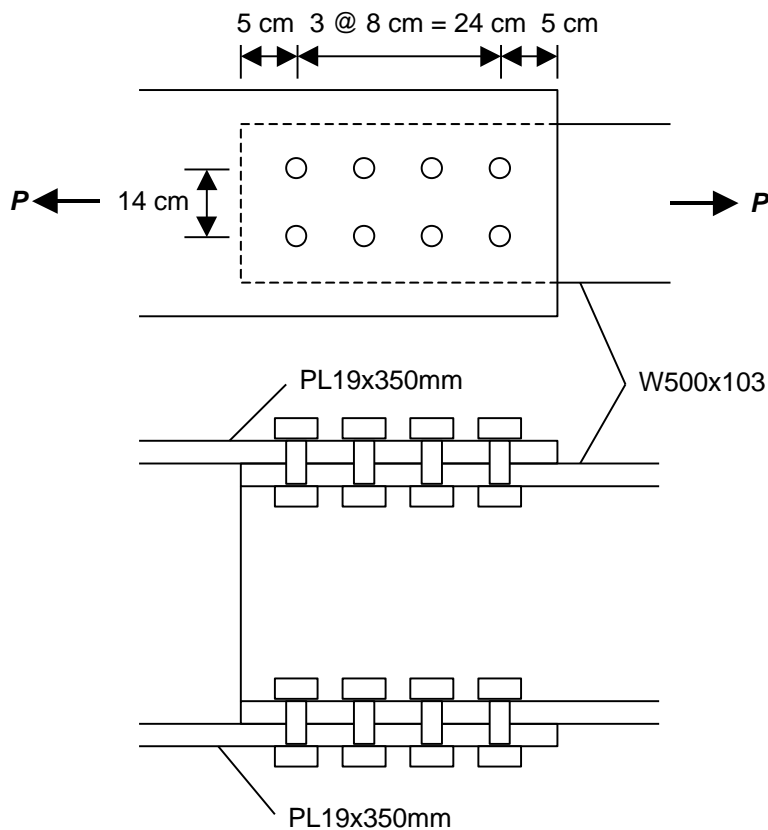
11-24 ทำปัญหา 11-23 ซ้ำโดยใช้สลักเกลียว A490 ขนาด 25 มม. และเหล็ก A36

11-25 สำหรับจุดต่อแบบมีแรงแบกทานดังแสดงในรูป **P** เท่ากับ 240 ตัน จงพิจารณาจำนวนของสลักเกลียว A325 ขนาด 25 ม.ม. (เกลียวอยู่นอกกระนาบเนียน) ที่ต้องการ ใช้เหล็ก A36



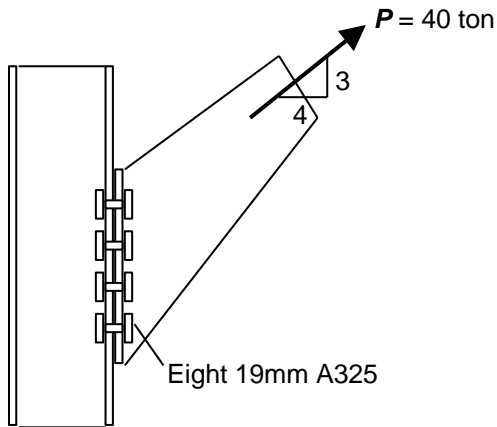
11-26 ทำปัญหา 11-25 ซ้ำโดยใช้สลักเกลียว A490 ขนาด 22 ม.ม. และเหล็ก A572

11-27 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกที่ยอมให้ของจุดต่อดังแสดงในรูป ถ้าเหล็กที่ใช้เป็น A36 และใช้สลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม. จำนวน 8 ตัว ต่อแบบมีแรงแบกทาน (เกลียวอยู่นอกกระนาบการเนียน) บนปีกแต่ละข้าง คัดบล็อกแรงเฉือนในการคำนวณด้วย



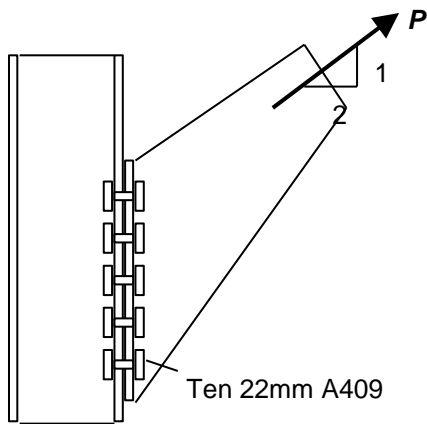
11-28 ทำปัญหา 11-27 ซ้ำโดยใช้เหล็ก A572 และสลักเกลียว A325 ขนาด 25 ม.ม. แบบมีแรงแบกทาน

11-29 จุดต่อแบบแบกทานดังแสดงในรูปมีกำลังเพียงพอในการรองรับน้ำหนักบรรทุกทุก 40 ตันกระทำผ่านศูนย์ถ่วงกลุ่มสลักเกลียวหรือไม่?



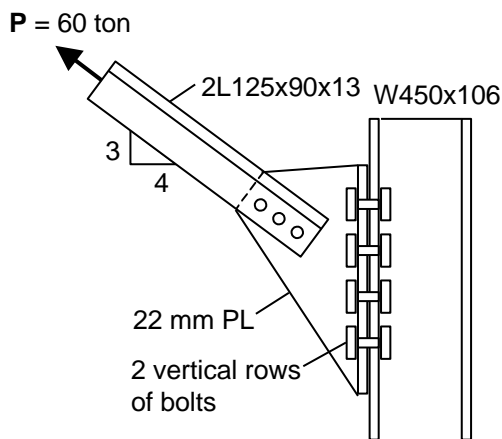
11-30 ทำซ้ำปัญหาที่ 11-29 โดยใช้สลักเกลียวแบบมีแรงเสียดทาน และ $P = 30$ ตัน

11-31 ถ้าน้ำหนักบรรทุกทุกดังแสดงในรูปกระทำผ่านศูนย์กลางของกลุ่มสลักเกลียว ค่ามากที่สุดของน้ำหนักที่ยอมให้จะเป็นเท่าไรถ้าใช้การต่อแบบมีแรงแบกทาน?



11-32 ทำซ้ำปัญหาที่ 11-31 โดยใช้สลักเกลียว A325

11-33 จงพิจารณาจำนวนของสลักเกลียว A325 ขนาด 22 มม. ที่ต้องการในเหล็กฉากและปีกของหน้าตัด W ถ้าใช้การต่อแบบแบกทาน

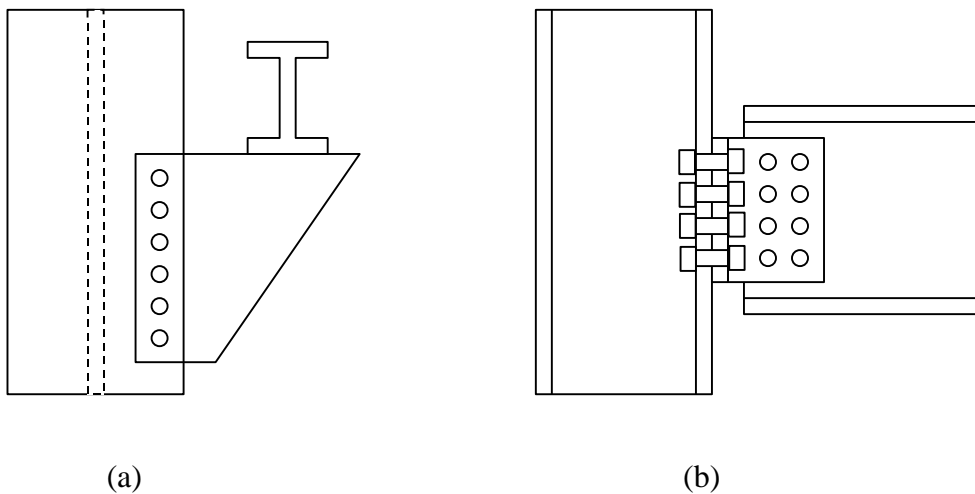


12

การต่อองค์อาคารโดยใช้สลักเกลียว (ต่อ)

12.1 สลักเกลียวภายใต้แรงเฉือนเยื้องศูนย์กลาง

กลุ่มของสลักเกลียวที่รับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบเยื้องศูนย์กลางจะถูกกระทำโดยแรงเฉือนและ โมเมนต์คด ตัวอย่างเช่นใน โครงถักซึ่งต้องการให้ศูนย์กลางขององค์อาคารอยู่ในแนวเดียวกับศูนย์กลางของกลุ่มสลักเกลียว ที่จุดต่อปลาย แต่ในความเป็นจริงการต่อเพื่อให้เป็นไปตามเงื่อนไขดังกล่าวไม่ใช่เรื่องง่าย และจุดต่อมักจะ ถูกกระทำโดยโมเมนต์



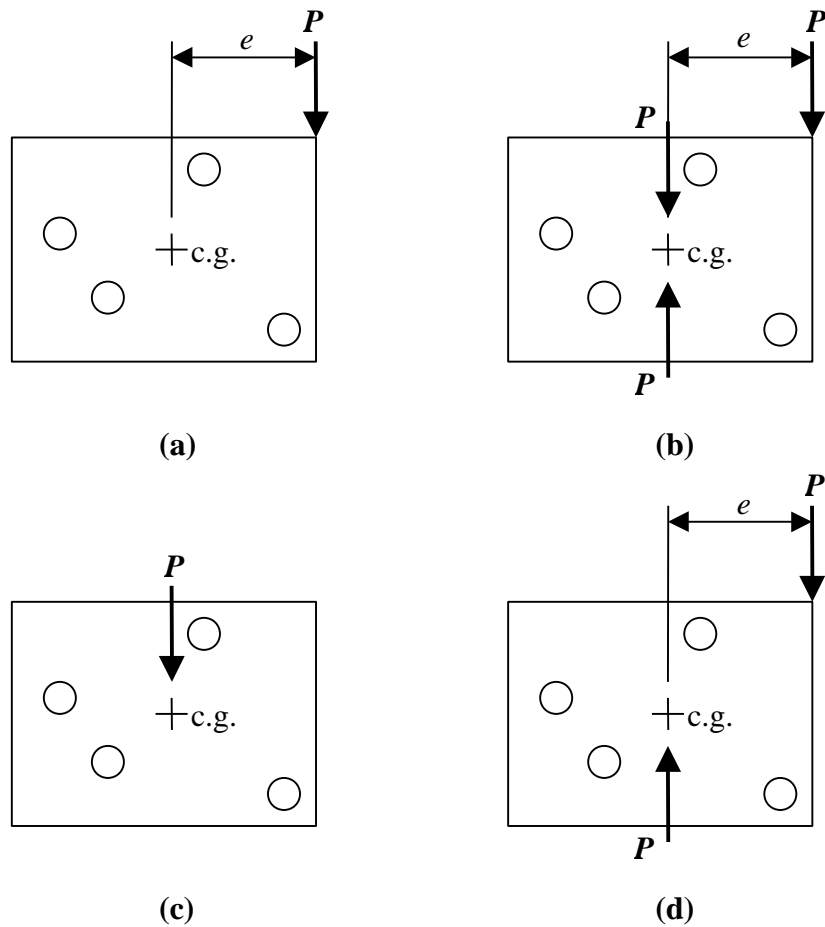
รูปที่ 12.1 จุดต่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกแบบเยื้องศูนย์กลาง

การเยื้องศูนย์กลางจะเห็นได้ชัดในรูปที่ 12.1(a) เมื่อคานถูกต่อเข้ากับเสาโดยใช้แผ่นเหล็ก ในรูป (b) คาน อีกตัวถูกเชื่อมต่อกับเสาดด้วยเหล็กฉากคู่ที่เอวคาน เห็นได้ชัดว่าจุดต่อจะต้องต้านทาน โมเมนต์บางส่วน เนื่องจากศูนย์กลางของน้ำหนักบรรทุกจากคานไม่อยู่ในแนวเดียวกับแรงปฏิกิริยาที่เสา

การวิเคราะห์แบบอีลาสติก (Elastic Analysis)

สลักเกลียวในรูปที่ 12.2(a) อยู่ภายใต้น้ำหนักบรรทุก P ซึ่งกระทำที่ระยะเยื้องศูนย์กลาง e จากศูนย์กลาง (c.g.) ของกลุ่มสลักเกลียว จากนั้นสมมุติแรง P ในทิศขึ้นและลงมากระทำที่ศูนย์กลางดังแสดงในรูป (b) แรงที่

เกิดขึ้นในสลักเกลียวแต่ละตัวจะเท่ากับแรง P หากด้วยจำนวนสลักเกลียวดังในรูป (c) บวกกับแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์คู่ควบในรูป (d)

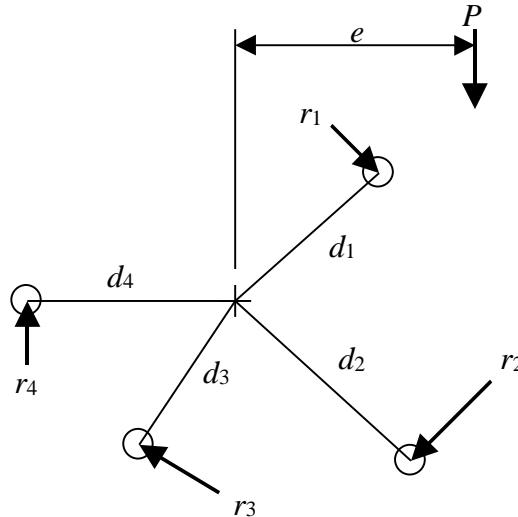


รูปที่ 12.2 กลุ่มของสลักเกลียวภายใต้แรงกระทำเอียงศูนย์กลาง

ลองมาพิจารณาแรงในสลักเกลียวอันเนื่องมาจากโมเมนต์ Pe ให้ค่า d_1, d_2, d_3 และ d_4 แทนระยะห่างของสลักเกลียวแต่ละตัวจากจุดศูนย์กลางถ่วงดังในรูปที่ 12.3 โมเมนต์จากแรงคู่ควบจะพยายามทำให้แผ่นเหล็กเกิดการหมุนรอบจุดศูนย์กลางถ่วงของกลุ่มสลักเกลียว โดยที่ระยะการเคลื่อนตัวจากการหมุนของสลักเกลียวแต่ละตัวจะเป็นสัดส่วนกับระยะห่างจากศูนย์กลางถ่วงของสลักเกลียวตัวนั้นๆ ยิ่งอยู่ห่างจากศูนย์กลางถ่วงก็จะเคลื่อนตัวมากขึ้นซึ่งทำให้เกิดหน่วยแรงมากขึ้นด้วย เนื่องจากหน่วยแรงจะแปรผันตามหน่วยการยืดหดในช่วงอีลาสติก

จากการหมุนสมมติว่าเกิดแรง r_1, r_2, r_3 และ r_4 ขึ้นในสลักเกลียวแต่ละตัวดังในรูป โมเมนต์ที่จะถูกถ่ายเทลงสู่สลักเกลียวจะต้องถูกสมดุลโดยโมเมนต์ต้านทานของสลักเกลียว

$$M_{c.g.} = Pe = r_1d_1 + r_2d_2 + r_3d_3 + r_4d_4 \quad (12.1)$$



รูปที่ 12.3 การหมุนของจุดต่ออันเป็นผลมาจากโมเมนต์

แรงในสลักเกลียวแต่ละตัวถูกสมมุติให้แปรผันโดยตรงกับระยะทางจากจุดศูนย์กลาง

$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{r_2}{d_2} = \frac{r_3}{d_3} = \frac{r_4}{d_4} \quad (12.2)$$

และเมื่อเขียนค่า r แต่ละตัวในรูปของ r_1 และ d_1

$$r_1 = \frac{r_1 d_1}{d_1} \quad r_2 = \frac{r_1 d_2}{d_1} \quad r_3 = \frac{r_1 d_3}{d_1} \quad r_4 = \frac{r_1 d_4}{d_1} \quad (12.3)$$

แทนค่าเหล่านี้ลงในสมการที่ (12.1) และทำให้อยู่ในรูปง่าย

$$\begin{aligned} M &= \frac{r_1 d_1^2}{d_1} + \frac{r_1 d_2^2}{d_1} + \frac{r_1 d_3^2}{d_1} + \frac{r_1 d_4^2}{d_1} \\ &= \frac{r_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2) \end{aligned} \quad (12.4)$$

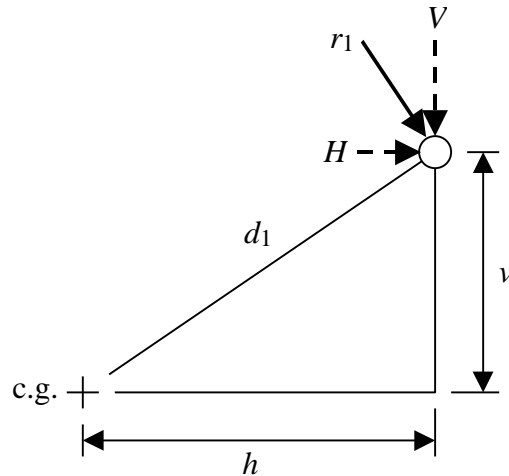
ดังนั้น

$$M = \frac{r_1 \sum d^2}{d_1} \quad (12.5)$$

แรงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวแต่ละตัวจะเท่ากับ

$$r_1 = \frac{M d_1}{\sum d^2}, \quad r_2 = \frac{M d_2}{\sum d^2}, \quad r_3 = \frac{M d_3}{\sum d^2}, \quad r_4 = \frac{M d_4}{\sum d^2} \quad (12.6)$$

แรง r แต่ละแรงจะมีทิศทางตั้งฉากกับเส้นที่ลากจากจุดศูนย์กลางถึงสลักเกลียวนั้นๆ ซึ่งจะเป็นการสะดวกกว่าที่จะแตกแรงให้อยู่ในแนวตั้งและแนวราบ (ดูรูปที่ 12.4)



รูปที่ 12.4

องค์ประกอบในแนวราบและแนวตั้งของระยะ d_1 คือ h และ v ตามลำดับ และองค์ประกอบในแนวตั้งและแนวราบของแรง r_1 คือ H และ V ตามลำดับ ดังนั้นจึงสามารถหาค่า H ได้จากอัตราส่วน

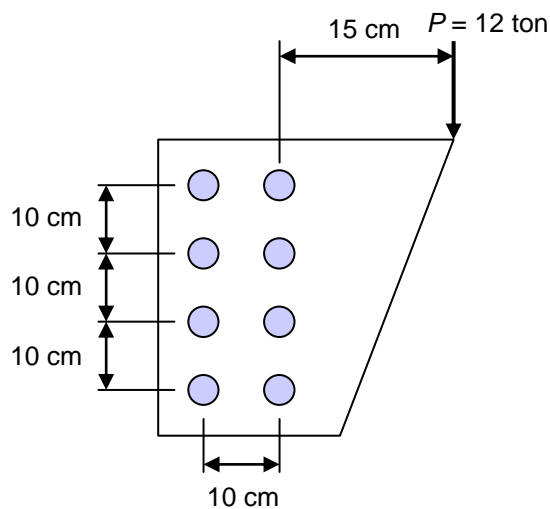
$$\frac{r_1}{d_1} = \frac{H}{v} \quad (12.7)$$

$$H = \frac{r_1 v}{d_1} = \left(\frac{M d_1}{\sum d^2} \right) \left(\frac{v}{d_1} \right) = \frac{M v}{\sum d^2} \quad (12.8)$$

ด้วยวิธีการที่คล้ายกัน V จะมีค่าเท่ากับ

$$V = \frac{M h}{\sum d^2} \quad (12.9)$$

ตัวอย่างที่ 12-1 จงพิจารณาแรงในสลักเกลียวที่มากที่สุดในกลุ่มที่แสดงในรูป โดยใช้วิธีการวิเคราะห์แบบอีลาสติก



วิธีทำ สลักเกลียวแต่ละตัวและแรงที่กระทำต่อมัน โดยตรงและจากโมเมนต์ถูกแสดงไว้แผนภูมิวัตถุอิสระ ซึ่ง จะเห็นได้ว่าสลักเกลียวตัวขวามบนสุดและตัวขวาล่างสุดจะมีหน่วยแรงมากที่สุดและเท่ากัน

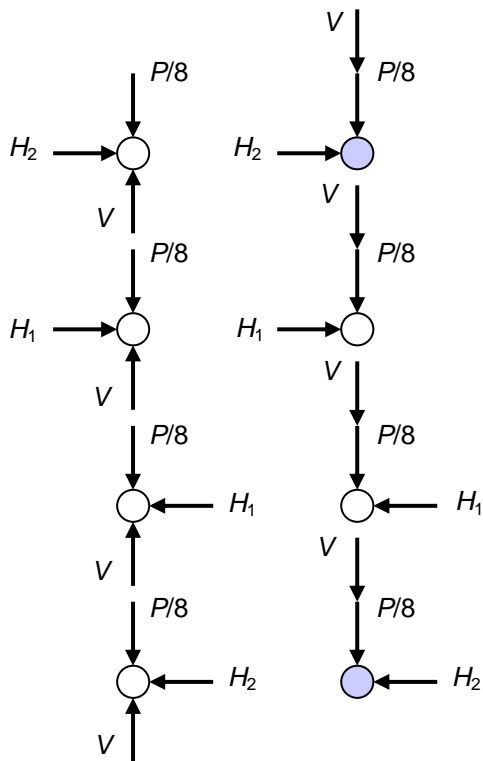
ระยะเยื้องศูนย์กลางจากศูนย์กลางกลุ่มสลักเกลียวถึงแนวแรงคือ

$$e = 15 + 5 = 20 \text{ ซม.}$$

โมเมนต์ $M = Pe = (12)(20) = 240 \text{ ตัน-ซม.}$

ผลรวมระยะกำลังสอง $\Sigma d^2 = \Sigma h^2 + \Sigma v^2$

$$\Sigma d^2 = 8(5)^2 + 4(5^2 + 15^2) = 1,200 \text{ ซม.}^2$$



องค์ประกอบแรงในแนวราบ:

$$H_1 = \frac{Mv}{\Sigma d^2} = \frac{240(5)}{1,200} = 1.0 \text{ ตัน}$$

$$H_2 = \frac{Mv}{\Sigma d^2} = \frac{240(15)}{1,200} = 3.0 \text{ ตัน}$$

องค์ประกอบแรงในแนวตั้ง:

$$V = \frac{Mh}{\Sigma d^2} = \frac{240(5)}{1,200} = 1.0 \text{ ตัน}$$

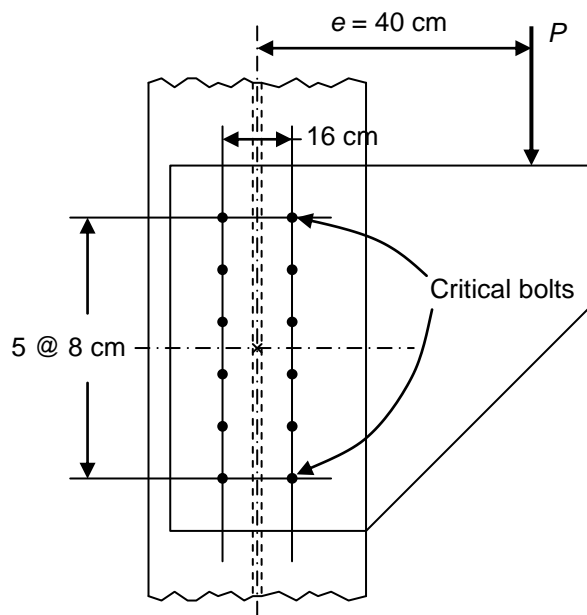
แรงเฉื่อยโดยตรงจากแรง P ลงสลักเกลียวทั้ง 8 ตัว

$$P/8 = 12/8 = 1.5 \text{ ตัน}$$

แรงลัพธ์ในสลักเกลียวตัวขวาล่างสุด (เท่ากับตัวขวามบนสุด) จะเท่ากับ

$$r = \sqrt{H_2^2 + (V + P/8)^2} = \sqrt{3.0^2 + (1.0 + 1.5)^2} = 3.9 \text{ ตัน}$$

ตัวอย่างที่ 12-2 จงพิจารณาแรง P มากที่สุดที่เป็นหูช้างตั้งในรูปสามารถรองรับได้ เสาและเป็นหูช้างทำ ด้วยเหล็ก A36 ใช้สลักเกลียว A325 ขนาด 22 มม. ในรูเจาะมาตรฐาน เกลียวอยู่ในระนาบแนวน โดย ใช้วิธีการวิเคราะห์แบบอิลาสติก



วิธีทำ

1. โมเมนต์ $M = Pe = 40P$ ตัน-ซม. (เมื่อ P มีหน่วยเป็น ตัน)

2. ผลรวมระยะกำลังสองจากจุดศูนย์กลาง

$$\Sigma h^2 = 12(8)^2 = 768 \text{ ซม.}^2$$

$$\Sigma v^2 = 4(4)^2 + 4(12)^2 + 4(20)^2 = 2,240 \text{ ซม.}^2$$

$$\Sigma d^2 = \Sigma h^2 + \Sigma v^2 = 768 + 2,240 = 3,008 \text{ ซม.}^2$$

3. องค์ประกอบแรงที่สลักเกลียววิกฤต ซึ่งจากการพิจารณาจะเป็นตัวล่างสุดและบนสุดทางด้านขวา

$$H = \frac{Mv}{\Sigma d^2} = \frac{40P(20)}{3,008} = 0.266P \text{ ตัน}$$

$$V = \frac{Mh}{\Sigma d^2} = \frac{40P(8)}{3,008} = 0.106P \text{ ตัน}$$

$$P/12 = 0.083P \text{ ตัน}$$

4. แรงลัพธ์ในสลักเกลียววิกฤต

$$r = \sqrt{H^2 + (V + P/12)^2} = P\sqrt{0.266^2 + (0.106 + 0.083)^2} = 0.326P \text{ ตัน}$$

จากตาราง ง.1 สลักเกลียว A325 ขนาด 22 มม. รุจะมาตรฐาน เกลียวอยู่ในระนาบเนียน รับการเค้นเดียว ได้ตัวละ 5.63 ตัน ดังนั้น

$$0.326P = 5.63 \text{ ตัน}$$

น้ำหนักมากที่สุด

$P = 17.3$ ตัน



12.2 สูตรออกแบบสลักเกลียวหนึ่งแฉวรับโมเมนต์

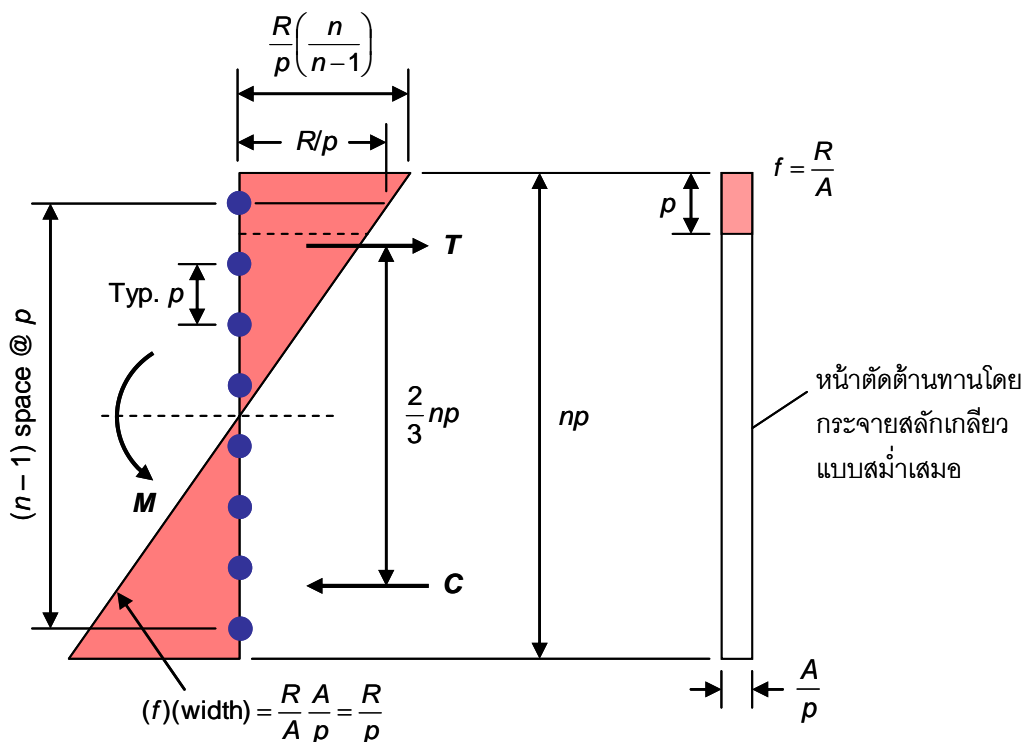
เป็นสูตรอย่างง่ายที่ใช้ในการพิจารณาจำนวนสลักเกลียวที่ต้องการเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุกเชิงศูนย์ ในรูปที่ 12.5 แสดงสลักเกลียวแฉวหนึ่งจำนวน n ตัววางห่างเป็นระยะเท่าๆกัน ดังนั้นตามสมการที่ (12.5), $R = Md / (\Sigma d^2)$ แรงที่เกิดขึ้นจะแปรผันเป็นเส้นตรงดังในรูปที่ 12.5

สมมุติว่า R คือแรงที่สลักเกลียวตัวนอกสุดซึ่งเทียบเท่ากับผลของหน่วยแรงบนพื้นที่ด้านทานบนระยะ p ซึ่งเราอาจกำหนดเป็นค่าเฉลี่ยของน้ำหนักบรรทุกต่อหน่วยความยาวที่สลักเกลียวตัวนอกคือ R/p โดยใช้กฎสามเหลี่ยมคล้าย แรงต่อหน่วยความยาวที่ผิวนอกสุดคือ

$$\text{Extreme fiber value} = \frac{R}{p} \left(\frac{n}{n-1} \right) \quad (12.10)$$

แรงดึงคือพื้นที่สามเหลี่ยมรูปบนมีค่าเท่ากับ

$$T = \frac{1}{2} \left(\frac{np}{2} \right) \left(\frac{R}{p} \right) \left(\frac{n}{n-1} \right) = \frac{Rn^2}{4(n-1)} \quad (12.11)$$



รูปที่ 12.5 โมเมนต์กระทำบนสลักเกลียวหนึ่งแฉว

โมเมนต์ต้านทานมีค่าเท่ากับ $M = T \left(\frac{2}{3} np \right)$ เมื่อแทนค่า T จากสมการ (12.11) จะได้

$$M = \frac{Rn^2}{4(n-1)} \left(\frac{2}{3} np \right) = \frac{Rn^3 p}{6(n-1)} \quad (12.12)$$

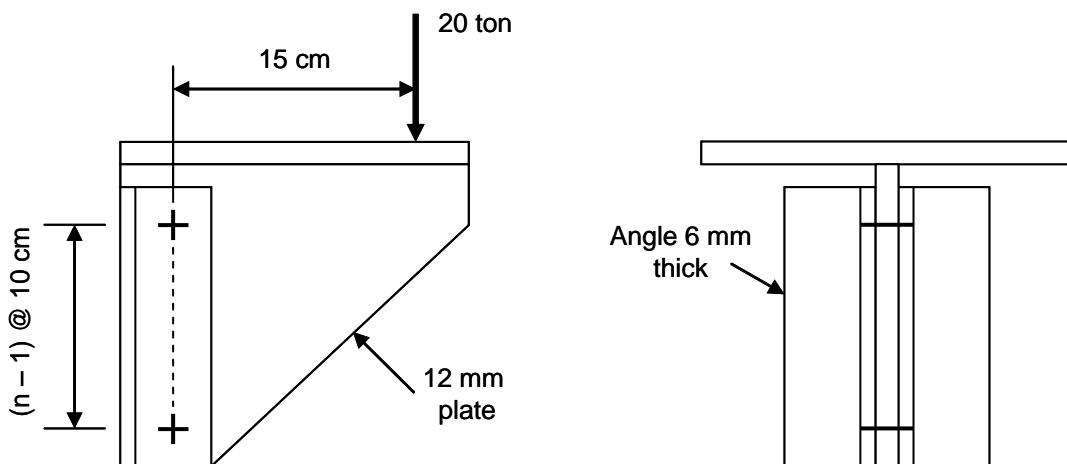
แก้สมการ (12.12) สำหรับ n^2 จะได้

$$n = \sqrt{\frac{6M}{Rp} \left(\frac{n-1}{n} \right)} \approx \sqrt{\frac{6M}{Rp}} \quad (12.13)$$

ซึ่งเป็นสูตรที่ใช้สำหรับการออกแบบ

เนื่องจากสมการ (12.13) ได้จากเพียงโมเมนต์กระทำกับสลักเกลียวหนึ่งแฉว ในการใช้งานอาจต้องปรับค่า R เพื่อคิดผลของการเอนทางตรงหรือสำหรับสลักเกลียวมากกว่าหนึ่งแฉว เมื่อกำหนดจำนวนสลักเกลียวได้แล้วให้ทำการตรวจสอบกำลังสลักเกลียวตามขั้นตอนอีกครั้ง

ตัวอย่างที่ 12-3 พิจารณาจำนวนที่ต้องการของสลักเกลียว A325 ขนาด 22 ม.ม. สำหรับสลักเกลียวหนึ่งแฉวในรูปข้างล่าง กำหนดให้จุดต่อเป็นแบบรับแรงแบกทานและเกลียวอยู่ในระนาบการเอน



วิธีทำ

1. กำลังของสลักเกลียว A325-N ขนาด 22 ม.ม. หนึ่งตัว

กำลังเอนคู่ : $R = 2(\pi/4)(2.2)^2(2.1) = 15.97$ ตัน

กำลังแบกทาน : $R = 1.2(2.2)(1.2)(4.0) = 12.67$ ตัน

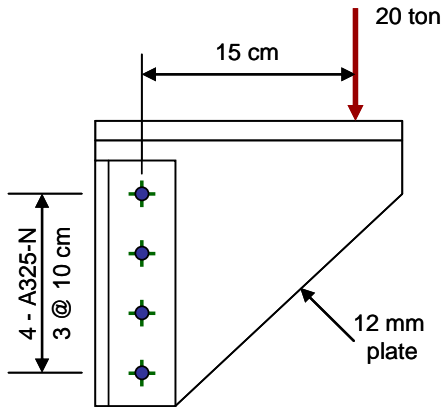
ควบคุม

2. ประมาณจำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ

$$n = \sqrt{\frac{6M}{Rp}} = \sqrt{\frac{6 \times 20 \times 15}{12.67 \times 10}} = 3.77$$

เนื่องจากค่า R ที่ใช้ในการคำนวณยังไม่รวมผลของการเอนทางตรง ดังนั้นต้องใช้สลักเกลียว 4 ตัว

3. ตรวจสอบกำลังของกลุ่มสลักเกลียว



โมเมนต์ : $M = 20(15) = 300$ ตัน-ซม.

$$\Sigma d^2 = \Sigma v^2 = 2(5)^2 + 2(15)^2 = 500 \text{ ซม.}^2$$

องค์ประกอบแรงจากโมเมนต์ :

$$R_x = \frac{Mv}{\Sigma d^2} = \frac{300(15)}{500} = 9.0 \text{ ตัน}$$

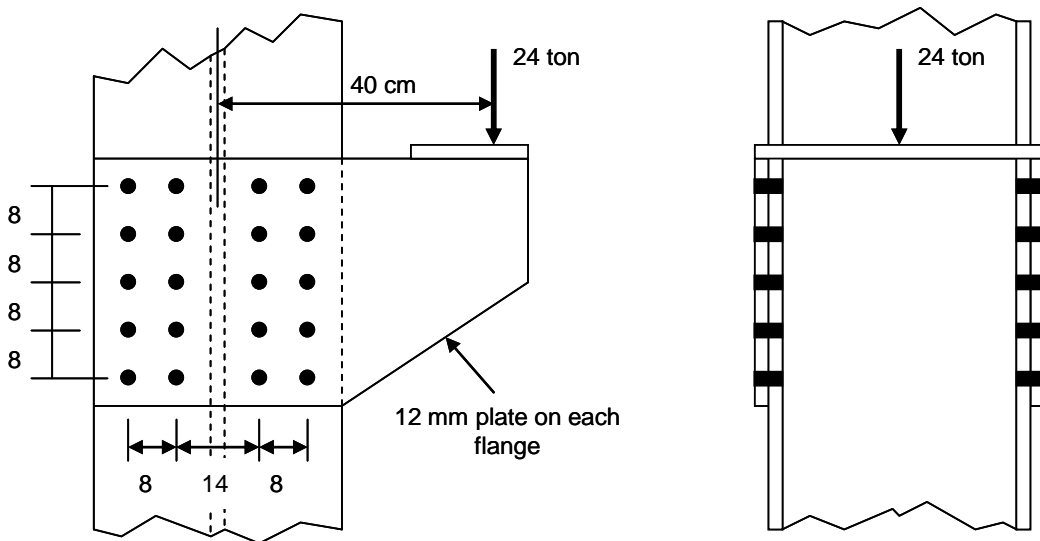
องค์ประกอบแรงจากการเฉือนตรง :

$$R_s = 20/4 = 5.0 \text{ ตัน}$$

แรงลัพธ์ในสลักเกลียวตัวนอกสุด : $R = \sqrt{9.0^2 + 5.0^2} = 10.3 \text{ ตัน} < [12.67 \text{ ตัน}]$

OK ■

ตัวอย่างที่ 12-4 พิจารณาจำนวนที่ต้องการของสลักเกลียว A325 ขนาด 19 ม.ม. ในรูเจาะมาตรฐานสำหรับแผ่นหูช้างค้ำในรูข้างล่าง สมมุติว่าใช้สลักเกลียวสี่แถว กำหนดให้จุดต่อเป็นแบบรับแรงแบกทานและเกลียวอยู่ในระนาบการเฉือน



วิธีทำ

1. กำลังของสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 ม.ม. หนึ่งตัว

กำลังเฉือนเดี่ยว : $R = (\pi/4)(1.9)^2(2.1) = 5.95 \text{ ตัน}$

ควบคุม

กำลังแบกทาน : $R = 1.2(1.9)(1.2)(4.0) = 10.94 \text{ ตัน}$

2. ประมาณจำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ

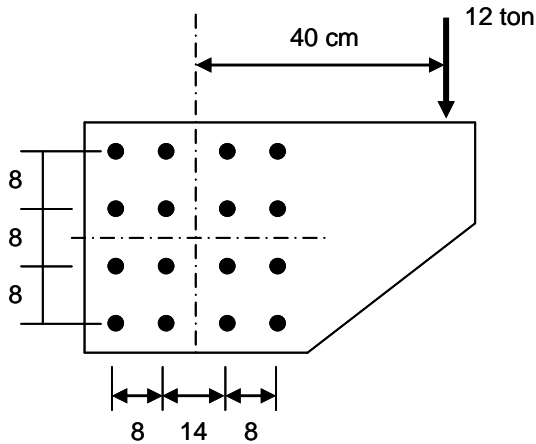
แผ่นหูช้างแต่ละแผ่นรับน้ำหนักครึ่งหนึ่ง : $P = 24/2 = 12 \text{ ตัน}$

น้ำหนักบรรทุกในแต่ละแถวสลักเกลียว : $P/4 = 12/4 = 3 \text{ ตันต่อหนึ่งแถว}$

$$n = \sqrt{\frac{6M}{Rp}} = \sqrt{\frac{6 \times 3 \times 40}{5.95 \times 8}} = 3.89$$

เนื่องจากค่า R ที่ใช้ในการคำนวณยังไม่รวมผลของการเอนทางตรง ดังนั้นต้องใช้สลักเกลียว 4 ตัว

3. ตรวจสอบกำลังของกลุ่มสลักเกลียว



โมเมนต์ : $M = 12(40) = 480$ ตัน-ซม.

$$\Sigma h^2 = 8(7)^2 + 8(15)^2 = 2,192 \text{ ซม.}^2$$

$$\Sigma v^2 = 8(4)^2 + 8(12)^2 = 1,280 \text{ ซม.}^2$$

$$\Sigma d^2 = \Sigma h^2 + \Sigma v^2 = 2,192 + 1,280 = 3,472 \text{ ซม.}^2$$

องค์ประกอบแรงจากโมเมนต์ :

$$R_x = \frac{Mv}{\Sigma d^2} = \frac{480(12)}{3,472} = 1.66 \text{ ตัน} \leftarrow$$

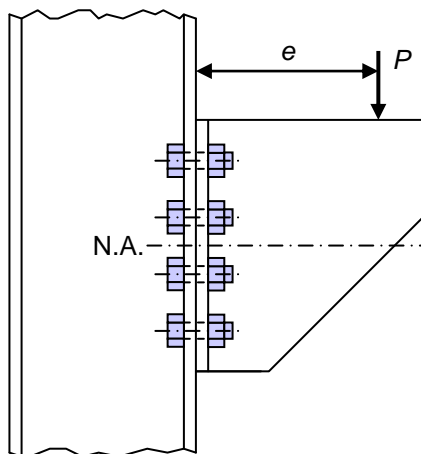
$$R_y = \frac{Mh}{\Sigma d^2} = \frac{480(15)}{3,472} = 2.07 \text{ ตัน} \downarrow$$

องค์ประกอบแรงจากการเอนตรง : $R_s = 12/16 = 0.75$ ตัน \downarrow

แรงลัพธ์ในสลักเกลียวตัวนอกสุด : $R = \sqrt{1.66^2 + (2.07 + 0.75)^2} = 3.27 \text{ ตัน} < [5.95 \text{ ตัน}] \text{ OK} \blacksquare$

12.3 สลักเกลียวภายใต้แรงเอนและแรงดึงเฉียงศูนย์

เมื่อน้ำหนักเฉียงศูนย์อยู่นอกระนาบสลักเกลียวดังในรูปที่ 12.6 ส่วนบนของจุดต่อจะถูกดึงแยกออกจากปีกเสา และส่วนล่างจะถูกอัดเข้าหาปีกเสา ดังนั้นสลักเกลียวที่อยู่ส่วนบนจะรับแรงดึง โดยแรงดึงจะลดลงจนเป็นศูนย์ที่แกนสะเทินของกลุ่มสลักเกลียว จากนั้นจึงกลายเป็นแรงอัดในส่วนล่างต่อไป



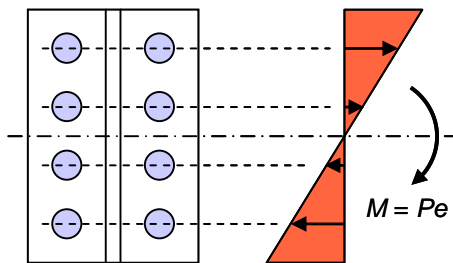
รูปที่ 12.6 จุดต่อเป็นหูช้างรับแรงกระทำเฉียงศูนย์

นอกจากนั้นสลักเกลียวยังคงต้องรับแรงเฉือนเฉลี่ยในแนวตั้งเช่นเดิม ดังนั้นสลักเกลียวจึงถูกแรงเฉือนและแรงดึงร่วมกระทำ หน่วยแรงเฉือนในสลักเกลียวจากการเฉือนโดยตรงหาได้จาก

$$f_v = \frac{P}{nA} \quad (12.14)$$

เมื่อ P = น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดของหูช้าง
 n = จำนวนสลักเกลียวทั้งหมด
 A = พื้นที่หน้าตัดของสลักเกลียวหนึ่งตัว

สำหรับหน่วยแรงดึงจะสมมุติว่ามีค่าเป็นศูนย์ที่แกนสะเทินแล้วเพิ่มขึ้นเป็นเส้นตรงมีค่ามากที่สุดที่สลักเกลียวตัวบนสุด ซึ่งคำนวณได้โดยใช้สูตรการตัด:

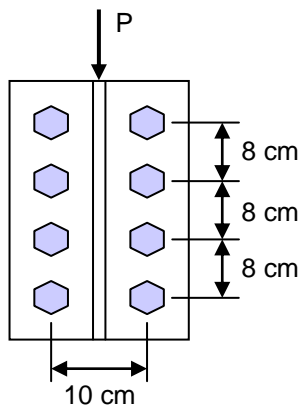


$$f_t = \frac{Mc}{I} = \frac{Pec}{I} \quad (12.15)$$

เมื่อ e = ระยะเชิงศูนย์กลางจากผิวเสา
 c = ระยะจากแกนสะเทินถึงสลักเกลียวตัวบนสุด
 I = โมเมนต์อินเนอร์เซียของกลุ่มสลักเกลียวรอบแกนสะเทิน

รูปที่ 12.7 หน่วยแรงจากโมเมนต์

ตัวอย่างที่ 12-5 ตรวจสอบจุดต่อแบบมีแรงแบกทานในรูปที่ 12.6 หูช้างที่ทำจากเหล็ก A36 ถูกต่อโดยใช้สลักเกลียว A325-N ขนาด 22 มม. ติดกับปีกเสา หูช้างรับน้ำหนักบรรทุก 12 ตัน ห่างจากปีกเสา 30 ซม. ระยะห่างในแนวตั้งระหว่างสลักเกลียว 8 ซม. และระยะห่างในแนวราบ 10 ซม.



วิธีทำ

1. โมเมนต์อินเนอร์เซียของสลักเกลียว

$$I = \Sigma(Ad^2)$$

$$I = 3.8 [4(4)^2 + 4(12)^2] = 2,432 \text{ ซม.}^4$$

หน่วยแรงดึงที่ยอมของ A325-N = 3,100 ก.ก./ซม.²

2. หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวตัวบนสุด

$$f_t = \frac{Pec}{I} = \frac{(12,000)(30)(12)}{2,432} = 1,776 \text{ ก.ก./ซม.}^2 < 3,100 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

OK

3. หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ ของ A325-N $F_v = 1,480$ ก.ก./ซม.² หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในสลักเกลียวคือ

$$f_v = \frac{12,000}{(8)(3.8)} = 395 \text{ ก.ก./ซม.}^2 < 1,480 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

OK

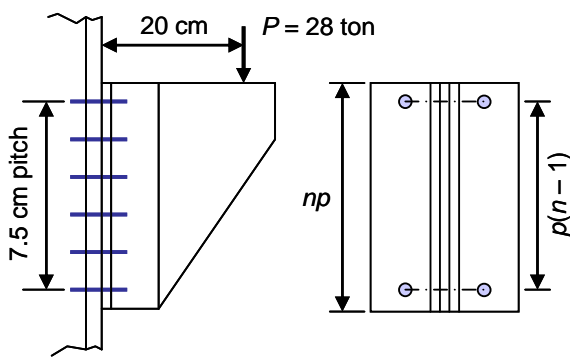
ตรวจสอบหน่วยแรงดึงที่ยอมให้โดยใช้สมการปฏิสัมพันธ์ (จากตารางที่ 11.5):

$$F_t = \sqrt{3,080^2 - 4.39 f_v^2}$$

$$= \sqrt{3,080^2 - 4.39 \times 395^2} = 2,967 \text{ ก.ก./ซม.}^2 > 1,776 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

OK ■

ตัวอย่างที่ 12-6 สำหรับจุดต่อเป็นหูช้างและเสาในรูปข้างล่าง จงพิจารณาจำนวนสลักเกลียว A325 ขนาด 22 มม. ใช้ระยะห่างสลักเกลียว 7.5 ซม.



วิธีทำ 1. กำลังเฉือนเดียวของสลักเกลียว :

$$A_b = (\pi/4)(2.2)^2 = 3.8 \text{ ซม.}^2$$

$$R = 3.8(1.48) = 5.63 \text{ ตัน}$$

2. กำลังรับแรงดึงของสลักเกลียว :

$$R = 3.8(3.1) = 11.8 \text{ ตัน}$$

3. นำหนักบรรทุกต่อแถวสลักเกลียว :

$$P = 28/2 = 14 \text{ ตัน/แถว}$$

$$M = 28(20)/2 = 280 \text{ ตัน-ซม./แถว}$$

4. ประมาณจำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ :

$$\text{ต้องการ } n = \sqrt{\frac{6M}{Rp}} = \sqrt{\frac{6 \times 280}{11.8 \times 7.5}} = 4.4 \text{ สำหรับ โมเมนต์}$$

$$\text{ต้องการ } n = P/R = 14/5.63 = 2.5 \text{ สำหรับการเฉือน}$$

5. ดังนั้นลองใช้สลักเกลียว 10 ตัว (5 ตัว/แถว) :

โมเมนต์อินเนอร์เซีย (หนึ่งแถว) :

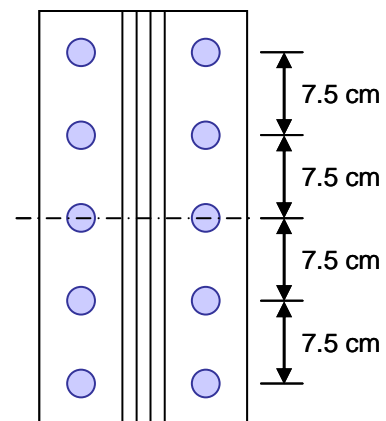
$$I = 3.8(2(7.5)^2 + 2(15)^2) = 2,138 \text{ ซม.}^4$$

หน่วยแรงดึง :

$$f_t = \frac{Mc}{I} = \frac{280 \times 10^3 \times 15}{2,138}$$

$$= 1,964 \text{ ก.ก./ซม.}^2 < 3,100 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

OK



หน่วยแรงเฉือน :

$$f_v = \frac{P}{\Sigma A_b} = \frac{14 \times 10^3}{5(3.8)} = 737 \text{ ก.ก./ซม.}^2 < 1,480 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \quad \text{OK}$$

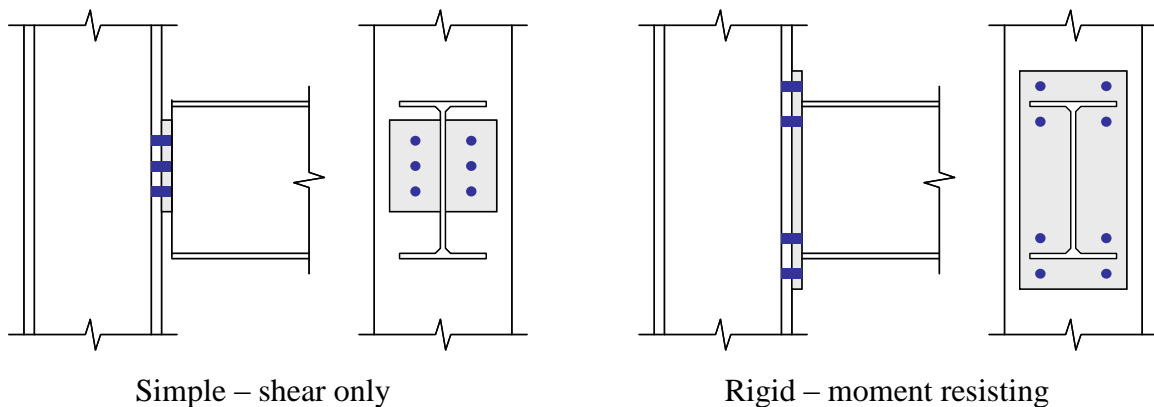
6. ตรวจสอบปฏิสัมพันธ์ของแรงเฉือนและแรงดึง (จากตารางที่ 11.5)

$$F_t = \sqrt{3,080^2 - 4.39 f_v^2}$$

$$= \sqrt{3,080^2 - 4.39 \times 737^2} = 2,665 \text{ ก.ก./ซม.}^2 > 1,964 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \quad \text{OK} \blacksquare$$

12.3 จุดต่อแผ่นปิดปลายคาน (End-plate Shear Connections)

เป็นจุดต่อที่เริ่มเป็นที่นิยมมาตั้งแต่ช่วงกลางทศวรรษที่ 1950 ดังแสดงในรูปที่ 12.8 มีสองแบบคือ แบบจุดหมุน (Simple) หรือรับแรงเฉือนอย่างเดียว (Shear-only) (Type 2 construction) และแบบจุดต่อข้อแข็ง (Rigid) (Type 1 construction)



รูปที่ 12.8 จุดต่อแผ่นปิดปลายคาน

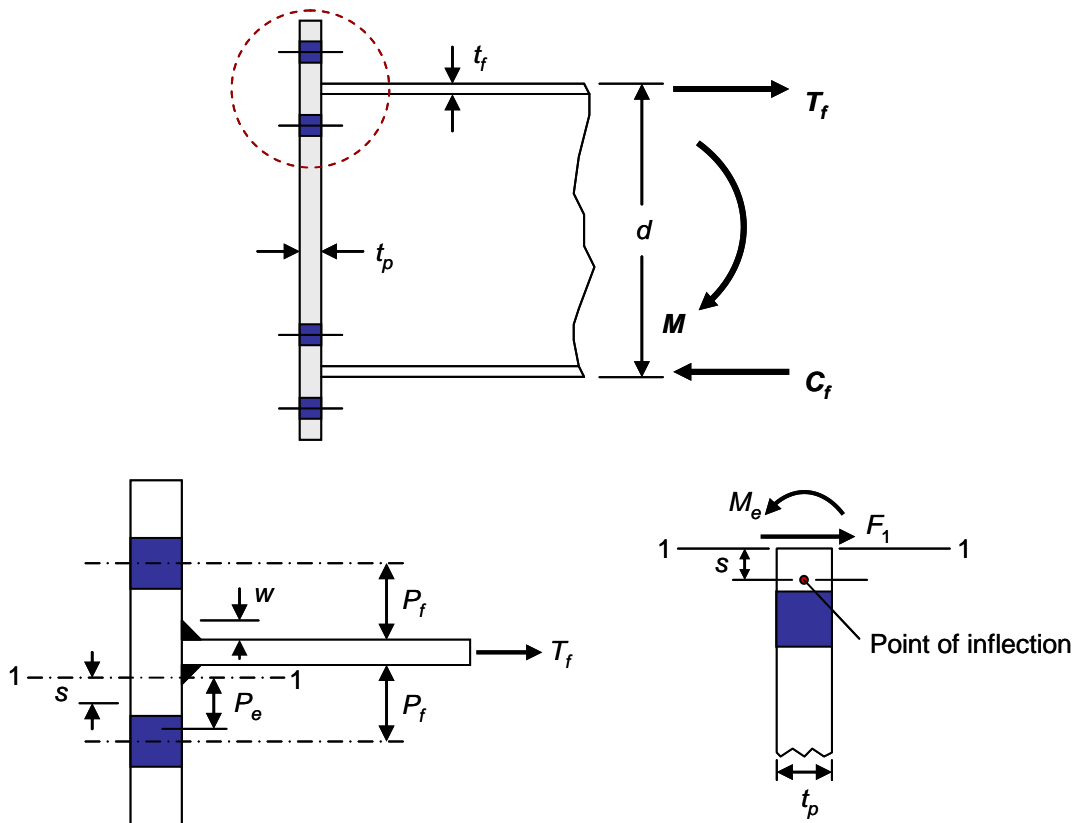
ในจุดต่อทั้งสองแบบ แผ่นเหล็กจะถูกเชื่อมติดปลายคานใน โรงผลิต แล้วมายึดสลักเกลียวติดกับเสาหรือคานอีกตัวในสถานที่ก่อสร้าง ทำให้การติดตั้งทำได้สะดวกรวดเร็วและต้องการจำนวนสลักเกลียวน้อยกว่าแบบอื่น แต่ความยาวคานผิดพลาดได้น้อย ปลายคานต้องอยู่ในแนวตั้ง การโก่งตัวคานจะทำให้จุดต่ออาจมีปัญหา

ในจุดต่อแบบรับแรงเฉือนอย่างเดียวต้องให้ความยืดหยุ่นเพียงพอให้ปลายคานหมุนได้บ้าง ดังนั้นแผ่นเหล็กจึงค่อนข้างสั้นและบางกว่าเมื่อเทียบกับแบบข้อแข็ง AISC แนะนำให้ใช้ความหนา 6 ถึง 10 มม. เพื่อให้ได้ความยืดหยุ่น

ส่วนจุดต่อแบบต้านทาน โมเมนต์ต้องพิจารณาความหนาแผ่นเหล็ก ขนาดรอยเชื่อม และสลักเกลียว การออกแบบขนาดรอยเชื่อม(จะกล่าวถึงในบทต่อไป) และสลักเกลียวนั้นค่อนข้างตรงไปตรงมาสามารถใช้หลักการคำนวณแบบเดิมได้ แต่ความหนาแผ่นเหล็กนั้นต้องพิจารณาจากผลการทดสอบในงานวิจัย การรับ

แรงดึงในสลักเกลียวเป็นส่วนที่วิกฤต ส่วนด้านที่รับแรงอัดนั้นใช้ยึดจุดต่อให้ตรงแนวเท่านั้น ขั้นตอนในการคำนวณออกแบบมีดังนี้

1. พิจารณาแรงในปีกคานรับแรงดึง
2. เลือกสลักเกลียวที่ต้องใช้ในการต้านทานแรงและจัดให้สมมาตรรอบปีกรับแรงดึง ถ้าโมเมนต์กลับทิศได้ให้รูปแบบเดียวกันที่ด้านรับแรงอัด จำนวนสลักเกลียวทั้งหมดต้องเพียงพอในการรับแรงเฉือนจากแรงปฏิกิริยาปลายคาน
3. พิจารณาส่วนของปีกคานบริเวณที่ติดกับแผ่นเหล็กที่เป็นเหมือนตัวที่รับแรงดึง (รูปที่ 12.9)
4. เลือกความกว้างและความหนาของปีกคานเพื่อรองรับการตัด
5. ตรวจสอบการเฉือนในแผ่นเหล็ก
6. ออกแบบรอยเชื่อม



รูปที่ 12.9 การคำนวณออกแบบจุดต่อแผ่นปิดปลายคานแบบข้อแข็ง

ขั้นตอนแรกคือการคำนวณแรงในปีกคานรับแรงดึง :

$$T_f = \frac{M}{d - t_f} \quad (12.16)$$

ขั้นต่อมาให้เลือกสลักเกลียวด้านทานแรงดึงและจัดให้สมมาตรเป็นสองแถวที่ปกรับแรงดึง สลักเกลียวที่ด้านรับแรงอัดถูกใส่เพิ่มเพื่อรับแรงปฏิกิริยาปลายคานโดยใช้อย่างน้อยสองตัว

โมเมนต์มากที่สุดในส่วนตัวที่ (split-tee) จะเกิดขึ้นที่แนว 1-1 ของรูป 12.9 มีค่าเท่ากับ

$$M_e = F_1 s \quad (12.17)$$

เมื่อ $F_1 =$ แรงเฉือน $= T_f / 2$

$$\begin{aligned} s &= \text{ระยะจากแนว 1-1 ถึงจุดคัดกลับ} \\ &= P_e / 2 = (P_f - 0.25d_b - 0.707w) / 2 \end{aligned}$$

จากในรูปที่ 12.9, P_f คือระยะจากแนวสลักเกลียวถึงปีกคาน โดยทั่วไปจะเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางสลักเกลียวบวก 13 มม. และ w คือขนาดรอยเชื่อม

ความหนาแผ่นเหล็ก t_p หาได้โดยให้หน่วยแรงคัดมากที่สุดเท่ากับค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ :

$$\begin{aligned} \frac{M_e}{S} &= \frac{M_e}{b_p t_p^2 / 6} = F_b = 0.75 F_y \\ t_p &= \sqrt{\frac{8M_e}{b_p F_y}} \end{aligned} \quad (12.18)$$

ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนของแผ่นเหล็ก :

$$f_v = \frac{F_1}{b_p t_p} \leq [F_v = 0.40 F_y] \quad (12.19)$$

ตัวอย่างที่ 12-7 ออกแบบแผ่นเหล็กปิดปลายคาน W400×56.6 ต้องการจุดต่อที่ส่งผ่านโมเมนต์ได้เต็มที่ ใช้เหล็ก A36 ลวดเชื่อม E70XX และสลักเกลียว A325

วิธีทำ หน้าตัดคาน W400×56.6 เป็นหน้าตัดคอมแพ็ค ดังนั้นหน่วยแรงคัดที่ยอมให้คือ

$$F_b = 0.66 F_y = 0.66(2,500) = 1,650 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

และกำลังรับโมเมนต์คัดคือ

$$M = F_b S_x = 1.65(1,010) = 1,667 \text{ ตัน-ซม.}$$

แรงดึงในปีกคาน :

$$T_f = \frac{M}{d - t_f} = \frac{1,667}{39.6 - 1.1} = 43.3 \text{ ตัน}$$

สลักเกลียว :

ลองสลักเกลียวสองแถว แถวละสองตัว :

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของ A325 : } F_t = 3,100 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\text{พื้นที่สลักเกลียวที่ต้องการ} = 43.3 / (4 \times 3.1) = 3.49 \text{ ซม.}^2$$

เลือกใช้สลักเกลียว A325 ขนาด 22 มม. ($A = 3.80 \text{ ซม.}^2$) ■

แผ่นเหล็ก :

$$\text{แรงเฉือน } F_1 = T_f / 2 = 43.3 / 2 = 21.7 \text{ ตัน}$$

$$\begin{aligned} \text{ระยะห่าง } s &= P_e / 2 = (P_f - 0.25d_b - 0.707w) / 2 \\ &= (5 - 0.25 \times 2.2 - 0.707 \times 0.5) / 2 = 4.1 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

$$\text{โมเมนต์ } M_e = F_1 s = 21.7 \times 4.1 = 89.0 \text{ ตัน-ซม.}$$

$$\text{ความกว้างแผ่น } b_p = b_f + 5 = 25 \text{ ซม.}$$

$$\text{ความหนาแผ่น } t_p = \sqrt{\frac{8M}{b_p F_y}} = \sqrt{\frac{8 \times 89.0}{25 \times 2.5}} = 3.37 \text{ ซม.}$$

เลือกใช้แผ่นเหล็กหนา 1 3/8 นิ้ว ($t_p = 3.5 \text{ ซม.}$) ■

ตรวจสอบการเฉือนของแผ่นเหล็ก :

$$f_v = \frac{F_1}{b_p t_p} = \frac{21.7 \times 10^3}{25 \times 3.5} = 248 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\text{หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ } F_v = 0.40 F_y = 0.40(2.5)$$

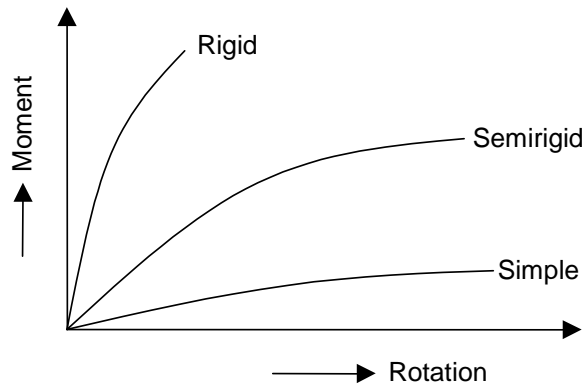
$$= 1,000 \text{ ก.ก./ซม.}^2 > 248 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

OK

12.4 จุดต่อคาน

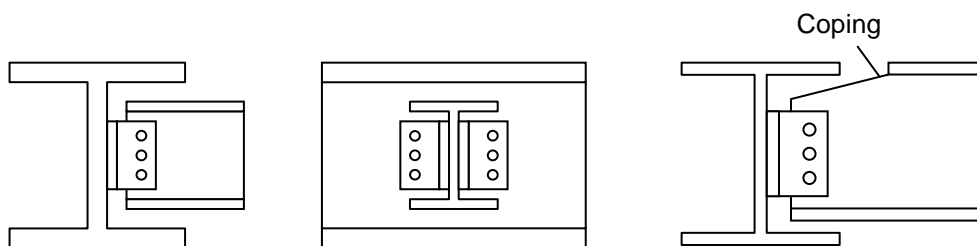
จุดต่อคานจะรวมถึงจุดต่อระหว่างคานกับเสา และจุดต่อระหว่างคานกับคานด้วยกันเอง จะมีความต้านทานโมเมนต์อยู่บ้างแม้ว่าจะถูกออกแบบมาให้เป็นจุดหมุนก็ตาม ในทางตรงกันข้ามการสร้างจุดต่อข้อแฉ่งสมบูรณ์แบบที่มีความต้านทานโมเมนต์ 100% ของกำลังต้านทานโมเมนต์ขององค์อาคารก็ทำได้ยากมาก AISC แบ่งจุดต่อคานออกเป็น 3 ประเภทคือ จุดต่อข้อแฉ่ง (*Rigid connection*), จุดต่อหมุน (*Simple connection*) และ จุดต่อกึ่งข้อแฉ่ง (*Semirigid connection*)

ในทางปฏิบัติเนื่องจากไม่มีจุดต่อใดที่แข็งหรืออ่อนอย่างสมบูรณ์ โดยทั่วไปจุดต่อแบบหมุนจะรับโมเมนต์ได้ 0-20% ของจุดต่อข้อแข็ง จุดต่อแบบกึ่งข้อแข็งรับได้ 20-90% และถ้ามากกว่า 90% จะถือจุดต่อแบบข้อแข็ง รูปที่ 12.10 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และการหมุนของจุดต่อประเภทต่างๆ

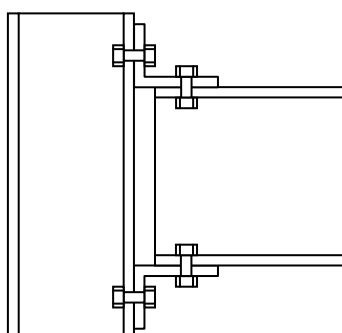


รูปที่ 12.10 ความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์และการหมุนของจุดต่อประเภทต่างๆ

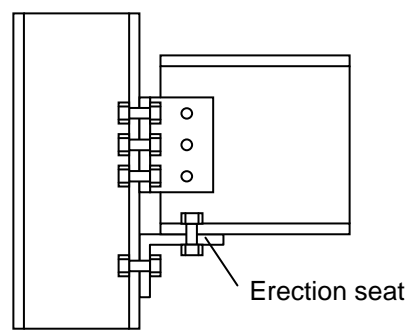
ในอาคารโครงสร้างทั่วไปมักใช้จุดต่อแบบหมุนเนื่องจากทำให้ง่ายและมีราคาถูกกว่าจุดต่อแบบอื่น โดยจะแบ่งออกเป็นสองกลุ่มคือ จุดต่อกานแบบโครง (*Framed beam connection*) และ จุดกานต่อแบบฐานรอง (*Seated beam connection*) รูปที่ 12.11 แสดงจุดต่อกานแบบหมุนในรูปแบบต่างๆ



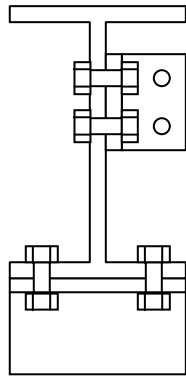
(a) Framed connection



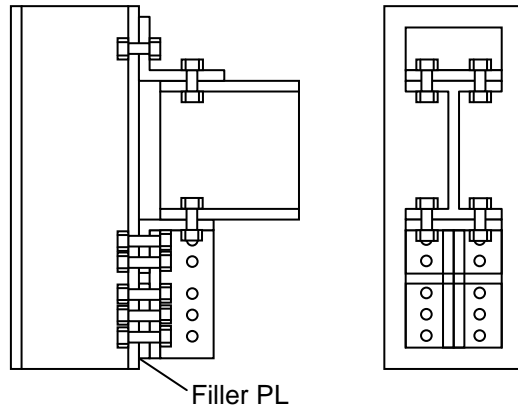
(b) Seated connection



(c) Framed connection with seat



(d) Seated connection



(e) Seated connection with stiffened seat

รูปที่ 12.11 จุดต่อแบบโครงและจุดต่อแบบฐานรอง

12.5 จุดต่อคานแบบโครง

จุดต่อแบบโครงจะเป็นจุดต่อที่ใช้กันมากที่สุดสำหรับการต่อคานกับเสา และคานกับคาน เหมาะกับโครงสร้างที่ต้องคิดผลของแรงด้านข้าง (เช่นแรงลม) จุดต่อแบบโครงถูกจัดอยู่ในประเภทจุดต่อแบบหมุน แม้ว่าในความเป็นจริงจะต้านทานโมเมนต์ได้บ้าง แต่ไม่น่ามาคิด จุดต่อจะถูกออกแบบเพื่อรับเพียงแรงเฉือนเท่านั้น

ในการวิเคราะห์จุดต่อแบบโครงที่ใช้หน้าตัดฉากคู่ยึดที่เอวคาน นอกจากจะต้องพิจารณากรณีวิบัติที่ได้เคยกล่าวมาแล้ว (การเฉือนของสลักเกลียว, แรงแบกทานบนแผ่นเหล็ก, และบล็อกแรงเฉือน) การตรวจสอบที่เพิ่มขึ้นคือ พื้นที่สุทธิรับแรงเฉือน (*Net shear area*) ของหน้าตัดฉาก ในกรณีนี้จะใช้หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $0.3F_u$ และขนาดรูเจาะที่ใช้จะเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางสลักเกลียวบวก 3 มม.

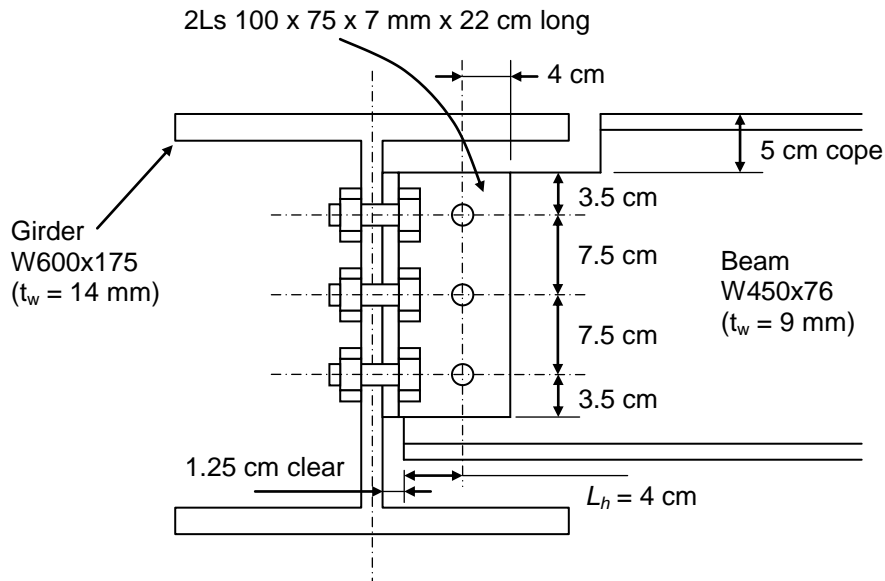
ตัวอย่างที่ 12-8 จงพิจารณาความสามารถในการรับน้ำหนักบรรทุกทุกของจุดต่อแบบโครงในรูป เหล็กโครงสร้างที่ใช้คือ A36 ใช้สลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. ในรูเจาะมาตรฐาน เป็นจุดต่อแบบแบกทาน

วิธีทำ

1. กำลังเฉือนคู่ของสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. รูเจาะมาตรฐาน

จากตาราง ง.1 รับแรงเฉือนคู่ได้ = 8.39 ตัน

จากรูปมี 3 ตัว กำลังเฉือนคู่ของสลักเกลียว = $3(8.39) = 25.2$ ตัน



2. กำลังแบกทานบนเอวคาน

ระยะห่างสลักเกลียว 7.5 ซม. = $3.95d (> 3d)$

OK

ระยะขอบ 3.5 ซม. = $1.84d (> 1.5d)$

OK

หน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้เท่ากับ $1.2F_u$

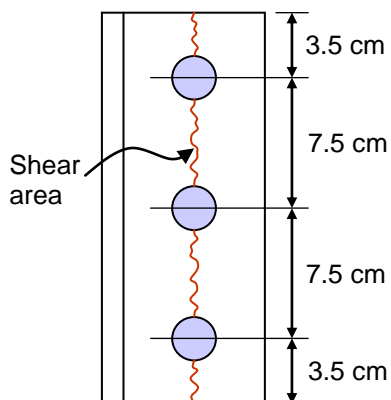
ความหนาเอวคาน = 9 มม.

ควบคุม

ความหนาเหล็กฉากคู่ = $7 + 7 = 14$ มม.

กำลังแบกทานจากสลักเกลียว 3 ตัว = $3 (1.2) (4.0) (0.9) (1.9) = 24.6$ ตัน

3. กำลังเฉือนบนพื้นที่สุทธิเหล็กฉาก ($F_v = 0.3F_u$) จากรูปข้างล่าง



ขนาดรูเจาะ = $19 + 3 = 22$ มม.

พื้นที่สุทธิ $A_v = 2 (0.7) (22 - 3 (2.2)) = 21.6$ ซม.²

กำลังเฉือนเหล็กฉาก = $0.3 (4.0) (21.6) = 25.9$ ตัน

4. กำลังบล็อกแรงเฉือนของเอวคาน จากรูปข้างล่าง

$$\text{ขนาดรูเจาะ} = 19 + 3 = 22 \text{ ม.ม.}$$

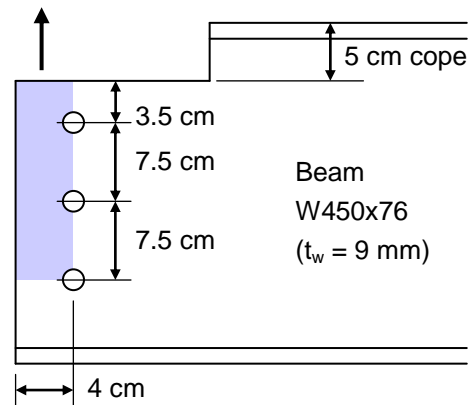
$$A_v = (0.9)(18.5 - 2.5(2.2)) = 11.7 \text{ ซม.}^2$$

$$A_t = (0.9)(4 - 0.5(2.2)) = 2.61 \text{ ซม.}^2$$

$$P = 0.3(4.0)(11.7) + 0.5(4.0)(2.61)$$

$$= 19.3 \text{ ตัน}$$

ควบคุม



ดังนั้นกำลังจุดต่อคือ 19.3 ตัน

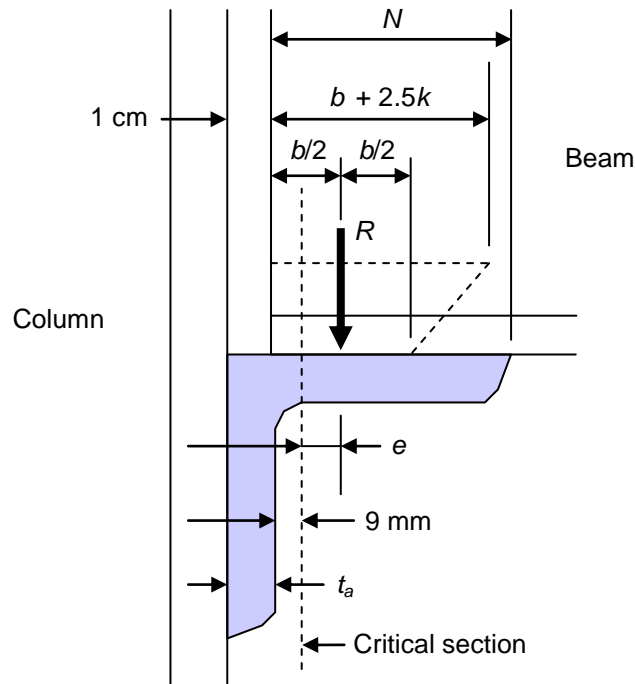
12.6 จุดต่อคานแบบฐานรอง

เป็นจุดต่อแบบจุดหมุนอีกแบบซึ่งโดยหลักการแล้วจะเหมือนกับจุดต่อแบบโครง จุดต่อแบบนี้จะใช้หน้าตัดคานเป็นฐานรองที่ปลายคาน โดยจะยึดติดกับเสาหรือคานหลักมาจากโรงผลิต นอกจากนั้นยังมีหน้าตัดคานอีกตัวที่ด้านบนซึ่งจะยึดในสนาม

ในการคำนวณออกแบบนั้น จะสมมุติให้แรงปฏิกิริยาปลายคานถูกส่งผ่านทาง *เหล็กฉากฐานรอง (Seat angle)* ส่วนเหล็กฉากบนจะช่วยเพิ่มความต้านทานในแนวราบและช่วยเพิ่มเสถียรภาพที่ปีกบนของคาน เนื่องจากไม่ได้รับแรงโดยตรงจึงมีขนาดเล็กและใช้สลักเกลียวเพียงสองตัวในแต่ละขา ที่ใช้ทั่วไปคือ L90×90×6 หรือ L100×75×7 โดยพิจารณาตามความเหมาะสมในทางปฏิบัติ

หลักที่สำคัญสองประการในการวิเคราะห์และออกแบบเหล็กฉากฐานรองคือ ประการแรก ฐานรองหรือ ขายื่น (*Outstanding leg, OSL*) จะต้องมีคานยาวพอที่จะป้องกัน การครากและการย่นของเอวคาน (*Web yielding and web crippling*) ประการที่สอง ตัวเหล็กฉากเองจะต้องหนาพอที่จะต้านทานการตัดที่เกิดจากการรองรับคานได้ การคำนวณจะคิดเป็นคานยื่นมีหน้าตัดวิกฤตที่ปลายส่วนโค้งของมุมใน ถ้าไม่รู้ค่ารัศมีความโค้งจะใช้ระยะ $t_a + 9 \text{ ม.ม.}$ เมื่อ t_a คือความหนาเหล็กฉาก

ระยะช่องว่างระหว่างปลายคานถึงหน้าเสาเรียกว่า *Setback* โดยทั่วไปคือ 1 ซม. เพื่อความสะดวกในการติดตั้ง แต่ในการคำนวณจะใช้ 2 ซม. ตำแหน่งของแรงปฏิกิริยา R จะอยู่ที่กึ่งกลางความยาวแบกทาน b ซึ่งจะไม่ใช้ความยาวแบกทานจริงที่เหล็กฉากรองรับคาน แต่จะเป็นความยาวซึ่งเอวคานเกิดหน่วยแรงถึงค่าที่ยอมให้ $0.66F_y$ บนระยะ $b + 2.5k$ ขนาดและระยะห่างแสดงในรูปที่ 12.12



รูปที่ 12.12 รายละเอียดจุดต่อแบบฐานรอง

พิจารณาการครากในเอวคานโดยแทนค่าความยาวแบกทาน N ด้วย b จากสมการ (8.12) เขียนได้เป็น

$$\frac{R}{t_w(b + 2.5k)} = 0.66F_y \quad (12.20)$$

ความยาวแบกทาน b คำนวณได้จากสมการ (12.20) โดยจัดรูปสมการใหม่ แต่ต้องมีค่าไม่น้อยกว่า

$$b = \frac{R}{t_w(0.66F_y)} - 2.5k \geq \frac{1}{2} \left(\frac{R}{t_w(0.66F_y)} \right) \quad (12.21)$$

พิจารณาการดัด ณ. หน้าตัดวิกฤตในเหล็กฉาก โดยมีค่าหน่วยแรงดัดมากที่สุดที่ยอมให้คือ $0.75F_y$ ดังนั้น

$$\frac{M}{S} = \frac{Re}{Lt_a^2/6} = 0.75F_y \quad (12.22)$$

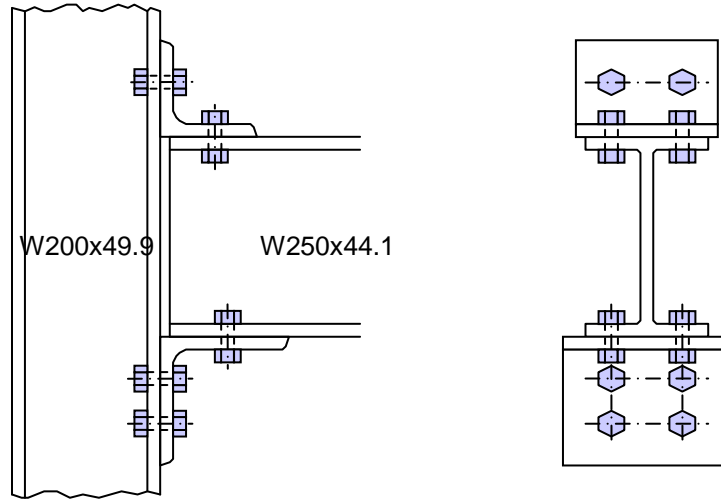
เมื่อ S คือโมดูลัสหน้าตัดของขาเหล็กฉาก (เป็นรูปสี่เหลี่ยมผืนผ้า), L คือความยาวเหล็กฉาก, ระยะเยื้องศูนย์กลาง e จากรูปที่ 12.12 มีค่าเท่ากับ

$$e = b/2 + 2 - t_a - 0.9 \quad (12.23)$$

จากสมการ (12.22) ความหนา t_a ของเหล็กฉากที่ต้องการคือ

$$t_a = \sqrt{\frac{6Re}{L(0.75F_y)}} = \sqrt{\frac{8Re}{LF_y}} \quad (12.24)$$

ตัวอย่างที่ 12-9 จงพิจารณาออกแบบจุดต่อแบบฐานรอง สำหรับแรงปฏิกิริยาที่ปลายคาน 8 ตัน หน้าตัดคาน W250×44.1 ($t_w = 7$ ม.ม., $k = t_f + r = 27$ ม.ม., $b_f = 175$ ม.ม.) ต่อกับปีกเสา W200×49.9 ($t_w = 8$ ม.ม., $b_f = 200$ ม.ม.)



วิธีทำ ให้ความยาวเหล็กฉากฐานรองเท่ากับความกว้างปีกคานคือ $L = 175$ ม.ม.

ความยาวการแบกทาน b หาจากสมการ (12.13),

$$b = \frac{R}{t_w(0.66F_y)} - 2.5k \geq \frac{1}{2} \left(\frac{R}{t_w(0.66F_y)} \right)$$

$$= \frac{8}{0.7(0.66)(2.5)} - 2.5(2.7) = 0.18 \text{ ซม.}$$

แต่ต้องไม่น้อยกว่า $\frac{R}{2t_w(0.66F_y)} = \frac{8}{2(0.7)(0.66)(2.5)} = 3.46$ ซม. ใช้ $b = 3.46$ ซม.

ลองเลือกหน้าตัดฉาก L150×90×15 ม.ม.

ระยะเชิงศูนย์กลาง $e = b/2 + 2 - t_a - 0.9 = 3.46/2 + 2 - 1.5 - 0.9 = 1.33$ ซม.

ความหนาเหล็กฉากที่ต้องการ:

$$t_a = \sqrt{\frac{8 R e}{L F_y}} = \sqrt{\frac{8 (8) (1.33)}{(17.5) (2.5)}} = 1.40 \text{ ซม.} < 1.5 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

ออกแบบสลักเกลียว ลองเลือก A325-N Ø 19 ม.ม.:

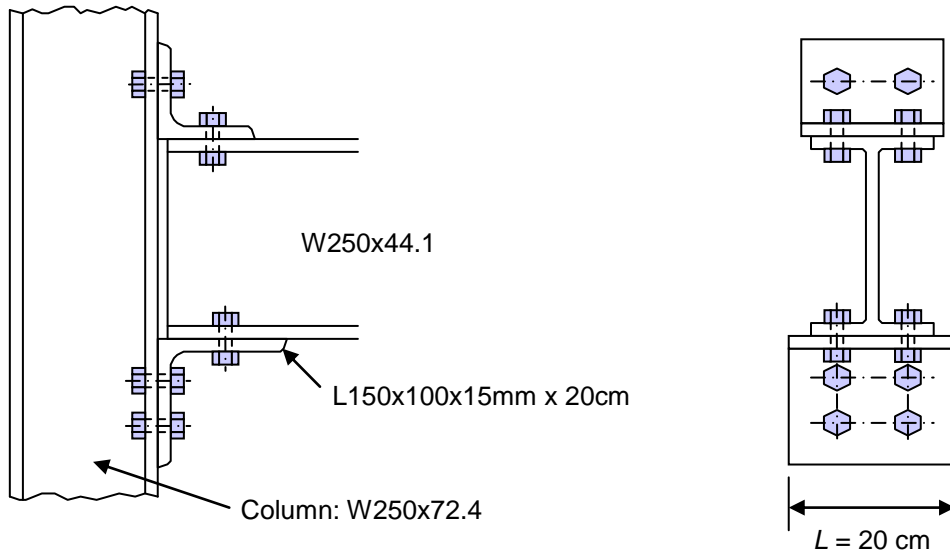
กำลังเฉือน = $(\pi/4) (1.9)^2 (1.48) = 4.20$ ตัน/สลักเกลียว ควบคุม

$$\text{กำลังแบกทาน} = (1.9)(1.5)(1.2)(4.0) = 13.7 \text{ ตัน/สลักเกลียว}$$

$$\text{จำนวนสลักเกลียวที่ใช้} = 8.0/4.2 = 1.91$$

ใช้ A325-N Ø 19 มม. 4 ตัว

ตัวอย่างที่ 12-10 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกที่รับได้ของจุดต่อแบบฐานรองดังแสดงในรูป เหล็กที่ใช้คือ A36 และสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. ในรูเจาะมาตรฐาน



วิธีทำ ความยาวเหล็กฉากฐานรองคานคือ $L = 20$ ซม.

ความยาวการแบกทาน b หาจากสมการ (12.13),

$$\begin{aligned} b &= \frac{R}{t_w(0.66F_y)} - 2.5k \geq \frac{1}{2} \left(\frac{R}{t_w(0.66F_y)} \right) \\ &= \frac{R}{0.7(0.66)(2.5)} - 2.5(2.7) \geq \frac{R}{2(0.7)(0.66)(2.5)} \\ &= \frac{R}{1.16} - 6.75 \geq \frac{R}{2.32} \end{aligned} \quad (a)$$

ระยะเยื้องศูนย์กลาง $e = b/2 + 2 - t_a - 0.9 = b/2 - 0.4$

$$= \frac{R}{2.32} - 2.98 \geq \frac{R}{4.64} - 0.4 \quad (b)$$

จากสมการ (12.14) จัดรูปใหม่เพื่อหาค่า e :

$$e = \frac{0.75F_y}{R} \left(\frac{L t_a^2}{6} \right) = \frac{0.75(2.5)}{R} \left(\frac{20(1.5)^2}{6} \right)$$

$$e = \frac{14.06}{R} \quad (c)$$

กำหนดให้สมการ (b) และ (c) เท่ากัน จะได้สองสมการกำลังสองเพื่อพิจารณาค่า R คือ

$$\frac{R}{2.32} - 2.98 = \frac{14.6}{R} \quad \rightarrow \quad R^2 - 6.91R - 33.87 = 0 \quad R = 10.2 \text{ ตัน}$$

$$\frac{R}{4.64} - 0.4 = \frac{14.6}{R} \quad \rightarrow \quad R^2 - 18.56R - 67.74 = 0 \quad R = 9.47 \text{ ตัน}$$

เลือกค่าน้อยกว่า ดังนั้นเลือก $R = 9$ ตัน ต่อจากนั้นจะตรวจสอบค่า b ว่าอยู่ในช่วงที่ยอมรับได้หรือไม่

$$\begin{aligned} \text{จากสมการ (a)} \quad b &= \frac{R}{1.16} - 6.75 \geq \frac{R}{2.32} \\ &= \left[\frac{9}{1.16} - 6.75 = 1.01 \right] < \left[\frac{9}{2.32} = 3.88 \right] \quad \text{ใช้ } b = 3.88 \text{ ซม.} \end{aligned}$$

$$\text{ระยะเยื้องศูนย์} \quad e = 3.88/2 - 0.4 = 1.54 \text{ ซม.}$$

ความหนาเหล็กฉากที่ต้องการ:

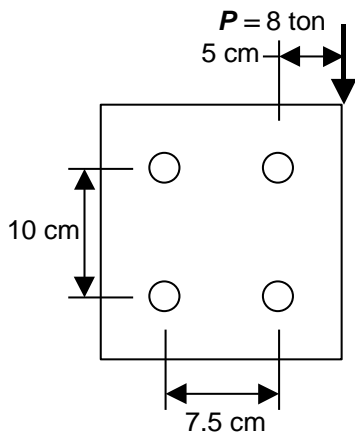
$$t_a = \sqrt{\frac{8 R e}{L F_y}} = \sqrt{\frac{8 (9) (1.54)}{(20) (2.5)}} = 1.49 \text{ ซม.} < 1.5 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

ปัญหาท้ายบทที่ 12

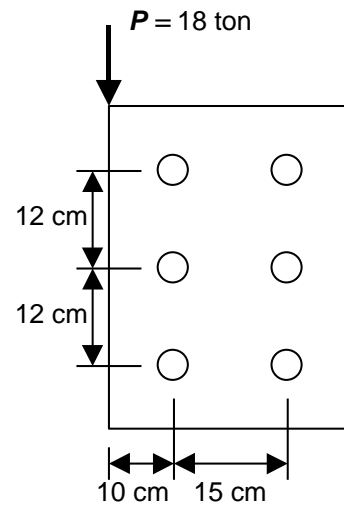
สำหรับปัญหาต่อไปนี้ถ้าไม่มีการกำหนดให้ใช้ข้อมูลดังต่อไปนี้; (ก) เหล็ก A36 (ข) ระบุจะมาตรฐาน (ค) ระยะขอบและระยะห่างมากพอที่จะใช้ $F_p = 1.2F_u$ และ (ง) เกลียวอยู่นอกกระนาบเลื่อน

12-1 ถึง 12-7 จงพิจารณาแรงลัพธ์บนสลักเกลียวที่มีหน่วยแรงมากที่สุดของจุดต่อเยื้องศูนย์กลางในรูปแบบ ใช้วิธีอีลาสติก

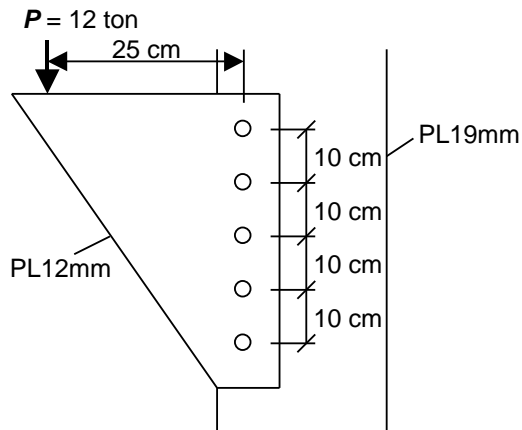
12-1



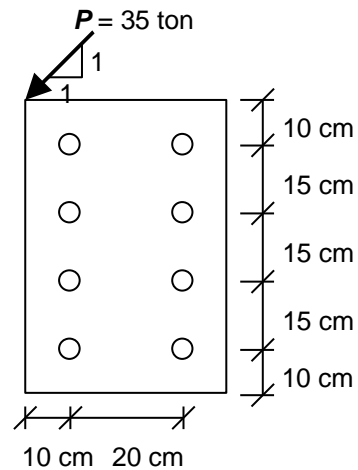
12-2



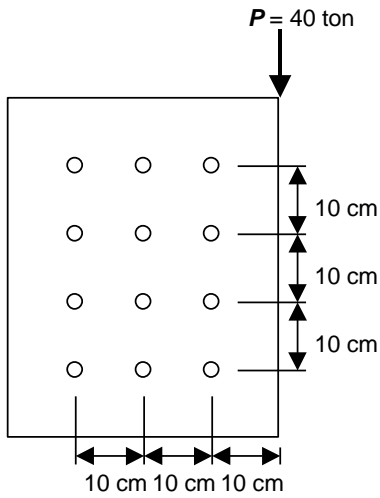
12-3



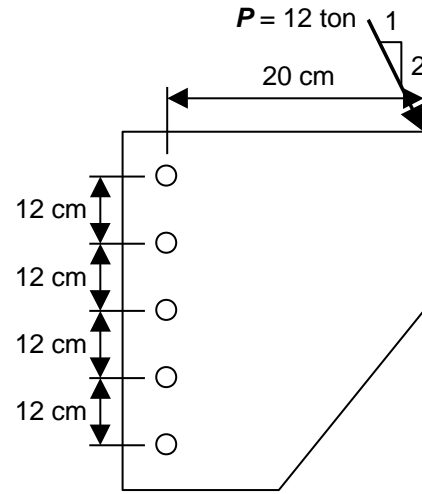
12-4



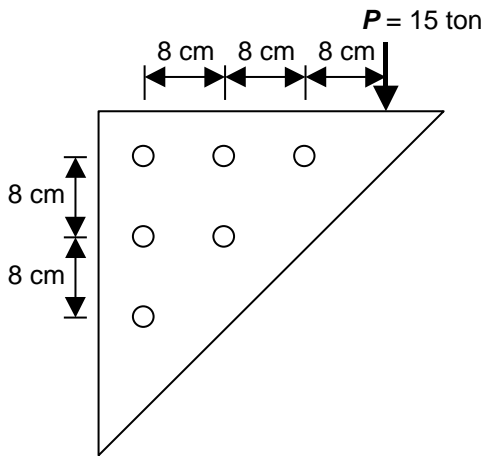
12-5



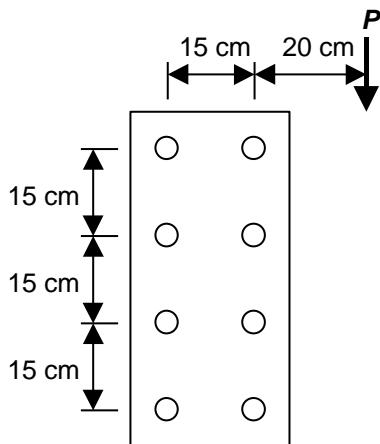
12-6



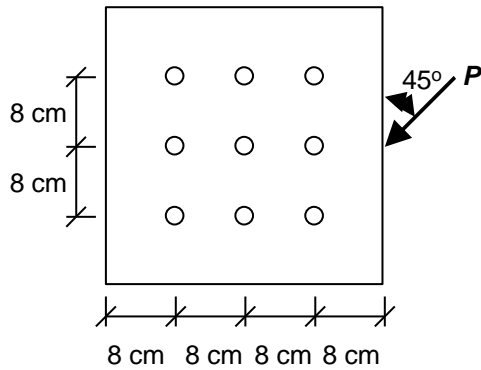
12-7



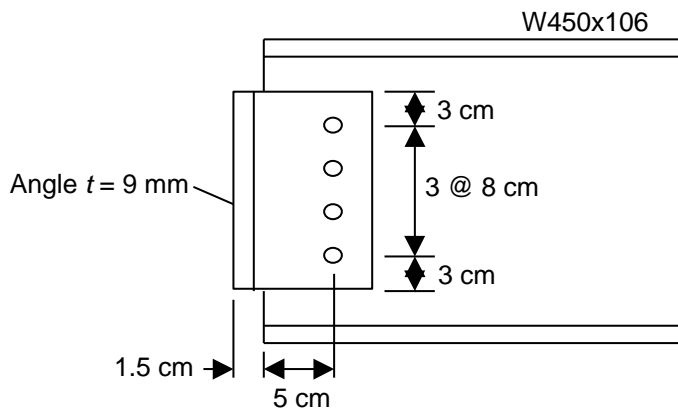
12-8 โดยใช้วิธีอีลาสติก จงพิจารณากำลังที่ข้อมให้ของจุดต่อแบบมีแรงแบกทานดังในรูป สลักเกลียว A325 มีขนาด 22 ม.ม. รับแรงเฉือนเดียวและกดบนแผ่นเหล็กหนา 12 ม.ม.



12-9 โดยใช้วิธีอีลาสติค จงพิจารณากำลังที่ยอมให้ของจุดต่อแบบมีแรงเสียดทานดังในรูป สลักเกลียว A325 มีขนาด 19 มม. รับแรงเฉือนคู่



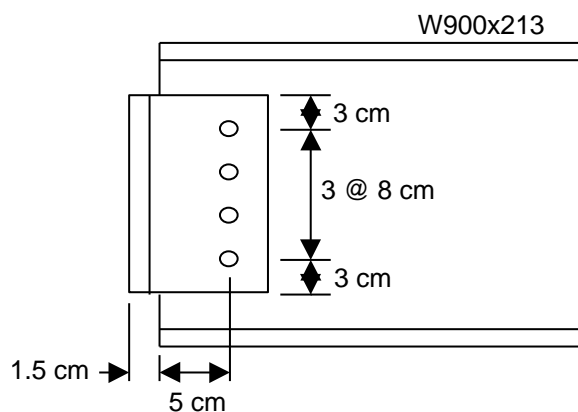
12-10 จงพิจารณาแรงปฏิกิริยาที่ปลายมากที่สุดที่สามารถถ่ายผ่านจุดต่อเหล็กจากที่เอวได้ดังในรูป เหล็กที่ใช้เป็นเหล็ก A36 และใช้สลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม. ในรูเจาะมาตรฐาน



12-11 ทำซ้ำปัญหา 12-10 โดยใช้สลักเกลียว A325-N ขนาด 22 มม.

12-12 ทำซ้ำปัญหา 12-10 โดยใช้สลักเกลียว A325-X ขนาด 25 มม.

12-13 จงเลือกหน้าตัดฉากคู่สำหรับเอวของหน้าตัด W900x213 ซึ่งมีแรงปฏิกิริยา 100 ตัน สลักเกลียวที่ใช้คือ A325-N ขนาด 22 มม. ในรูเจาะมาตรฐานจัดวางดังในรูป ใช้เหล็ก A36



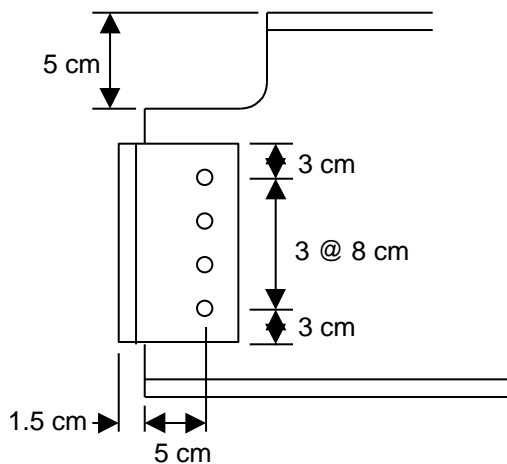
12-14 ทำซ้ำปัญหา 12-13 โดยใช้สลักเกลียว A325-N ขนาด 25 มม.

12-15 ทำซ้ำปัญหา 12-13 โดยใช้สลักเกลียว A325-SC ขนาด 19 มม.

12-16 จงออกแบบจุดต่อคานแบบโครงสำหรับ W700×185 เพื่อรองรับแรงปฏิกิริยาที่ปลาย 70 ตัน ใช้สลักเกลียว A325-X ขนาด 25 มม. และเหล็ก A36 ระยะขอบและระยะระหว่างสลักเกลียวเหมือนกับข้อ 12-13

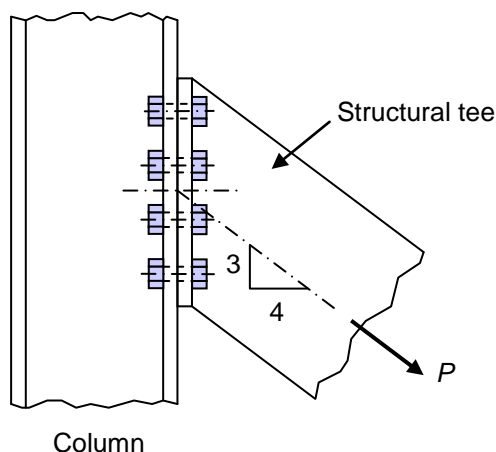
12-17 ทำซ้ำข้อ 12-16 โดยใช้สลักเกลียว A325-N ขนาด 25 มม. ในรูเจาะวางสั้น 27×33 มม. ที่มีแกนยาวตั้งฉากกับแนวแรง ความหนาเหล็กฉากคือ 15 มม.

12-18 จงออกแบบจุดต่อคานแบบโครงสำหรับ W450×106 เพื่อรองรับแรงปฏิกิริยา 35 ตัน ปีกบนของคานถูกเลื่อนออกอีก 5 ซม. ใช้สลักเกลียว A325-X ขนาด 22 มม. ในรูเจาะมาตรฐานดังในรูป



12-19 ทำซ้ำปัญหา 12-8 เมื่อแรงปฏิกิริยาเท่ากับ 80 ตัน และใช้เหล็ก A572

12-20 จงพิจารณากำลังรับแรงของจุดต่อดังในรูป ใช้เหล็ก A36 สลักเกลียว A325-SC ขนาด 22 มม. ในรูเจาะมาตรฐาน



13

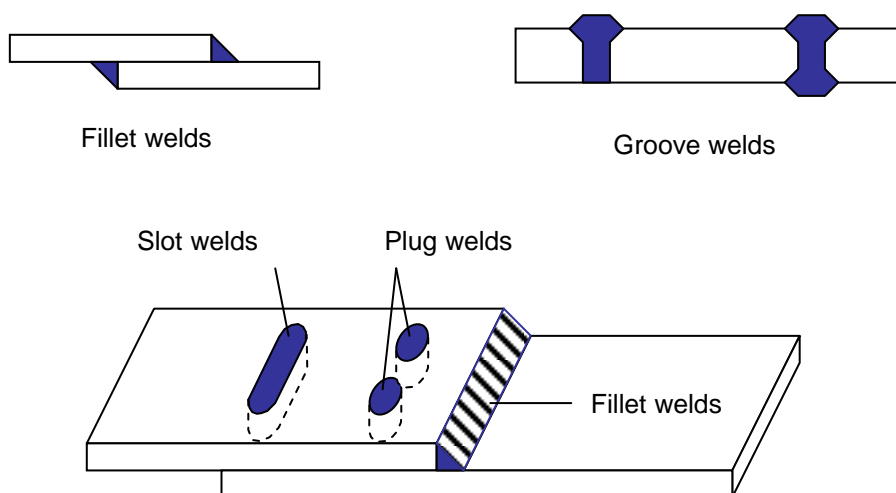
การต่อองค์อาคารโดยการเชื่อม

13.1 บทนำ

การเชื่อมคือกระบวนการต่อโลหะเข้าด้วยกัน โดยการเพิ่มอุณหภูมิที่ผิวจนกลายเป็นสถานะพลาสติกหรือของเหลว ทำให้โลหะที่รอยต่อไหลมารวมกันเป็นเนื้อเดียว แม้ว่าการเชื่อมจะเป็นที่นิยมในงานโครงสร้างเนื่องจากความสะดวกรวดเร็วและหลากหลายกว่าการเชื่อมต่อโดยใช้สลักเกลียว แต่วิศวกรหลายคนคิดว่าการเชื่อมมีข้อเสียเปรียบสองข้อที่สำคัญคือ (1) การเชื่อมจะลดกำลังต้านทานการล้าเมื่อเปรียบเทียบกับการใช้หมุดย้ำหรือสลักเกลียว และ (2) ไม่สามารถควบคุมคุณภาพของการเชื่อมโดยปราศจากการตรวจสอบอย่างเข้มงวดได้

13.2 รูปแบบของการเชื่อมและจุดต่อ

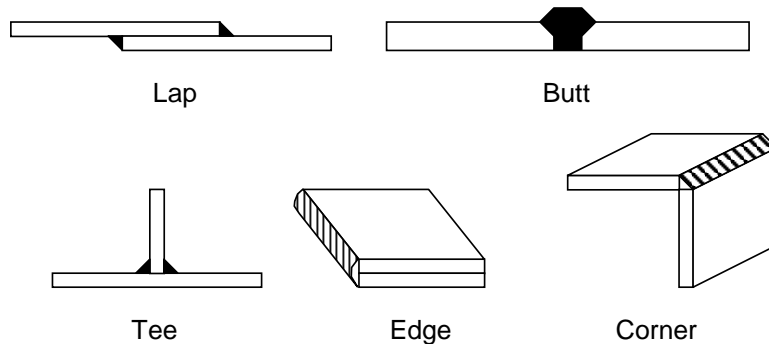
การเชื่อมที่ใช้เป็นหลักในงานโครงสร้างมีสองประเภทคือ การเชื่อมแบบฟิลเลต (*Fillet welds*) และ การเชื่อมแบบร่อง (*Groove welds*) นอกนั้นจะมี แบบอุดรูกลม (*Plug*) และ แบบอุดรูยาว (*Slot*) ซึ่งจะใช้ในกรณีที่มีการเชื่อมแบบฟิลเลตรับแรงได้ไม่เพียงพอ รูปที่ 13.1 แสดงลักษณะรอยเชื่อมทั้งสี่แบบ



รูปที่ 13.1 ชนิดของการเชื่อม

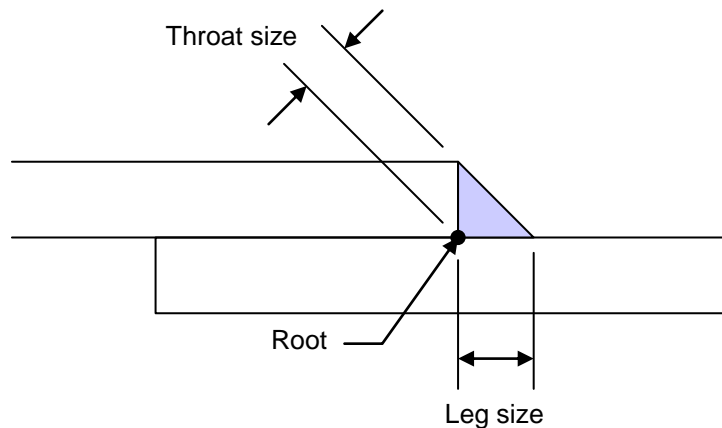
การเชื่อมแบบฟิลเลตจะมีการใช้งานมากที่สุด เนื่องจากไม่ต้องจัดระยะรอยต่ออย่างระเอียดแม่นยำเหมือนการเชื่อมแบบอื่นทำให้มีราคาถูกกว่า และยังมีคามยืดหยุ่นในการใช้งานมากกว่าอีกด้วย

ในจุดต่อเชื่อมนั้นองค์อาคารที่มาต่อกันมีได้หลายรูปแบบ จุดต่อเหล่านี้จึงอาจถูกจัดประเภทออกเป็น จุดต่อทาบ (Lap), จุดต่อชน (Butt), จุดต่อที (Tee), จุดต่อขอบ (Edge) และจุดต่อมุม (Corner) ดังในรูปที่ 13.2



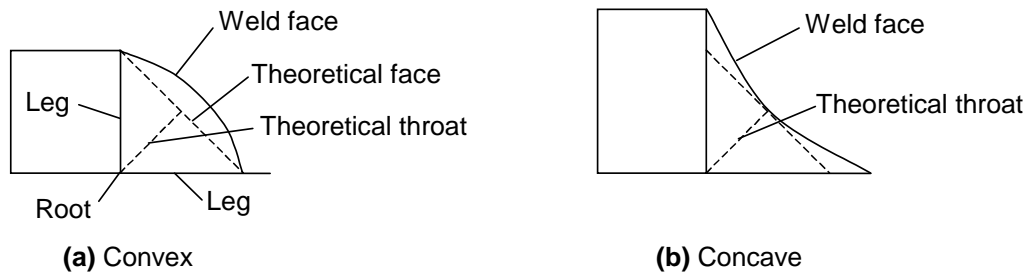
รูปที่ 13.2 ชนิดของจุดต่อ

รอยเชื่อมแบบฟิลเลตจะมีหน้าตัดเป็นรูปสามเหลี่ยมต่อเชื่อมผิวขององค์อาคารที่มาต่อกันเป็นมุมฉากในจุดต่อทาบ ตัวที และมุม รูปที่ 13.3 แสดงรูปแบบของรอยเชื่อมฟิลเลตในจุดต่อทั่วไป ขนาดของรอยเชื่อมที่ระบุจะหมายถึง ขนาดขารอยเชื่อม (Leg size)



รูปที่ 13.3 รอยเชื่อมแบบฟิลเลต

เนื่องจากผิวของรอยเชื่อมในความเป็นจริงจะนูนออกหรือเว้าเข้าไม่เป็นระนาบเรียบเนื่องจากการหดตัวของโลหะที่เป็นวัสดุเชื่อมดังแสดงในรูปที่ 13.4 โดยรูปแบบที่ควรจะเป็นคือควรจะนูนออก ระยะจากผิวรอยเชื่อมถึงมุมซึ่งเป็นส่วนที่แคบที่สุดเรียกว่า ขนาดคอรอยเชื่อม (Throat size) เป็นแนวที่จะเกิดการวิบัติทำมุมประมาณ 45° ดังนั้นในการคำนวณกำลังของรอยเชื่อม จะใช้ขนาดของคอ 0.707 เท่าของขนาดขารอยเชื่อมคูณกับความยาวรอยเชื่อม



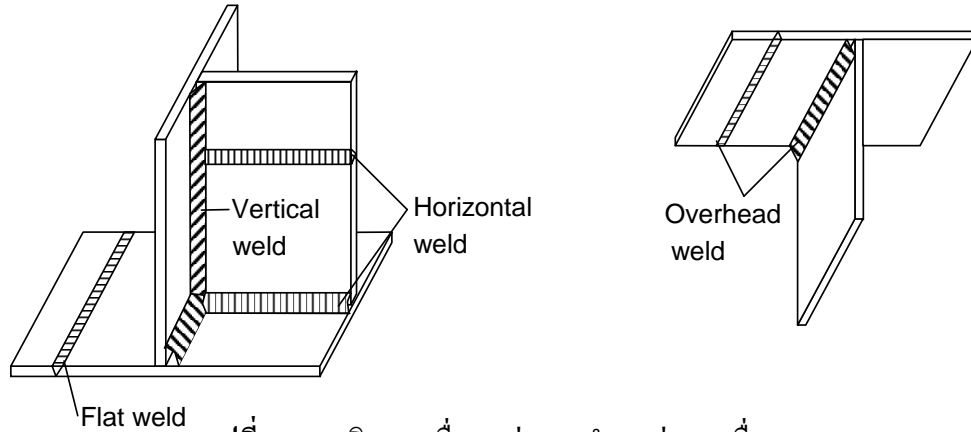
รูปที่ 13.4 รอยเชื่อมแบบฟิลเลต

การเชื่อมแบบร่องเกิดขึ้นระหว่างปลายทั้งสองขององค์อาคารที่มาต่อกัน โดยอาจทำได้หลายรูปแบบคือ แบบสี่เหลี่ยม แบบเอียง (Bevel) แบบตัววี แบบตัวเจ และแบบตัวยู ถ้าองค์อาคารมีความหนา ก็จะทำให้ทั้งสองด้านเป็น แบบสี่เหลี่ยมคู่ แบบเอียงคู่ แบบตัววีคู่ แบบตัวเจคู่ และแบบตัวยูคู่ ดังแสดงในตารางที่ 13.1

ตารางที่ 13.1 รูปแบบต่างๆของการเชื่อมแบบร่อง

	แบบเดี่ยว	แบบคู่
ร่องสี่เหลี่ยม		
ร่องเอียง		
ร่องตัววี		
ร่องตัวเจ		
ร่องตัวยู		

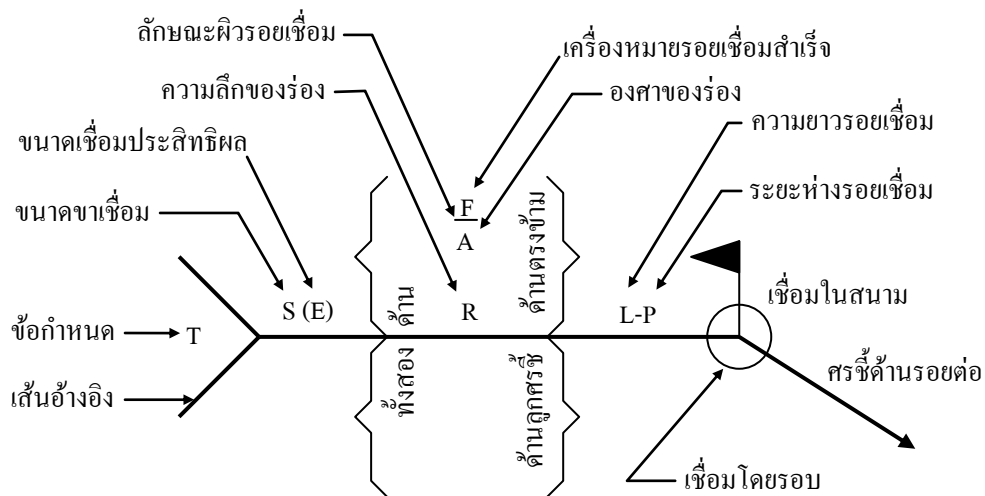
รอยเชื่อมยังถูกแบ่งเป็น รอยเชื่อมในแนวราบ (Flat) แนวระดับ (Horizontal) แนวตั้ง (Vertical) และแบบเหนือศีรษะ (Overhead) ดังแสดงในรูปที่ 13.5 แบบแนวราบจะประหยัดที่สุดและแบบเหนือศีรษะจะแพงที่สุด ช่างเชื่อมทั่วไปจะทำการเชื่อมแบบราบได้ดีแต่ต้องใช้ช่างเชื่อมที่เก่งมากๆ เพื่อให้ได้รอยเชื่อมเหนือศีรษะที่ดี



รูปที่ 13.5 ชนิดรอยเชื่อมแบ่งตามตำแหน่งการเชื่อม

13.3 สัญลักษณ์ของการเชื่อม

สัญลักษณ์ของการเชื่อมตามข้อกำหนดมาตรฐานของ AWS ซึ่งด้วยระบบตัวย่อนี้ข้อมูลจำนวนมากสามารถที่จะถูกแสดงภายในเนื้อที่จำกัดบนแบบแปลนทำให้ไม่จำเป็นต้องวาดภาพรอยต่อและคำอธิบายยาวๆ ดังนั้นทั้งผู้ออกแบบและผู้ที่ทำการก่อสร้างจึงต้องมีความเข้าใจสัญลักษณ์การเชื่อมเป็นอย่างดีเพื่อความเข้าใจที่ถูกต้องตรงกัน สัญลักษณ์การเชื่อมจะมีลักษณะเป็นลูกศรชี้ไปที่รอยเชื่อมในแบบแปลน และมีข้อมูลรายละเอียดของการเชื่อมทั้งรูปแบบ ขนาด ความยาว ตลอดจนชนิดลวดเชื่อมดังแสดงในรูปที่ 13.6

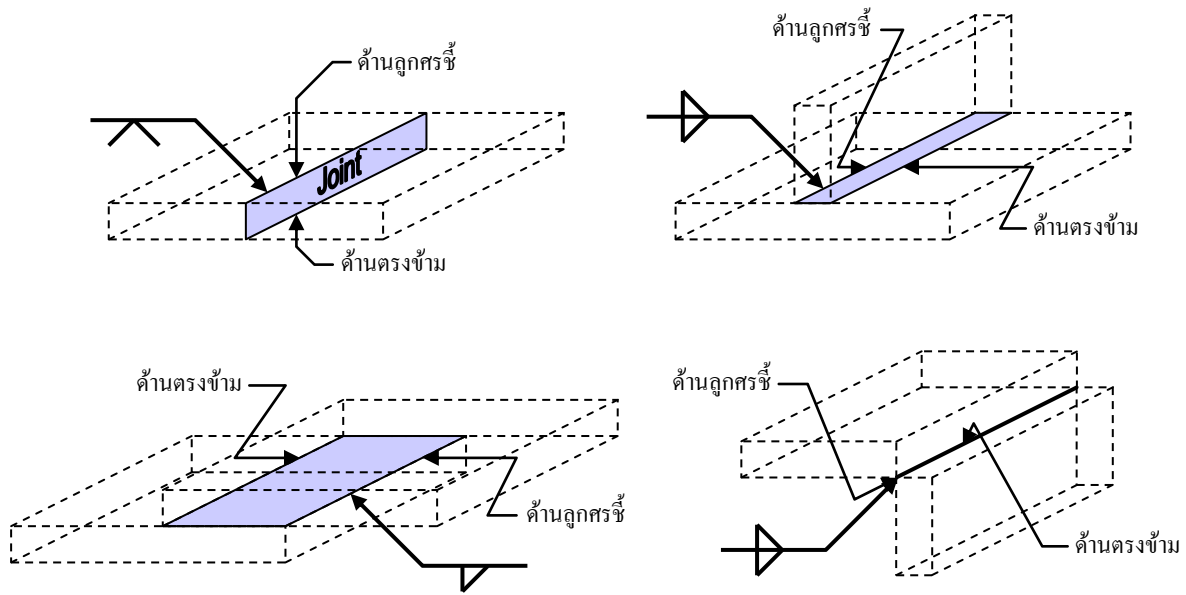


รูปที่ 13.6 สัญลักษณ์มาตรฐานของรอยเชื่อม

จากรูปที่ 13.6 จะเห็นว่าสัญลักษณ์ค่อนข้างซับซ้อนมีหลายส่วนประกอบ แต่ในการใช้งานจริงอาจไม่จำเป็นต้องระบุทุกส่วนก็ได้ ดังจะได้อธิบายแต่ละส่วนดังนี้

ด้านลูกศรชี้ และ **ด้านตรงข้าม** เนื่องจากแบบแปลนหรือแบบรายละเอียดจะเป็นรูปสองมิติ แต่รูปชิ้นงานที่จะทำการเชื่อมต่อจริงเป็นรูปสามมิติ ดังนั้นในบางกรณีอาจไม่สามารถเขียนหัวลูกศรชี้ไปยังจุดที่ต้องการให้เชื่อมได้เนื่องจากอยู่ด้านหลังหรือด้านตรงข้าม ดังนั้นจึงกำหนดว่าถ้าเขียนข้อมูลการเชื่อมได้เส้นหมายถึง

ด้านที่ลูกศรชี้และด้านบนสำหรับด้านตรงข้าม รูปที่ 13.5 แสดงตัวอย่างของด้านลูกศรชี้และด้านตรงข้ามแบบต่างๆ



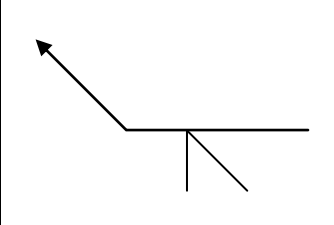
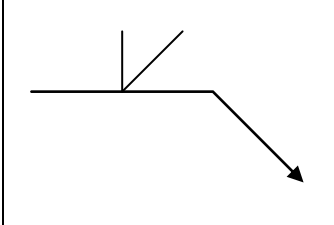
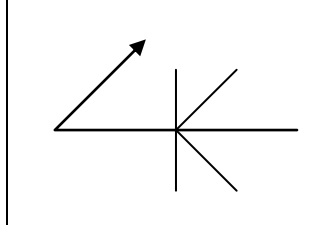
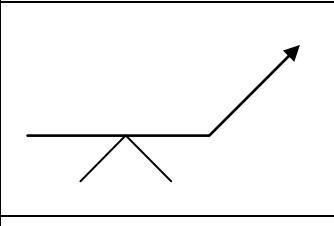
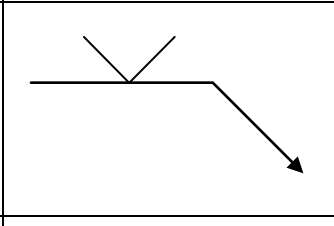
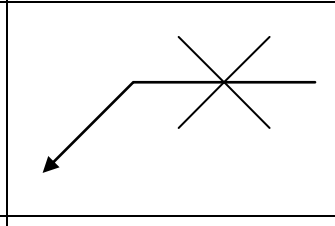
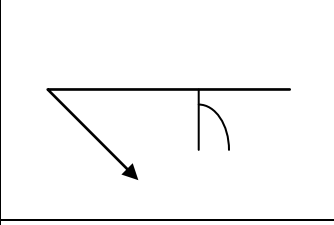
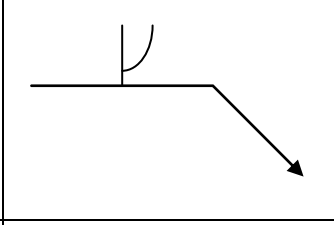
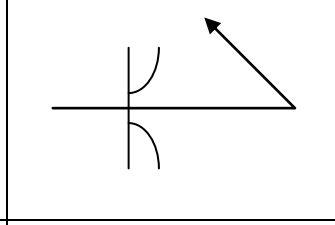
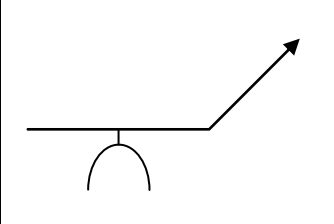
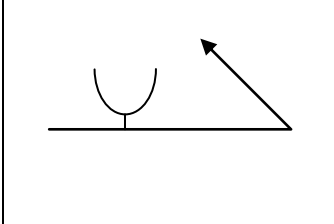
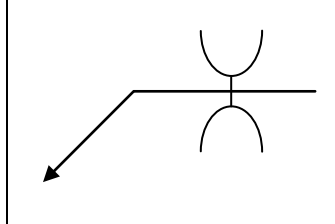
รูปที่ 13.5 ด้านลูกศรชี้และด้านตรงข้ามสัญลักษณ์การเชื่อม

สัญลักษณ์การเชื่อมพื้นฐาน เป็นรูปสัญลักษณ์แสดงรูปแบบการเชื่อมซึ่งจะเขียนอยู่ที่ส่วนกลางของเส้นราบเพื่อระบุชนิดของรอยเชื่อมได้แก่ แบบฟิลเลต และแบบร่องซึ่งจะมีหลายประเภท ดังแสดงในตารางที่ 13.2 ถ้ารอยเชื่อมอยู่ด้านลูกศรชี้ สัญลักษณ์จะอยู่ใต้เส้นราบ และอยู่บนเส้นราบสำหรับด้านตรงข้าม หรือถ้าต้องการทั้งสองด้านก็จะเขียนทั้งบนและล่าง

ตารางที่ 13.2 สัญลักษณ์รอยเชื่อมพื้นฐาน

ตำแหน่งรอยเชื่อม	ด้านลูกศรชี้	ด้านตรงข้าม	ทั้งสองด้าน
ฟิลเลต			
อุดรูกลม หรือ อุดรูยาว			ไม่ใช่
ร่องสี่เหลี่ยม			

ตารางที่ 13.2(ต่อ) สัญลักษณ์รอยเชื่อมพื้นฐาน

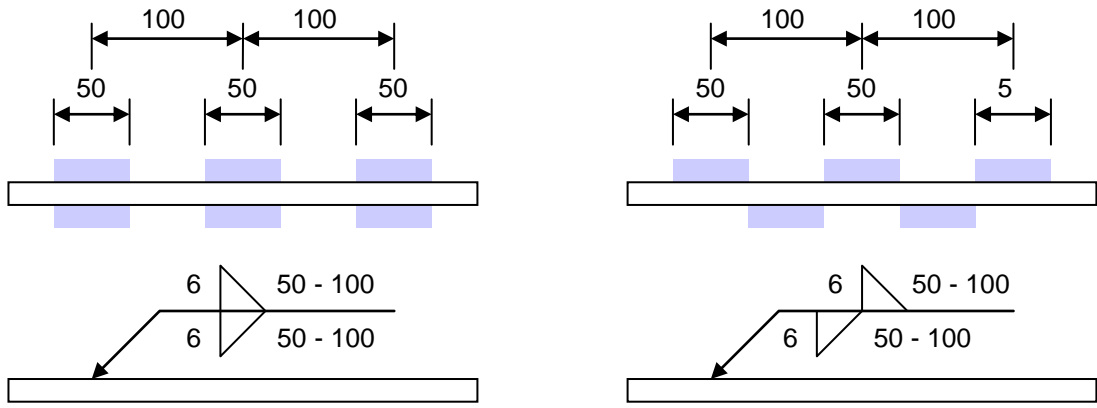
ตำแหน่ง รอยเชื่อม	ด้านลูกศรชี้	ด้านตรงข้าม	ทั้งสองด้าน
ร่องเอียง			
ร่องตัววี			
ร่องตัวเจ			
ร่องตัวยู			

เชื่อมโดยรอบ และ **เชื่อมในสนาม** ระบุอยู่ที่มุมหักหรือจุดต่อของเส้นลูกศรและเส้นราบ รอยเชื่อมโดยรอบนั้นจะเขียนเป็นวงกลมรอบแต่รอยเชื่อมจริงอาจไม่เป็นวงกลมก็ได้ สำหรับการเชื่อมในสนามหรือในสถานที่ก่อสร้างจะเขียนเป็นรูปทรงดังแสดงในรูปที่ 13.6

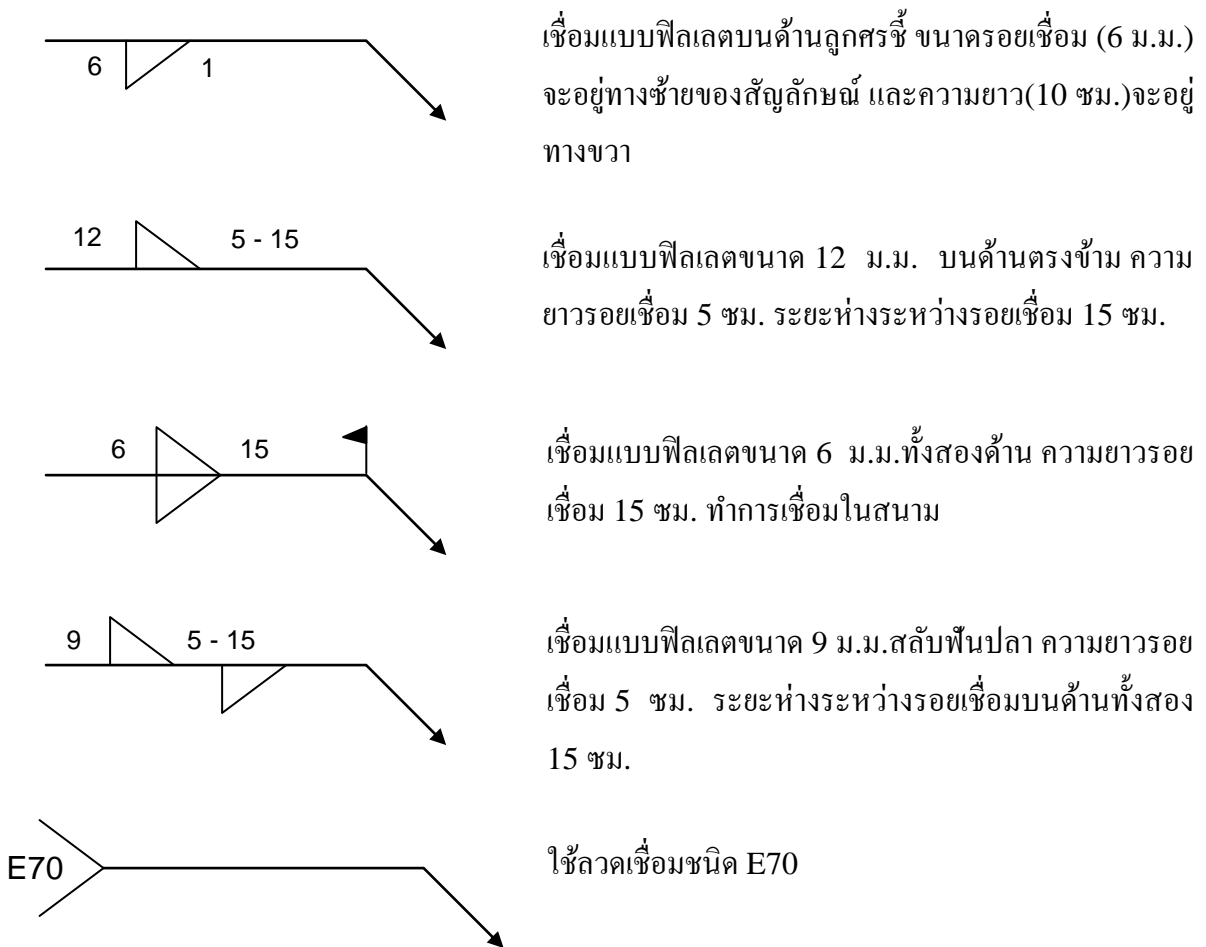


รูปที่ 13.6 สัญลักษณ์การเชื่อมโดยรอบและในสนาม

ขนาด ความยาวและระยะห่างรอยเชื่อม ขนาดของรอยเชื่อมจะระบุอยู่ทางด้านซ้ายของสัญลักษณ์มีหน่วยเป็นมิลลิเมตร ส่วนความยาวและระยะห่างรอยเชื่อมจะอยู่ทางด้านขวา ถูกคั่นกลางด้วยขีด ถ้ามีตัวเลขเดียวจะหมายถึงความยาวรวมเชื่อม ระยะห่างรอยเชื่อมจะใช้ในกรณีที่รอยเชื่อมเป็นแบบไม่ต่อเนื่องดังแสดงในรูปที่ 13.7



รูปที่ 13.7 ขนาด ความยาว และระยะห่างรอยเชื่อม



รูปที่ 13.8 ตัวอย่างของสัญลักษณ์รอยเชื่อม

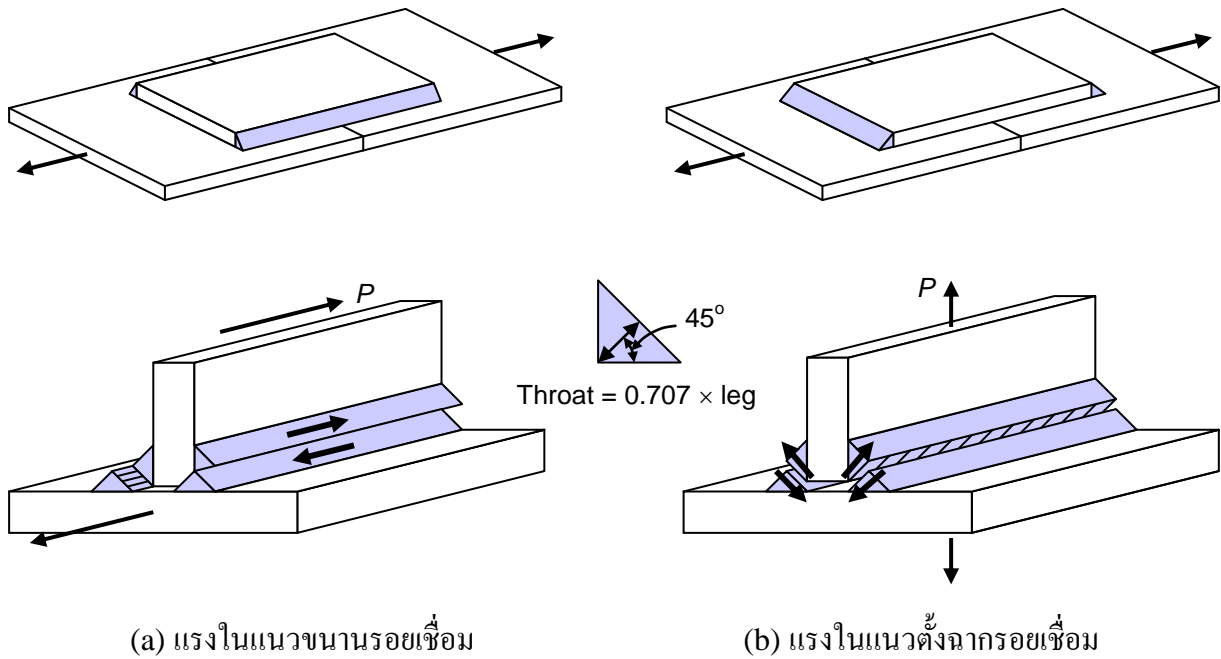
13.4 กำลังของรอยเชื่อมฟิลเลต

รอยเชื่อมฟิลเลตเป็นรอยเชื่อมที่ผิวซึ่งขนาดและความยาวไม่ถูกกำหนดโดยหน้าตัดเหล็กที่ถูกเชื่อม ดังนั้นผู้ออกแบบจะเป็นผู้กำหนดเองเพื่อให้มีกำลังเหมาะสมในการรับแรง จากการทดสอบพบว่ารอยเชื่อมฟิลเลตจะมีความแข็งแรงในการรับแรงดึงและแรงอัดมากกว่าแรงเฉือน ดังนั้นจึงใช้กำลังเฉือนบนพื้นที่จอรอยเชื่อม

ประสิทธิภาพดังในรูปที่ 13.9 ในรอยเชื่อมฟิลเลตขาเท่ากันมีหน้าตัดเป็นรูปสามเหลี่ยมมุมฉากมีด้านเอียงทำมุม 45° ระยะคอปประสิทธิภาพคือ

$$\sin 45^\circ \times \text{ขนาดขารอยเชื่อม} = 0.707 \times \text{ขนาดขารอยเชื่อม}$$

กำลังของรอยเชื่อมฟิลเลตจะขึ้นกับทิศทางการรับแรง จากรูป 13.9 จะมีสองทิศทางคือทิศทางขนานและทิศทางตั้งฉากกับแนวรอยเชื่อม เมื่อแรงอยู่ในทิศทางขนานรอยเชื่อม กำลังของรอยเชื่อมคำนวณได้โดยใช้พื้นที่คอปประสิทธิภาพคูณกับหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ ส่วนในทิศทางตั้งฉากนั้น จากการทดสอบพบว่ามีกำลังมากกว่าทิศทางขนานประมาณหนึ่งในสาม แต่ AISC ก็ไม่ได้ยอมให้ใช้กำลังในส่วนที่มากกว่านี้



รูปที่ 13.9 รอยเชื่อมฟิลเลตรับแรงในทิศทางขนานและตั้งฉากกับรอยเชื่อม

สำหรับการเชื่อมแบบฟิลเลต หน่วยแรงที่เฉือนที่ยอมให้บนพื้นที่ประสิทธิภาพจะเท่ากับ

$$F_v = 0.30 F_u \tag{13.1}$$

เมื่อ F_u คือกำลังดึงของรอยเชื่อม ดังนั้นกำลังของรอยเชื่อมฟิลเลตต่อความยาวจะมีค่าเท่ากับ

$$P = F_v (0.707) (\text{ขนาดขารอยเชื่อม})$$

ชนิดของลวดเชื่อมสำหรับการเชื่อมด้วยประกายไฟฟ้า (Arc welding) จะถูกเรียกเป็น E60XX E70XX และอื่นๆ ตัวอักษร E ย่อมาจาก Electrode หรือลวดเชื่อม ในขณะที่ตัวเลขสองตัวแรก (ซึ่งอาจเป็น 60 70 80 90 100 หรือ 110) จะแสดงกำลังประลัยของลวดเชื่อมในหน่วย ksi (kip/in.²) ตัวเลขสองตัวที่เหลือจะแสดงชนิดของการเคลือบผิวที่ใช้ในลวดเชื่อมบางชนิด

เนื่องจากกำลังเป็นสิ่งสำคัญสำหรับผู้ออกแบบ ตัวเลขสองตัวสุดท้ายจึงมักจะถูกละไว้เป็น XX ดังนั้นจึงอาจเรียก E70XX หรือเพียง E70 ใดๆก็ได้ซึ่งจะหมายถึงลวดเชื่อมที่มีกำลังประลัย 70 ksi หรือ 4,900 ก.ก./ตร.ซม. ในเมืองไทยมีเพียงลวดเชื่อมสองเกรดที่ใช้กันทั่วไปคือ E60 และ E70

ตารางที่ 13.3 กำลังรอยเชื่อม (ก.ก./ซม.)

ขนาดรอยเชื่อม (ม.ม.)	E60	E70
3	267	310
5	445	520
6	530	620
8	710	830
10	890	1040
12	1070	1250
16	1425	1660

นอกจากกำลังรอยเชื่อมที่กำหนดไว้ในตารางที่ 13.3 ยังมีข้อกำหนดเพิ่มเติมสำหรับรอยเชื่อมดังนี้

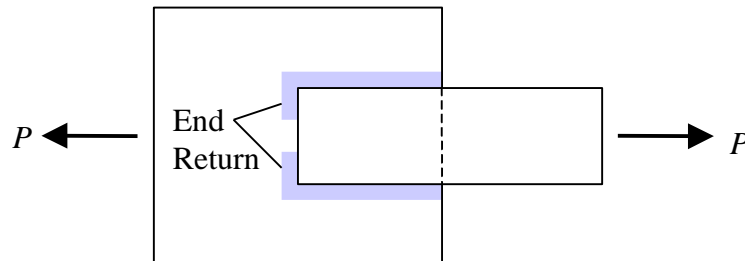
1. ความยาวน้อยสุดของรอยเชื่อมแบบฟิลเลต จะต้องไม่น้อยกว่าสี่เท่าของขนาดขาของรอยเชื่อม
2. ขนาดใหญ่สุดของรอยเชื่อม สำหรับแผ่นเหล็กที่หนาไม่เกิน 6 ม.ม. รอยเชื่อมจะเท่ากับความหนาแผ่นเหล็ก สำหรับแผ่นเหล็กที่หนากว่า ขนาดของรอยเชื่อมจะเท่ากับความหนาของแผ่นเหล็กลบ 2 ม.ม.
3. ขนาดเล็กสุดของรอยเชื่อม ถูกแสดงไว้ในตารางที่ 13.4 ซึ่งจะมีตั้งแต่ขนาด 3 ม.ม. สำหรับเหล็กหนา 6 ม.ม. หรือน้อยกว่าจนถึงขนาด 8 ม.ม. สำหรับแผ่นเหล็กที่หนากว่า 19 ม.ม.

ตารางที่ 13.4 ขนาดใหญ่สุดและเล็กสุดของรอยต่อเชื่อม

ความหนาแผ่นเหล็ก (ม.ม.)	ขนาดรอยเชื่อมเล็กสุด (ม.ม.)	ขนาดรอยเชื่อมใหญ่สุด (ม.ม.)
$t \leq 6$	3	t
$6 < t \leq 12$	5	$t - 2$
$12 < t \leq 19$	6	$t - 2$
$t \geq 19$	8	$t - 2$

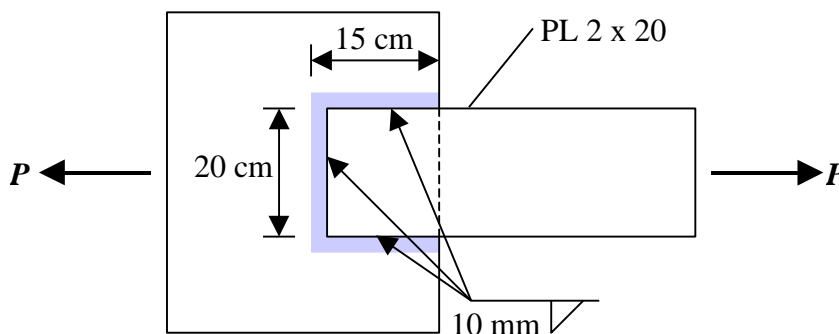
4. การเชื่อมแบบฟิลเลตควรมีการอ้อมปลาย(End return) ดังแสดงในรูปที่ 13.10 ความยาวของการอ้อมปลายไม่ควรน้อยกว่าสองเท่าของขนาดรอยเชื่อม เพื่อช่วยลดหน่วยแรงเกินปกติ (Stress concentration) ที่จะเกิดขึ้นที่ปลายรอยเชื่อม

5. เมื่อใช้การเชื่อมแบบฟิลเลตตามยาว สำหรับการต่อแผ่นเหล็ก หรือเหล็กเส้น ความยาวจะต้องไม่น้อยกว่าระยะตั้งฉากระหว่างแนวเชื่อม สำหรับการต่อปลายนั้น ถ้าไม่มีการออกแบบเพื่อสำหรับโมเมนต์คัตในแนวขวาง ระยะระหว่างแนวของการเชื่อมแบบฟิลเลตจะห่างได้ไม่เกิน 20 ซม.
6. ระยะทางน้อยที่สุด ต้องไม่เกิน 5 เท่าของความหนาของส่วนที่บางกว่าซึ่งจะนำมาต่อกันและจะต้องไม่น้อยกว่า 25 มม.



รูปที่ 13.10 รอยเชื่อมฟิลเลตแบบมีการอ้อมปลาย

ตัวอย่างที่ 13-1 จงพิจารณาแรงดึง P ที่จุดต่อดังในรูปสามารถรองรับได้ ใช้เหล็ก A36 ลวดเชื่อมเป็นแบบ E70 และรอยเชื่อมแบบฟิลเลตมีขนาด 10 มม.



วิธีทำ

กำลังของรอยเชื่อมแบบฟิลเลตขนาด 10 มม. = 1,040 กก./ซม.

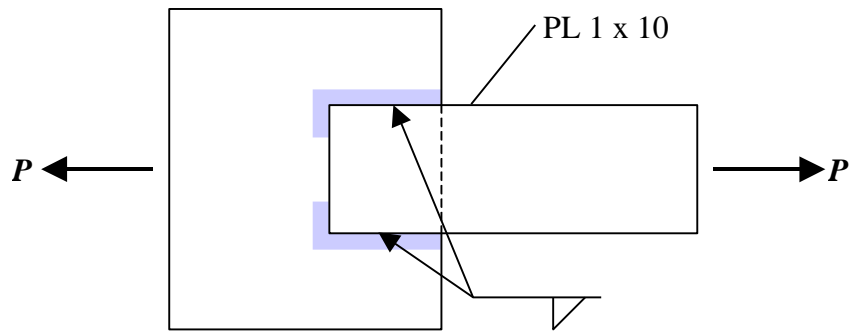
แรงดึงที่ยอมให้ของรอยเชื่อม = $(15+20+15)(1,040)/1,000 = 52$ ตัน (ควมคุม)

แรงดึงที่ยอมให้ของแผ่นเหล็ก = $(2 \times 20) (0.60 \times 2.5) = 60$ ตัน

$$\underline{P = 52 \text{ ตัน}}$$

■

ตัวอย่างที่ 13-2 โดยใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70 ออกแบบรอยเชื่อมแบบฟิลเลตเพื่อต้านทานน้ำหนักบรรทุกเต็มที่บนแผ่นเหล็ก 1×10 ซม. ดังแสดงในรูป



วิธีทำ $P = (1.0)(10)(0.6)(2.5) = 15$ ตัน

ขนาดรอยเชื่อมใหญ่สุด = $10 - 2 = 8$ มม.

ขนาดรอยเชื่อมเล็กสุด = 5 มม.

ใช้รอยเชื่อมขนาด 8 มม.

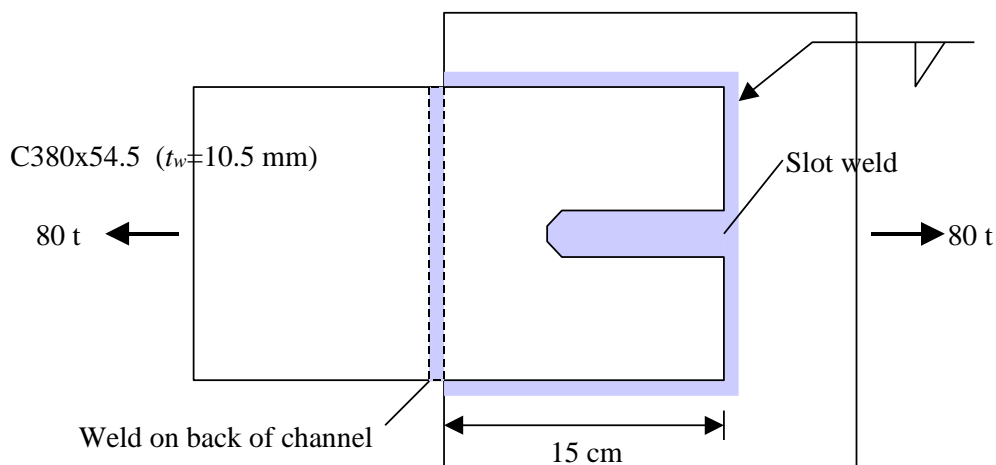
กำลังที่ยอมให้ของรอยเชื่อม = 830 กก./ชม.

ความยาวรอยเชื่อมที่ต้องการ = $15(1,000)/830 = 18$ ชม.

ใช้การเชื่อมอ้อมปลายไม่น้อยกว่า $2 \times 0.8 = 1.6$ (ใช้ 2 ชม.)

ความยาวรอยเชื่อมแต่ละข้าง = $18/2 - 2 = 7$ ชม. < 10 ชม. (ใช้ 10 ชม.) ■

ในบางโอกาสความยาวที่มีให้ของการเชื่อมแบบฟิลเลตตามยาวไม่เพียงพอสำหรับน้ำหนักบรรทุกที่ต้องการรับ จึงอาจใช้การเชื่อมในรูปที่ 13.11 ให้รอยเชื่อมมีกำลังเพียงพอโดยเพิ่มการเชื่อมขอบแผ่นเหล็กติดกับหลังหน้าตัดรางน้ำและใช้การเชื่อมแบบอุดรูยาวดังจะแสดงในตัวอย่างที่ 13-3



รูปที่ 13.11 รอยเชื่อมแบบอุดรูยาว

ข้อกำหนดสำหรับการเชื่อมแบบอูรูยาว:

1. ความกว้างของรู ต้องไม่น้อยกว่าความหนาแผ่นเหล็กบวก 8 มม. และไม่เกิน $2\frac{1}{4}$ เท่าขนาดรอยเชื่อม
2. ขนาดรอยเชื่อม :
 - สำหรับเหล็กหนาไม่เกิน 16 มม. ขนาดรอยเชื่อมต้องเท่ากับความหนาแผ่นเหล็ก
 - สำหรับเหล็กหนากว่า 16 มม. ขนาดรอยเชื่อมต้องไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งความหนาหรือ 16 มม.
3. ความยาวมากสุดของรู จะเท่ากับสิบเท่าของขนาดรอยเชื่อม

กำลังของการเชื่อมรูกลมและรูยาวจะเท่ากับหน่วยแรงที่ยอมให้คุณกับพื้นที่รับแรงเฉือน ซึ่งจะเท่ากับพื้นที่สัมผัสที่ฐานของรูกลมหรือรูยาว ความยาวของรูยาวจึงสามารถพิจารณาได้โดย

$$L = \frac{\text{load}}{(\text{width})(\text{allowable stress})}$$

ตัวอย่างที่ 13-3 จงออกแบบรอยเชื่อมแบบฟิลเลตเพื่อต่อหน้าตัดรางน้ำ C380×54.5 กับแผ่นเหล็กดังแสดงในรูปที่ 13.11 น้ำหนักบรรทุกที่ต้องต้านทานคือ 80 ตัน โดยใช้ลวดเชื่อม E70 หน้าตัดรางน้ำสามารถทาบบนแผ่นเหล็กได้เพียง 15 ซม. เนื่องจากมีเนื้อที่จำกัด และไม่สามารถเชื่อมที่หลังหน้าตัดรางน้ำได้

วิธีทำ เนื่องจากเนื้อที่มีจำกัด

ขนาดใหญ่สุดของรอยเชื่อม = $t_w - 2 = 10.5 - 2 = 8.5$ มม. (ใช้ 8 มม.)

กำลังรอยเชื่อมขนาด 8 มม. = 830 กก./ซม.

ความยาวรอยเชื่อมที่ต้องการ = $80 (1,000) / 830 = 96$ ซม. > 68 ซม. ที่มีให้

ดังนั้นใช้รอยเชื่อมแบบรูยาว

ความกว้างน้อยสุดของรูยาว = $10.5 + 8 = 18.5$ มม.

ความกว้างมากสุดของรูยาว = $2.25 \times \text{ขนาดรอยเชื่อม}$
 = $(2.25) (t_w \text{ ของรางน้ำ}) = 2.25 (10.5)$
 = 24 มม. (ใช้ 25 มม.)

กำลังของรอยเชื่อมแบบฟิลเลตขนาด 8 มม. = $(830)(15+15+38-2.5)/1,000 = 54.4$ ตัน

น้ำหนักบรรทุกที่ต้องรับโดยรอยเชื่อมรูยาว = $80 - 54.4 = 25.6$ ตัน

ความยาวของรูที่ต้องการ = $25.6 / (2.5 \times 0.30 \times 4.9) = 7.2$ ซม. (ใช้ 7.5 ซม.)

ความยาวมากสุดที่ยอมให้ = $10(1.05) = 10.5$ ซม. > 7.5 ซม. **OK**

ใช้รอยเชื่อมแบบรยาวขนาด 2.5 × 7.5 ซม.

ตัวอย่างที่ 13-4 โดยใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70 จงออกแบบรอยเชื่อมแบบฟิลเลตที่ด้านข้างและที่ปลายสำหรับกำลังเต็มของหน้าตัดฉาก L150×100×12 รับแรงดึงซึ่งมีการต่อเชื่อมที่ขายาว

วิธีทำ

$$\text{กำลังรับแรงดึงของเหล็กฉาก} = (28.56)(0.6)(2.5) = 42.8 \text{ ตัน}$$

$$\text{ขนาดรอยเชื่อมใหญ่สุด} = 12 - 2 = 10 \text{ มม.}$$

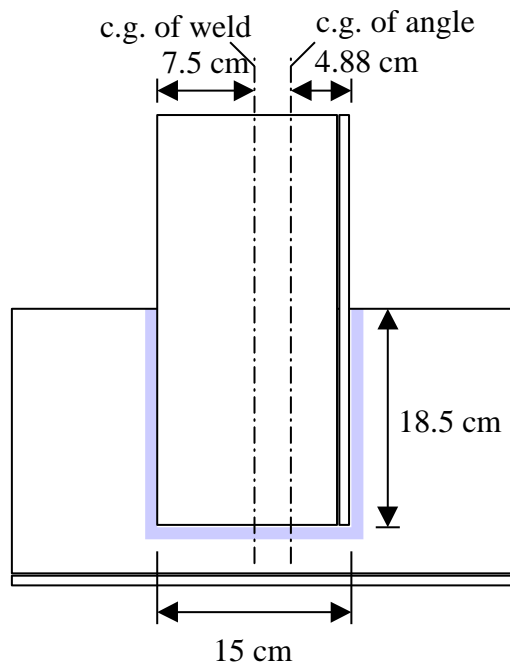
$$\text{ขนาดรอยเชื่อมเล็กสุด} = 5 \text{ มม.}$$

ใช้รอยเชื่อมขนาด 8 มม.

$$\text{กำลังรอยเชื่อมขนาด 8 มม.} = 830 \text{ กก./ซม.}$$

$$\text{ความยาวที่ต้องการ} = 42.8/83 = 51.6 \text{ ซม. (ใช้ 52 ซม.)}$$

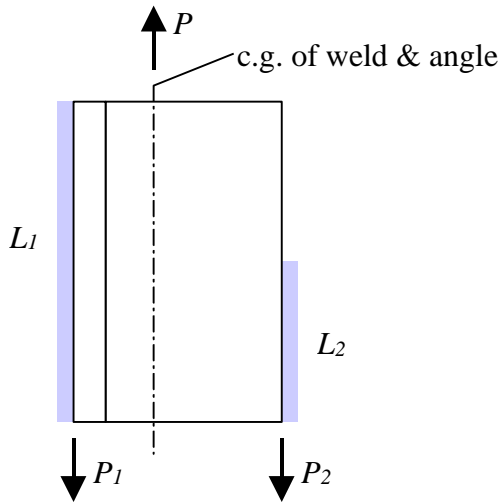
รอยเชื่อมถูกจัดตั้งในรูปข้างล่าง



จะเห็นว่าศูนย์กลางของรอยเชื่อมและหน้าตัดฉากในตัวอย่างที่ 13.6 ไม่ตรงกัน ถ้าจุดต่อรับหน่วยแรงกระทำซ้ำ (เช่นที่เกิดขึ้นในสะพาน) ควรจะจัดรอยเชื่อมให้ศูนย์กลางของรอยเชื่อมตรงกับศูนย์กลางขององค์อาคาร ถ้าองค์อาคารที่มาต่อสมมาตร จะวางรอยเชื่อมสมมาตร แต่ถ้าองค์อาคารไม่สมมาตรรอยเชื่อมก็จะไม่สมมาตรด้วย

แรงในหน้าตัดฉากดังแสดงในรูปที่ 13.12 ถูกสมมุติให้กระทำผ่านศูนย์กลางของหน้าตัด ถ้าศูนย์กลางของรอยเชื่อมจะตรงกับของหน้าตัด รอยเชื่อมจะต้องถูกวางให้ไม่สมมาตรหรือในรูปนี้ L_1 ต้องยาวกว่า L_2

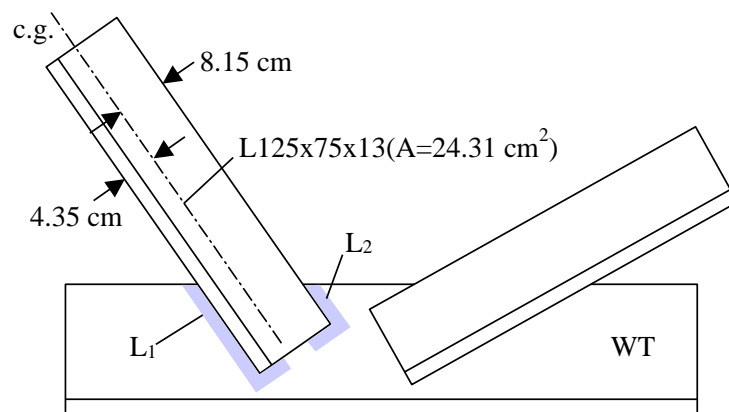
(เมื่อน้ำตัดฉากถูกต่อด้วยสลักเกลียวมักจะมีระยะเยื้องศูนย์กลางได้ค่อนข้างมาก แต่ในจุดต่อด้วยการเชื่อมระยะเยื้องศูนย์กลางสามารถถูกลดลงได้มาก)



รูปที่ 13.12

สำหรับน้ำตัดฉากในรูปที่ 13.12 แรง P_2 ที่กระทำบนเส้น L_2 สามารถหาได้จากการหาค่าโมเมนต์รอบ L_1 แรงในองค์อาคารและแรงต้านทานของรอยเชื่อมจะต้องอยู่ตรงแนวกัน และโมเมนต์ของแรงทั้งสองรอบจุดใดๆ จะเท่ากับศูนย์ ถ้าคำนวณโมเมนต์รอบ L_1 แรง P_1 จะถูกขจัดไป ทำให้สามารถหาแรง P_2 ได้ต่อจากนั้นแรง P_1 ก็จะถูกหามาได้โดยวิธีคล้ายคลึงกัน

ตัวอย่างที่ 13-5 โดยใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70 จงออกแบบรอยเชื่อมแบบฟิลเลตด้านข้างสำหรับกำลังเต็มทีของน้ำตัดฉาก L125×75×13 มม. รับแรงดึงดังแสดงในรูป สมมุติให้ห้องค์อาคารอยู่ภายใต้หน่วยแรงกระทำซ้ำ จุดต่อต้องไม่มีการเยื้องศูนย์กลาง



วิธีทำ

กำลังรับแรงดึงของน้ำตัดฉาก $P = 0.60F_y A_g = 0.60(2.50)(24.31) = 36.5$ ตัน ควบคุม

สมมุติให้ $U = 0.85$, $P = 0.50F_u U A_g = 0.50(4.0)(0.85)(24.31) = 41.3$ ตัน

ขนาดรอยเชื่อมใหญ่ที่สุด = $13 - 2 = 11$ ม.ม.

ใช้รอยเชื่อมขนาด 8 ม.ม.

กำลังรอยเชื่อม = 830 ก.ก./ซม.

ความยาวรอยเชื่อมที่ต้องการ = $36.5 / 830 = 44.0$ ซม.

คำนวณโมเมนต์รอบ L_1 เพื่อพิจารณา P_2 :

$$(36.5)(4.35) - 12.5 P_2 = 0$$

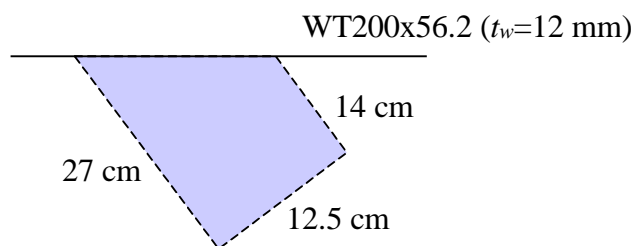
$$P_2 = 12.7 \text{ ตัน}$$

$$P_1 = P - P_2 = 36.5 - 12.7 = 23.8 \text{ ตัน}$$

$$L_1 = 23.8 / 83 = 28.7 \text{ ซม. (ใช้ 29 ซม.)}$$

$$L_2 = 12.7 / 83 = 15.3 \text{ ซม. (ใช้ 16 ซม.)}$$

ใช้การเชื่อมอ้อมปลาย $2(0.8) = 1.6$ (ใช้ 2 ซม.) เมื่อหักความยาวของการเชื่อมอ้อมปลายออก รอยเชื่อมด้านข้างจะเหลือความยาว **27 ซม.** และ **14 ซม.** ตามลำดับ



ตรวจสอบบล็อกแรงเฉือน โดยสมมุติขนาดดังแสดงในรูป

$$\begin{aligned} T_{bs} &= 0.30F_u A_v + 0.50F_u A_t \\ &= 0.30(4.0)(27+14)(1.2) + 0.50(4.0)(12.5)(1.2) \\ &= 89 \text{ ตัน} > 36.5 \text{ ตัน} \end{aligned}$$

OK ■

ตัวอย่างที่ 13-6 ทำซ้ำตัวอย่าง 13-5 โดยใช้รอยเชื่อมแบบฟิลเลตด้านข้างและด้านปลายของหน้าตัดฉาก

วิธีทำ สมมุติให้ใช้รอยเชื่อมขนาด 8 ม.ม. มีกำลัง = 830 ก.ก./ซม.

$$\text{กำลังของรอยเชื่อมที่ปลาย} = (12.5)(0.83) = 10.4 \text{ ตัน}$$

คำนวณโมเมนต์รอบ L_1 เพื่อพิจารณาแรง P_2 :

$$(36.5)(4.35) - (6.25)(10.4) - 12.5 P_2 = 0$$

$$P_2 = 7.5 \text{ ตัน}$$

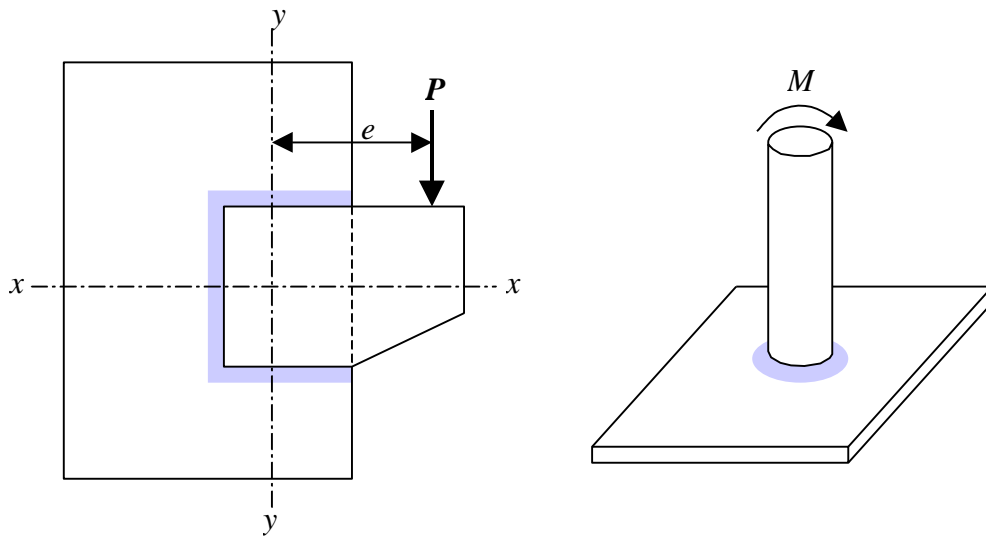
$$P_1 = 36.5 - 10.4 - 7.5 = 18.6 \text{ ตัน}$$

$$L_1 = 18.6 / .830 = 22.4 \text{ ซม. (ใช้ 23 ซม.)}$$

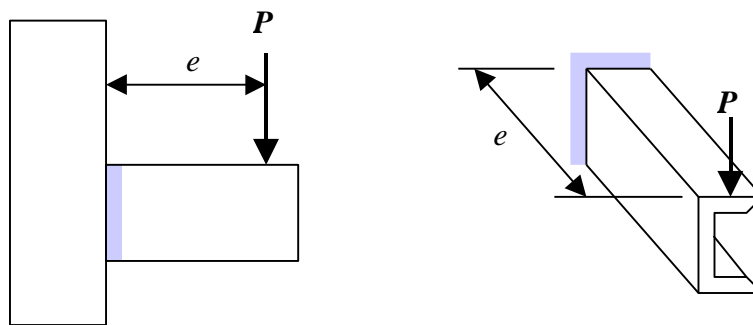
$$L_2 = 7.5 / .830 = 9.04 \text{ ซม. (ใช้ 10 ซม.)}$$

13.5 รอยเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงบิด

เนื่องจากรอยเชื่อมแบบฟิลเลตมักจะอยู่ภายใต้แรงกระทำเอียงศูนย์กลาง จึงทำให้เกิดแรงเฉือนและแรงบิด หรือแรงเฉือนและแรงคด รูปที่ 13.12 แสดงความแตกต่างระหว่างสถานะการณ์ทั้งสอง ในรูป (a) จะเป็นหน้าตัดรับแรงเฉือนและแรงบิด ในขณะที่รูป (b) แสดงหน้าตัดรับแรงเฉือนและแรงคด



(a) รอยเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงบิด



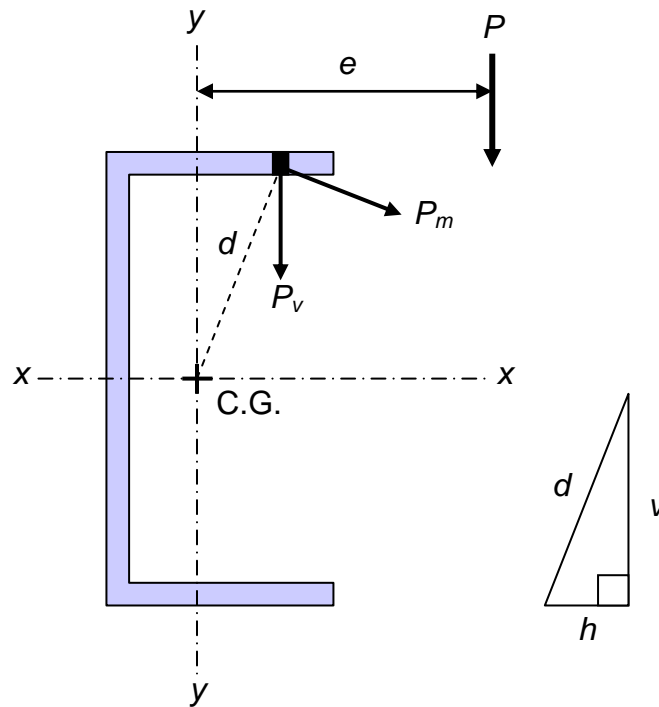
(b) รอยเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงคด

รูปที่ 13.12 จุดต่อรอยเชื่อมรับแรงเอียงศูนย์กลาง

พิจารณาการเชื่อมต่อหูช้างในรูปที่ 13.12(a) ชิ้นส่วนที่มาต่อกันจะถูกสมมุติให้ไม่มีการเสีรูปทรง ผลจากสมมุติฐานนี้จะทำให้การเสีรูปทรงทั้งหมดเกิดขึ้นในรอยเชื่อม แรงที่เกิดจากการบิดสามารถคำนวณได้จาก

$$f = \frac{Td}{J} \tag{13.2}$$

เมื่อ $T = Pe$ คือโมเมนต์บิดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกเชิงศูนย์กลางตั้งในรูปที่ 13.13 ส่วน d คือระยะจากศูนย์กลางของรอยเชื่อมถึงจุดที่จะพิจารณา



รูปที่ 13.13 แรงที่เกิดขึ้นในรอยเชื่อม

และ J คือโพลาาร์โมเมนต์อินเนอร์เซียของรอยเชื่อม เพื่อความสะดวกจะแตกแรงออกในแนวราบและแนวตั้ง ในสมการต่อมา h และ v จะเป็นระยะในแนวราบและแนวตั้งของระยะ d

$$f_h = \frac{Tv}{J}, \quad f_v = \frac{Th}{J} \quad (13.3)$$

องค์ประกอบของแรงเหล่านี้จะรวมกับหน่วยแรงเนื่องตรงปกติ ซึ่งจะสมมุติให้มีค่าเท่ากับแรงปฏิกิริยาหารด้วยความยาวรอยเชื่อมทั้งหมด ค่าโพลาาร์โมเมนต์อินเนอร์เซีย (J) ของรอยเชื่อมแบบต่างๆถูกแสดงไว้ในภาคผนวก ง

ในการออกแบบมักเริ่มสมมุติให้รอยเชื่อมมีขนาด 1 ซม. เพื่อความสะดวกในการพิจารณาหน่วยแรงโดยหน่วยแรงจากการบิด (ก.ก./ซม.²) ในสมการ (13.3) จะเท่ากับแรงต่อความยาว (ก.ก./ซม.) โดยใช้ตัวเลขเดิมซึ่งก็คือ P_m ในรูปที่ 13.13 หน่วยของโพลาาร์โมเมนต์อินเนอร์เซียก็จะกลายเป็น (ซม.³) คำนวณได้จากผลรวมของโมเมนต์อินเนอร์เซียรอบแกน x และ y ,

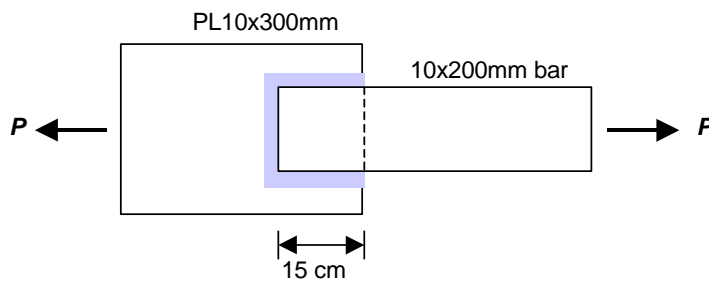
$$J = I_x + I_y$$

นอกจากนี้ยังมีหน่วยแรงที่เกิดจากการเนื่องโดยตรง,

$$f_s = P/A$$

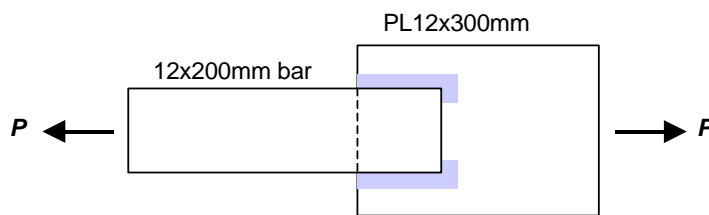
ปัญหาท้ายบทที่ 13

13-1 รอยเชื่อมแบบฟิลเลตขนาด 8 ม.ม.ถูกใช้ในการต่อเชื่อมองค์อาคารดังแสดงในรูป จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่จุดต่อนี้สามารถรองรับได้โดยพิจารณากำลังขององค์อาคารตามมาตรฐาน AISC ใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70



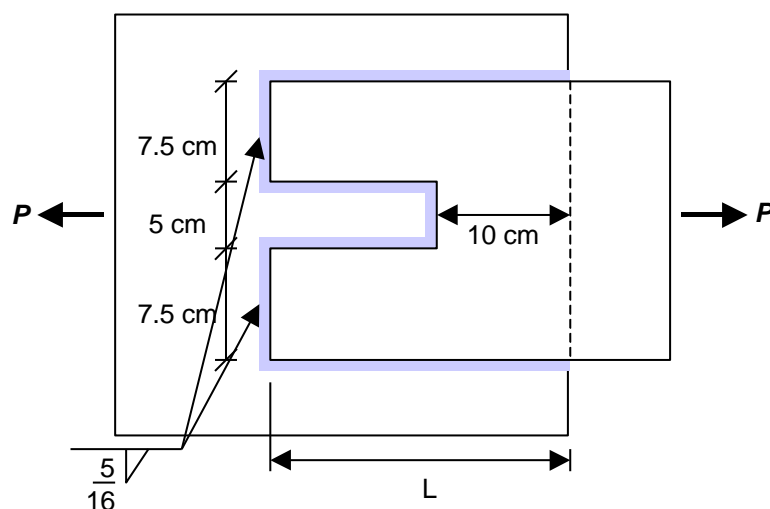
13-2 ทำซ้ำปัญหา 13-1 โดยใช้เหล็ก A572 และลวดเชื่อม E80

13-3 จงออกแบบขนาดรอยเชื่อมฟิลเลตใหญ่ที่สุดที่ทำให้ได้กำลังเต็มที่ของแท่งเหล็ก A36 ดังแสดงในรูป ใช้ลวดเชื่อม E70



13-4 ทำซ้ำปัญหาที่ 13-3 โดยใช้รอยเชื่อมด้านข้างและรอยเชื่อมในแนวตั้งที่ปลายบนแท่งเหล็ก PL12x300 ม.ม. ใช้เหล็ก A572 และลวดเชื่อม E80

13-5 แผ่นเหล็ก PL16x200ม.ม.ดังแสดงในรูปทำด้วยเหล็ก A36 และจะถูกต่อเข้ากับแผ่นปะกับนหนา 8 ม.ม. โดยการเชื่อมแบบฟิลเลต จงพิจารณาความยาว L ที่ต้องการเพื่อให้ได้กำลังเต็มที่ของแท่งเหล็กถ้าใช้ลวดเชื่อม E70



13-6 จงออกแบบรอยเชื่อมฟิลเลตขนาดใหญ่ที่สุดที่ทำให้ได้กำลังดึงเต็มที่ของเหล็กฉาก L150×100×12×100ม.ม. โดยใช้ลวดเชื่อม E70 และเหล็ก A36 องค์อาคารถูกต่อที่ขา 150 ม.ม.

13-7 ทำซ้ำปัญหา 13-6 โดยใช้รอยเชื่อมด้านข้างและที่ปลายเหล็กฉาก

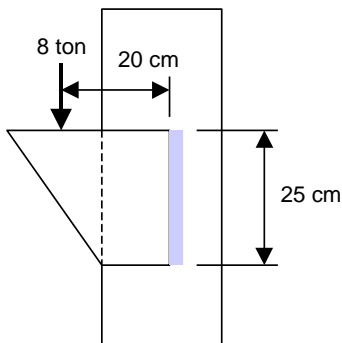
13-8 ทำซ้ำปัญหา 13-6 โดยใช้เหล็ก A572 และลวดเชื่อม E80

13-9 ขาข้างหนึ่งของหน้าตัดฉาก L200×200×18 จะถูกต่อโดยการเชื่อมด้านข้างและที่ปลายติดกับแผ่นเหล็กข้างหลังเพื่อรับน้ำหนักบรรทุกทุก $P = 80$ ตัน (A36) จักรอยเชื่อมให้สมดุลรอบศูนย์กลางถ่วงเหล็กฉาก ใช้ขนาดรอยเชื่อมใหญ่ที่สุด และลวดเชื่อม E70

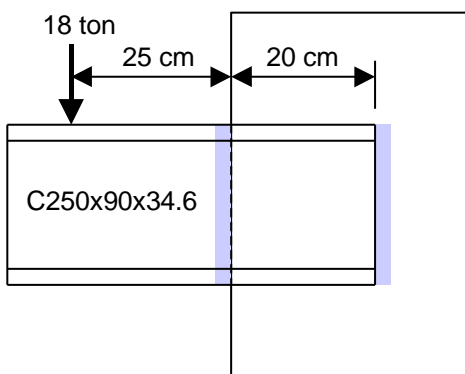
13-10 จงออกแบบรอยเชื่อมฟิลเลตขนาด 8 ม.ม.เพื่อเชื่อมต่อหน้าตัดรางน้ำ C250×90×40.2 ทำจากเหล็ก A36 ติดกับแผ่นเหล็กปะกับนหนา 10 ม.ม. การเชื่อมที่ปลาย ด้านข้าง และในร่องจะถูกใช้เพื่อให้ได้กำลังของหน้าตัดเต็มที่ โยไม่มีการเชื่อมที่ด้านหลังของหน้าตัดรางน้ำ ใช้ลวดเชื่อม E70 สมมุติว่าเนื่องจากมีพื้นที่จำกัดหน้าตัดรางน้ำสามารถทาบกัแผ่นเหล็กเป็นระยะมากที่สุด 25 ซม.

13-11 ทำซ้ำปัญหา 13-10 โดยใช้เหล็ก A572 ลวดเชื่อม E70 และการเชื่อมฟิลเลตขนาด 8 ม.ม.

13-12 โดยใช้วิธีอีลาสติก จงพิจารณาแรงมากที่สุดต่อเซนติเมตรที่รอยเชื่อมฟิลเลตดังในรูปด้านทานได้

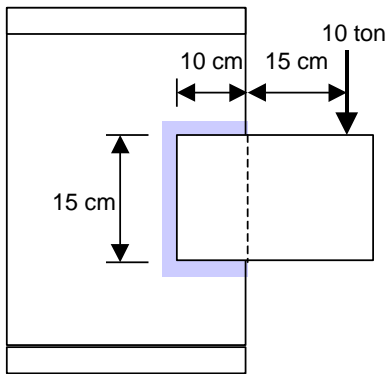


13-13 โดยใช้วิธีอีลาสติก จงพิจารณาแรงมากที่สุดต่อเซนติเมตรที่รอยเชื่อมฟิลเลตในรูปสามรศด้านทานได้

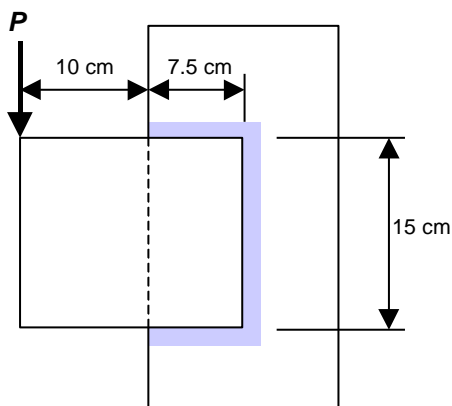


13-14 โดยใช้วิธีอีลาสติก ทำซ้ำปัญหา 13-13 โดยใช้รอยเชื่อมที่ด้านบนและล่างของรางน้ำเพิ่มเติมจากที่แสดงในรูป

13-15 โดยใช้วิธีอีลาสติก จงพิจารณาแรงมากที่สุดต่อความยาวที่รอยเชื่อมฟิลเลตในรูปต้องด้านทาน และพิจารณาความหนาของรอยเชื่อมที่ต้องการ โดยใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70

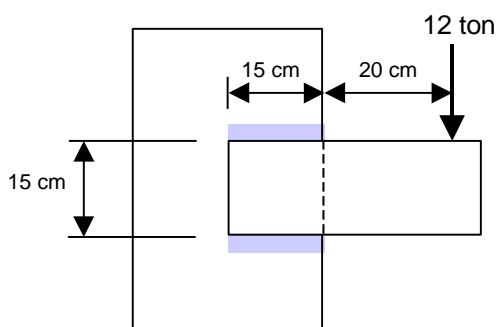


13-16 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุกเชิงศูนย์มากที่สุด P ที่กระทำบนจุดต่อในรูป ถ้าใช้รอยเชื่อมแบบฟิลเลต ขนาด 6 ม.ม. สมมติแผ่นเหล็กมีความหนา 12 ม.ม. ลวดเชื่อม E70 และเหล็ก A36 (ก) ใช้วิธีอีลาสติก (ข) ใช้ตารางในภาคผนวก ง และวิธีกำลังประลัย



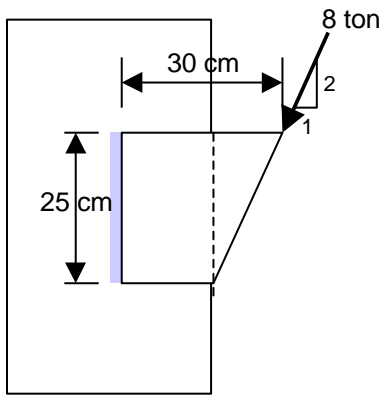
13-17 ทำซ้ำปัญหา 13-16 โดยใช้รอยเชื่อมฟิลเลตขนาด 10 ม.ม. และรอยเชื่อมในแนวตั้งยาว 25 ซม.

13-18 โดยใช้ลวดเชื่อม E70 และเหล็ก A36 จงพิจารณาขนาดของรอยเชื่อมฟิลเลตที่ต้องการสำหรับจุดต่อเป็นหูช้างดังในรูป (ก) ใช้วิธีอีลาสติก (ข) ใช้วิธีกำลังประลัย

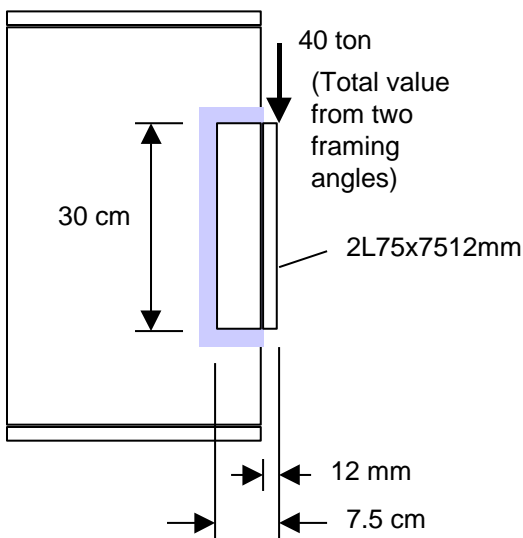


13-19 ทำซ้ำปัญหา 13-18 โดยเพิ่มน้ำหนักจาก 12 ตัน เป็น 18 ตัน และเพิ่มความยาวรอยเชื่อมจาก 15 ซม. เป็น 20 ซม.

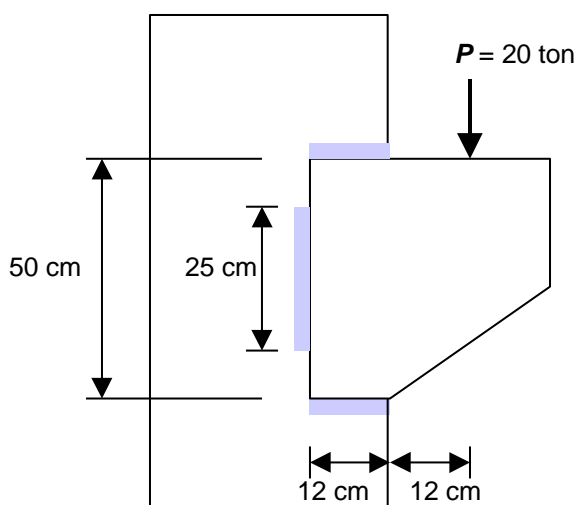
13-20 จงพิจารณาขนาดของรอยเชื่อมฟิลเลตที่ต้องการสำหรับจุดต่อในรูป ใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70 (ก) ใช้วิธีอีลาสติก (ข) ใช้วิธีกำลังประลัย



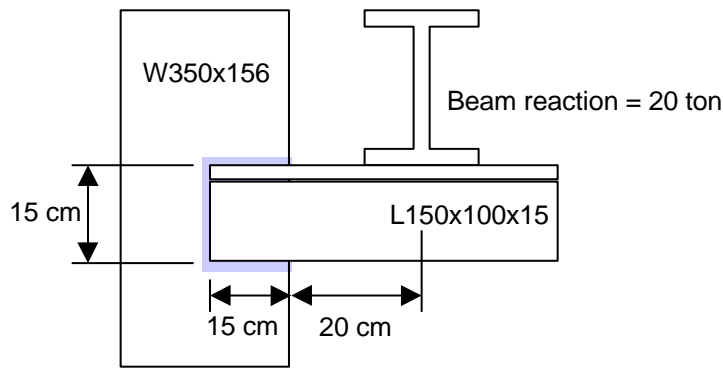
13-21 จงพิจารณาขนาดรอยเชื่อมพลาตที่ต้องการสำหรับจุดต่อในรูป ใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70 ควรจะใช้เหล็กฉากหนาเท่าไร? (ก) ใช้วิธีอีลาสติก (ข) ใช้ตารางในภาคผนวก ง และวิธีกำลังประลัย



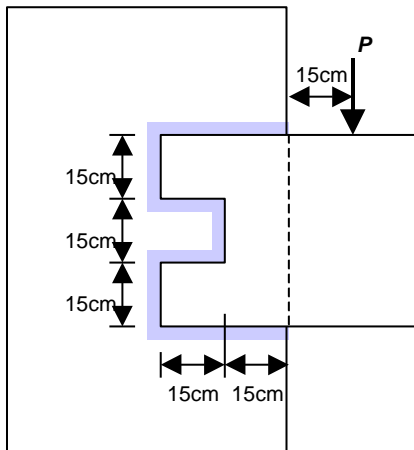
13-22 จงพิจารณาขนาดรอยเชื่อมพลาตที่ต้องการสำหรับจุดต่อในรูป ใช้เหล็ก A36 ลวดเชื่อม E70 และวิธีอีลาสติก



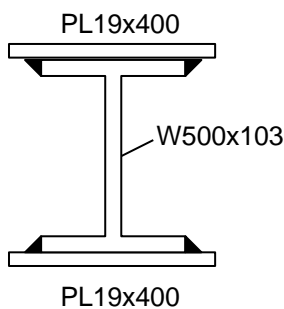
13-23 จงพิจารณาขนาดรอยเชื่อมพลาตที่ต้องการสำหรับจุดต่อในรูป ใช้เหล็ก A36 ลวดเชื่อม E70 (ก) ใช้วิธีอีลาสติก (ข) ใช้ตารางในภาคผนวก ง และวิธีกำลังประลัย



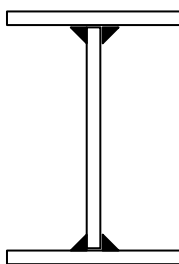
13-24 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกทุก P ที่สามารถกระทำบนจุดต่อในรูปได้ ถ้าใช้รอยเชื่อมฟิลเลตขนาด 10 ม.ม. เหล็ก A36 ลวดเชื่อม E70 และวิธีอีลาสติก



13-25 จงพิจารณาความยาวของรอยเชื่อมฟิลเลตขนาด 6 ม.ม. ระยะห่าง 30 ซม. ที่ต้องการเพื่อต่อแผ่นเหล็กหุ้มในหน้าตัดดังแสดง ณ. จุดซึ่งมีแรงเฉือน 40 ตัน ใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70

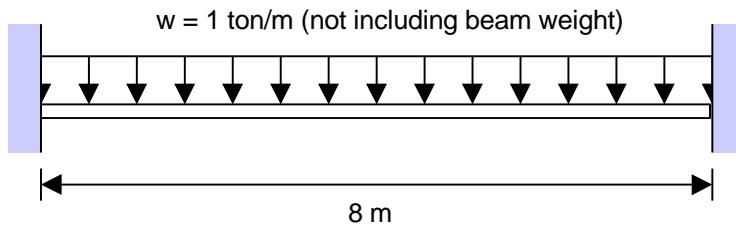


13-26 คานประกอบจากแผ่นเหล็กในรูปปรับแรงเฉือน 320 ตัน จงพิจารณาขนาดของรอยเชื่อมฟิลเลตที่ต้องการเพื่อยึดแผ่นเหล็กเข้ากับเอวโดยใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70

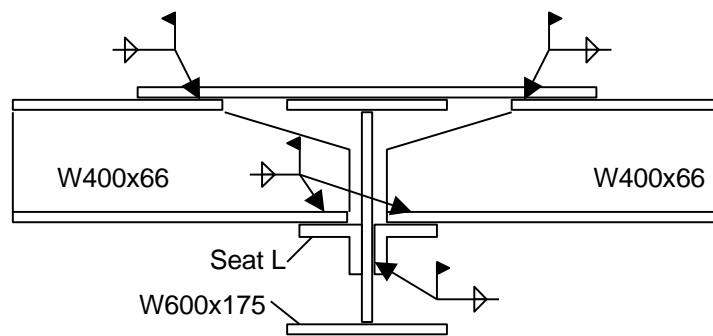


13-27 จงออกแบบจุดต่อเชื่อมด้านทานโมเมนต์สำหรับปลายน W600×137 เพื่อต้านทาน $R = 35$ ตัน และ $M = 20$ ตัน-เมตร ใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70 สมมุติว่าปีกเสากว้าง 40 ซม. โมเมนต์จะถูกต้านทานโดยการเชื่อมแบบบากร่องเต็มที่ปีก และแรงเฉือนจะถูกต้านทานโดยการเชื่อมเหล็กฉากที่เอว

13-28 คานดังแสดงในรูปถูกสมมุติว่าที่ปลายมีจุดต่อแบบต้านทานโมเมนต์ จงเลือกคานโดยสมมุติว่ามีภาระรองรับด้านข้างเต็มช่วง ใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70 ใช้จุดต่อแบบเดียวกับในข้อ 13-27



13-29 คานหน้าตัด W400×66 สองตัวจะถูกทำให้ต่อเนื่องผ่านคานหลักรองรับ W600×175 ดังในรูป ถ้าแรงปฏิกิริยาที่ปลายของแต่ละคานเท่ากับ 25 ตัน และโมเมนต์ที่ปลายเท่ากับ 6 ตัน-เมตร จงออกแบบจุดต่อโดยใช้ลวดเชื่อม E70 และเหล็ก A36

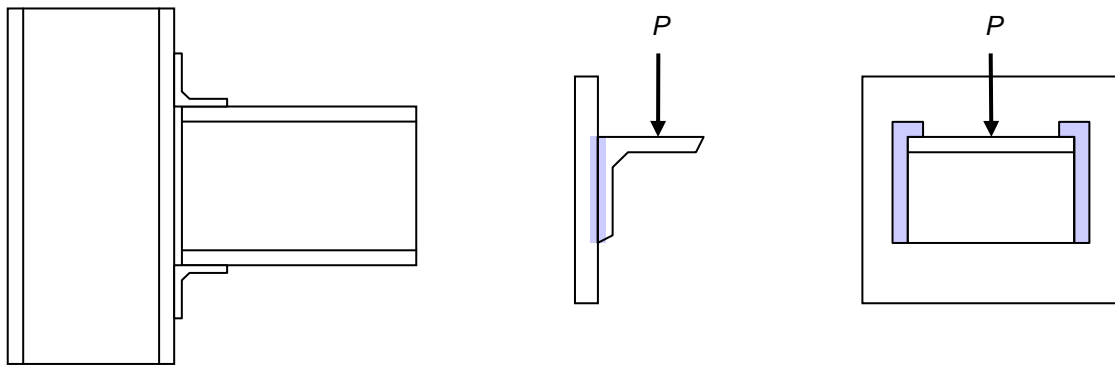


14

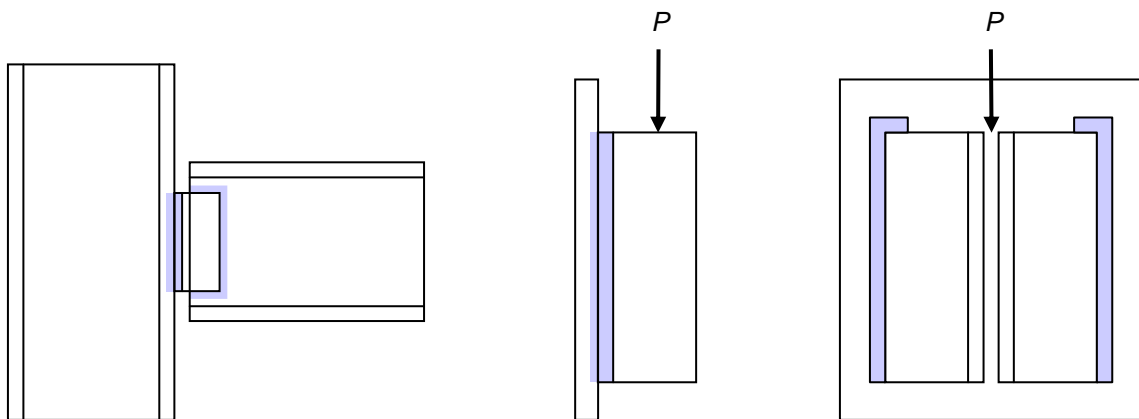
การต่อองค์อาคารโดยการเชื่อม (ต่อ)

14.1 รอยเชื่อมรับแรงเฉือนและแรงดึง

รอยเชื่อมในบางจุดต่อเยื้องศูนย์กลางนั้น นอกจากจะรับแรงเฉือนแล้วยังต้องรับแรงดึงด้วยเช่นกันดังแสดงในรูปที่ 14.1



(a) จุดต่อคานแบบฐานรอง



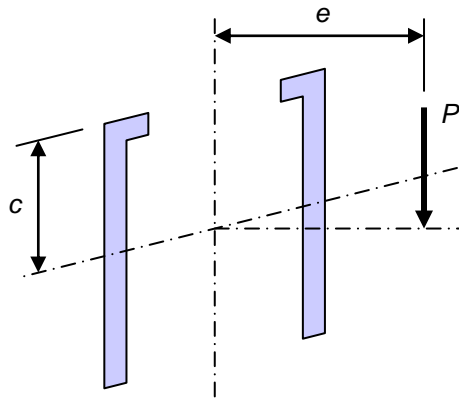
(b) จุดต่อคานแบบโครง

รูปที่ 14.1 จุดต่อคานเยื้องศูนย์กลางแบบฐานรองและแบบโครง

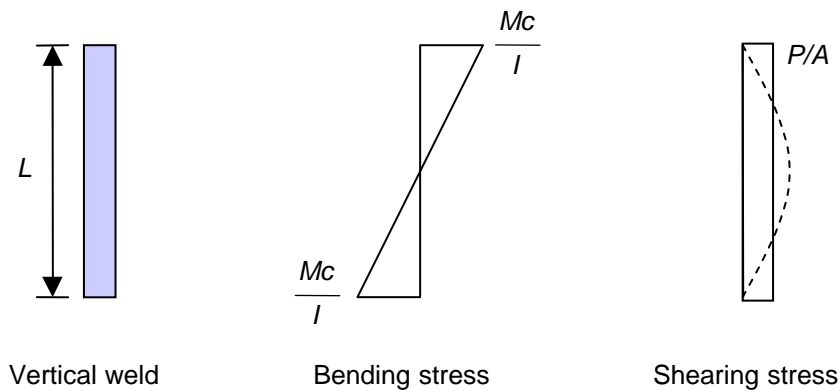
ในจุดต่อทั้งสองแบบรอยเชื่อมในแนวค้ำบนปีกเสาจะรับแรงดึงในรูปที่ 14.2 ซึ่งแรงเยื้องศูนย์กลาง P สามารถถูกแทนด้วยแรงตรงศูนย์กลาง P และคู่ควบ $M = Pe$ ดังนั้นรอยเชื่อมจะอยู่ภายใต้การร่วมกระทำของแรงเฉือนและโมเมนต์ค้ำคด หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมีการกระจายตัวรูปพาราโบลาแต่เนื่องจากรอยเชื่อมมักมีความยาวไม่มากดังนั้นจึงใช้หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยแทนดังในรูปที่ 14.3 จะได้ว่า

$$f_v = P/A$$

เมื่อ A คือพื้นที่รอยเชื่อมทั้งหมด ถ้ารอยเชื่อมมีขนาด 1 ซม. ก็จะใช้เป็น L คือความยาวทั้งหมดแทน ในการสมมติเพื่อออกแบบรอยเชื่อม



รูปที่ 14.2 การรับแรงเชิงศูนย์กลางของรอยเชื่อมในแนวตั้ง



รูปที่ 14.3 หน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงคัตในรอยเชื่อมที่รับแรงเฉือนและแรงคัตร่วมกระทำ

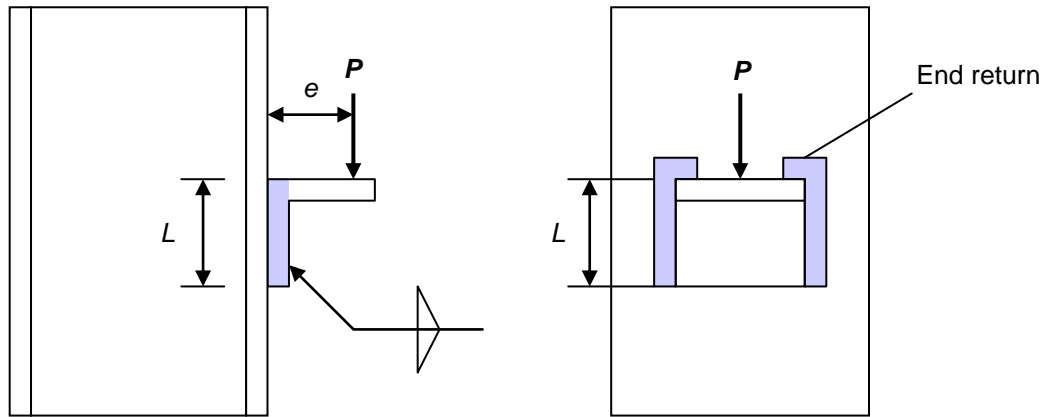
หน่วยแรงคัตมากที่สุดจากโมเมนต์คัต คำนวณได้จากสูตรการคัตคือ

$$f_i = Mc/I$$

เมื่อ $M =$ โมเมนต์คัต $= Pe$, $I =$ โมเมนต์อินเนอร์เซียของรอยเชื่อมรอบแกนสะเทิน และ $c =$ ระยะจากแกนสะเทินถึงจุดไกลสุดในด้านแรงคัต ค่าหน่วยแรงคัตมากที่สุด คำนวณได้โดยรวมหน่วยแรงทั้งสองที่ตั้งฉากกัน

$$f_r = \sqrt{f_v^2 + f_i^2}$$

ตัวอย่างที่ 14-1 โดยใช้ลวดเชื่อม E70 จงพิจารณาขนาดรอยเชื่อมที่ต้องการสำหรับรอยต่อในรูป ถ้า $P = 12$ ตัน $e = 6$ ซม. และ $L = 20$ ซม. สมมติให้ความหนาขององค์อาคารไม่ควบคุมขนาดรอยเชื่อม



วิธีทำ สมมุติรอยเชื่อมมีขนาด 10 มม. กำลังรอยเชื่อม = 1,040 ก.ก./ซม.

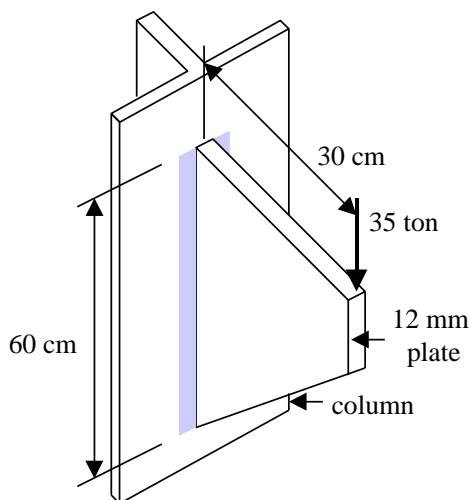
$$f_v = \frac{12,000}{2(20)} = 300 \text{ ก.ก./ซม.}$$

$$f_t = \frac{(12,000 \times 6)(10)}{\left(\frac{1}{12}\right)(1)(20)^3(2)} = 540 \text{ ก.ก./ซม.}$$

$$f_r = \sqrt{300^2 + 540^2} = 618 \text{ ก.ก./ซม.}$$

ขนาดรอยเชื่อมที่ต้องการ = $618/1,040 = 0.594$ ซม. (ใช้ 6 มม.)

ตัวอย่างที่ 14-2 แผ่นเหล็กหูช้าง A36 ถูกต่อโดยการเชื่อมแบบพอกทั้งสองด้านของแผ่นติดกับเสาในอาคาร หูช้างรับน้ำหนักบรรทุกทุก 35 ตัน ห่างจากปีกเสา 30 ซม. ใช้ลวดเชื่อม E70



วิธีทำ สมมุติแผ่นเหล็กหนา 12 มม.

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้} = 0.6(2,500) = 1,500 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

แผ่นเหล็กต้องมีความยาวอย่างน้อย

$$F_t = \frac{Mc}{I} = \frac{M(L/2)}{\frac{1}{12}t(L)^3}$$

$$L = \sqrt{\frac{6M}{tF_t}} = \sqrt{\frac{6(35)(30)}{(1.2)(1.5)}} = 59.16 \text{ ซม.}$$

ใช้แผ่นเหล็กขนาด 60 × 1.2 ซม.

บทที่ 14 การต่อองค์อาคารโดยการเชื่อม (ต่อ)

หน่วยแรงเฉือนบนรอยเชื่อมทั้งสองคือ $f_v = \frac{35(1,000)}{2 \times 60} = 292 \text{ ก.ก./ ซม.}$

หน่วยแรงดึงมากที่สุดที่รอยเชื่อมขนาด 10 ม.ม. $f_t = \frac{35(1,000)(30)(60/2)}{2(60)^3/12} = 875 \text{ ก.ก./ ซม.}$

หน่วยแรงลัพธ์ของแรงเฉือนและแรงดึงคือ $f_r = \sqrt{292^2 + 875^2} = 922 \text{ ก.ก./ ซม.}$

กำลังของรอยเชื่อม E70 ขนาด 10 ม.ม. = 1,040 ก.ก./ ซม.

ขนาดรอยเชื่อมที่ต้องการ = $922/1,040 = 0.89 \text{ ซม.}$ **(ใช้รอยเชื่อมขนาด 10 ม.ม.)**

ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงดัดในแผ่นเหล็ก:

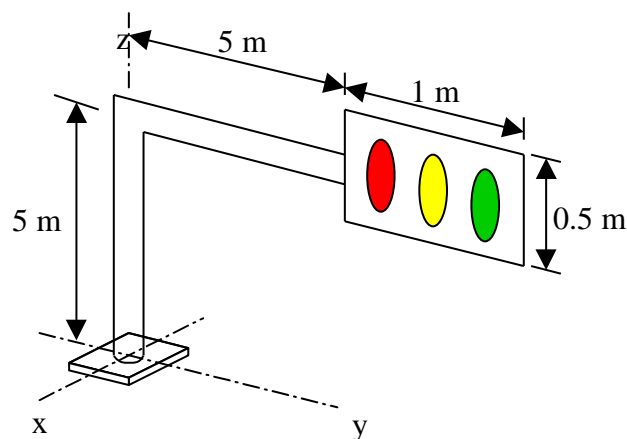
หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $F_v = 0.40F_y = 1,000 \text{ ก.ก./ ซม.}^2$

หน่วยแรงเฉือน $f_v = \frac{35(1,000)}{1.2 \times 60} = 486 \text{ ก.ก./ ซม.}^2 < 1,000 \text{ ก.ก./ ซม.}^2$ **OK**

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 0.60F_y = 1,500 \text{ ก.ก./ ซม.}^2$

หน่วยแรงดัด $f_t = \frac{35(1,000)(30)}{1.2 \times 60^2 / 6} = 1,458 \text{ ก.ก./ ซม.}^2 < 1,500 \text{ ก.ก./ ซม.}^2$ **OK ■**

ตัวอย่างที่ 14-3 จงออกแบบขนาดรอยเชื่อมระหว่างเสาและแผ่นรองใต้เสาสัญญาณไฟจราจรตั้งในรูป ตัวเสาทำด้วยท่อเหล็กกล้าคาร์บอนมีเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 114.3 ม.ม. หนัก 12.2 กก./ม. ระบบสัญญาณไฟหนัก 50 กก. ให้คิดเฉพาะแรงลมที่กระทำกับแผ่นป้ายสัญญาณไฟขนาด $0.5 \times 1.0 \text{ ม.}^2$ และน้ำหนักของโครงสร้าง กำหนด $F_y = 2,500 \text{ กก./ ซม.}^2$ ให้ใช้ลวดเชื่อมชนิด E70



วิธีทำ ตาม พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร ที่ระดับความสูง 0-10 ม. หน่วยแรงลมเท่ากับ 50 ก.ก./ตรม.

แรงลมที่กระทำกับแผ่นป้าย = $50(0.5)(1.0) = 25 \text{ ก.ก.}$

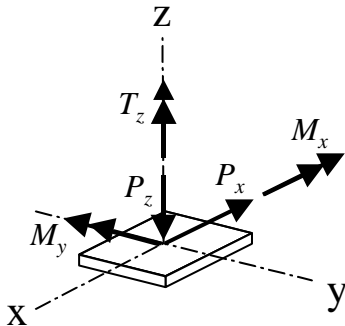
แรงลัพธ์ในแนวดิ่ง $P_z = 50 + 12.2(10) = 172 \text{ ก.ก.}$

แรงลัพธ์ในแนวตั้งฉาก $P_x = 25 \text{ ก.ก.}$

โมเมนต์บิดรอบแกนตั้ง $T_z = 25(5+0.5) = 137.5$ ก.ก.-ม.

โมเมนต์รอบแกนขนาน $M_y = 25(5) = 125$ ก.ก.-ม.

โมเมนต์รอบแกนตั้งฉาก $M_x = 50(5.5) + 12.2(5)(2.5) = 427.5$ ก.ก.-ม.



รูปที่ 13-24 แรงลัพธ์และโมเมนต์ที่โคนเสา

คุณสมบัติรอยเชื่อม สมมุติรอยเชื่อมมีขนาด 1 ซม.

$$I = \pi r^3 = (3.1416)(11.43/2)^3 = 586.4 \text{ ซม.}^3$$

$$J = 2\pi r^3 = 2(3.1416)(11.43/2)^3 = 1,173 \text{ ซม.}^3$$

$$A = 2\pi r t = 2(3.1416)(11.43/2)(1.0) = 35.9 \text{ ซม.}^2$$

หน่วยแรงเฉือนโดยตรง:

$$f_{v1} = P_x/A = 25/35.9 = 0.7 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

หน่วยแรงเฉือนจากการบิด:

$$f_{v2} = T_z r/J = (137.5)(100)(11.43/2)/1,173 = 67 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

หน่วยแรงดึงจากโมเมนต์ดัด:

$$\text{ผลรวมโมเมนต์ดัด } M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = \sqrt{427.5^2 + 125^2} = 445.4 \text{ ก.ก.-ม.}$$

$$f_t = -P_z/A + Mr/I = -172/35.9 + 445.4(100)(11.43/2)/586.4 = 429.3 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

หน่วยแรงลัพธ์รวม:

$$f_r = \sqrt{f_t^2 + (f_{v1} + f_{v2})^2} = 434.6 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

ลวดเชื่อม E70 ขนาด 1 ซม. มีกำลัง 1,040 ก.ก./ซม.

ขนาดรอยเชื่อมที่ต้องการ = $434.6/1,040 = 0.435$ ซม. (ใช้ 5 ม.ม.)

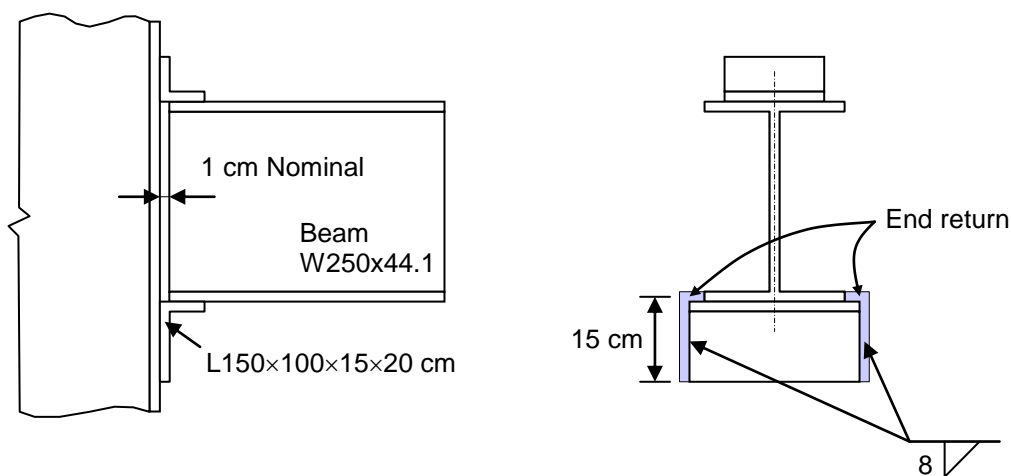
■

14.2 จุดต่อเชื่อมคานแบบฐานรอง

จุดต่อแบบฐานรองได้เคยถูกกล่าวถึงมาแล้วในเรื่องสลักเกลียว คานจะถูกรองรับโดยเหล็กฉากสั้นที่มีขาต้านหนึ่งถูกเชื่อมติดกับหน้าเสาตั้งในรูปที่ 14.1(a) การพิจารณาความยาวแบกทานที่ต้องการและขนาดของเหล็กฉากที่ต้องใช้จะเหมือนกับที่เคยกล่าวมาแล้ว ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงเฉพาะการพิจารณาขนาดรอยเชื่อม

รอยเชื่อมจะต้องต้านทานทั้งแรงเฉือนจากแรงปฏิกิริยาที่ปลายคาน และ โมเมนต์ดัดที่เกิดจากการเอียงศูนย์ของแรง ดังแสดงในตัวอย่างที่ 14-4

ตัวอย่างที่ 14-4 จงคำนวณน้ำหนักบรรทุกที่รับได้ของจุดต่อฐานจากตัวอย่างที่ 12-6 ดังในรูป ใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70



วิธีทำ ดูตัวอย่างที่ 12-6 สำหรับการพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้จากการครากของเอวคาน และการดัดของเหล็กฉาก ซึ่งจะมีการวิเคราะห์เหมือนกัน ในตัวอย่างนี้จะพิจารณาเฉพาะกำลังของรอยเชื่อมระหว่างเหล็กฉากฐานรองและปีกเสา

รอยเชื่อมรองรับทั้งโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนโดยตรง โดยโมเมนต์ดัดที่ผิวของปีกเสาจะมีค่าเท่ากับ

$$M = R \left(2 + \frac{b}{2} \right) = 9.47 \left(2 + \frac{3.88}{2} \right) = 37.31 \text{ ตัน-ชม.}$$

(ค่าแรงปฏิกิริยา R และความยาวแบกทาน b ใช้ค่าจากตัวอย่างที่ 12-6)

เนื่องจากรอยเชื่อมมีสองเส้นในแนวตั้ง ค่าโมเมนต์ในแต่ละเส้นคือ

$$37.31/2 = 18.66 \text{ ตัน-ชม.}$$

การกระจายของหน่วยแรงดัดบนรอยเชื่อมจะคิดว่าแกนสะเทินอยู่ที่กึ่งกลางรอยเชื่อม ดังนั้นในแต่ละรอยเชื่อมหน่วยแรงในแนวราบจากโมเมนต์ดัดบนรอยเชื่อมยาว 15 ซม. มีค่าเท่ากับ

$$f_t = \frac{M c}{I} = \frac{18.66(1,000)(7.5)}{15^3 / 12} = 498 \text{ ก.ก./ซม.}$$

หน่วยแรงเฉือนจากการเลื่อนโดยตรงของแรงปฏิกิริยาคือ

$$f_v = \frac{9.47(1,000)}{30} = 316 \text{ ก.ก./ซม.}$$

หน่วยแรงลัพธ์ มีค่าเท่ากับ

$$f_r = \sqrt{498^2 + 316^2} = 590 \text{ ก.ก./ซม.}$$

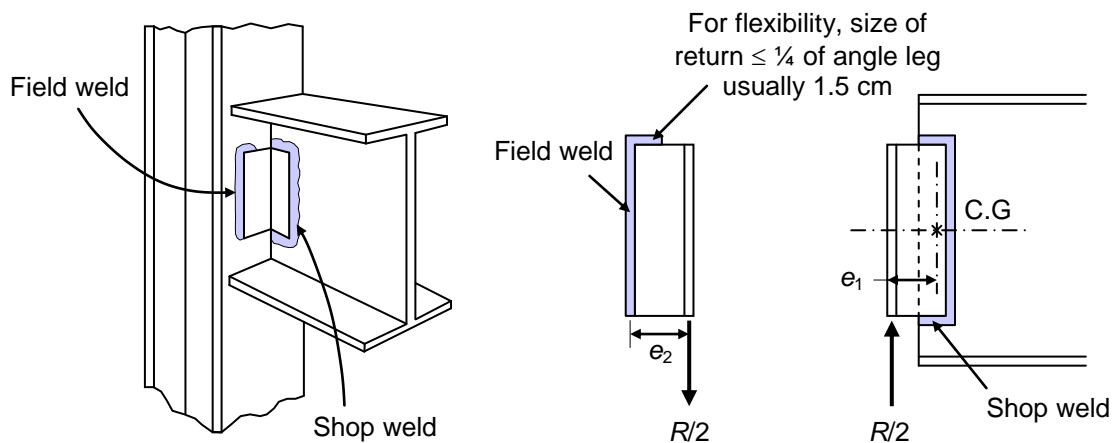
รอยเชื่อม E70 ที่ใช้มีขนาด 8 มม. มีกำลัง 830 ก.ก./ซม. > 590 ก.ก./ซม. ที่เกิดขึ้นจากการรับน้ำหนัก

ดังนั้นรอยเชื่อมมีกำลังเพียงพอในการรับน้ำหนัก

14.3 จุดต่อเชื่อมคานแบบโครง

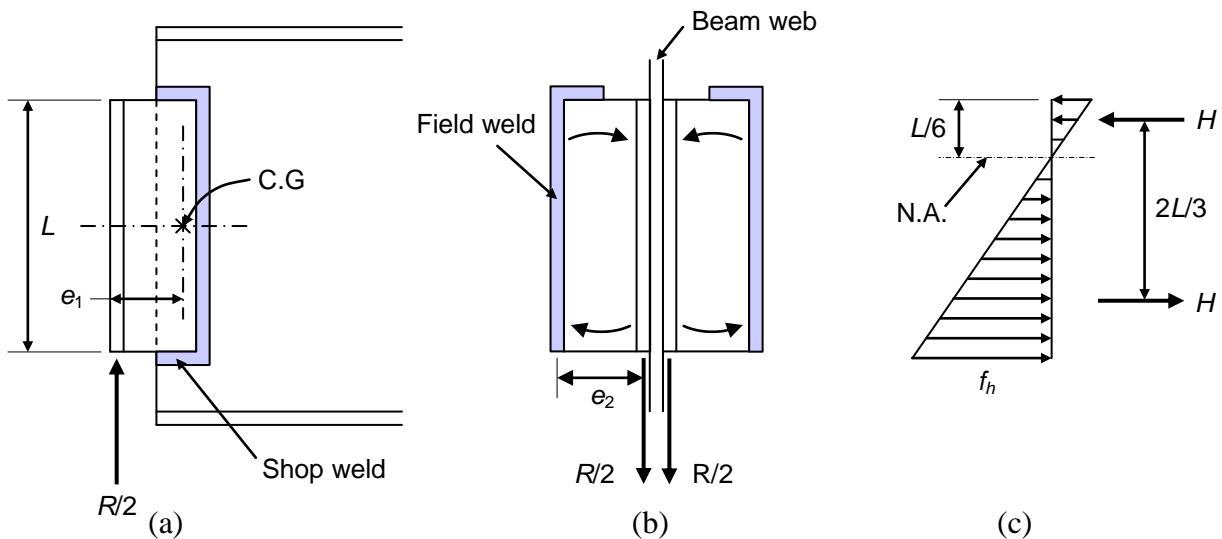
จุดต่อคานแบบ โครงโดยใช้สลักเกลียวได้ถูกกล่าวถึงแล้วในบทที่ 12 ในหัวข้อนี้จะกล่าวถึงการใช้อยเชื่อมแทนสลักเกลียวในการยึดเหล็กฉากระหว่างเอวคานและปีกเสา

เหล็กฉากจะถูกเชื่อมติดกับเอวคานในโรงผลิต (Shop weld) และเชื่อมติดกับปีกเสาในการติดตั้งในสนาม (Field weld) ดังแสดงในรูปที่ 14.4



รูปที่ 14.4 จุดต่อเชื่อมคานแบบโครง

ในจุดต่อโครงแบบใช้สลักเกลียว การออกแบบจะคิดเฉพาะแรงเฉือนโดยละเอียดการเอียงศูนย์กลางทั้งหมด แต่ในจุดต่อเชื่อมจะต้องพิจารณาการเอียงศูนย์กลางของแรงปฏิกิริยาที่ปลายคาน โดยเหล็กฉากแต่ละตัวจะรองรับแรงเฉือนในแนวตั้ง $R/2$ เมื่อ R คือแรงปฏิกิริยาปลายคาน และโมเมนต์คดจากการเอียงศูนย์กลาง $(R/2) \times e$ เมื่อ e คือระยะเอียงศูนย์กลางดังในรูปที่ 14.4 ซึ่งอาจเป็น e_1 หรือ e_2



รูปที่ 14.5 ระยะเวลาเชื่อมศูนย์และหน่วยแรงค้ดบนรอยเชื่อม

การออกแบบและวิเคราะห์ร้รอยเชื่อมที่เอวคานจะเหมือนกับการพิจารณารอยเชื่อมรับแรงเยื้องศูนย์ในหัวข้อ 14.1 แต่สำหรับรอยเชื่อมที่ปีกเสาะจะมีผลของการหมุนที่จะปล้กส่วนบนของเหล็กฉากบีบเข้าหาเอวคานและปล้กส่วนล่างออกจากเอวคานดังในรูปที่ 14.5(b) โมเมนต์ต้านทานจากในรูปที่ 14.5(c) คือ $H(2L/3)$ จะมีค่าเท่ากับโมเมนต์ที่มากกระทำคือ $(R/2)e_2$ เมื่อนำเทอมทั้งสองมาเข้าสมการเพื่อเขียนในรูปหน่วยแรงเฉือนในแนวราบ f_h จะได้ว่า

$$\frac{R}{2}(e_2) = \frac{1}{2} f_h \left(\frac{5}{6} L \right) \left(\frac{2}{3} L \right)$$

แก้สมการจะได้

$$f_h = \frac{R e_2}{0.56 L^2}$$

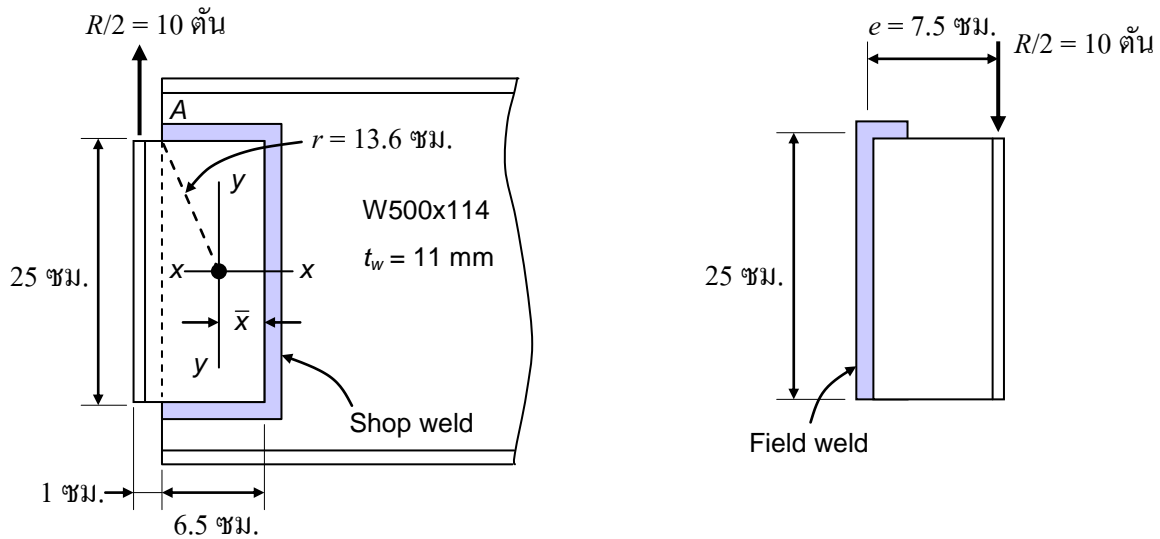
สำหรับหน่วยแรงเฉือนโดยตรงหาได้โดยหารแรง $R/2$ ด้วยความยาวรอยเชื่อม เมื่อนำหน่วยแรงทั้งสองมารวมกันจะได้หน่วยแรงลัพธ์คือ

$$f_r = \sqrt{f_h^2 + f_v^2}$$

ตัวอย่างที่ 14-5 ออกแบบ Shop weld และ Field weld สำหรับ W500×114 ในจุดต่อดังแสดงในรูป กำหนด $F_y = 2,500$ กก./ชม.² ให้ใช้ลวดเชื่อมชนิด E70 ใช้เหล็กฉาก L75×75×10 ยาว 25 ซม. แรงปฏิกิริยาปลายคาน 20 ตัน

วิธีทำ

ออกแบบ Shop weld ที่เอวคาน:



- 1) หาคำแหน่งศูนย์กลางถ่วง (\bar{x}) ของรอยเชื่อมโดยคำนวณผลรวม โมเมนต์ของความยาวรอยเชื่อมรอบรอยเชื่อม ยาว 25 ซม.

$$\bar{x} = \frac{\sum Lx}{\sum x} = \frac{2(6.5)(3.25) + 25(0)}{25 + 6.5 + 6.5}$$

$$\bar{x} = 1.11 \text{ ซม.}$$

- 2) พิจารณาโพลาไรโมเมนต์อินเนอร์เซียของรอยเชื่อม

$$J = I_x + I_y$$

$$I_x = \frac{1}{12} (25)^3 + 2(6.5)(12.5)^2 = 3,333 \text{ ซม.}^3$$

$$I_y = \frac{2}{12} (6.5)^3 + 2(6.5) \left(\frac{6.5}{2} - 1.11 \right)^2 + 25(1.11)^2 = 136 \text{ ซม.}^3$$

$$J = 3,333 + 136 = 3,469 \text{ ซม.}^3$$

- 3) โมเมนต์บิดที่มากกระทำต่อรอยเชื่อมคือ

$$T = (R/2) e = 10 (7.5 - 1.11) = 63.9 \text{ ตัน-ซม.}$$

- 4) $r = \sqrt{(6.5 - 1.11)^2 + 12.5^2} = 13.6 \text{ ซม.}$ หน่วยแรงบนรอยเชื่อมจากโมเมนต์บิด ณ. จุด A คือ

$$f_h = \frac{Tv}{J} = \frac{63.9(1,000)(12.5)}{3,469} = 230 \text{ ก.ก./ซม.} \rightarrow$$

$$f_v = \frac{Th}{J} = \frac{63.9(1,000)(5.39)}{3,469} = 99.3 \text{ ก.ก./ซม.} \uparrow$$

5) หน่วยแรงจากการเฉือนโดยตรง:

$$f_s = \frac{R/2}{\sum L} = \frac{10(1,000)}{25+6.5+6.5} = 263 \text{ ก.ก./ซม. } \uparrow$$

6) หน่วยแรงลัพธ์ ณ. จุด A :

$$f_r = \sqrt{230^2 + (99.3+263)^2} = 429 \text{ ก.ก./ซม.}$$

7) ขนาดรอยเชื่อมที่ต้องการ = $429/1,040 = 0.413$ ซม.

ใช้รอยเชื่อมขนาด 5 ม.ม.

ออกแบบ *Field weld* ที่ปีกเสา:

1) หน่วยแรงเฉือนในแนวราบจากผลของการหมุนคือ

$$f_h = \frac{Re}{0.56L^2} = \frac{20(1,000)(7.5)}{0.56(25)^2} = 429 \text{ ก.ก./ซม. } \rightarrow$$

2) หน่วยแรงเฉือนในแนวตั้งจากการเฉือนโดยตรงคือ

$$f_v = \frac{20(1,000)}{50} = 400 \text{ ก.ก./ซม. } \uparrow$$

3) หน่วยแรงลัพธ์ :

$$f_r = \sqrt{429^2 + 400^2} = 587 \text{ ก.ก./ซม.}$$

4) ขนาดรอยเชื่อมที่ต้องการ = $587/1,040 = 0.564$ ซม.

ใช้รอยเชื่อมขนาด 6 ม.ม.

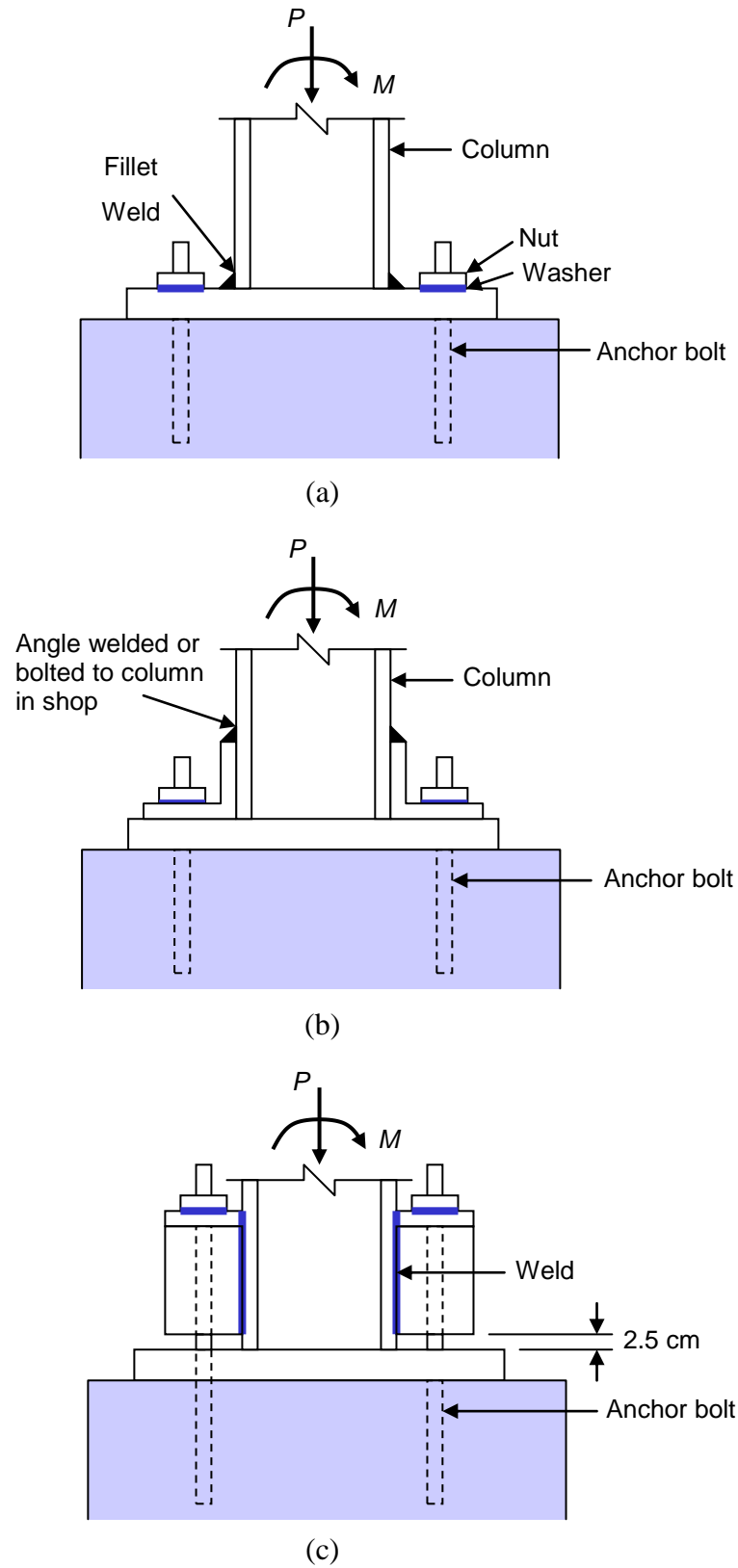
14.4 แผ่นรองใต้เสารับโมเมนต์

ในบางกรณีแผ่นรองใต้เสาอาจต้องรับโมเมนต์คัดและแรงอัดร่วมกัน ซึ่งจะทำให้หน่วยแรงคั้นใต้แผ่นรองไม่คงที่สม่ำเสมอเหมือนในกรณีรองรับแรงอัดอย่างเดียวดังได้กล่าวไว้แล้ว

รูปที่ 14.6(a) และ (b) แสดงแผ่นรองใต้เสาที่เหมาะสมสำหรับด้านทานโมเมนต์ขนาดเล็ก ในกรณีนี้โมเมนต์จะเล็กมากพอที่จะถูกถ่ายเทลงสู่ฐานรากได้โดยการคัดของแผ่นเหล็ก อาจเกิดแรงขึ้นในสลักเกลียวสมอยึด (Anchor bolts) หรือไม้ก็ได้แต่ก็สมควรจะมีไว้เพื่อช่วยในการก่อสร้าง สมอยึดมีความจำเป็นในการยึดให้เสาอยู่ในตำแหน่งและตั้งตรงในระหว่างงานก่อสร้างระยะแรกเริ่ม สมอยึดควรจะมีกำลังเพียงพอที่จะต้านทานแรงที่เกิดจากการติดตั้งที่ไม่สามารถคาดคะเนได้

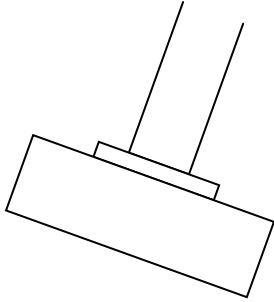
ถ้าระยะเชิงศูนย์กลาง ($e = M/P$) มีค่ามากจนแรงลัพธ์อยู่นอกช่วงหนึ่งในสามกลางของแผ่นเหล็ก จะเกิดแรงดึงในสมอยึดของด้านนั้นซึ่งต้องมีระยะฝังในฐานรากเพียงพอที่จะถ่ายเทแรงดึง ระยะฝังนี้สามารถคำนวณได้โดยวิธีการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก การต่อแบบหุ้มในรูปที่ 14.6(c) จะถูกเชื่อมติดกับเสา โดยทั่วไป

มักจะใช้เหล็กฉากหรือเหล็กกรงน้ำเป็นตัวหุ้มและจะไม่ต่อโดยตรงกับแผ่นรอง แต่จะใช้สมอียึดในการถ่ายเทโมเมนต์จากเสาถึงฐานราก



รูปที่ 14.6 แผ่นรองได้เสาด้านทานโมเมนต์

เมื่อใช้จุดต่อด้านทานโมเมนต์หรือจุดต่อข้อแข็งระหว่างเสาและฐานราก ดินที่รองรับฐานรากจะต้องมีความแข็งมากพอสมควร มิฉะนั้นฐานรากจะเกิดการหมุนดังแสดงในรูปที่ 14-14 ซึ่งถ้าเกิดขึ้น จะทำให้การต่อแบบข้อแข็งระหว่างเสากับฐานรากไร้ประโยชน์



รูปที่ 14.7

ในตัวอย่างแรก แผ่นรองเสาจะถูกออกแบบสำหรับน้ำหนักบรรทุกตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดขนาดเล็กซึ่งเป็นผลให้แรงลัพธ์ตกอยู่ระหว่างปีกของหน้าตัดเสา โดยจะเริ่มต้น โดยสมมุติขนาดของแผ่นรองเสาคำนวณแรงดันใต้แผ่นเพื่อเปรียบเทียบกับค่าที่ยอมให้ ถ้ามีแรงดันเกิน จะต้องเปลี่ยนขนาดแผ่นเหล็กแล้วทำการคำนวณซ้ำจนได้ขนาดที่เพียงพอ จากนั้นทำการคำนวณโมเมนต์ในแผ่นเหล็กเพื่อพิจารณาความหนาของแผ่นเหล็ก หน้าตัดวิกฤติสำหรับการคัดจะอยู่ที่ศูนย์กลางของปีกบนด้านที่มีแรงอัดมากที่สุด

โมเมนต์จะถูกคำนวณสำหรับแถบกว้าง 1 ซม. ของแผ่นเหล็กและถูกจับให้เท่ากับความต้านทานโมเมนต์ของแผ่นเหล็กเพื่อคำนวณหาความหนาที่ต้องการ:

$$M = \frac{F_b I}{c} = \frac{F_b \left(\frac{1}{12} \right) (1) t^3}{(t/2)}$$

$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$$

ตัวอย่างที่ 14-6 ออกแบบแผ่นรองใต้เสาด้านทานโมเมนต์เพื่อรองรับเสา W350x159 ซึ่งมีน้ำหนักตามแนวแกน 150 ตัน และโมเมนต์ดัด 15 ตัน-เมตร ใช้เหล็ก A36 และ $F_b = 0.75(2,500) = 1,875$ ก.ก./ซม.² คอนกรีตฐานรากมีค่า $f'_c = 210$ ก.ก./ซม.² และ $F_p = 0.35(210) = 73.5$ ก.ก./ซม.²

วิธีทำ หน้าตัด W350x159 ($d = 35.6$ ซม., $t_w = 14$ ม.ม., $b_f = 35.2$ ซม., $t_f = 22$ ม.ม.)

$$e = \frac{15(100)}{150} = 10 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นแรงลัพธ์อยู่ภายในปีกเสาและช่วงหนึ่งในสามกลางของแผ่นเหล็ก

ลองใช้แผ่นเหล็กขนาด 50 × 80 ซม.(หลังจากการลองหลายครั้ง)

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pec}{I} = -\frac{150(1,000)}{(50)(80)} \pm \frac{150(1,000)(10)(40)}{(50)(80)^3/12}$$

$$= -37.5 \pm 28.13 = \begin{cases} -65.63 < -73.5 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \\ -9.37 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \end{cases}$$

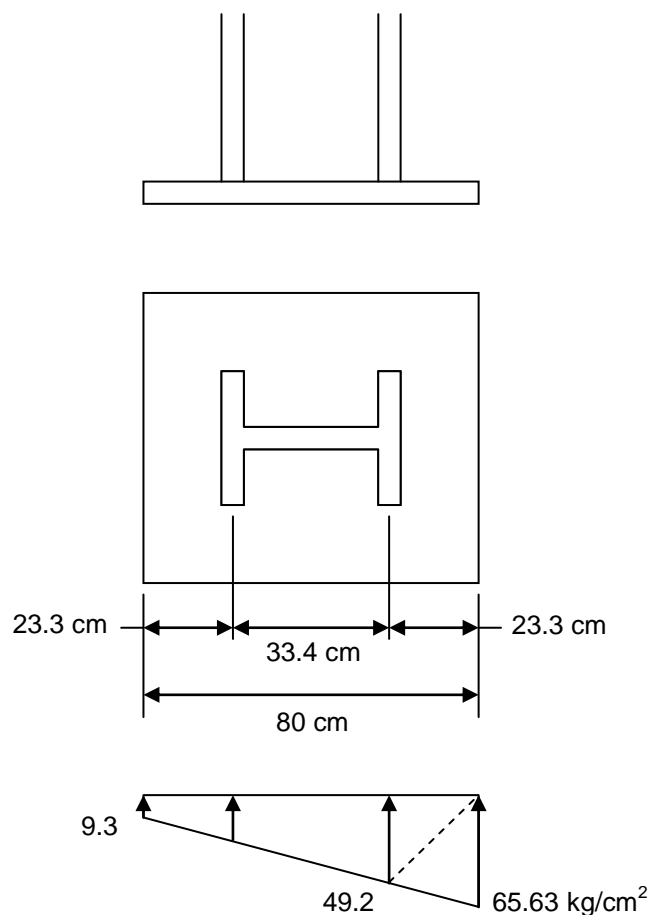
OK

คำนวณ โมเมนต์ทางด้านขวาของจุดศูนย์กลางปีกขวา ระยะของการยื่น m คือ:

$$m = (80 - (35.6 - 2.2))/2 = 23.3 \text{ ซม.}$$

ภายในระยะ m นี้แรงดันจะลดลง $= 23.3(65.63 - 9.37)/80 = 16.39 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

แรงดันใต้ปีกเสา $= 65.63 - 16.36 = 49.27 \text{ ก.ก./ซม.}^2$



ส่วนที่ยื่นออกมามีการกระจายแรงดันเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูมีค่าจาก 65.63 ก.ก./ซม.² ถึง 49.27 ก.ก./ซม.²

$$\text{โมเมนต์ดัดในส่วนยื่น} = \frac{49.27(23.3)^2}{6} + \frac{65.63(23.3)^2}{3} = 16,237 \text{ ก.ก.-ซม.}$$

$$\text{ความหนาของแผ่นเหล็กที่ต้องการ } t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6(16,237)}{1,875}} = 7.21 \text{ ซม.}$$

ใช้ PL7.5 × 50 × 80 ซม.

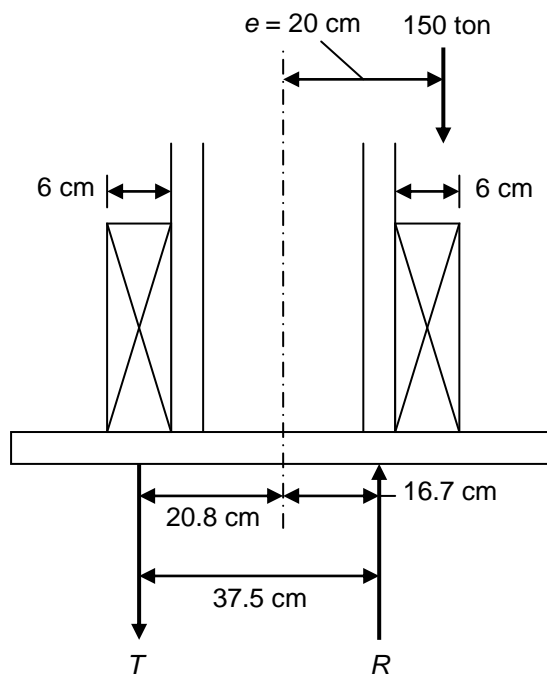


ตัวอย่างที่ 14-7 ทำตัวอย่างที่ 14-6 ซ้ำโดยใช้เสาต้นเดิมและหน่วยแรงที่ยอมให้เท่าเดิม แต่เพิ่ม โมเมนต์ดัดจาก 15 ตัน-เมตร เป็น 30 ตัน-เมตร ดังในรูป

วิธีทำ หน้าตัด W350×159 ($d = 35.6$ ซม., $t_w = 14$ ม.ม., $b_f = 35.2$ ซม., $t_f = 22$ ม.ม.)

$$e = \frac{30(100)}{150} = 20 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นแรงลัพธ์อยู่ภายนอกปีกเสาดังในรูปข้างล่าง



คำนวณโมเมนต์รอบจุดศูนย์กลางของปีกขวา:

$$150(20.0 - 16.7) - 37.5 T = 0$$

$$T = 13.2 \text{ ตัน}$$

ใช้สลักเกลียว A307 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ = 1,400 กก./ซม.²

ขนาดสมอขีดที่ต้องการ = 13.2/1.4 = 9.43 ซม.²

ใช้สลักเกลียวขนาด 35 มม. ($A = 9.62$ ซม.²)

คำนวณค่าแรงอัด $R = 150 + 13.2 = 163.2$ ตัน

ประมาณขนาดแผ่นรองโดยสมมุติการกระจายแรงดันรูปสามเหลี่ยม ค่า F_p ของคอนกรีต = 73.5 กก./ซม.²:

$$A_{reqd} = \frac{163.2(1,000)}{73.5/2} = 4,441 \text{ ซม.}^2$$

ลองใช้แผ่นเหล็กยาว 80 ซม.

น้ำหนักระยะที่ระยะ $80/2 - 16.7 = 23.3$ ซม. จากขอบแผ่นเหล็ก

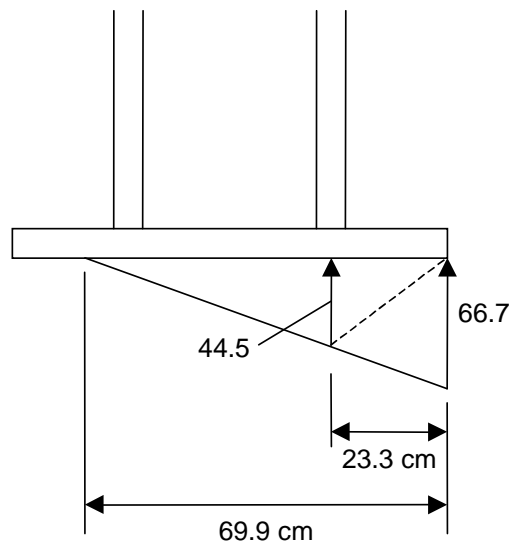
ดังนั้นสามเหลี่ยมแรงดันจะมีความยาว $3(23.3) = 69.9$ ซม.

$$\text{ความกว้างแผ่นเหล็กที่ต้องการ} = \frac{163.2(1,000)}{(73.5)(69.9)/2} = 63.5 \text{ ซม.}$$

ใช้ 70 ซม.

$$\text{พื้นที่รับแรงดัน} = (70)(69.9) = 4,893 \text{ ซม.}^2$$

$$\text{แรงดันมากที่สุดจะเป็นสองเท่าของแรงดันเฉลี่ย} = 2(163.2)(1,000)/4,893 = 66.7 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$



คำนวณโมเมนต์ทางด้านขวาของศูนย์กลางปีกด้านขวา:

$$M = \frac{(44.5)(23.3)^2}{6} + \frac{(66.7)(23.3)^2}{3} = 16,115 \text{ ก.ก.-ซม.}$$

$$t = \sqrt{\frac{6(16,115)}{1,875}} = 7.18 \text{ ซม.}$$

ใช้แผ่นเหล็ก PL 8 × 70 × 80 ซม.

การออกแบบรอยเชื่อมจากเสาถึงแผ่นรองใต้เสา:

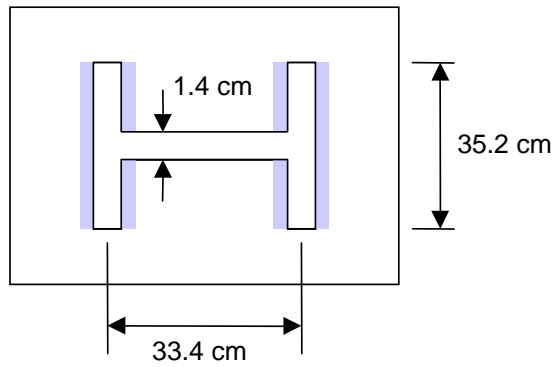
ความยาวทั้งหมดของรอยเชื่อมแบบพอกที่ปีกแต่ละข้าง = $2(35.2) - 1.4 = 69.0$ ซม.

แรงดึงที่ปีกเนื่องจากโมเมนต์ = $30(100)/(35.6-2.2) = 89.82$ ตัน

กำลังของรอยเชื่อม E70 ขนาด 10 ม.ม. = $(1.0)(0.707)(0.3 \times 4.9) = 1.04$ ตัน/ซม.

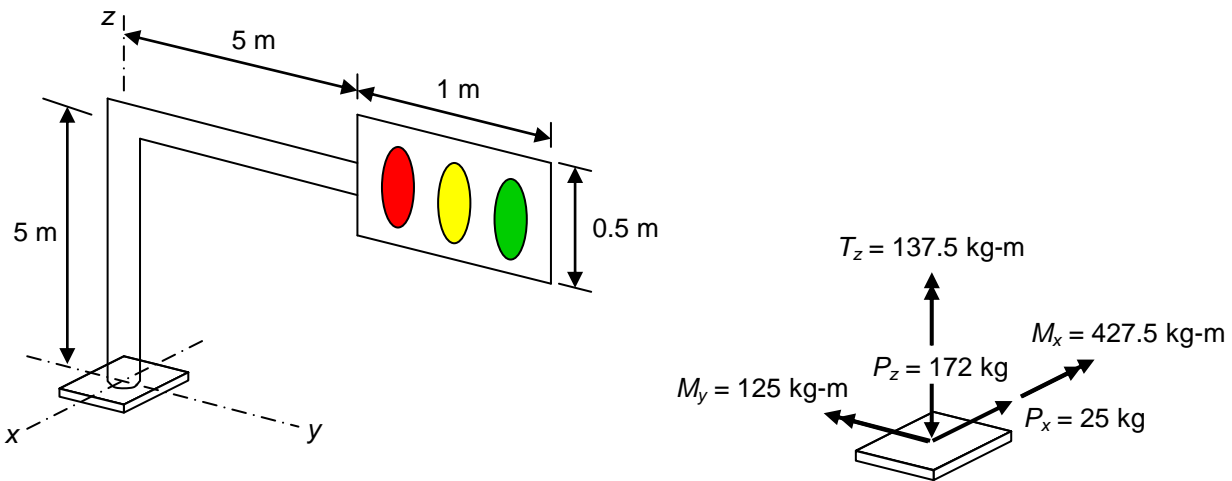
$$\text{ขนาดรอยเชื่อมที่ต้องการ} = \frac{89.82}{(69.0)(1.04)} = 1.25 \text{ ซม.}$$

ใช้รอยเชื่อมขนาด 13 ม.ม.



ตัวอย่างที่ 14-8 จงออกแบบแผ่นรองและสลักเกลียวของฐานเสาสัญญาณไฟจราจรในตัวอย่างที่ 14-3 ซึ่งตัวเสาเป็นท่อกลมเส้นผ่าศูนย์กลาง 114.3 มม. หนา 4.5 มม. ฐานคอนกรีตมีขนาดเท่าแผ่นเหล็ก กำลังอัดคอนกรีต $f'_c = 210$ กก./ซม.²

วิธีทำ จากตัวอย่างที่ 14-3 แรงปฏิกิริยาที่ฐานเสาเป็นดังแสดงในรูปข้างล่าง



(ก) ออกแบบแผ่นเหล็กรองใต้ฐานเสา

คำนวณระยะเยื้องศูนย์กลาง $e = \frac{\sqrt{M_x^2 + M_y^2}}{P_z} = \frac{\sqrt{427.5^2 + 125^2}}{172} = 2.59$ เมตร (อยู่นอกหน้าตัดเสา)

ดังนั้นหน่วยแรงดันใต้ฐานจะเกิดขึ้นไม่เต็มแผ่นรองและเกิดแรงดึงในสลักเกลียว

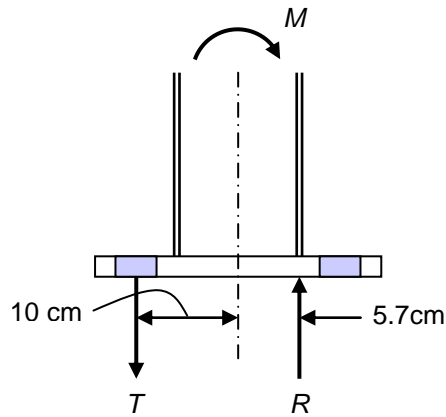
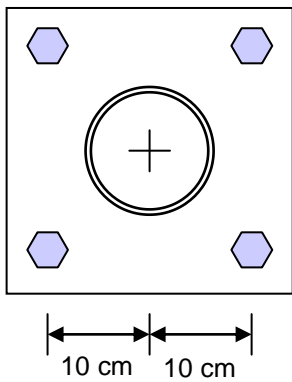
สมมติให้สลักเกลียวอยู่ห่างศูนย์กลางหน้าตัดเสา 10 ซม. ดังแสดงในรูป

แรงดึงในสลักเกลียว T ที่เกิดจาก M_x : $T = \frac{427.5 (100)}{10 + 5.7} = 2,723$ กก.

แรงดึงในสลักเกลียว T ที่เกิดจาก M_y : $T = \frac{125 (100)}{10 + 5.7} = 796.2$ กก.

บทที่ 14 การต่อองค์อาคารโดยการเชื่อม (ต่อ)

แรงดึงในสลักเกลียวที่มีค่ามากที่สุด: $T_{\max} = (2,723 + 796.2) / 2 = 1,760$ ก.ก.



หน่วยแรงแบกทานที่คอนกรีตรับได้ $f_p = 0.35 f'_c = 0.35(210) = 73.5$ ก.ก./ซม.²

แรงอัดรวม $R = P_z + T_{MX} + T_{MY} = 172 + 2,723 + 796.2 = 3,691$ ก.ก.

พื้นที่แผ่นรอยที่ต้องการ $A_{req'd} = 3,691 / (73.5/2) = 100.4$ ซม.²

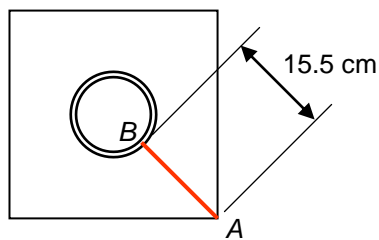
ลองใช้แผ่นเหล็กขนาด 30×30 ซม.

$$A = 900 \text{ ซม.}^2$$

$$I = (1/12)(30)(30)^3 = 67,500 \text{ ซม.}^2$$

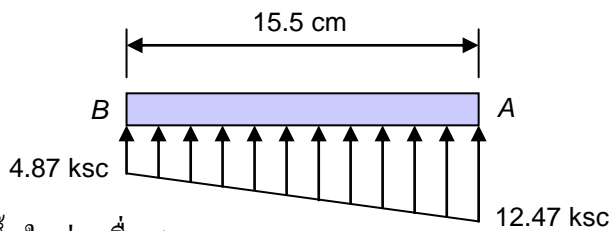
$$P_z/A = 172/900 = 0.19 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

พิจารณาโมเมนต์ตัดโดยคิดระยะยื่นจากมุมแผ่นเหล็ก (ระยะ AB) ดังในรูปข้างล่าง



$$\text{หน่วยแรงดันใต้ฐาน ณ. จุด A : } 0.19 + \frac{427.5(100)(15)}{67,500} + \frac{125(100)(15)}{67,500} = 12.47 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\text{หน่วยแรงดันใต้ฐาน ณ. จุด B : } 0.19 + \frac{427.5(100)(5.7)}{67,500} + \frac{125(100)(5.7)}{67,500} = 4.87 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$



โมเมนต์ค้ดที่เกิดขึ้นในส่วนยื่น AB :

$$M = \frac{12.47(15.5)^2}{3} + \frac{4.87(15.5)^2}{6} = 1,194 \text{ ก.ก.-ซม.}$$

ความหนาแผ่นเหล็กที่ต้องการ:

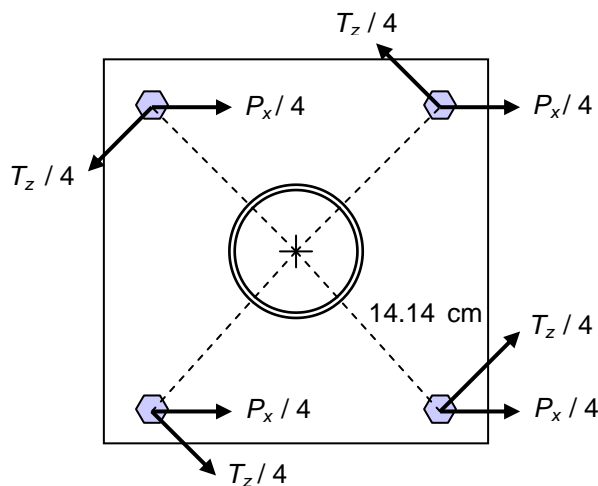
$$t = \sqrt{\frac{8(1,194)}{2,500}} = 1.95 \text{ ซม.}$$

ใช้แผ่นเหล็กหนา 2 ซม.

ใช้แผ่นเหล็กขนาด 30 × 30 × 2 ซม.

(ข) ออกแบบสลักเกลียวยึดแผ่นเหล็กรองรับฐานเสา

แรงเฉือนในสลักเกลียวจากแรงในแนวราบ P_x และ โมเมนต์บิด T_z :



แรงเฉือนมากที่สุดที่กระทำกับสลักเกลียว 1 ตัวคือ

$$V_{\max} = \frac{P_x}{4} + \frac{T_z}{4(14.14)} \cos 45^\circ = \frac{25}{4} + \frac{137.5}{4(14.14)} \cos 45^\circ = 7.94 \text{ ก.ก.}$$

แรงดึงมากที่สุด $T_{\max} = 1,760 \text{ ก.ก.}$

หน่วยแรงดึงที่ยอมรับให้ของสลักเกลียว A307 คือ $F_t = 1,820 - 1.8 f_v \leq 1,400 \text{ ก.ก./ซม.}^2$

ลองใช้สลักเกลียวขนาด $\varnothing 16 \text{ ม.ม.}$ ($A = 2.01 \text{ ซม.}^2$)

บทที่ 14 การต้องก็้อการโดยการเชื่อม (ต่อ)

$$f_v = 7.94/2.01 = 3.95 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$F_t = 1,820 - 1.8(3.95) = 1,813 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

ใช้ 1,400 ก.ก./ซม.²

$$f_t = 1,760/2.01 = 875.6 < 1,400 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

OK

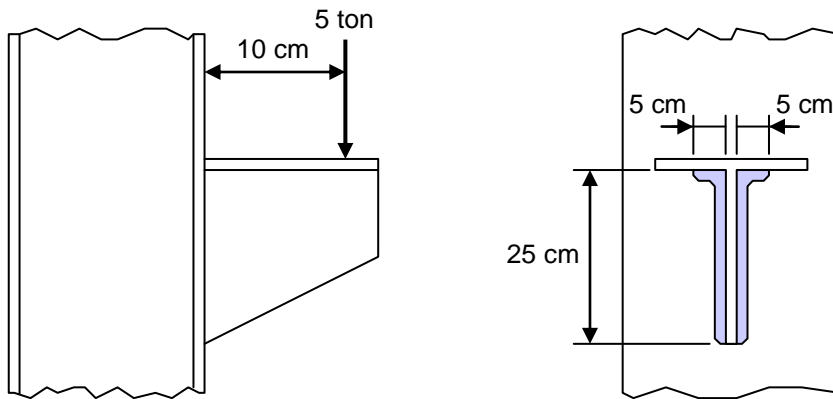
ใช้สลักเกลียว 4 × A307 Ø 16 ม.ม.

■

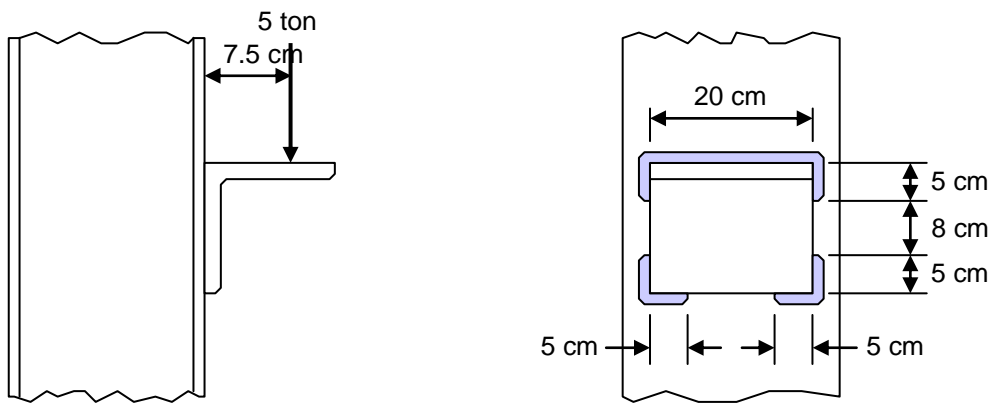
ปัญหาท้ายบทที่ 14

ในข้อที่ 14-1 และ 14-2 จงพิจารณาหน่วยแรงมากที่สุดบนรอยเชื่อมขนาด 1 ซม. ในจุดต่อดังแสดงในรูป

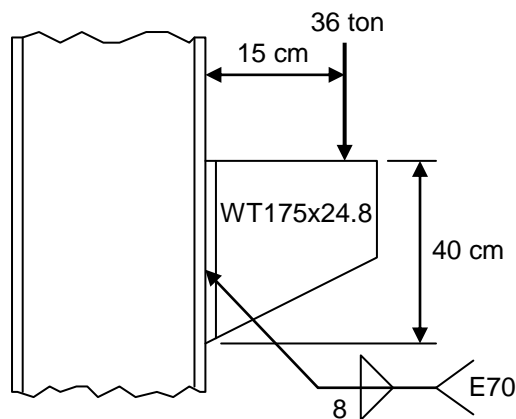
14-1



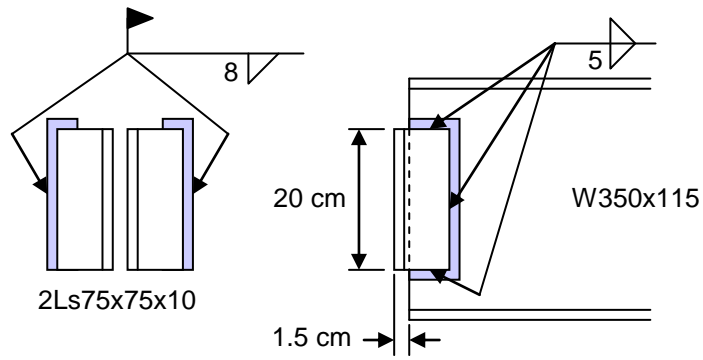
14-2



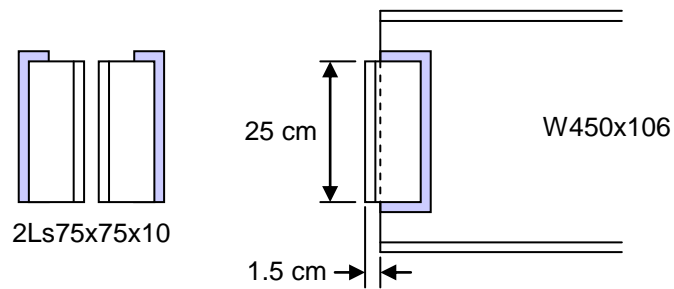
14-3 จงตรวจสอบจุดต่อเป็นหูช้างดังในรูป (WT175x24.8 ได้จาก W350x49.6 มาตัดแบ่งครึ่ง)



14-4 พิจารณาแรงปฏิกิริยาปลายคานมากที่สุดที่ขอมให้ของจุดต่อเชื่อมคานแบบโครงสร้างในรูป เหล็กที่ใช้ทั้งหมดเป็น A36 ลวดเชื่อม E70



14-5 จงออกแบบรอยเชื่อมที่เอวคานและปีกเสาสำหรับคาน $W450 \times 106$ ดังในรูป ใช้ลวดเชื่อม E70 เหล็กที่ใช้เป็น A36 แรงปฏิกิริยาปลายคานคือ 20 ตัน



15

การก่อสร้างแบบวัสดุผสม

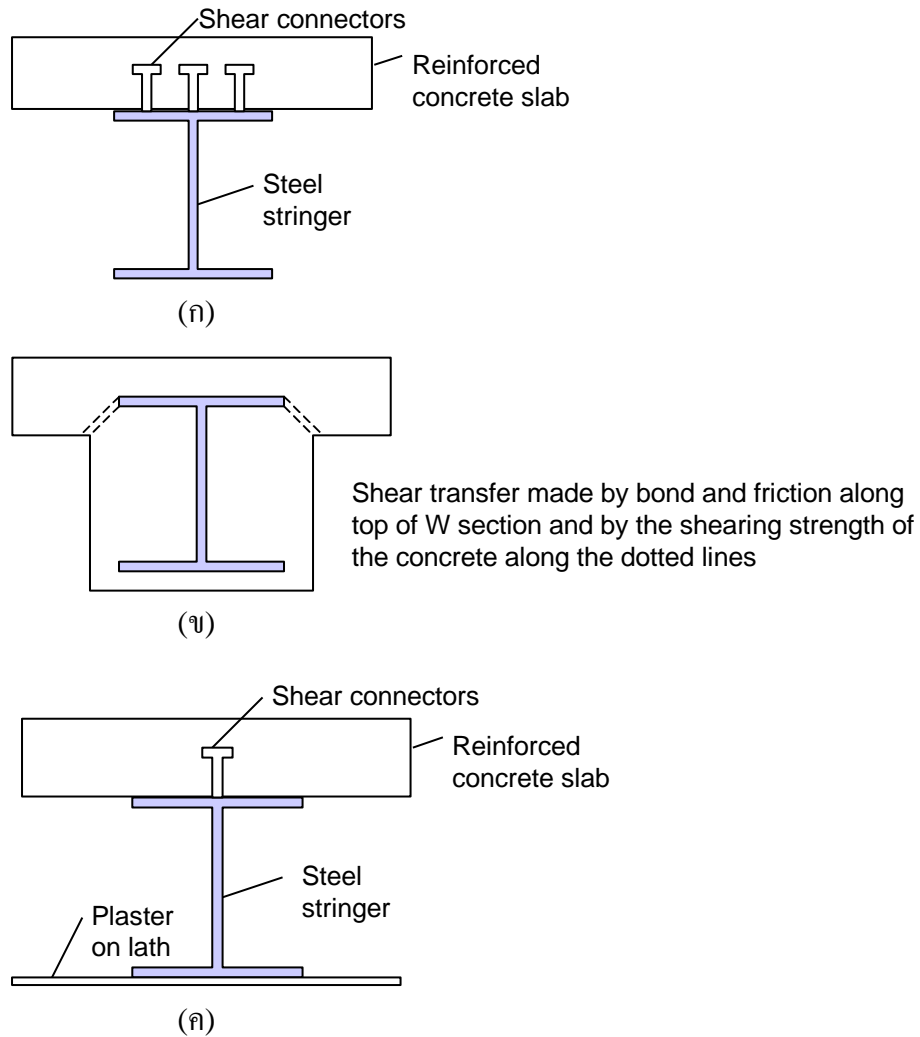
15.1 บทนำ

การก่อสร้างแบบวัสดุผสมคือการก่อสร้างที่ใช้วัสดุตั้งแต่สองชนิดขึ้นไปซึ่งโดยมากจะเป็นคอนกรีตและเหล็ก เมื่อคานเหล็กรองรับพื้นคอนกรีต โดยไม่มีการเตรียมให้มีการถ่ายเทแรงเฉือนระหว่างกัน เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกจะทำให้พื้นแอ่นตามคานไปด้วย นอกเสียจากว่าจะมีการยึดเหนี่ยวกันอย่างแน่นหนา(ดังเช่นในกรณีที่คานเหล็กถูกหล่อหุ้มด้วยคอนกรีต) น้ำหนักบรรทุกที่ถูกรองรับโดยพื้นจะมีค่าน้อยมากและอาจถูกละเลยได้

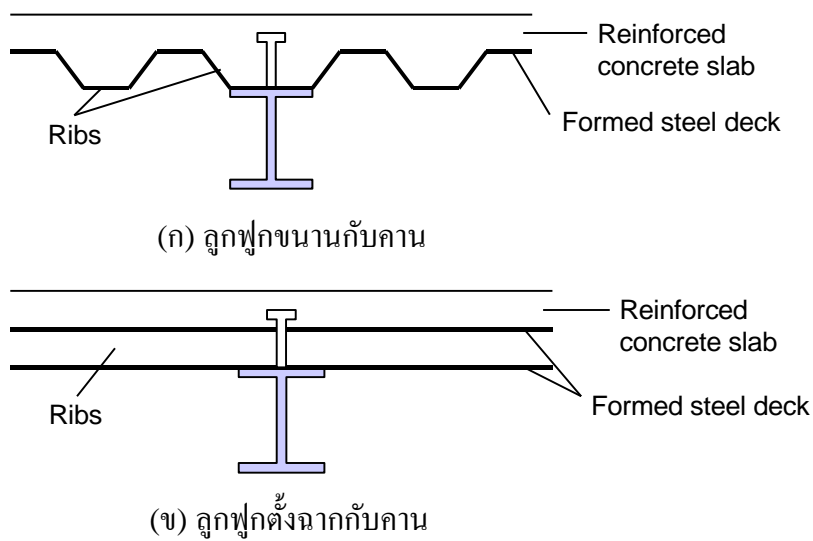
เป็นเวลาหลายปีที่คานเหล็กและพื้นคอนกรีตถูกใช้ด้วยกัน โดยไม่มีการคำนึงถึงผลของแรงกระทำระหว่างกัน อย่างไรก็ตามในช่วงทศวรรษที่ผ่านมาได้มีการค้นพบว่าความสามารถในการรับน้ำหนักจะเพิ่มขึ้นมากถ้ายึดองค์อาคารทั้งคู่เข้าด้วยกันเพื่อดันทานน้ำหนักบรรทุก องค์อาคารที่เกิดจากคานเหล็กและพื้นคอนกรีตนี้โดยทั่วไปจะรับน้ำหนักได้เพิ่มขึ้นหนึ่งในสาม หนึ่งในสอง หรือบางที่อาจมากกว่านั้น

การก่อสร้างแบบวัสดุผสมสำหรับสะพานทางด่วนได้เริ่มมีใช้ในข้อกำหนดของ AASHTO ในปี 2487 และตั้งแต่ปี 2493 เป็นต้นมาการใช้พื้นผิวสะพานแบบใช้วัสดุต่างชนิดกันก็ถูกใช้กันอย่างแพร่หลายจนถึงปัจจุบัน ในสะพานเหล่านี้แรงเฉือนในแนวยาวจะถูกถ่ายจากคานชอยลงสู่พื้นคอนกรีตเสริมเหล็กคานฟ้าด้วยอุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือน (จะกล่าวถึงในหัวข้อ 15.6) ทำให้พื้นหรือคานฟ้าต้องช่วยรับโมเมนต์ดัดรูปแบบของหน้าตัดนี้เป็นดังในรูปที่ 15.1(ก)

การยอมให้ใช้พื้นวัสดุผสมซึ่งทำจากวัสดุต่างชนิดกันเช่นนี้ในระบบพื้นของอาคารเริ่มมีขึ้นในข้อกำหนด AISC ในปี 2495 ตัวอย่างในช่วงแรกของบทนี้จะเกี่ยวกับการคำนวณหน้าตัดวัสดุผสมโดยไม่ใช้แบบเหล็กถูกผูกซึ่งจะได้กล่าวถึงในช่วงหลังของบท



รูปที่ 15.1 (ก) พื้นสะพานวัสดุผสมใช้อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือน (ข) หน้าตัดเหล็กหุ้มคอนกรีตในอาคาร (ค) พื้นอาคารใช้อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือน



รูปที่ 15.2 หน้าตัดวัสดุผสมใช้แบบเหล็กลูกฟูก

15.2 ข้อได้เปรียบของการก่อสร้างแบบวัสดุผสม

พื้นในการก่อสร้างที่ใช้วัสดุต่างชนิดกัน ไม่เพียงแต่ทำหน้าที่ต้านทานน้ำหนักบรรทุกจรแต่ยังเป็นส่วนหนึ่งของคาน โดยทำหน้าที่คล้ายเป็นแผ่นหุ้มขนาดใหญ่สำหรับปีกบนของคานเหล็กทำให้กำลังของคานเพิ่มขึ้นมาก

ข้อได้เปรียบที่เด่นชัดของระบบพื้นวัสดุผสมก็คือการใช้ประโยชน์จากกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตที่มีค่าสูงโดยทำให้ส่วนใหญ่ของพื้นรับแรงอัด ในเวลาเดียวกันก็เก็บเนื้อที่ส่วนใหญ่ของเหล็กให้รับแรงดึง ผลก็คือทำให้ปริมาณเหล็กที่ใช้ลดลง หน้าตัดวัสดุผสมมีสติเฟเนสมากกว่าหน้าตัดธรรมดาและมีการแอ่นตัวน้อยกว่าบางทีอาจถึง 20-30 เปอร์เซ็นต์ นอกจากนี้จากการทดสอบยังพบว่าโครงสร้างวัสดุผสมสามารถรับน้ำหนักเกินพิกัดได้มากกว่าโครงสร้างธรรมดา

ข้อได้เปรียบนอกจากนั้นคือการมีความลึกพื้นที่น้อยกว่าซึ่งมีความสำคัญมากสำหรับอาคารสูง ความลึกที่ลดลงของพื้นทำให้ความสูงของอาคารลดลงซึ่งจะมีผลทำให้ลดค่าใช้จ่ายของ ผนัง ปุ่มน้ำ สายไฟ ระบบท่อ บันไดเลื่อน และฐานราก ข้อได้เปรียบที่สำคัญอีกประการที่ได้จากการลดความลึกคานคือการประหยัดค่าฉนวนกันไฟสำหรับคาน ข้อเสียเปรียบของการก่อสร้างแบบวัสดุผสมก็คือค่าใช้จ่ายที่เพิ่มขึ้นในการใช้อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนซึ่งจะมีค่ามากกว่าค่าใช้จ่ายที่ประหยัดได้ข้างต้นเมื่อช่วงคานสั้นและน้ำหนักบรรทุกมีขนาดเบา

15.3 ข้อควรพิจารณาเกี่ยวกับการค้ำยัน

หลังจากที่ติดตั้งคานเหล็กก็จะเทพื้นคอนกรีตบนคาน แบบหล่อ คอนกรีตสด และน้ำหนักบรรทุกจากการก่อสร้างอื่นๆจะต้องถูกรองรับโดยคานหรือโดยค้ำยันชั่วคราว ถ้าไม่มีการใช้ค้ำยันน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดรวมทั้งน้ำหนักคานเองก็จะถ่ายลงคาน ข้อกำหนดส่วนใหญ่กล่าวว่าเมื่อคอนกรีตมีกำลังถึง 75% ของกำลังที่ 28 วัน หน้าตัดจะกลายเป็นหน้าตัดวัสดุผสมและน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดที่กระทำอาจถูกพิจารณาว่าถูกรองรับโดยหน้าตัดวัสดุผสม ค้ำยันที่ใช้จะถูกรองรับคอนกรีตสดและน้ำหนักบรรทุกจากการก่อสร้างแต่จะไม่นับคานเหล็กเว้นแต่จะมีการเพิ่มระยะ โกงตัวเบื้องต้น เมื่อเอาค้ำยันออกน้ำหนักของพื้นคอนกรีตจะถูกถ่ายลงหน้าตัดวัสดุผสมไม่ใช่แค่เพียงคานเหล็ก ซึ่งจะเห็นได้ว่าการใช้ค้ำยันจะทำให้คานเหล็กมีขนาดเล็กลง แต่ปัญหาก็คือว่าค่าเหล็กที่ประหยัดได้นั้นจะคุ้มกับค่าค้ำยันที่ต้องเพิ่มเข้ามาหรือไม่? บางทีอาจไม่คุ้มก็ได้ โดยทั่วไปจึงใช้คานเหล็กขนาดใหญ่ไปเลยและไม่ใช้ค้ำยันด้วยเหตุผลหลายประการดังต่อไปนี้

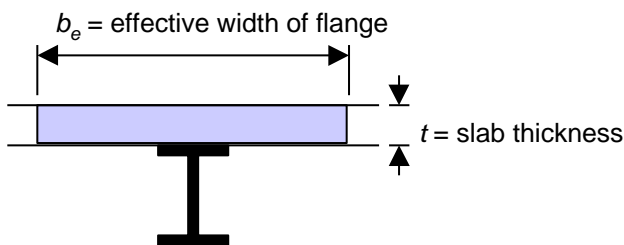
1. นอกเหนือไปจากเหตุผลทางด้านเศรษฐศาสตร์แล้ว การใช้ค้ำยันนั้นค่อนข้างเสี่ยงโดยเฉพาะเมื่ออาจมีการทรุดตัวของค้ำยันเช่นในกรณีที่มีกบอบ้อยในการก่อสร้างสะพาน

2. จากทั้งทฤษฎีและการทดสอบน้ำหนักบรรทุกแสดงให้เห็นว่ากำลังประลัยของหน้าตัดวัสดุผสมที่มีขนาดเท่ากันจะมีกำลังเท่ากันไม่ว่าจะทำการค้ำยันหรือไม่ ถ้าใช้คานที่เบากว่าเนื่องจากมีค้ำยันช่วยกำลังประลัยก็จะมีค่าน้อยลง

3. ข้อเสียอีกประการของการค้ำยันก็คือหลังจากที่คอนกรีตแข็งตัวและถอดค้ำยันออก พื้นจะมีพฤติกรรมวัสดุผสมในการรองรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ โดยจะรับแรงอัดโดยน้ำหนักบรรทุกถาวรเหล่านี้ซึ่งจะเกิดความคืบและการหดตัวค่อนข้างมากในแนวขนานกับคาน ผลก็คือหน่วยแรงในพื้นจะลดลงมากในขณะที่หน่วยแรงในเหล็กจะเพิ่มขึ้น จนน้ำหนักบรรทุกส่วนใหญ่ถูกรับโดยคานเหล็ก และผลของหน้าตัดวัสดุผสมก็ใช้ได้กับเฉพาะน้ำหนักบรรทุกจรเหมือนกับในกรณีที่ไม่ใช้ค้ำยัน

15.4 ความกว้างประสิทธิผลของปีกคาน

ปัญหาอีกประการที่ต้องพิจารณาก็คือการประมาณว่าส่วนของพื้นที่ทำหน้าที่เป็นส่วนหนึ่งของคานมีมากเท่าใด? ถ้าคานอยู่ใกล้กันหน่วยแรงคดในพื้นจะแผ่กระจายค่อนข้างสม่ำเสมอบนพื้นที่รับแรงอัด แต่ถ้าระยะห่างมีมากหน่วยแรงคดจะเริ่มมีค่าแปรเปลี่ยนตลอดความกว้างปีก ยิงพื้นหรือปีกคานอยู่ห่างจากตัวคานมากเท่าใดหน่วยแรงคดก็จะยิ่งมีค่าน้อยลงเท่านั้น ข้อกำหนดต่างๆ ได้พยายามที่จะแก้ปัญหานี้โดยการแทนความกว้างที่แท้จริงด้วยความกว้างที่แคบกว่าหรือความกว้างประสิทธิผลซึ่งจะมีค่าหน่วยแรงคงที่ พื้นเทียบเท่านี้จะรองรับแรงอัดทั้งหมดเท่ากับพื้นที่จริง ความกว้างประสิทธิผลของพื้น b_e เป็นดังในรูปที่ 15.3



รูปที่ 15.3

ส่วนของพื้นหรือปีกคานที่สามารถพิจารณาเป็นคานวัสดุผสมได้จะถูกควบคุมโดยข้อกำหนด AISC ซึ่งกล่าวว่าความกว้างประสิทธิผลของพื้นคอนกรีตบนแต่ละด้านของเส้นศูนย์กลางคานจะเท่ากับค่าน้อยที่สุดของค่าดังต่อไปนี้ โดยกฎเหล่านี้สามารถใช้ได้ทั้งพื้นด้านเดียวหรือทั้งสองด้านของคาน

1. หนึ่งในแปดของช่วงคานวัดจากศูนย์กลางของจตุรองรับ
2. ครึ่งหนึ่งของระยะระหว่างคาน
3. ระยะระหว่างคานถึงขอบพื้น

15.5 การคำนวณหน่วยแรงสำหรับหน้าตัดวัสดุผสมที่ไม่มีคอนกรีตหุ้ม

เพื่อที่จะคำนวณหน่วยแรงคุณสมบัติของหน้าตัดวัสดุผสมจะถูกคำนวณ โดยวิธีหน้าตัดแปลง(Transformed area method) โดยจะแปลงหน้าตัดวัสดุผสมที่มีวัสดุต่างกันให้เป็นหน้าตัดเทียบเท่าที่เป็นวัสดุชนิดเดียว ในการออกแบบโดยทั่วไปมักนิยมแปลงคอนกรีตเป็นพื้นที่เหล็กเทียบเท่า ในขณะที่วิธีกลับกันจะใช้ในการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก

ในกระบวนการแปลงหน้าตัดคอนกรีตและเหล็กจะถูกสมมุติให้ยึดติดกันอย่างแน่นหนาเพื่อให้ความเครียดที่ระยะจากแกนสะเทินเดียวกันมีค่าเท่ากัน จากกฎของฮุกที่จุดใด ๆ ในวัสดุหน่วยแรงจะมีค่าเท่ากับความเครียดคูณกับค่ามอดุลัสของวัสดุ ($E E_c$ สำหรับคอนกรีต หรือ $E E_s$ สำหรับเหล็ก) ดังนั้นหน่วยแรงในเหล็กจึงมีค่าเป็น $E E_s / E E_c = E_s / E_c$ เท่าของคอนกรีต อัตราส่วน E_s / E_c เรียกว่าอัตราส่วนโมดูลาร์ n ดังนั้นต้องพื้นที่คอนกรีต n ซม.² เพื่อรับหน่วยแรงทั้งหมดของเหล็กพื้นที่ 1 ซม.² ดังนั้นพื้นที่ A_c จึงถูกเปลี่ยนเป็นพื้นที่เหล็กเท่ากับ A_c / n และเรียกว่า A_{ctr}

ข้อกำหนดของ American Concrete Institute (ACI) แนะนำให้ใช้สูตรต่อไปนี้ในการคำนวณค่าโมดูลัสความยืดหยุ่นของคอนกรีตที่มีหน่วยน้ำหนัก 1.45 ถึง 2.48 ตัน/ลบ.ม.

$$E_c = 4,270 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (15.1)$$

เมื่อ w คือหน่วยน้ำหนักคอนกรีตมีหน่วยเป็นตัน/ลบ.ม. และ f'_c คือกำลังรับแรงอัดของคอนกรีตมีหน่วยเป็น ก.ก./ซม.²

จากข้อมูลข้างต้นจะเห็นได้ว่าโมดูลัสยืดหยุ่นของคอนกรีตและอัตราส่วน โมดูลาร์เป็นฟังก์ชันของทั้งกำลังและหน่วยน้ำหนักของคอนกรีต ในการคำนวณหน่วยแรงดัด AISC กำหนดให้พื้นที่แปลงหรือเทียบเท่าของคอนกรีตสำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติหรือคอนกรีตน้ำหนักเบาหาได้โดยการหารพื้นที่จริงด้วยอัตราส่วน โมดูลาร์ n สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ สำหรับการคำนวณระยะแอนตัวข้อกำหนดเดียวกันนี้กล่าวว่าหน้าตัดแปลงของคอนกรีตต้องหาโดยใช้ค่า n จากทั้งกำลังและน้ำหนัก

เมื่อหน้าตัดวัสดุผสมที่มีอุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนที่เหมาะสมถูกก่อสร้างโดยไม่มีค้ำยัน AISC กำหนดให้คำนวณหน่วยแรงในเหล็กก่อนที่จะเกิดพฤติกรรมวัสดุผสม โดยสมมุติว่าโมเมนต์ทั้งหมดถูกต้านทาน โดยหน้าตัดเหล็ก หน่วยแรงที่คำนวณได้ต้องมีค่าไม่เกินค่าที่กำหนดสำหรับคานเหล็ก ค่า F_b ที่ใช้อาจถูกลดลงเนื่องจากการ โกงเดาะด้านข้างจากการบิด แต่มักใช้ค่า $0.66 F_y$ เมื่อคิดว่ามีการยึดรั้งด้านข้างจากแบบหล่อหรือแบบหล่อเหล็กแผ่นขึ้นรูป (Formed steel deck) ในสูตรการดัดข้างล่าง M_D คือโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักของคานเหล็กและคอนกรีตสด และ M_L คือโมเมนต์ที่เกิดจากน้ำหนักที่กระทำหลังคอนกรีตแข็งตัวแล้ว

ก่อนคอนกรีตแข็งตัว

$$f_s = \frac{M_D}{S_s} \leq F_b \quad (15.2)$$

โดยสมมุติว่าหน้าตัดเหล็กเพียงอย่างเดียวรองรับน้ำหนักบรรทุกทั้งหมดก่อนคอนกรีตแข็งตัว หน้าตัดวัสดุผสมจะถูกสมมุติให้รับน้ำหนักบรรทุกหลังจากนั้น หน่วยแรงในเหล็กจะถูกพิจารณาโดยสูตรข้างล่าง เมื่อ $S_{tr\ bot}$ คือค่าโมดูลัสหน้าตัดของหน้าตัดแปลงอ้างอิงกับปีกรับแรงดึง

หลังคอนกรีตแข็งตัว
$$f_s = \frac{M_D}{S_s} + \frac{M_L}{S_{tr\ bot}} \leq 0.9F_y \quad (15.3)$$

โมดูลัสหน้าตัดแปลงที่อ้างอิงกับผิวนอกสุดของคอนกรีตที่รับแรงอัด ($S_{tr\ top}$) จะถูกใช้ในการคำนวณหน่วยแรงในคอนกรีตสำหรับน้ำหนักบรรทุกที่มากกระทำหลังจากคอนกรีตแข็งตัว

หลังคอนกรีตแข็งตัว
$$f_c = \frac{M_L}{nS_{tr\ top}} \leq 0.45f'_c \quad (15.4)$$

ตัวอย่างที่ 15-1 จงพิจารณาหน่วยแรงสำหรับคานวัสดุผสมในรูปที่ 15.4 ตามข้อกำหนด AISC โดยสมมุติว่ามีการใช้อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนอย่างเพียงพอ และไม่มีการใช้ค้ำยัน สมมุติว่าเป็นคานช่วงเดียวและมีข้อมูลดังนี้

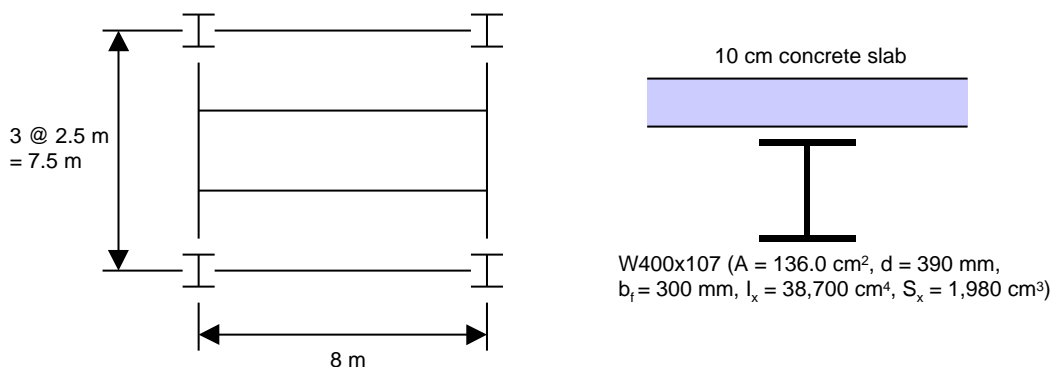
$LL = 500 \text{ กก./ม.}^2$, น้ำหนักผนังกันห้อง = 80 กก./ม.^2 ,

น้ำหนักพื้นคอนกรีตหนา 10 ซม. = 240 กก./ม.^2

$f'_c = 210 \text{ กก./ซม.}^2$,

$f_c =$ หน่วยแรงอัดคอนกรีตที่ยอมให้ = $0.45 f'_c = 94.5 \text{ กก./ซม.}^2$

$n = 9$, เหล็ก A36



รูปที่ 15.4

วิธีทำ คำนวณโมเมนต์:

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำก่อนคอนกรีตแข็งตัว (75% ของกำลังที่ 28 วัน)

พื้น = $(2.5)(240) = 600 \text{ กก./เมตร}$

$$\text{กาน} = 107 \text{ กก./เมตร}$$

$$\text{รวมน้ำหนักทั้งหมด} = 707 \text{ กก./เมตร}$$

$$M_D = 0.707(8)^2/8 = 5.66 \text{ ตัน-เมตร}$$

น้ำหนักบรรทุกที่กระทำหลังคอนกรีตแข็งตัว

$$\text{ผนังกันห้อง} = (2.5)(80) = 200 \text{ กก./เมตร}$$

$$LL = (2.5)(500) = 1250 \text{ กก./เมตร}$$

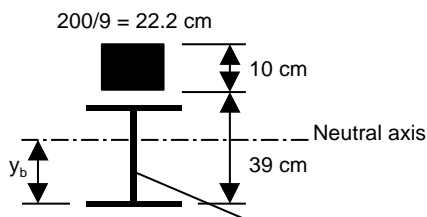
$$\text{รวมน้ำหนักทั้งหมด} = 1450 \text{ กก./เมตร}$$

$$M_L = 1.45(8)^2/8 = 11.6 \text{ ตัน-เมตร}$$

ความกว้างประสิทธิผลของปีก:

$$b = 2(1/8)(800) = 200 \text{ ซม. (ควบคุม)}$$

$$b = 2(1/2)(250) = 250 \text{ ซม.}$$



W400x107 ($A = 136.0 \text{ cm}^2$, $I_x = 38,700 \text{ cm}^4$, $S_x = 1,980 \text{ cm}^3$)

รูปที่ 15.5

คุณสมบัติของหน้าตัดวัสดุผสม (ดูรูปที่ 15.5):

$$A = 136 + (10)(22.2) = 358 \text{ ซม.}^2$$

$$y_b = (136 \times 19.5 + 10 \times 22.2 \times 44) / 358 = 34.7 \text{ ซม.}$$

$$I = 38,700 + 136(34.7 - 19.5)^2 + (1/12)(22.2)(10)^3 + 10(22.2)(44 - 34.7)^2 = 91,172 \text{ ซม.}^4$$

$$S_{tr\ bot} = 91,172 / 34.7 = 2,627 \text{ ซม.}^3$$

$$S_{tr\ top} = 91,172 / (49 - 34.7) = 6,376 \text{ ซม.}^3$$

ตรวจสอบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนหน้าตัด:

ก่อนคอนกรีตแข็งตัว

$$f_s = \frac{M_D}{S_s} = 5.66(1,000)(100) / 1,980 = 286 \text{ กก./ซม.}^2 < 0.66F_y = 1,650 \text{ กก./ซม.}^2$$

OK

หลังคอนกรีตแข็งตัว

$$f_s = \frac{M_D}{S_s} + \frac{M_L}{S_{trbot}} = 286 + 11.6(1,000)(100)/2,627 = 728 \text{ กก./ซม.}^2 < 0.9F_y = 2,250 \text{ กก./ซม.}^2$$

OK

$$f_c = \frac{M_L}{nS_{trtop}} = 11.6(1,000)(100)/(9 \times 6,376) = 20.2 \text{ กก./ซม.}^2 < f_c = 94.5 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{OK}$$

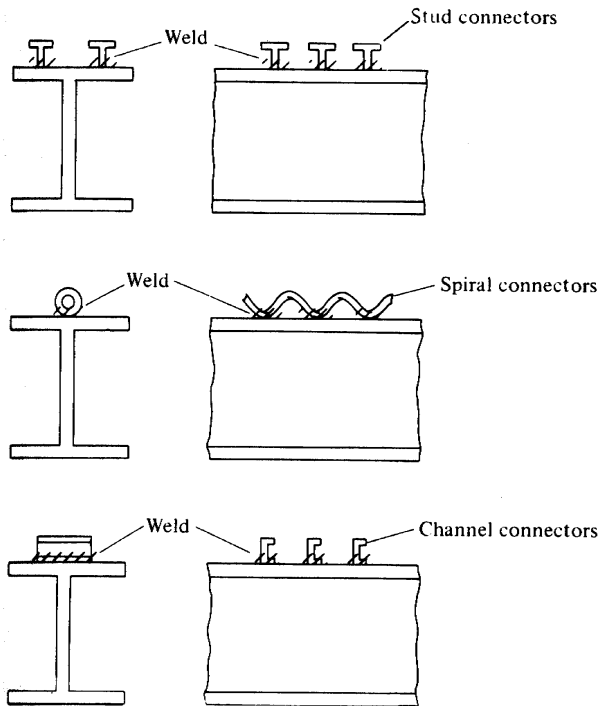
ในหน้าตัดวัสดุผสมโดยทั่วไปหน่วยแรงอัดในคอนกรีตมักไม่สำคัญนัก แต่ถ้าใช้เหล็กกำลังสูงและปีกคอนกรีตแคบหน่วยแรงอัดในคอนกรีตอาจมีค่าวิกฤติได้ หน่วยแรงในคอนกรีตในการก่อสร้างที่ใช้ค้ำยันจะมีค่าสูงกว่าการก่อสร้างที่ไม่ได้ใช้ อีกแนวทางหนึ่งที่ทำกันคือการใช้การก่อสร้างวัสดุผสมในบางส่วนซึ่งจะกล่าวถึงในหัวข้อ 15.9 จะทำให้หน่วยแรงในคอนกรีตลดลงได้

ถ้าแกนสะเทินตกอยู่ในส่วนที่เป็นพื้นคอนกรีตที่อยู่ต่ำกว่าแกนสะเทินจะถูกพิจารณาให้ไม่มีโมเมนต์อินเนอร์เซีย เนื่องจากคอนกรีตถูกสมมุติให้แตกร้าวและไม่มีกำลังรับแรงดึง

15.6 การถ่ายเทแรงเฉือน

พื้นคอนกรีตอาจถูกวางบนคานเหล็กโดยตรงหรืออาจหุ้มคานเพื่อป้องกันไฟ แรงเฉือนตามยาวสามารถถ่ายเทระหว่างเหล็กและคอนกรีตโดยแรงยึดเหนี่ยวตามธรรมชาติเมื่อคานถูกห่อหุ้ม เมื่อไม่มีการห่อหุ้มจะต้องใช้จุดต่อเชิงกลในการถ่ายเทน้ำหนักบรรทุก การหุ้มฉนวนกันไฟจะไม่มีผลจำเป็นสำหรับสะพานและพื้นจะถูกวางบนคานเหล็ก สะพานจะรองรับน้ำหนักบรรทุกกระแทกขนาดใหญ่ แรงยึดเหนี่ยวระหว่างคานและพื้นจึงมักกระเทาะแตกง่ายจะถูกไม่นำมาพิจารณา ด้วยเหตุนี้เองอุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนจึงถูกออกแบบเพื่อต้านทานแรงเฉือนทั้งหมดระหว่างพื้นสะพานและคาน

ได้มีการลองใช้จุดต่อแรงเฉือนหลายแบบได้แก่ ลวดเกลียว รางน้ำ หน้าตัด Z เหล็กฉาก และสลักเกลียว บางรูปแบบของจุดต่อเหล่านี้เป็นดังแสดงในรูปที่ 15.7 เมื่อพิจารณาถึงความประหยัดแล้วสลักเกลียวมักจะถูกนำมาใช้โดยเชื่อมติดกับผิวนอกของปีกบนคาน สลักเกลียวเหล่านี้จะมีขนาดตั้งแต่ 12 ถึง 25 ม.ม. และยาวตั้งแต่ 5 ถึง 20 ซม. แต่ที่ใช้มากที่สุดคือขนาด 19 หรือ 22 ม.ม. และยาว 5 และ 10 ซม.



รูปที่ 15.7 อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือน

โดยแรกเริ่มการติดตั้งอุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนในโรงผลิตจะประหยัดกว่า แต่แนวโน้มในการติดตั้งในสนามมีเพิ่มขึ้นเรื่อยๆ เหตุผลที่สำคัญมีสองประการคือ หนึ่งจุดต่ออาจได้รับความเสียหายระหว่างการขนส่งและการติดตั้งคาน และการมีจุดต่อบนหลังคานจะขัดขวางการทำงานของคนงานในช่วงแรกของการก่อสร้าง นอกจากนั้นหน้าตัดวัสดุผสมส่วนใหญ่จะใช้แบบหล่อเหล็กแผ่นขึ้นรูปซึ่งต้องติดตั้งจุดต่อแรงเฉือนในสนาม

ค่าแรงเฉือนที่ยอมให้โดย AISC สำหรับอาคารที่ใช้จุดต่อแบบต่างๆเป็นดังแสดงในตารางที่ 15.1 สำหรับคอนกรีตน้ำหนักปกติ ค่าที่ให้ไว้สำหรับ q คือกำลังประลัยของจุดต่อหารด้วยอัตราส่วนปลอดภัย 2.5 เพื่อให้ได้ค่าที่น้ำหนักบรรทุกที่ใช้งาน

เมื่อใช้คอนกรีตน้ำหนักเบาจำเป็นต้องลดค่าแรงเฉือนที่ยอมให้ลงโดยการคูณค่าในตาราง 15.1 ด้วยสัมประสิทธิ์ในตารางที่ 15.2

ตารางที่ 15.1 แรงเฉือนในแนวราบที่ยอมให้สำหรับหนึ่งจุดต่อ (q), ตัน

ชนิดของอุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือน	กำลังอัดคอนกรีต (f'_c) กก./ซม. ²		
	210	245	≥ 280
สลักเกลียววงขอหรือมีหัวขนาด $\phi 12$ ม.ม.×5 ซม.	2.27	2.45	2.63
สลักเกลียววงขอหรือมีหัวขนาด $\phi 16$ ม.ม.×6 ซม.	3.57	3.84	4.11
สลักเกลียววงขอหรือมีหัวขนาด $\phi 19$ ม.ม.×7.5 ซม.	5.13	5.58	5.94

สลักเกลียววงขอหรือมีหัวขนาด $\phi 22$ ม.ม.×9 ซม.	6.96	7.5	8.04
หน้าตัดรางน้ำ C75×6.92	0.78w	0.85w	0.91w
หน้าตัดรางน้ำ C100×9.36	0.83w	0.91w	0.96w
หน้าตัดรางน้ำ C125×13.4	0.90w	0.96w	1.02w

w = ความยาวเหล็กรางน้ำ ซม.

ตารางที่ 15.2 สัมประสิทธิ์สำหรับใช้กับคอนกรีตมวลเบา

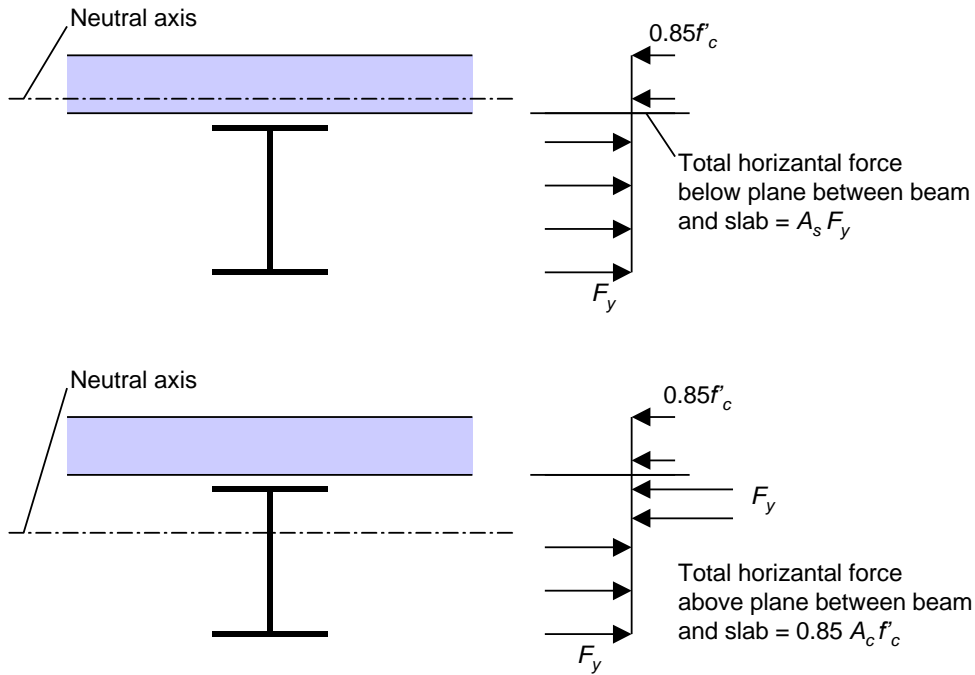
กำลังอัดคอนกรีต (f'_c) ก.ก./ซม. ²	หน่วยน้ำหนักในอากาศแห้งของคอนกรีต, ตัน/ม. ³						
	1.44	1.53	1.61	1.69	1.77	1.85	1.93
≤ 280	0.73	0.76	0.78	0.81	0.83	0.86	0.88
≥ 350	0.82	0.85	0.87	0.91	0.93	0.96	0.99

AISC กำหนดให้อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนมีระยะคอนกรีตหุ้มอย่างน้อย 2.5 ซม. ในทุกทิศทาง ยกเว้นจุดต่อที่ถูกติดตั้งบนลูกฟูกของแบบเหล็ก นอกจากนั้นเว้นเสียแต่จุดต่ออยู่ตรงแนวบนเอวคานพอดิ เส้นผ่านศูนย์กลางของจุดต่อจะต้องไม่เกิน 2.5 เท่าของความหนาปีกคาน จากการทดสอบพบว่าถ้าไม่ทำตามนี้ จุดต่อมักจะถูกฉีกออกก่อนถึงกำลังต้านทานแรงเฉือนเต็มที่

อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนต้องสามารถต้านทานทั้งการเคลื่อนตัวในแนวราบและแนวตั้งเนื่องจาก แนวโน้มที่จะมีการเลื่อนไถลในแนวตั้ง AISC จึงจำกัดระยะห่างในแนวยาวของจุดต่อให้มีค่ามากที่สุดเท่ากับ 8 เท่าของความหนาพื้น (เมื่อใช้แบบเหล็กลูกฟูกระยะมากที่สุดคือ 90 ซม.) หัวสลักเกลียวจะช่วยป้องกันการแยกตัวในแนวตั้ง ระยะน้อยที่สุดที่ยอมให้คือ 6 เท่าเส้นผ่านศูนย์กลางในแนวยาวและ 4 เท่าเส้นผ่านศูนย์กลางในแนวขวาง

ในการพิจารณาแรงเฉือนในแนวราบของ AISC นั้น แทนที่จะออกแบบโดยคำนวณแรงเฉือนจาก สูตร VQ/I แรงเฉือนจะถูกประมาณที่สถานะน้ำหนักบรรทุกประลัย เมื่อนำคานวัสดุผสมมาทดสอบการวิบัติ มักเกิดจากการรุดแตกของคอนกรีต ซึ่งขณะที่เกิดการวิบัตินั้นจะสมมุติว่าทั้งคอนกรีตและเหล็กถึงสถานะหน่วยแรงพลาสติก

จากรูปที่ 15.8 ถ้าแกนสะเทินอยู่ในส่วนที่เป็นพื้น จะถือว่าค่าแรงเฉือนในแนวราบมากที่สุด(หรือแรงในแนวราบที่ระนาบระหว่างเหล็กและคอนกรีต)เท่ากับ $A_s F_y$ และถ้าแกนสะเทินอยู่ในตำแหน่งที่เป็นคานเหล็ก จะถือว่าแรงเฉือนมากที่สุดเท่ากับ $0.85 f'_c A_c$



รูปที่ 15.8

จากข้อมูลเหล่านี้สูตรสำหรับ V_h จึงถูกเขียนขึ้นดังแสดงข้างล่าง ซึ่งค่าเหล่านี้จะถูกหารด้วย 2 เพื่อประมาณให้อยู่ในสถานะน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน AISC กำหนดให้คำนวณค่า V_h จากทั้งสองสูตรแล้วใช้ค่าที่น้อยกว่า V_h คือแรงเฉือนทั้งหมดที่จะถูกต้านทานระหว่างจุดที่มีโมเมนต์บวกมากที่สุด ในคานช่วงเดียวและปลายคาน (สำหรับคานต่อเนื่องจะอยู่ระหว่างจุดที่มีโมเมนต์บวกมากที่สุดและจุดเปลี่ยนความโค้ง) จำนวนอุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนที่ต้องการในแต่ละด้านของจุดที่มีโมเมนต์บวกมากที่สุดจะหาได้โดยการหาร V_h ด้วย q ซึ่งเป็นกำลังของจุดต่อหนึ่งตัวเป็นต้นซึ่งได้จากตาราง 15.1 และ 15.2

$$V_h = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} \tag{15.5}$$

$$V_h = \frac{A_s F_y}{2} \tag{15.6}$$

$$N_l = \text{จำนวนของจุดต่อ} = \frac{V_h}{q}$$

เมื่อมีเหล็กเสริมตามยาว (มีพื้นที่ A'_s และหน่วยแรงคราก F_{yr}) อยู่ในความกว้างประสิทธิผลของปีกคอนกรีตและได้ถูกรวมอยู่ในการคำนวณคุณสมบัติของหน้าตัดวัสดุผสมด้วยแล้ว สมการแรกของ V_h ก็ควรจะกลายเป็น

$$V_h = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} + \frac{A'_s F_{yr}}{2} \tag{15.7}$$

เนื่องจากอุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนก่อนข้างยึดหยุ่นจึงทำให้มีการเลื่อนไถลระหว่างคานเหล็กและพื้นคอนกรีตซึ่งจะทำให้เกิดการกระจายซ้ำของน้ำหนักบรรทุกระหว่างอุปกรณ์ยึดที่ไม่เท่ากัน ดังนั้น AISC จึง

ยอมให้ออกแบบโดยใช้น้ำหนักบรรทุกและระยะห่างอุปกรณ์ยึดที่สม่ำเสมอระหว่างจุดที่มีโมเมนต์บวกมากที่สุดและจุดที่มีโมเมนต์เป็นศูนย์ได้

15.7 การแอ่นตัว

การแอ่นตัวของคานวัสดุผสมอาจทำได้โดยใช้วิธีเดียวกับคานชนิดอื่นแต่ต้องระวังในการคำนวณการแอ่นตัวที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกหลายกรณีแยกกัน ตัวอย่างเช่นน้ำหนักบรรทุกคงที่ที่กระทำกับคานเหล็ก(ถ้าไม่มีการล้าย่น) น้ำหนักบรรทุกคงที่ที่กระทำกับหน้าตัดวัสดุผสม และน้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำกับหน้าตัดวัสดุผสม

ผลของความคืบในคอนกรีตที่รับแรงอัดในระยะยาวจะทำให้เกิดการแอ่นตัวที่เพิ่มขึ้นตามกาลเวลา แต่มักไม่ค่อยมีความสำคัญในคานวัสดุผสมทั่วไป ถ้าผู้ออกแบบรู้สึกว่าจะมีความสำคัญก็อาจคำนวณการแอ่นตัวระยะยาวได้โดยใช้ค่าอัตราส่วนโมดูลาร์ $2n$ ในการคำนวณระยะแอ่นตัวของหน้าตัดวัสดุผสม

15.8 สัดส่วนของหน้าตัดวัสดุผสม

การก่อสร้างแบบวัสดุผสมจะมีข้อได้เปรียบในด้านการประหยัดเมื่อน้ำหนักบรรทุกมาก ช่วงคานยาว และคานถูกวางห่างกัน สำหรับโครงสร้างเหล็กการก่อสร้างแบบวัสดุผสมจะประหยัดเมื่อช่วงคานอยู่ระหว่าง 7.5 ถึง 15 เมตร สำหรับสะพานช่วงคานเดี่ยวที่ให้ความประหยัดจะอยู่ที่ 36 เมตร และช่วงต่อเนื่องคือ 15 หรือ 18 เมตร สะพานวัสดุผสมจะมีช่วงเดี่ยวที่ประหยัดเท่ากับ 12 เมตร และช่วงต่อเนื่อง 18 เมตร

ในการคำนวณออกแบบอาคารช่วงคานมักถูกพิจารณาให้เป็นช่วงเดี่ยว แต่คานเหล็กโดยทั่วไปจะมีจุดรองรับเป็นจุดหมุนแบบไม่สมบูรณ์ทำให้เกิดโมเมนต์ลบขึ้นบ้างทำให้อาจเกิดการแตกร้าวในพื้นที่คอนกรีตได้ เพื่อป้องกันหรือลดการแตกร้าวจึงมีการวางเหล็กพิเศษที่ส่วนบนของพื้นยื่นเข้าไปในแผ่นพื้นประมาณ 60-90 ซม. ปริมาณของเหล็กที่ต้องเสริมเพิ่มเติมสำหรับผลจากอุณหภูมิและการหดตัวจะถูกกำหนดโดย ACI

ในบางครั้งมีการใช้แผ่นหุ้มท้องคานเหล็ก ซึ่งจะเห็นได้ว่าเมื่อพื้นคอนกรีตทำหน้าที่เป็นส่วนหนึ่งของคานก็จะทำให้มีพื้นที่รับแรงอัดมากมาย การมีแผ่นเหล็กหุ้มเพิ่มขึ้นที่ปีกรับแรงดึงจะทำให้หน้าตัดมีสมมูลดีขึ้นเล็กน้อยและแน่นอนว่ากำลังของหน้าตัดวัสดุผสมจะต้องเพิ่มขึ้น หรืออาจใช้เพื่อให้ได้กำลังเท่ากับสำหรับหน้าตัดที่มีความลึกน้อยกว่า(แม้ว่าการแอ่นตัวจะมากขึ้น) โดยทั่วไปแล้วแผ่นเหล็กหุ้มค่อนข้างแพงและไม่ค่อยถูกใช้บ่อย

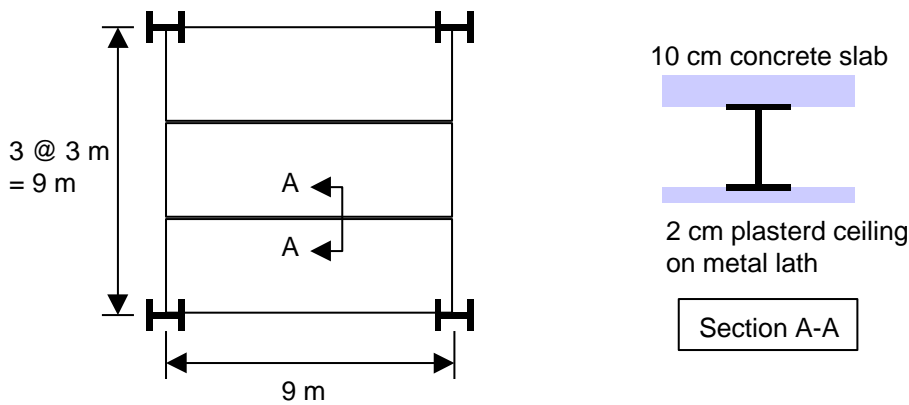
ในอาคารสูงซึ่งจะมีปัญหาของความสูงระหว่างชั้นทำให้ต้องการความลึกพื้นน้อยที่สุด ซึ่งสำหรับอาคารแล้วอัตราส่วนความลึกต่อช่วงคานที่น้อยที่สุดควรจะเป็นประมาณ $1/24$ ถ้าน้ำหนักบรรทุกค่อนข้างอยู่นิ่งและให้ใช้ $1/20$ ถ้าน้ำหนักบรรทุกมีการสั่นสะเทือน ความหนาของพื้นคอนกรีตจะได้มาจากการออกแบบคอนกรีต และความลึกของคานเหล็กจะถูกประมาณได้จากค่าเหล่านี้ สำหรับสะพาน AASHTO กำหนดค่า

น้อยที่สุดเท่ากับ 1/25 สำหรับความลึกทั้งหมดต่อช่วงคาน และ 1/30 สำหรับความลึกคานต่อช่วงคาน ถ้ามีการใช้น้ำตัดที่ตื้นกว่านี้จะต้องตรวจสอบว่าระยะแอนตัวไม่เกินค่าที่กำหนด

ตัวอย่างที่ 15-2 จงออกแบบหน้าตัดวัสดุผสมโดยใช้เหล็ก A36 และข้อกำหนด AISC สำหรับคานในรูปที่ 15.9 ไม่มีการใช้ค้ำยัน คานไม่ถูกเชื่อมมุม และเป็นคานช่วงเดียว จงพิจารณาระยะแอนตัวจากน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร ใช้อัตราดังนี้:

$$LL = 500 \text{ กก./ม.}^2, \text{ น้ำหนักเพดาน} = 50 \text{ กก./ม.}^2, \text{ น้ำหนักผนังกัน} = 75 \text{ กก./ม.}^2$$

$$\text{น้ำหนักคอนกรีต} = 2,400 \text{ กก./ม.}^3, f'_c = 210 \text{ กก./ซม.}^2, f_c = 94.5 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ และ } n = 9$$



รูปที่ 15.9

วิธีทำ คำนวณโมเมนต์และแรงเฉือน:

น้ำหนักบรรทุกขณะก่อสร้าง

$$\text{พื้น} = (0.10)(2,400)(3.0) = 720 \text{ กก./เมตร}$$

$$\text{สมมุติน้ำหนักคาน}(W400 \times 66) = 66 \text{ กก./เมตร}$$

$$\text{น้ำหนักทั้งหมด} = 786 \text{ กก./เมตร}$$

$$M_D = (0.786)(9)^2/8 = 7.96 \text{ ตัน-เมตร}$$

น้ำหนักบรรทุกหลังคอนกรีตแข็งตัว

$$\text{เพดาน} = 3(50) = 150 \text{ กก./เมตร}$$

$$\text{ผนังกัน} = 3(75) = 225 \text{ กก./เมตร}$$

$$LL = 3(500) = 1500 \text{ กก./เมตร}$$

$$\text{น้ำหนักทั้งหมด} = 1875 \text{ กก./เมตร}$$

$$M_L = (1.875)(9)^2/8 = 18.98 \text{ ตัน-เมตร}$$

โมเมนต์มากที่สุด $M_{max} = M_D + M_L = 7.96 + 18.98 = 26.94 \text{ ตัน-เมตร}$

แรงเฉือนมากที่สุด $V_{max} = (9/2)(0.786+1.875) = 11.97 \text{ ตัน}$

ความกว้างประสิทธิภาพของพื้น:

$$b = (1/4)(900) = 225 \text{ ซม. (ควบคุม)}$$

$$b = 300 \text{ ซม.}$$

โมดูลัสหน้าตัดที่ต้องการ:

$$S_{tr} \text{ สำหรับ } M_{max} = (26.94)(100)/(0.66 \times 2.5) = 1,633 \text{ ซม.}^3$$

สมมติว่ามีการยึดรั้งด้านข้างสำหรับปีกรับแรงอัด

$$S_s \text{ สำหรับ } M_D = (7.96)(100)/(0.66 \times 2.5) = 482 \text{ ซม.}^3$$

ลองเลือกใช้หน้าตัด **W400×66** ($A_s = 84.12 \text{ ซม.}^2$, $d = 400 \text{ มม.}$, $t_w = 8 \text{ มม.}$, $t_f = 13 \text{ มม.}$,

$$I_s = 23,700 \text{ ซม.}^4, S_s = 1,190 \text{ ซม.}^3)$$

คุณสมบัติของหน้าตัดวัสดุผสม:

$$A = 84.12 + (10)(225/9) = 334 \text{ ซม.}^2$$

$$y_b = (84.12 \times 20 + 10 \times 25 \times 45)/334 = 38.7 \text{ ซม.}$$

$$I_{tr} = 23,700 + 84.12(38.7-20)^2 + (1/12)(25)(10)^3 + 10(25)(45-38.7)^2 = 65,122 \text{ ซม.}^4$$

$$S_{tr\ bot} = 65,122/38.7 = 1,683 \text{ ซม.}^3$$

$$S_{tr\ top} = 65,122/(50-34.7) = 5,763 \text{ ซม.}^3$$

ตรวจสอบหน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนหน้าตัด:

ก่อนคอนกรีตแข็งตัว

$$f_s = \frac{M_D}{S_s} = 7.96(1,000)(100)/1,190 = 669 \text{ กก./ซม.}^2 < 0.66F_y = 1,650 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{OK}$$

หลังคอนกรีตแข็งตัว

$$f_s = \frac{M_D}{S_s} + \frac{M_L}{S_{tr\ bot}} = 669 + 18.98(1,000)(100)/1,683$$

$$= 1,797 \text{ กก./ซม.}^2 < 0.9F_y = 2,250 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{OK}$$

$$f_c = \frac{M_L}{nS_{itrop}} = 18.98(1,000)(100)/(9 \times 5,763) = 36.6 \text{ กก./ซม.}^2 < f_c = 94.5 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{OK}$$

คำนวณระยะแอ่นตัว:

$$\text{ก่อนคอนกรีตแข็งตัว } \Delta_{DL} = \frac{5}{384} \frac{7.86 \times 900^4}{(2.1 \times 10^6)(23,700)} = 1.35 \text{ ซม.} < [900/360 = 2.5 \text{ ซม.}] \quad \text{OK}$$

$$\text{หลังคอนกรีตแข็งตัว } \Delta_{LL} = \frac{5}{384} \frac{18.75 \times 900^4}{(2.1 \times 10^6)(65,122)} = 1.17 \text{ ซม.} < [900/360 = 2.5 \text{ ซม.}] \quad \text{OK}$$

อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนสำหรับพฤติกรรมวัสดุผสมเต็มที:

ลองใช้สลักเกลียว 19 มม. ยาว 7.5 ซม.

$$\text{เส้นผ่าศูนย์กลางกลางสลักเกลียวมากที่สุด} = 2.5 t_f = 2.5(1.3) = 3.25 \text{ ซม.} > 1.9 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

แรงเฉือนมากที่สุดในแนวนอน:

$$V_h = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} = \frac{0.85(0.21)(225 \times 10)}{2} = 201 \text{ ตัน}$$

$$V_h = \frac{A_s F_y}{2} = \frac{84.12 \times 2.5}{2} = 105 \text{ ตัน} \quad \text{(ควบคุม)}$$

จากตารางที่ 15.1 ค่า $q = 5.13$ ตัน/จุดต่อ

จำนวนจุดต่อที่ต้องการ = $N = V_h/q = 105/5.13 = 20.47$ ตัวในแต่ละด้านของจุดโมเมนต์บวกมากที่สุด

ใช้สลักเกลียว $\phi 19$ มม. ยาว 7.5 ซม. จำนวน 41 ตัว วางห่างเท่าๆกัน 20 ตัวในแต่ละด้าน และหนึ่งตัวที่กลางช่วงคานหน้าตัด W400x66 ■

15.9 คานวัสดุผสมบางส่วน

สมมุติว่าต้องการออกแบบคานวัสดุผสมเพื่อด้านทาน โมเมนต์ 20 ตัน-เมตร แต่หลังจากที่ลองเลือกหน้าตัด และตรวจสอบกำลังที่ยอมรับพบว่าหน้าตัดสามารถด้านทานโมเมนต์ได้ 30 ตัน-เมตร ซึ่งแปลว่าถ้าเราจัดเตรียมอุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนเต็มที่หน้าตัดจะรับได้ถึง 30 ตัน-เมตร แต่จริงๆแล้วเราต้องการเพียง 20 ตัน-เมตรเท่านั้น

ดังนั้นถ้าเราจัดเตรียมอุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนให้เพียงพอเพื่อให้มีกำลัง 20 ตัน-เมตรก็น่าจะพอ ซึ่งจะ ทำให้จำนวนจุดต่อลดลง (อาจเป็นการคิดถ้ามีการใช้หน้าตัดนี้หลายๆครั้งในอาคาร) หน้าตัดที่ได้คือ หน้าตัด วัสดุผสมบางส่วน ที่มีจำนวนจุดต่อแรงเฉือนไม่เพียงพอที่จะทำให้หน้าตัดได้กำลังสูงสุด

แรงเฉือน V_h ที่ต้องการสำหรับพฤติกรรมวัสดุผสมเต็มที่จะถูกลดลงเป็น V'_h โดยใช้สูตรข้างล่าง
ค่าที่ได้จะถูกนำไปใช้ในการคำนวณจำนวนของจุดต่อที่ต้องการสำหรับพฤติกรรมวัสดุผสมบางส่วน

$$V'_h = V_h \left(\frac{S_{reqd} - S_s}{S_{tr} - S_s} \right)^2 \quad (15.8)$$

ค่า V'_h ไม่ควรน้อยกว่า 25% ของที่ต้องการสำหรับพฤติกรรมวัสดุผสมเต็ม (0.25 V_h) ค่าน้อยที่สุด
ที่ยอมรับนี้เป็นสิ่งจำเป็นเพื่อป้องกันการลื่นไถลมากเกินไปและการสูญเสียเสถียรภาพ

AISC กล่าวว่าแรงเฉือนที่ลดลง V'_h ที่ใช้ในการคำนวณโมดูลัสหน้าตัดประสิทธิภาพ S_{eff} ของหน้า
ตัดวัสดุผสมบางส่วนเท่ากับ q คูณจำนวนจุดต่อที่จะใช้ระหว่างจุดที่โมเมนต์มากที่สุดและจุดที่โมเมนต์มีค่า
ใกล้ศูนย์ที่สุด

$$V'_h = qN \geq 0.25V_h \quad (15.9)$$

ระยะแอนตัวจากน้ำหนักรรทุกจรที่เกิดขึ้นหลังจากเกิดพฤติกรรมวัสดุผสมแล้วจะมีค่ามากกว่าใน
หน้าตัดวัสดุผสมบางส่วน ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียประสิทธิภาพของหน้าตัดวัสดุผสมบางส่วนอาจหาได้จาก

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (I_{tr} - I_s) \quad (15.10)$$

ซึ่งค่าการแอนตัว Δ_{LL} สำหรับหน้าตัดวัสดุผสมบางส่วนจะเท่ากับ I_{tr}/I_{eff} คูณกับ Δ_{LL} สำหรับหน้าตัดวัสดุ
ผสมเต็ม

ตัวอย่างที่ 15-3 จงออกแบบจุดต่อในตัวอย่าง 15-2 ใหม่เพื่อให้มีกำลังเพียงพอสำหรับ โมเมนต์มากที่สุดที่มา
กระทำ และคำนวณระยะแอนตัวจากน้ำหนักรรทุกจรใหม่ด้วย

วิธีทำ จุดต่อ:

$$S_{eff} = S_{tr} \text{ ที่ต้องการ} = 1,633 \text{ ซม.}^3 \text{ จากตัวอย่างที่ 15-2}$$

$$V'_h = V_h \left(\frac{S_{reqd} - S_s}{S_{tr} - S_s} \right)^2 = 105 \left(\frac{1633 - 1190}{1683 - 1190} \right)^2 = 84.8 \text{ ตัน}$$

$$0.25 V_h = 0.25(105) = 26.3 \text{ ตัน} < 84.8 \text{ ตัน}$$

OK

จำนวนจุดต่อที่ต้องการ = $N = V_h/q = 84.8/5.13 = 16.53$ ตัวในแต่ละด้านของจุด โมเมนต์บวกมากที่สุด

ใช้สลักเกลียว $\phi 19$ มม. ยาว 7.5 ซม. จำนวน 34 ตัว

ระยะแอ่นตัว:

$$V'_h = 5.13 \times 17 = 87.21 \text{ ตัน}$$

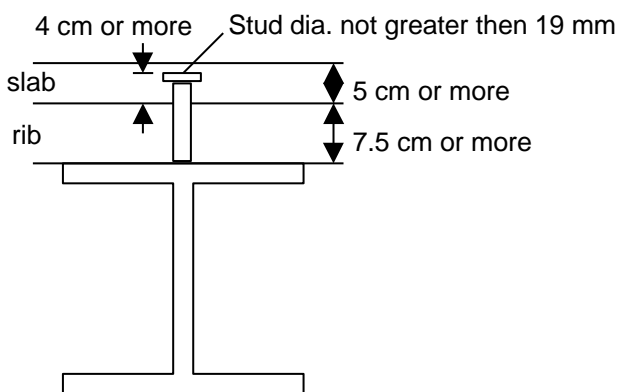
$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (I_{tr} - I_s) = 23700 + \sqrt{\frac{87.21}{105}} (65122 - 23700) = 61,450 \text{ ซม.}^4$$

$$\Delta_{LL} = (65,122/61,450) \times 1.17 = 1.24 \text{ ซม.} < [900/360 = 2.5 \text{ ซม.}] \quad \text{OK} \blacksquare$$

15.10 คานวัสดุผสมจากแบบหล่อเหล็กแผ่นขึ้นรูป

ดังได้กล่าวมาแล้วในเบื้องต้นว่าพื้นวัสดุผสมส่วนใหญ่ถูกก่อสร้างโดยใช้แบบหล่อเหล็กแผ่นขึ้นรูป ทฤษฎีที่ใช้กับหน้าตัดเหล่านี้จะเหมือนกับที่ใช้กับพื้นที่ไม่มีแบบหล่อเหล็กแผ่นขึ้นรูป อย่างไรก็ตามยังมีข้อกำหนดพิเศษสำหรับการใช้หน้าตัดวัสดุผสมรูปแบบนี้เป็นข้อๆและดังแสดงในรูปที่ 15.10

1. ความสูงของสัน (Rib) จะมีค่ามากที่สุดไม่เกิน 7.5 ซม.
2. ความกว้างโดยเฉลี่ยของสันคอนกรีตหรือความโค้งจะต้องไม่น้อยกว่า 5 ซม. แต่ในการคำนวณจะใช้ได้ไม่เกินระยะความกว้างน้อยที่สุดที่ส่วนบนของแบบเหล็ก
3. อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนต้องมีเส้นผ่าศูนย์กลางไม่เกิน 19 มม. และต้องสูงอย่างน้อยเกินส่วนบนของแบบเหล็ก 4 ซม.
4. พื้นคอนกรีตเหนือแบบเหล็กต้องหนาอย่างน้อย 5 ซม.
5. ถ้าลอนเหล็กตั้งฉากกับคานเหล็ก คอนกรีตส่วนที่ต่ำจากส่วนบนของแบบเหล็กจะไม่นำมาคิดในการคำนวณคุณสมบัติของหน้าตัดวัสดุผสมและพื้นที่ A_c ที่ใช้สำหรับคำนวณ V_h แต่ถ้าสันขนานกับคานเหล็ก คอนกรีตส่วนนี้อาจนำมาคิดในการคำนวณได้



รูปที่ 15.10 ข้อกำหนดหน้าตัดวัสดุผสมที่ใช้แบบหล่อเหล็กแผ่นขึ้นรูป

เมื่อสันของแบบเหล็กตั้งฉากกับคานเหล็ก ระยะห่างระหว่างจุดต่อแรงเฉือนตามความยาวคานต้องไม่เกิน 90 ซม. และแรงเฉือนที่ยอมให้ต่อจุดต่อ q จะถูกควบคุมด้วยตัวคูณลดค่าดังนี้

$$\left(\frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\right)\left(\frac{w_r}{h_r}\right)\left(\frac{H_s}{h_r} - 1.0\right) \leq 1.0 \quad (15.11)$$

เมื่อ h_r = ความสูงของสัน(ซม.)

H_s = ความยาวของจุดต่อหลังจากทำการเชื่อมแล้วมีค่าไม่เกิน $h_r + 7.5$ (ซม.)

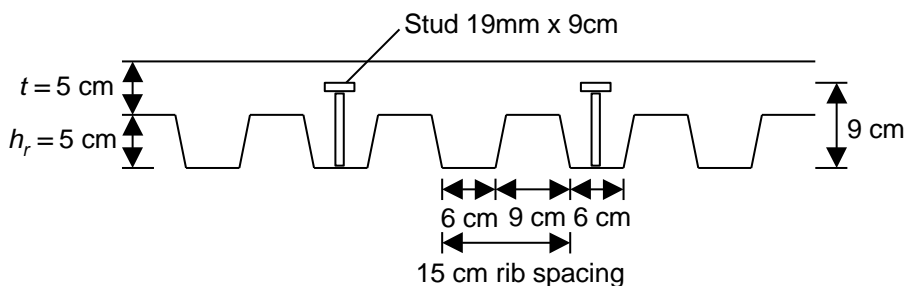
N_r = จำนวนของจุดต่อในหนึ่งสันซึ่งจะไม่เกินสามตัวแม้ว่าจะติดตั้งมากกว่าก็ตาม

w_r = ความกว้างโดยเฉลี่ยของสันคอนกรีต(ซม.)

เมื่อสันของแบบเหล็กขนานกับคานเหล็ก ความกว้างเฉลี่ย w_r ต้องไม่น้อยกว่า 5 ซม. และแรงเฉือนที่ยอมให้ต่อจุดต่อ q จะถูกควบคุมด้วยตัวคูณลดค่าดังนี้เว้นเสียแต่ว่าอัตราส่วน w_r/h_r จะน้อยกว่า 1.5

$$0.6\left(\frac{w_r}{h_r}\right)\left(\frac{H_s}{h_r} - 1.0\right) \leq 1.0 \quad (15.12)$$

ตัวอย่างที่ 15-4 ทำซ้ำตัวอย่างที่ 15-2 โดยใช้แบบเหล็กแผ่นขึ้นรูป(สันตั้งฉากกับคานเหล็ก) ความสูงของสันเท่ากับ 5 ซม. และพื้นคอนกรีตหนา 5 ซม. สมมุติ w_r เท่ากับ 6 ซม. ดังแสดงในรูปที่ 15.11



รูปที่ 15.11

วิธีทำ โมเมนต์และแรงเฉือน:

น้ำหนักบรรทุกขณะก่อสร้าง

$$\text{น้ำหนักพื้นและคานจากตัวอย่างที่ 15-2} = 786 \text{ กก./เมตร}$$

$$\text{สมมุติน้ำหนักแบบเหล็ก} = 30(3) = 90 \text{ กก./เมตร}$$

$$\text{รวมน้ำหนักทั้งหมด} = 876 \text{ กก./เมตร}$$

$$M_D = (0.876)(9)^2/8 = 8.87 \text{ คัน-เมตร}$$

น้ำหนักบรรทุกทุกหลังคอนกรีตแข็งตัว

$$M_L = 18.89 \text{ ตัน-เมตร จากตัวอย่างที่ 15-2}$$

โมเมนต์มากที่สุด $M_{max} = M_D + M_L = 8.87 + 18.98 = 27.76 \text{ ตัน-เมตร}$

แรงเฉือนมากที่สุด $V_{max} = (9/2)(0.876+1.875) = 12.38 \text{ ตัน}$

ความกว้างประสิทธิภาพของพื้น $b = 225 \text{ ซม. เหมือนตัวอย่าง 15-2}$

โมดูลัสหน้าตัดที่ต้องการ:

$$S_{tr} \text{ สำหรับ } M_{max} = (27.76)(100)/(0.66 \times 2.5) = 1,682 \text{ ซม.}^3$$

$$S_s \text{ สำหรับ } M_D = (8.87)(100)/(0.66 \times 2.5) = 538 \text{ ซม.}^3$$

ลองเลือกใช้หน้าตัด **W400×94.3** ($A_s = 120.1 \text{ ซม.}^2$, $d = 386 \text{ มม.}$, $t_w = 9 \text{ มม.}$, $t_f = 14 \text{ มม.}$,

$$I_s = 33,700 \text{ ซม.}^4, S_s = 1,740 \text{ ซม.}^3)$$

คุณสมบัติของหน้าตัดวัสดุผสม:

$$A = 120.1 + (5)(225/9) = 245.1 \text{ ซม.}^2$$

$$y_b = (120.1 \times 19.3 + 5 \times 25 \times 46.1) / 245.1 = 33.0 \text{ ซม.}$$

$$I_{tr} = 33,700 + 120.1(33.0 - 19.3)^2 + (1/12)(25)(5)^3 + 5(25)(46.1 - 33.0)^2 = 77,953 \text{ ซม.}^4$$

$$S_{tr\ bot} = 77,953 / 33.0 = 2,362 \text{ ซม.}^3$$

$$S_{tr\ top} = 77,953 / (48.6 - 33.0) = 4,997 \text{ ซม.}^3$$

ตรวจสอบหน่วยแรงและการแอ่นตัวเช่นเดียวกับตัวอย่าง 15-2 พบว่าใช้ได้

อุปกรณ์ยึดรับแรงเฉือนสำหรับพฤติกรรมวัสดุผสมเต็มที่โดยใช้สลักเกลียว 19 มม. ยาว 9 ซม.

เส้นผ่านศูนย์กลางสลักเกลียวมากที่สุด $= 2.5 t_f = 2.5(1.3) = 3.25 \text{ ซม.} > 1.9 \text{ ซม.}$

OK

แรงเฉือนมากที่สุดในแนวนอน $V_h = 105 \text{ ตัน}$ จากตัวอย่างที่ 15-2

จากตารางที่ 15-1 ค่า $q = 5.13 \text{ ตัน/จุดต่อ}$

คำนวณตัวคูณลดกำลังสลักเกลียวโดยสมมติว่า $N_r = 1$, $H_s = 9 \text{ ซม.}$ และให้ $h_r = 5 \text{ ซม.}$ $w_r = 6 \text{ ซม.}$

$$\text{ตัวคูณลดค่า} = \left(\frac{0.85}{\sqrt{1}} \right) \left(\frac{6}{5} \right) \left(\frac{9}{5} - 1 \right) = 0.816$$

$$q \text{ ที่ลดค่าแล้ว} = 0.816(5.13) = 4.19 \text{ ตัน}$$

$$N_{reqd} = 105 / 4.19 = 25.1 \text{ (ใช้ 50 สลักเกลียว)}$$

สลักเกลียว 25 ตัวบนแต่ละด้านกึ่งกลางคาน

ออกแบบสลักเกลียวสำหรับพฤติกรรมวัสดุผสมบางส่วน:

$$V'_h = 105 \left(\frac{1682 - 1740}{2075 - 1740} \right)^2 = 3.15 \text{ ตัน} < 0.25(105) = 26.3 \text{ ตัน}$$

$$N = 26.3 / 4.24 = 6.2$$

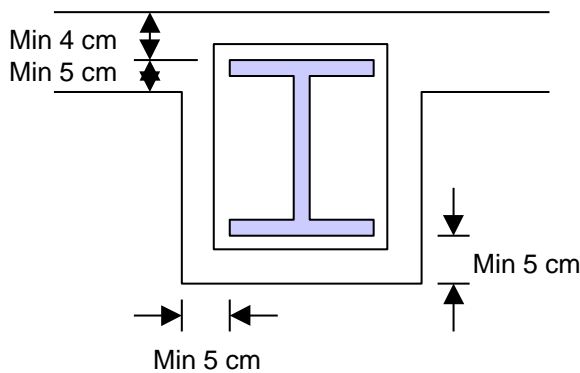
สลักเกลียว 6 ตัวบนแต่ละด้านกึ่งกลางคาน ■

15.11 หน้าตัดหุ้มคอนกรีต

เพื่อป้องกันไฟคานเหล็กในอาคารอาจถูกห่อหุ้มด้วยคอนกรีตอย่างสมบูรณ์แบบ ภายใต้อาคารหรือ
 บางอย่างแรงเฉือนในแนวราบระหว่างพื้นและคานถูกถ่ายเทโดยแรงยึดเหนี่ยวและแรงเสียดทานโดย
 ธรรมชาติ มาตรฐาน AISC กำหนดว่าการถ่ายเทเช่นนี้จะยอมรับได้เมื่อคอนกรีตที่หุ้มต้องถูกเทเป็นเนื้อ
 เดียวกับพื้นคอนกรีตและมีระยะหุ้มด้านข้างและด้านล่างอย่างน้อย 5 ซม. นอกจากนี้ส่วนบนของหน้าตัด
 เหล็กต้องอยู่ต่ำกว่าผิวพื้นอย่างน้อย 4 ซม. และสูงกว่าผิวล่างของพื้นอย่างน้อย 5 ซม. และต้องมีตะแกรง
 สำหรับคอนกรีตหุ้มอย่างเพียงพอ

AISC กำหนดว่าคานเหล็กที่ถูกหุ้มในคอนกรีตและไม่มีค้ำยันต้องสามารถต้านทานโมเมนต์ M_B
 เนื่องจากน้ำหนักคานและคอนกรีตสด

ก่อนคอนกรีตแข็งตัว:
$$f_s = \frac{M_B}{S_s} \leq 0.66F_y \tag{15.13}$$



รูปที่ 15.13 ข้อกำหนดของหน้าตัดเหล็กหุ้มคอนกรีต

หน่วยแรงค้ำหลังคอนกรีตแข็งตัวจะคำนวณโดยใช้คุณสมบัติของหน้าตัดวัสดุผสม ซึ่งหน้าตัดวัสดุ
 ผสมจะต้องต้านทาน โมเมนต์เหล่านี้โดยที่ f_s ไม่เกิน $0.66F_y$ หรือ f_c ไม่เกิน $0.45f'_c$

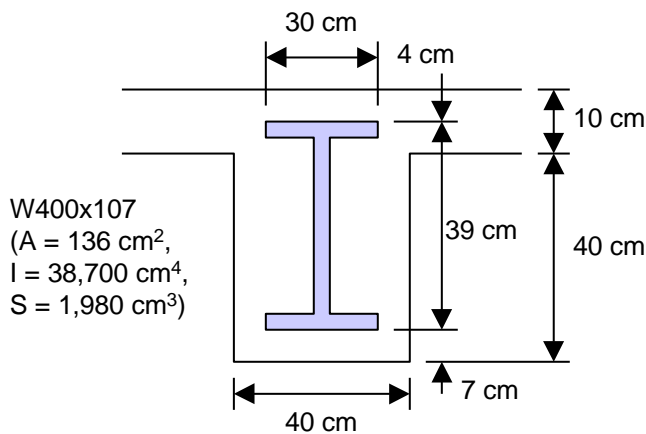
หลังคอนกรีตแข็งตัว:
$$f_s = \frac{M_D + M_L}{S_{trbot}} \leq 0.66F_y \tag{15.14}$$

$$f_c = \frac{M_D + M_L}{nS_{I_{rtop}}} \leq 0.45f'_c \quad (15.15)$$

ตัวอย่างที่ 15-5 คำนวณหน่วยที่เกิดขึ้นก่อนและหลังคอนกรีตแข็งตัวสำหรับหน้าตัดที่ไม่มีการค้ำยันในรูปที่ 15.14 โดยใช้ข้อมูลดังต่อไปนี้

เหล็ก A36, $f'_c = 210$ กก./ซม.², $n = 9$

ความกว้างประสิทธิภาพของปีก = 150 ซม., $M_D = 5$ ตัน-เมตร, $M_L = 15$ ตัน-เมตร



รูปที่ 15.14

วิธีทำ คำนวณคุณสมบัติของหน้าตัดวัสดุผสม:

ไม่คิดพื้นที่คอนกรีตส่วนที่อยู่ต่ำกว่าปีกถาน

$$A = 136 + 4(150)/9 = 136 + 66.7 = 202.7 \text{ ซม.}^2$$

$$y_b = (136 \times 26.5 + 66.7 \times 48) / 202.7 = 33.6 \text{ ซม.}$$

$$I = 38,700 + (136)(7.1)^2 + (1/12)(150/9)(4)^3 + (66.7)(14.4)^2 = 59,476 \text{ ซม.}^4$$

$$S_{bot} = 59,476 / (33.6 - 7) = 2,236 \text{ ซม.}^3$$

$$S_{top} = 59,476 / (50 - 33.6) = 3,627 \text{ ซม.}^3$$

ก่อนคอนกรีตแข็งตัว:

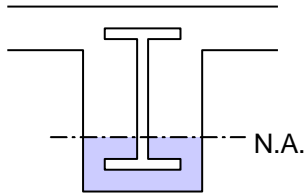
$$f_s = 5 \times 10^5 / 1,980 = 253 \text{ กก./ซม.}^2 < 1,650 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{OK}$$

หลังคอนกรีตแข็งตัว:

$$f_s = (15+5) \times 10^5 / 2,236 = 894 \text{ กก./ซม.}^2 < 1,650 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{OK}$$

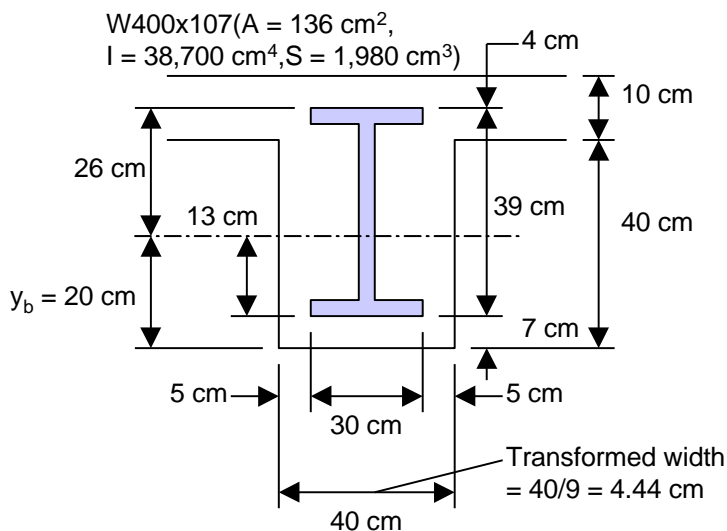
$$f_c = (15+5) \times 10^5 / (9 \times 3,627) = 61 \text{ กก./ซม.}^2 < 94.5 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{OK}$$

สำหรับการก่อสร้างอาคารแบบวัสดุผสมแบบมีช่วงคานต่อเนื่องนั้นสามารถใช้หน้าตัดหุ้มคอนกรีตได้โดยโมเมนต์บวกจะถูกต้านทานในลักษณะเดียวกับตัวอย่างที่แล้ว แต่สำหรับ โมเมนต์ลบจะใช้หน้าตัดแปลงดังในรูปที่ 15.15 พื้นที่ที่รับแรงก็คือส่วนของคอนกรีตที่รับแรงอัดและคอนกรีตบนด้านแรงดึงทั้งหมดจะไม่ถูกนำมาคิด



รูปที่ 15.15

ตัวอย่างที่ 15-6 จากหน้าตัดวัสดุผสมในตัวอย่างที่ 15-5 จงพิจารณาหน่วยแรงค้ดสำหรับโมเมนต์ลบ $M_D = 6$ ตัน-เมตร และ $M_L = 8$ ตัน-เมตร โดยสมมุติว่าไม่มีการใช้ค้ำยัน และข้อมูลอย่างอื่นเหมือนกับในตัวอย่างที่ 15-5



รูปที่ 15.16

วิธีทำ คุณสมบัติของหน้าตัด:

$$(4.44 y_b)(y_b/2) = (136)(26.5 - y_b)$$

$$y_b = 20 \text{ ซม.}$$

$$I_{tr} = 38,700 + (136)(6.5)^2 + (1/3)(4.44)(20)^3 = 56,286 \text{ ซม.}^4$$

ตรวจสอบหน่วยแรง:

ก่อนคอนกรีตแข็งตัว

$$f_s = 6 \times 10^5 / 1,980 = 303 \text{ กก./ซม.}^2 < 1,650 \text{ กก./ซม.}^2$$

OK

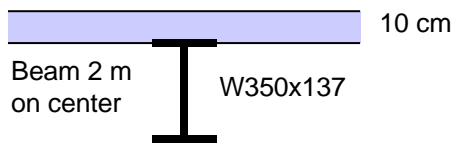
หลังคอนกรีตเชิงตัว:

$$f_s = 14 \times 105 \times 26 / 56,286 = 647 \text{ กก./ชม.}^2 < 1,650 \text{ กก./ชม.}^2 \quad \text{OK}$$

$$f_c = 14 \times 105 \times 20 / (9 \times 56,286) = 55 \text{ กก./ชม.}^2 < 94.5 \text{ กก./ชม.}^2 \quad \text{OK}$$

ปัญหาท้ายบทที่ 15

15-1 โดยใช้ข้อกำหนดของ AISC จงคำนวณหน่วยแรงตัดสำหรับหน้าตัดดังแสดงในรูป ซึ่งเป็นหน้าตัดที่ใช้กับช่วงคานเดี่ยวยาว 8 เมตร มีน้ำหนักบรรทุกทุกครั้งที่ 196 กก./ตร.ม. กระทำหลังจากเกิดหน้าตัดวัสดุผสมแล้ว และน้ำหนักจร 700 กก./ตร.ม. สมมติว่าไม่มีค้ำยันและ $n = 9$



15-2 ทำซ้ำปัญหา 15-1 โดยใช้ W200x30.6 มีแผ่นเหล็กหุ้ม 12×200 มม. บนปีกรับแรงดึง

15-3 ทำซ้ำปัญหา 15-1 โดยใช้แบบเหล็กแผ่นขึ้นรูปสันสูง 5 ซม. และหนัก 34 กก./ตร.ม.

15-4 ต้องใช้สลักเกลียว 22 มม. ยาว 9 ซม. กี่ตัวสำหรับหน้าตัดในปัญหา 15-1 ถ้าออกแบบเป็นหน้าตัดวัสดุผสมเต็มที? และถ้าออกแบบเป็นวัสดุผสมบางส่วน? ใช้เหล็ก A36 และคอนกรีต 210 กก./ชม.²

15-5 ใช้ปัญหา 15-4 กับข้อ 15-2 โดยใช้สลักเกลียว 19 มม. ยาว 8 ซม.

15-6 จงคำนวณการแอนตัวของหน้าตัดวัสดุผสมในข้อ 15-1 ก่อนและหลังคอนกรีตแข็งตัว

15-7 ใช้ปัญหา 15-6 กับข้อ 15-2

15-8 ใช้ปัญหา 15-6 กับข้อ 15-3

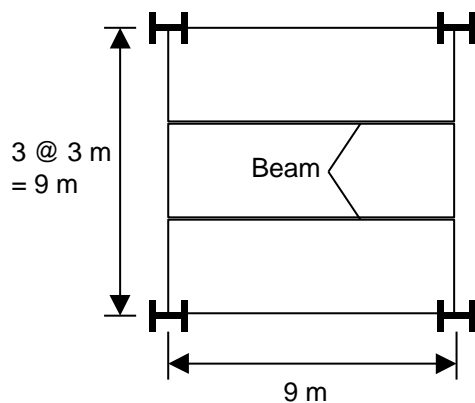
15-9 โดยใช้ข้อกำหนด AISC และเหล็ก A36 จงออกแบบหน้าตัดวัสดุผสมแบบไม่หุ้มคอนกรีตสำหรับคานช่วงเดี่ยวดังในรูป พื้นคอนกรีตหนา 10 ซม. และ $f'_c = 210$ กก./ชม.² น้ำหนักบรรทุกทุกจรทั้งหมดเท่ากับ 2 ตัน/เมตร

(ก) เลือกหน้าตัดคานเหล็ก

(ข) พิจารณาจำนวนสลักเกลียว 19 มม. ยาว 9 ซม. ที่ต้องการสำหรับพฤติกรรมวัสดุผสมเต็มที

(ค) คำนวณการแอนตัวจากน้ำหนักบรรทุกทุกจร

(ง) ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนในคาน



15-10 ทำซ้ำปัญหา 15-9 โดยใช้ $F_y = 3,500$ กก./ชม.² และ $f'_c = 280$ กก./ชม.²

15-11 คาน A36 วางห่างกัน 3 เมตร มีช่วงยาว 12 เมตร ฎุใช้ร้งรับพื้นคอนกรีตหนา 10 ซม. ($f'_c = 210$ กก./ซม.²) บนแบบเหล็กแผ่นขึ้นรูปลึก 7.5 ซม. สันของแบบเหล็กซึ่งตั้งฉากกับคานเหล็กมีความกว้างเฉลี่ย 6 ซม. น้ำหนักบรรทุกทุกคองที่ทั้งหมดคือ 1.2 ตัน/เมตร ต่อความยาวคาน และน้ำหนักบรรทุกจรคือ 1.8 ตัน/เมตร

(ก) จงเลือกหน้าตัดคาน

(ข) จงพิจารณาจำนวนสลักเกลียว 19 มม. ยาว 12 ซม. ที่ต้องการสำหรับพฤติกรรมวัสดุผสมเต็มที่

(ค) จงคำนวณการเอนตัวจากน้ำหนักบรรทุกจร และตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนในคาน

15-12 ทำซ้ำข้อ 15-11 โดยใช้ $F_y = 3,500$ กก./ซม.²

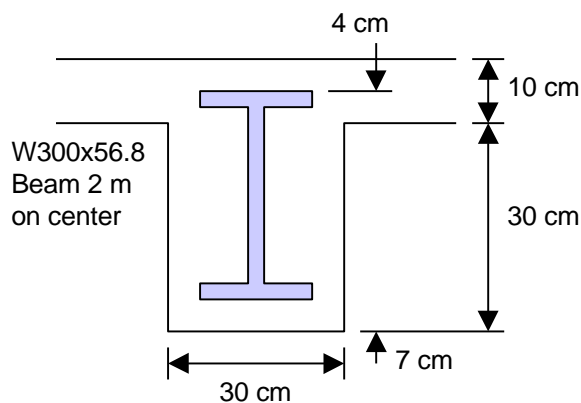
15-13 ทำซ้ำข้อ 15-11 โดยใช้ช่วงคาน 10 เมตร

15-14 ทำซ้ำข้อ 15-13 โดยใช้ $F_y = 2,500$ กก./ซม.²

15-15 จงเลือกหน้าตัด A36 เพื่อรองรับน้ำหนักบรรทุกจร 500 กก./ตร.ม. เป็นคานช่วงเดี่ยวยาว 10 เมตร วางห่างกัน 2.5 เมตร ทำการก่อสร้างโดยไม่มีค้ำยัน $f'_c = 210$ กก./ซม.² แบบเหล็กแผ่นขึ้นรูปมีสันตั้งฉากกับคาน ฎุใช้กับพื้นคอนกรีตหนา 5 ซม. สันมีความลึก 5 ซม. มีความกว้างเฉลี่ย 6 ซม. จงออกแบบสลักเกลียว 19 มม. ยาว 9 ซม. สำหรับพฤติกรรมวัสดุผสมเต็มที่ และคำนวณการเอนตัวจากน้ำหนักบรรทุกจร

15-16 ทำซ้ำปัญหา 15-15 โดยใช้น้ำหนักบรรทุกจร 800 กก./ตร.ม.

15-17 โดยใช้วิธีหน้าตัดแปลง จงคำนวณหน่วยแรงในหน้าตัดหุ้มคอนกรีตในรูปถ้าไม่มีการใช้ค้ำยัน หน้าตัดเป็นคานช่วงเดี่ยวยาว 10 เมตร น้ำหนักบรรทุกทุกคองที่เท่ากับ 150 กก./ตร.ม. น้ำหนักบรรทุกจรเท่ากับ 560 กก./ตร.ม. สมมุติ $n = 9$ เหล็ก A36 และ $f'_c = 210$ กก./ซม.²



16

คานประกอบ

16.1 บทนำ

ถ้าหน้าตัด W ที่ใหญ่ที่สุดไม่สามารถรองรับน้ำหนักบรรทุกที่เกิดขึ้นได้ วิธีการที่ประหยัดที่สุดคือการใช้หน้าตัดที่มีกำลังมากขึ้น แต่ถ้ายังไม่เพียงพอก็อาจเลือกใช้วิธีการดังต่อไปนี้ (ก) ใช้หน้าตัด W สองตัวหรือมากกว่าวางต่อกันด้านข้าง (เป็นวิธีที่แพง) (ข) ใช้แผ่นเหล็กหุ้มปีกคาน (Cover-plated beam) (ค) ใช้หน้าตัด W ประกอบ (Built-up W section) (ง) ใช้คานแผ่นเหล็กประกอบ (Plate girder) หรือ (จ) ใช้โครงถัก

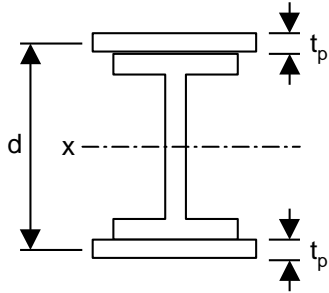
ถ้าใช้การวางหน้าตัดเพิ่มด้านข้างเพื่อใช้เป็นองค์อาคารรับแรงดัดจะต้องมีการเชื่อมต่อเป็นระยะๆ ไม่เกิน 1.5 เมตร ในบทนี้จะกล่าวถึงการวิเคราะห์และออกแบบหน้าตัดที่ประกอบโดยใช้เหล็กหุ้ม หน้าตัด W ประกอบ และคานแผ่นเหล็กประกอบ

16.2 คานแผ่นเหล็กหุ้ม (Cover-plated Beams)

นอกจากจะใช้ในกรณีที่โมเมนต์ที่ต้องถูกต้านทานมีค่าเกินกำลังที่หน้าตัด W ที่เล็กที่สุดสามารถรองรับได้เล็กน้อยแล้ว การใช้คานแผ่นเหล็กหุ้มยังมีประโยชน์ในการใช้งานลักษณะอื่นอีก ในบางกรณีความลึกคานจะถูกจำกัดทำให้ความต้านทานโมเมนต์ของหน้าตัด W ที่ความลึกจำกัดไม่เพียงพอ ตัวอย่างเช่นสถาปนิกอาจกำหนดความลึกมากที่สุดของคานมาในแบบสำหรับอาคาร ในสะพานความลึกคานอาจถูกกำหนดโดยข้อกำหนดของช่องเปิดของสะพาน คานแผ่นเหล็กหุ้มมักถูกใช้งานกันมากในกรณีเช่นนี้ นอกจากนั้นการใช้คานแผ่นเหล็กหุ้มอาจช่วยประหยัดค่าใช้จ่ายในกรณีที่ความลึกไม่จำกัดแต่มีหน้าตัด W มาตรฐานปริมาณมาก เมื่อความต้านทานโมเมนต์ของหน้าตัดไม่เพียงพอก็เชื่อมต่อแผ่นเหล็กกับปีกหน้าตัด ในบริเวณที่โมเมนต์มีค่าน้อยก็ไม่ต้องใส่แผ่นเหล็กเข้าไปทำให้ช่วยลดปริมาณเหล็กลงได้ การใช้งานในลักษณะนี้มักพบบ่อยในกรณีของคานต่อเนื่อง

ถ้าความลึกคานถูกกำหนดมาและต้องการใช้คานแผ่นเหล็กหุ้มขึ้นตอนโดยทั่วไปก็จะเริ่มจากการเลือกหน้าตัด W มาตรฐานที่มีความลึกน้อยพอที่จะมีที่ว่างสำหรับแผ่นเหล็กหุ้มบนและล่าง จากนั้นก็ทำการเลือกขนาดเหล็กหุ้มดังในรูปที่ 16.1 ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดทั้งหมดจะเท่ากับของหน้าตัด W

บวกกับของแผ่นเหล็กที่ยังไม่รู้ขนาด ซึ่งมีค่ารอบแกน x (ละเลยค่าน้อยรอบแกนของแผ่นเหล็กเอง)จะเท่ากับ $A(d/2)^2$ สำหรับแต่ละแผ่นเหล็ก



รูปที่ 16.1 คานแผ่นเหล็กหุ้ม

ถ้า d คือระยะระหว่างศูนย์กลางของแผ่นเหล็กที่ปีกทั้งสอง ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียของหน้าตัดทั้งหมดจะมีค่าเท่ากับ

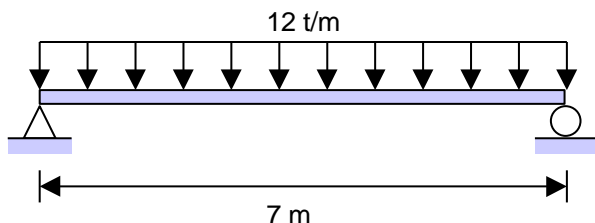
$$I_{reqd} = I_s + 2A\left(\frac{d}{2}\right)^2 \quad (16.1)$$

การใช้ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียหน้าตัดอาจมีความสะดวกมากกว่าการใช้โมเมนต์อินเนอร์เซียเนื่องจากสามารถเขียนในรูปค่าประมาณ (ค่า $d/2$ ไม่ใช่ค่าที่ถูกต้องเพราะไม่ใช่ระยะระหว่างผิวนอกสุด)

$$S_{reqd} = S_s + \frac{2A(d/2)^2}{d/2} = S_s + Ad \quad (16.2)$$

จากสมการที่ (16.2) ทำให้เราสามารถประมาณพื้นที่แผ่นเหล็กหุ้มที่ต้องการได้ใกล้เคียงมาก ดังจะเห็นได้จากการออกแบบคานแผ่นเหล็กหุ้มในตัวอย่างที่ 16-1

ตัวอย่างที่ 16-1 จงออกแบบคานโดยมีความลึกจำกัดที่ 60 ซม. สำหรับน้ำหนักบรรทุกทุกและช่วงคานดังในรูปที่ 16.2 สมมติว่าคานมีการรองรับด้านข้างอย่างสมบูรณ์สำหรับปีกรับแรงอัดและมีหน่วยแรงคดที่ขอมให้เท่ากับ $1,400 \text{ กก./ชม.}^2$ ใช้หน้าตัด W600×137 และแผ่นเหล็กหุ้ม



รูปที่ 16.2

วิธีทำ สมมติว่าคานหนัก = 180 กก./เมตร

$$M = (12.18)(7)^2/8 = 74.6 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$S_{\text{reqd}} = (74.6 \times 10^5)/1,400 = 5,329 \text{ ซม.}^3$$

หน้าตัด W600×137 ($d = 582$ มม. $b = 300$ มม. $I = 103,000$ ซม.⁴ $S = 3,530$ ซม.³) (ดูรูปที่ 16.3)

สมมุติว่าใช้แผ่นเหล็กหนา 8 มม.

$$S_{\text{reqd}} = S_s + Ad$$

$$5,329 = 3,530 + A(59.0)$$

$$A = 30.5 \text{ ซม.}^2$$

ลองใช้แผ่นเหล็ก PL 8 × 450 มม. บนแต่ละปีก ($A = 36$ ซม.²)

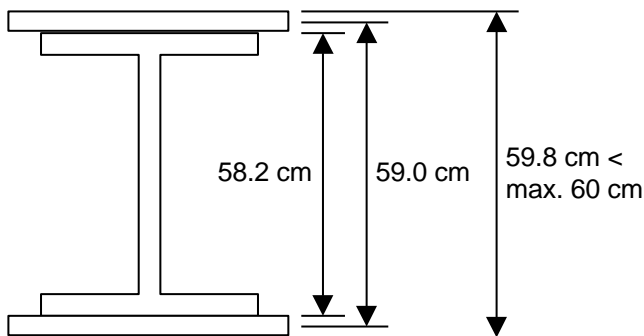
คำนวณค่า S ที่แท้จริง:

$$S = (103,000 + 2(36)(29.5)^2)/29.9 = 5,540 \text{ ซม.}^3 > 5,329 \text{ ซม.}^3$$

OK

ใช้หน้าตัด W600×137 โดยมี PL8×450 มม. บนแต่ละปีก

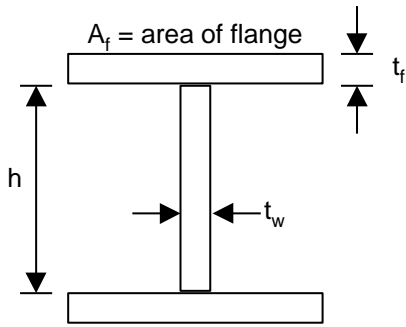
■



รูปที่ 16.3

16.3 หน้าตัด W ประกอบ (Built-up Wide-Flange Sections)

ในเบื้องต้นนี้เราจะมาทำความเข้าใจถึงความแตกต่างระหว่าง หน้าตัด W ประกอบ และ คานแผ่นเหล็ก ประกอบ เสียก่อนเนื่องจากการแยกแยะหน้าตัดทั้งสองอาจทำให้เกิดความสับสนได้ ตามข้อกำหนดของ AISC นั้นคานแผ่นเหล็กประกอบจะแตกต่างจากคานชนิดอื่นตรงความชะลูดของแผ่นเอว โดยความชะลูดนี้จะวัดได้จากอัตราส่วน h/t_w เมื่อ h คือระยะช่องว่างระหว่างปีกคาน และ t_w คือความหนาของแผ่นเอว (ดูรูปที่ 16.4)



รูปที่ 16.4

ถ้าหน้าตัดใดๆ ไม่ว่าจะทำโดยการรีดหรือประกอบจะถูกนิยามเป็นคานได้นั้นอัตราส่วน h/t_w จะต้องไม่เกิน $6,360/\sqrt{F_b}$ ซึ่งจะมีค่าเท่ากับ 164 สำหรับเหล็ก A36 โดยสมมุติว่า $F_b = 1,500$ กก./ซม.² ถ้าอัตราส่วนความลึกของเอวต่อความหนาที่มีมากกว่านี้ก็อาจเกิดการโก่งเคาะในแผ่นเอวก่อนที่หน่วยแรงตัดจะถึงจุดคราก(อัตราส่วนนี้สามารถเพิ่มขึ้นโดยการใช้แผ่นเสริมกำลังทางขวาง)

ตามข้อกำหนด AISC หน้าตัด W ประกอบมักประหยัดกว่าคานแผ่นเหล็กประกอบ เนื่องจากแผ่นเอวของหน้าตัดเหล่านี้มีความหนาเพียงพอในการรับแรงเฉือน โดยไม่เกิดการโก่งเคาะจึงไม่ต้องใช้แผ่นเสริมกำลังทางขวาง แม้ว่าจะหนักกว่าคานแผ่นเหล็กประกอบก็ตามราคาโดยรวมจะยังคงถูกกว่าเนื่องจากค่าแรงในการผลิตถูกกว่า นอกจากนั้นการคำนวณและออกแบบยังทำได้ง่ายกว่า

ตัวอย่างที่ 16-2 จงออกแบบคาน W ประกอบลึก 1.50 เมตร โดยไม่มีการใช้แผ่นเสริมกำลังทางขวางสำหรับช่วงคานเดี่ยว 20 เมตร รองรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ 4 ตัน/เมตร นอกจากนี้น้ำหนักของตัวเอง สมมุติว่ามีการรองรับด้านข้างสมบูรณ์สำหรับปีกรับแรงอัด ใช้เหล็ก A36 รอยเชื่อมแบบฟิลเลต และลวดเชื่อม E70

วิธีทำ โมเมนต์และแรงเฉือนมากที่สุด:

$$\text{สมมุติคานมีน้ำหนัก} = 300 \text{ กก./เมตร}$$

$$M = (4.3)(20)^2/8 = 215 \text{ ตัน-เมตร}$$

$$V = (10)(4.3) = 43 \text{ ตัน}$$

ขนาดของแผ่นเอวที่ต้องการ:

เพื่อให้แผ่นเอวคอมเพ็ค:

$$\frac{d}{t} \leq \frac{5,355}{\sqrt{F_y}} = \frac{5,355}{\sqrt{2,500}} = 107$$

$$\text{Min } t_w = 150/107 = 1.4 \text{ ซม.}$$

(ใช้ 1.5 ซม.)

ลองใช้แผ่นเอว 1.5×150 ซม. ($A_w = 225$ ซม.²)

$$d/t = 150/1.5 = 100 < 107$$

OK

ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือน:

$$f_v = 43,000/(1.5 \times 150) = 191 \text{ กก./ชม.}^2$$

$$k_v = 5.34$$

$$C_v = \frac{3,165,000 \times 5.34}{2,500 \times 100^2} = 0.676 < 0.8$$

$$F_v = 2,500 \times 0.676 / 2.89 = 585 \text{ กก./ชม.}^2 > 191 \text{ กก./ชม.}^2$$

เนื่องจาก $h/t_w < 260$ (ข้อกำหนด AISC) และหน่วยแรงเฉือนในแผ่นเอนน้อยกว่าค่ามากที่สุดที่ยอมให้ ดังนั้นจึงไม่ต้องการแผ่นเหล็กเสริมกำลัง

การเลือกแผ่นปีก:

หลังจากเลือกขนาดแผ่นเอนแล้ว พื้นที่ปีกที่ต้องการสามารถพิจารณาได้โดยเขียนสูตรของโมเมนต์หน้าตัดของหน้าตัด W ประกอบทั้งหมดในรูปของ h , t_w , t_f , และ A_f ดังในรูปที่ 16.4

$$S_{reqd} = 215 \times 10^5 / 1,650 = 13,030 \text{ ชม.}^3$$

$$S_{reqd} = \frac{\frac{1}{12} t_w h^3}{\frac{h}{2} + t_f} + \frac{2A_f \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2}{\frac{h}{2} + t_f}$$

สมมติ $t_f = 2$ ชม.

$$13,030 = \frac{\frac{1}{12} (1.5)(146)^3}{\frac{146}{2} + 2} + \frac{2A_f \left(\frac{146}{2} + \frac{2}{2} \right)^2}{\frac{146}{2} + 2}$$

$$A_f = \text{พื้นที่ของปีกหนึ่งข้าง} = 53.7 \text{ ชม.}^2 \quad (\text{ใช้ } 2 \times 28 \text{ ชม.})$$

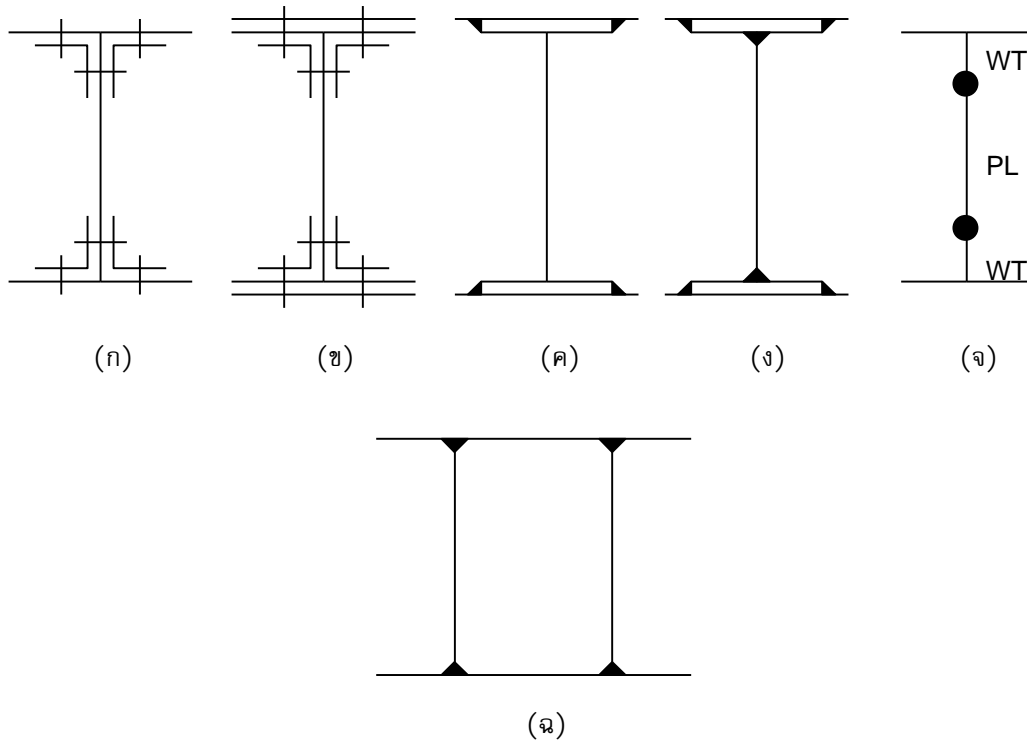
เลือกใช้แผ่นเอน 1.5×146 ชม. และแผ่นปีก 2×28 ชม. ■

16.4 กานแผ่นเหล็กประกอบ (Plate Girders)

กานแผ่นเหล็กประกอบเป็นหน้าตัดรูปตัว I ขนาดใหญ่ประกอบขึ้นจากแผ่นเหล็กและหน้าตัดรีดความสามารถในการต้านทานโมเมนต์ที่ได้จะอยู่ระหว่างกานรีดรูปพรรณและโครงถัก รูปแบบของกานแผ่นเหล็กประกอบเป็นดังในรูปที่ 16.5 กานประกอบที่ใช้สลักเกลียวหรือหมุดยึดเป็นดังแสดงในรูป (ก) และ (ข) กานที่ยึดโดยการเชื่อมเป็นดังในรูป (ค) ถึง (ฉ)

คานเชื่อมในรูป (จ) เป็นแบบผสมผสานระหว่าง WT ที่มีเกรดสูงกว่าแผ่นเอว คานรูปกล่องในรูป (ฉ) จะใช้ในบางโอกาสที่โมเมนต์มีค่ามากและความลึกมีจำกัด คานรูปกล่องยังมีความต้านทานแรงบิดและการโค้งงอด้านข้างสูงอีกด้วย

แผ่นเหล็กและหน้าตัดต่างๆสามารถถูกนำมาจัดวางเป็นคานแผ่นเหล็กประกอบได้เกือบทุกสัดส่วน ทำให้ดูเหมือนว่าคานประเภทนี้จะได้เปรียบในทุกสถานะการณ์ แต่สำหรับหน้าตัดขนาดเล็กแล้วข้อได้เปรียบจะถูกหักล้างไปเนื่องจากค่าการผลิตที่สูงกว่า

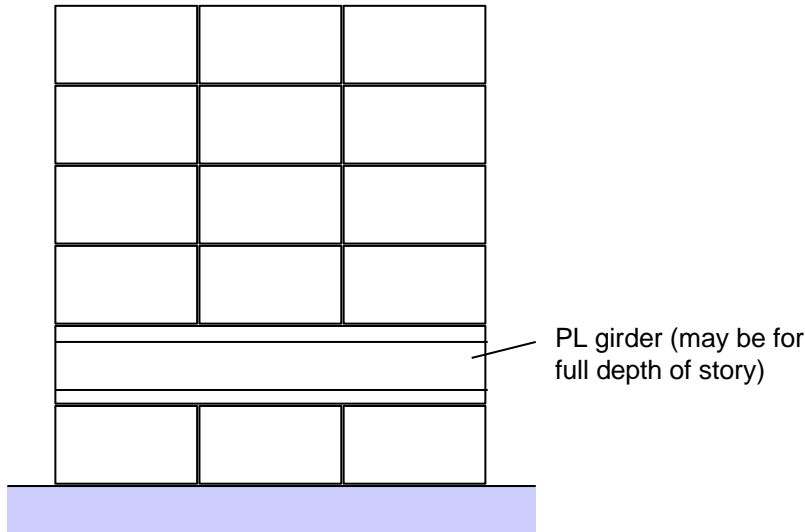


รูปที่ 16.5 คานแผ่นเหล็กประกอบ

สะพานทางด่วนที่ถูกสร้างส่วนใหญ่ในปัจจุบันจะใช้คานเหล็กรูปพรรณเมื่อช่วงความยาวน้อยกว่า 24 เมตร สำหรับช่วงที่ยาวกว่านั้นคานแผ่นเหล็กประกอบจะมีความประหยัดมากกว่า เมื่อน้ำหนักบรรทุกมีขนาดใหญ่เช่นในสะพานรถไฟคานแผ่นเหล็กประกอบจะถูกนำมาใช้สำหรับช่วงคานที่สั้นขนาด 14 หรือ 15 เมตร

ขีดจำกัดบนของคานแผ่นเหล็กประกอบนั้นขึ้นกับหลายปัจจัยได้แก่ สะพานเป็นช่วงเดี่ยวหรือต่อเนื่อง เป็นสะพานทางด่วนหรือสะพานรถไฟ หน้าตัดใหญ่ที่สุดที่สามารถขนส่งได้ และอื่นๆ โดยทั่วไปแล้วคานแผ่นเหล็กประกอบจะประหยัดมากสำหรับสะพานรถไฟที่มีช่วงความยาวตั้งแต่ 15 ถึง 40 เมตร และสำหรับสะพานทางด่วนช่วงความยาวตั้งแต่ 24 ถึง 46 เมตร อย่างไรก็ตามก็ยังมักมีความเหมาะสมสำหรับช่วงความยาวที่ยาวมากๆ โดยเฉพาะเมื่อเป็นช่วงต่อเนื่อง โดยทั่วไปจะประมาณ 60 เมตร และมีหลายสะพานที่ยาวถึง 120 เมตร

แม้ว่าคานแผ่นเหล็กประกอบจะถูกใช้โดยทั่วไปในสะพานส่วนมาก บางครั้งยังถูกใช้ในอาคารเมื่อต้องรองรับน้ำหนักบรรทุกที่เป็นจุดขนาดใหญ่ ในบางครั้งห้องบอลรูมหรือห้องอาหารขนาดใหญ่ที่ไม่ต้องการให้มีเสาบังอาจเป็นที่ต้องการที่ชั้นล่างของอาคารดังในรูปที่ 16.6 คานแผ่นเหล็กประกอบที่ใช้ต้องรองรับน้ำหนักบรรทุกมหาศาลจากเสาที่ทับถมลงมาหลายชั้นข้างบน คานแผ่นเหล็กประกอบในอาคารในลักษณะนี้จะวิเคราะห์ได้ง่ายเนื่องจากไม่มีน้ำหนักบรรทุกเคลื่อนที่ได้



รูปที่ 16.6

16.5 ข้อควรพิจารณาในการออกแบบคานแผ่นเหล็กประกอบ

ปัญหาหลายประการที่เกิดขึ้นในการออกแบบคานแผ่นเหล็กประกอบจะแตกต่างไปจากการออกแบบหน้าตัดธรรมดาซึ่งได้แก่ หน่วยแรงคดที่ยอมรับ หน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับ การออกแบบแผ่นเสริมกำลัง และพฤติกรรมของสนามแรงดึง ซึ่งจะเกริ่นนำในหัวข้อนี้บางส่วนและจะกล่าวถึงโดยละเอียดในหัวข้อต่อไป

หน่วยแรงคดที่ยอมรับ

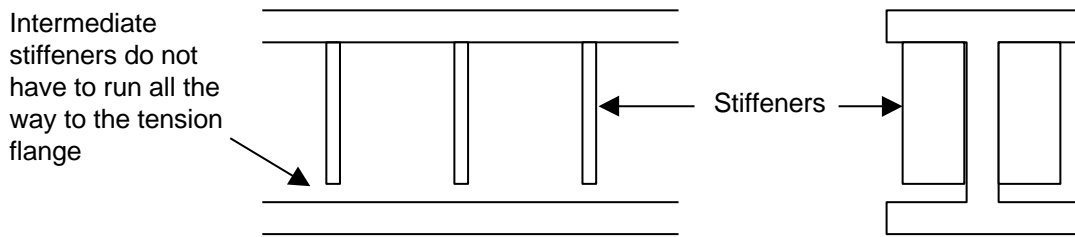
หน่วยแรงคดที่ยอมรับสำหรับหน้าตัด W เกือบทั้งหมดจะเท่ากับ $0.66F_y$ ซึ่งถ้าต้องการหน่วยแรงคดที่ยอมรับให้สูงขนาดนี้ปีกและเอวจะต้องกระทำครัดและปีกต้องถูกต่อติดกับเอวอย่างต่อเนื่อง คานแผ่นเหล็กประกอบซึ่งจะไม่เป็นไปตามข้อกำหนดดังกล่าวจะถูกลดค่าหน่วยแรงคดที่ยอมรับให้ลง

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับ

คานแผ่นเหล็กประกอบมักมีความลึกค่อนข้างมาก และถ้าเป็นไปตามข้อกำหนดของ h/t_w ในการใช้ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับ $0.40F_y$ แผ่นเอวต้องมีขนาดใหญ่มาก หนัก และแพง ดังนั้นคานแผ่นเหล็กประกอบจึงใช้แผ่นเอวที่บางกว่าที่ต้องการสำหรับความกระตืดมาก นั้นหมายความว่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับจะถูกลดลงมาก แต่ดังจะให้เห็นต่อไปว่าเป็นปัญหามากนัก

แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วง

การโก่งเดาะจากแรงอัดในแผ่นเอวสามารถถูกป้องกันได้และหน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับให้ก็จะยังคงสูงอยู่ถ้ามีการใช้แผ่นเหล็กเสริมกำลังดังแสดงในรูปที่ 16.7 โดยการจัดระยะและสถิติฟเนสของแผ่นเสริมกำลังเหล่านี้ผู้ออกแบบสามารถใช้กำลังต้านทานแรงเฉือนของคานแผ่นเหล็กประกอบได้ทั้งหมดเมื่อในกรณีของหน้าตัดกระตัดรัดแม้ว่าอัตราส่วน h/t_w จะเป็น 2 หรือ 3 เท่าของค่ามากที่สุดของความกระตัดรัด เวลาการออกแบบคานแผ่นเหล็กประกอบส่วนมากจะใช้ไปกับการออกแบบแผ่นเหล็กเสริมกำลัง



รูปที่ 16.7 แผ่นเหล็กเสริมกำลัง

แผ่นเหล็กเสริมกำลังแบกทาน

ในการรองรับแรงปฏิกิริยาที่ปลายมักจะจำเป็นต้องใช้แผ่นเหล็กเสริมกำลังแบกทาน(ออกแบบเหมือนเป็นเสา) เนื่องจากมีน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นจุดขนาดใหญ่กระทำที่ปีก

พฤติกรรมของสนามแรงดึง

ดังได้กล่าวมาแล้วว่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับให้ในแผ่นเอวจะถูกควบคุมโดยอัตราส่วน h/t_w และโดยการใช้แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วง ถ้าผู้ออกแบบจะพิจารณาพฤติกรรมหลังการโก่งเดาะของคานแผ่นเหล็กประกอบที่มีแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงด้วย(เรียกว่าพฤติกรรมสนามแรงดึง) ก็จะพบว่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมรับให้ในแผ่นเอวสามารถเพิ่มขึ้นได้มาก ดังนั้นถ้าเราใช้ข้อได้เปรียบจากความรู้เรื่องสนามแรงดึงก็จะทำให้ได้ F_v ที่สูงขึ้นและแผ่นเอวก็จะบางลง แต่แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงจะแพงขึ้น

16.6 สัดส่วนของคานแผ่นเหล็กประกอบ

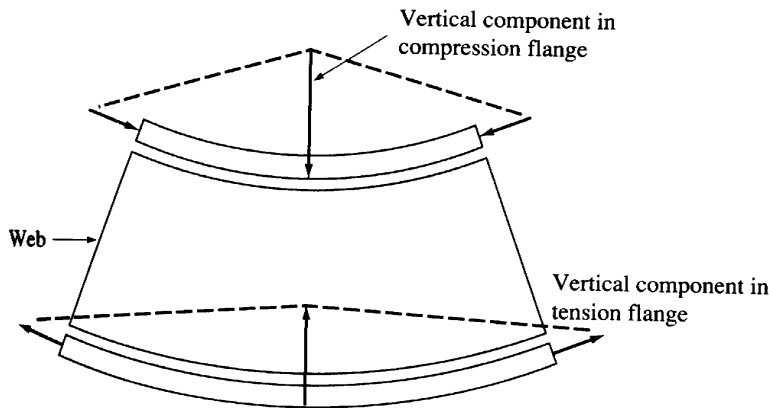
ความลึก

ความลึกของคานแผ่นเหล็กประกอบจะอยู่ระหว่างหนึ่งในหกถึงหนึ่งในสิบห้าของช่วงความยาวโดยค่าเฉลี่ยจะอยู่ราวๆหนึ่งในสิบถึงหนึ่งในสิบสองขึ้นกับสภาพการใช้งาน เงื่อนไขหนึ่งที่น่าจะเป็นตัวจำกัดขนาดของคานก็คือขนาดชิ้นส่วนใหญ่ที่สุดที่สามารถผลิตได้ในโรงผลิตและขนส่งไปยังงานก่อสร้าง ปัญหาของการขนส่งที่อาจเกิดขึ้นคือความสูงของช่องลอดใต้สะพานต่างๆจะอยู่ราว 3-3.5 เมตร

เมื่อน้ำหนักบรรทุกทุกมีขนาดเบาที่อาจใช้คานที่มีความลึกน้อยกว่า และใช้คานที่ลึกกว่าเมื่อน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นจุดมีขนาดใหญ่เช่นจากเสาของอาคารสูง ซึ่งถ้าไม่มีข้อจำกัดเรื่องความลึกผู้ออกแบบอาจต้องออกแบบหลายๆเพื่อประมาณราคาเปรียบเทียบในการตัดสินใจเลือกความลึก

แผ่นเอว

หลังจากประมาณความลึกของคานแล้ว สัดส่วนโดยทั่วไปของคานจะกำหนดโดยแรงเฉือนมากที่สุดและโมเมนต์มากที่สุด แผ่นเอวของคานจะรับหน่วยแรงเฉือนเกือบทั้งหมด โดยจะสมมุติให้หน่วยแรงเฉือนเหล่านี้มีค่าคงที่ตลอดแผ่นเอว ความลึกของเอวจะหาได้อย่างใกล้เคียงโดยใช้ความลึกทั้งหมดตั้งแล้วหักด้วยค่าที่เหมาะสมของความหนาปีก(2.5-5 ซม. สำหรับแต่ละปีกโดยประมาณ) ความลึกของเอวจะถูกเลือกเป็นจำนวนเลขเต็มทีใกล้เคียงที่สุด



รูปที่ 16.8 การ โกงเดาะของของปีกคานเข้ามาในแผ่นเอว

เมื่อคานแผ่นเหล็กประกอบเกิดการคดงอ ความโค้งของคานจะทำให้เกิดแรงอัดขึ้นในแผ่นเอวดังแสดงในรูปที่ 16.8 AISI ได้ป้องกันปัญหานี้โดยการกำหนดค่ามากที่สุดที่ยอมให้ของอัตราส่วนความลึกเอวต่อความหนาไว้สองค่า อัตราส่วนที่ใช้จะขึ้นกับระยะห่างของแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วง จุดประสงค์ของค่าจำกัดเหล่านี้ก็เพื่อป้องกันการ โกงเดาะในแนวตั้งของปีกคานเข้ามาในแผ่นเอวก่อนที่หน่วยแรงคดจะถึงจุดคราก F_{yf}

1. ถ้าไม่มีแผ่นเสริมกำลังทางขวางหรือถ้ามีแต่ระยะห่างมากกว่า 1.5 เท่าของระยะระหว่างปีกคาน

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{984,000}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf} + 1,160)}} \quad (16.3)$$

2. ถ้ามีแผ่นเสริมกำลังทางขวางระยะห่างไม่เกิน 1.5 เท่าของระยะระหว่างปีก

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{16,670}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (16.4)$$

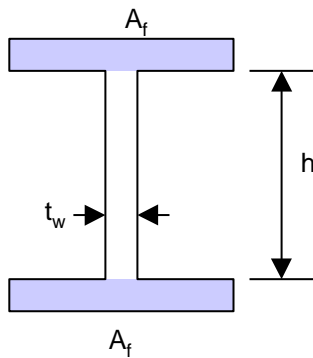
สมมุติว่าแผ่นเสริมกำลังมีระยะห่างมากกว่า 1.5 เท่าของระยะปีก ถ้าใช้เหล็ก A36 แผ่นปีกจะมีอัตราส่วนความลึกต่อความหนาไม่น้อยกว่า $6,360/\sqrt{F_b} = 164$ จึงจะจัดเป็นคานแผ่นเหล็กประกอบ และต้องมีค่าไม่เกิน $984,000/\sqrt{2,500(2,500 + 1,160)} = 325$ ดังนั้นในการเลือกหน้าตัดโดยใช้เหล็ก A36 อัตราส่วนความ

ลึกต่อความหนาของแผ่นเอวที่ถูกกลองใช้จะอยู่ระหว่าง 164 ถึง 325 เพื่อป้องกันการกัดกร่อนจะมีค่าความหนาน้อยที่สุดที่ต้องการ สำหรับสะพานคือ 10 มม. ในขณะที่ 6 หรือ 8 มม. จะใช้สำหรับคานในอาคารที่ได้รับการปกปิดดีกว่า

ปีกคาน

หลังจากเลือกขนาดแผ่นเอวแล้ว ขั้นตอนต่อมาคือการเลือกพื้นที่ของปีกคานเพื่อให้เพียงพอในการรับแรงดัด โดยขนาดต่างๆที่ใช้จะอ้างอิงจากรูปที่ 16.9 กำลังดัดทั้งหมดของคานแผ่นเหล็กประกอบเท่ากับกำลังของแผ่นเอวบวกกับกำลังของปีก

โมเมนต์อินเนอร์เซียของคานแผ่นเหล็กประกอบทั้งหน้าตัดจะเท่ากับโมเมนต์อินเนอร์เซียของแผ่นเอวรอบแกนสะเทินของแผ่นเอวเองบวกกับพื้นที่ของแต่ละปีกคูณระยะทางกำลังสองจากศูนย์กลางของตัวมันถึงศูนย์กลางของหน้าตัด เพื่อให้คำนวณได้ง่ายขึ้นศูนย์กลางของปีกจะถูกสมมุติให้อยู่ที่ขอบบนและล่างของแผ่นเอว



รูปที่ 16.9 หน้าตัดของคานแผ่นเหล็กประกอบ

ค่าประมาณของโมเมนต์อินเนอร์เซียของคานแผ่นเหล็กประกอบจะมีค่าเท่ากับ

$$I = \frac{t_w h^3}{12} + 2A_f \left(\frac{h}{2}\right)^2 \quad (16.5)$$

เมื่อ A_f คือพื้นที่ของแต่ละปีก โดยทั่วไปแล้วการใช้โมดูลัสหน้าตัดจะให้ความสะดวกมากกว่าในการออกแบบเช่นเดียวกับในคานทั่วไป

$$\begin{aligned} S &= \frac{t_w h^3 / 12}{h/2} + \frac{2A_f (h/2)^2}{h/2} \\ &= \frac{t_w h^3}{6} + A_f h \end{aligned} \quad (16.6)$$

เมื่อจับค่าโมดูลัสหน้าตัดที่ต้องการ M/f ให้เท่ากับ S จะได้สูตรสำหรับ A_f ดังนี้

$$\frac{M}{F_b} = \frac{t_w h^2}{6} + A_f h$$

$$A_f = \frac{M}{F_b h} - \frac{t_w h}{6} \quad (16.7)$$

ในทางปฏิบัติสูตรนี้มักถูกทำให้ง่ายลง และสมมุติว่า F_b เท่ากับ $0.60F_y$

$$A_f \approx \frac{M}{0.60F_y h} \quad (16.8)$$

จากพื้นที่ปีกโดยประมาณขนาดของปีกจะถูกเลือกให้เป็นไปตาม $b_f / 2t_f \leq 795 / \sqrt{F_y}$ ตามตารางที่ 6-1 จากนั้นจึงคำนวณหน่วยแรงคดมากที่สุดเพื่อตรวจสอบว่าหน้าตัดใช้ได้หรือไม่ หน่วยแรงที่คำนวณได้ต้องไม่เกินหน่วยแรงที่ยอมให้ F'_b ของคานแผ่นเหล็กประกอบซึ่งจะกล่าวถึงในหัวข้อถัดไป

หน่วยแรงคดที่ยอมให้

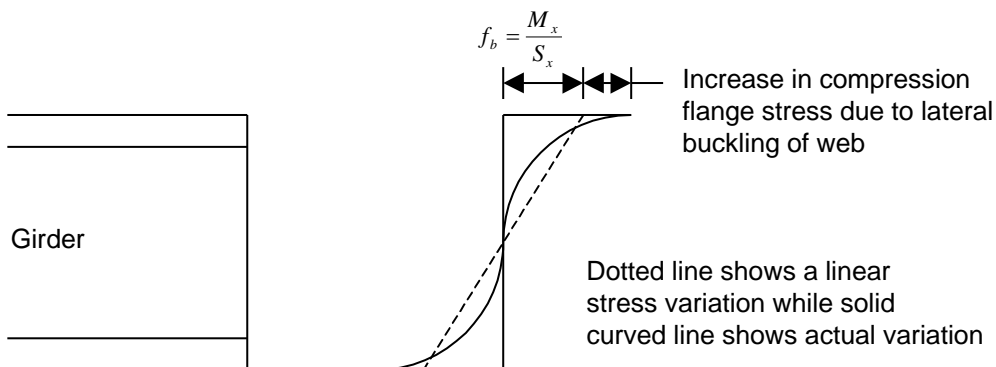
หน่วยแรงคดที่ยอมให้ที่มากที่สุดที่อาจเกิดขึ้นสำหรับคานแผ่นเหล็กประกอบคือ $0.60F_y$ เนื่องจากหน้าตัดมีขนาดใหญ่จึงไม่มีการลดหน่วยแรงที่ยอมให้เนื่องจากความยาวไม่ยึดรั้ง (Unbraced length) ของปีกรับแรงอัด อย่างไรก็ตามเนื่องปีกคานไม่ถูกเชื่อมติดกับเอวอย่างต่อเนื่องค่า F'_b จึงต้องน้อยกว่า $0.66F_y$ นอกจากนี้ยังต้องลดลงอีกเล็กน้อย

$$F'_b \leq F_b R_{PG} R_e \quad (16.9)$$

เมื่อ F_b คือหน่วยแรงคดที่ยอมให้ (โดยมากจะเท่ากับ $0.60F_y$) ที่คำนวณโดยคิดเป็นหน้าตัดรีดธรรมดา

R_{PG} คือตัวคูณลดค่าของคานแผ่นเหล็กประกอบ

R_e คือตัวคูณลดค่าคานลูกผสม



รูปที่ 16.10 การกระจายของหน่วยแรงคดในคานแผ่นเหล็กประกอบ

เมื่อคานแผ่นเหล็กประกอบคัตในแนวดิ่ง แผ่นเอวบนด้านรับแรงอัดจะเริ่มโก่งงอด้านข้าง ผลก็คือเอวคานจะไม่รับหน่วยแรงมากเท่ากับในสูตรการคัต และปีกรับแรงอัดจะรับมากขึ้นเล็กน้อยดังในรูปที่ 16.10

กำลังคัตของปีกนั้นมากกว่าของเอวมก แต่การถ่ายเทหน่วยแรงบางส่วนจากเอวทำให้กำลังของปีกลดลงบ้างเล็กน้อย ซึ่งจะสะท้อนให้เห็นด้วยตัวคูณลดค่าคานแผ่นเหล็กประกอบ

$$R_{PG} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t_w} - \frac{6,360}{\sqrt{F_b}} \right) \leq 1.0 \quad (16.10)$$

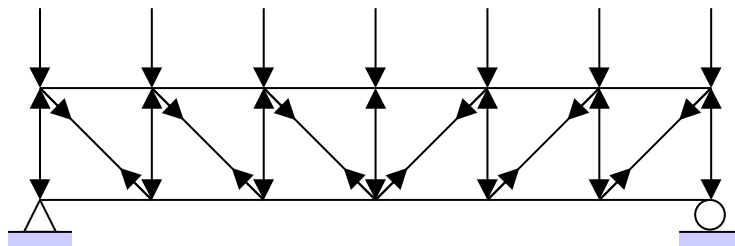
แผ่นเอวของคานแผ่นเหล็กประกอบแบบผสมจะคราก่อนกำลังในปีกจะถึงค่าสูงสุด ผลก็คือเอวจะช่วยต้านทานในสัดส่วนที่น้อยลงกว่าในคานที่เอวและปีกเป็นวัสดุชนิดเดียวกัน ดังนั้นจึงจำเป็นต้องลดหน่วยแรงคัตที่ยอมให้ลง โดยใช้ตัวคูณ R_e

$$R_e = \frac{12 + \left(\frac{A_w}{A_f} \right) (3\alpha - \alpha^2)}{12 + 2 \left(\frac{A_w}{A_f} \right)} \leq 1.0 \quad (16.11)$$

เมื่อ $\alpha = 0.6F_{yw}/F_b \leq 1.0$ ตัวคูณลดค่า R_e นี้จะขึ้นกับอัตราส่วนของพื้นที่เอวและพื้นที่ปีกและยังขึ้นกับอัตราส่วน F_{yw} ต่อ F_{yf}

สนามแรงดึง (Tension Field Action)

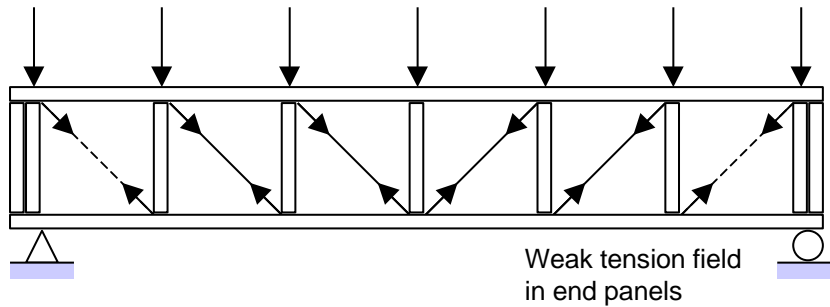
ในการพิจารณานี้จะอ้างอิงกับโครงถักแบบเพร็ทท์ (Pratt truss) ในรูปที่ 16.11 แรงเฉือนที่กระทำต่อโครงถักจะถูกต้านทานโดยแรงดึงในองค์อาคารทแยงและในขณะที่ยังมีองค์อาคารในแนวดิ่งรับแรงอัด



รูปที่ 16.11 โครงถักแบบเพร็ทท์

เมื่อเสด็จสถานะ โกงเดาะก็จะเกิดการวิบัติขึ้น แต่ในกรณีของคานแผ่นเหล็กประกอบที่มีแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงนั้นจะแตกต่างออกไป หลังจากน้ำหนักบรรทุกทุกถึงระดับที่จะทำให้เกิดการ โกงเดาะจากแรงอัดแล้ว น้ำหนักที่เพิ่มเติมเข้าไปจะทำให้คานแผ่นเหล็กประกอบมีพฤติกรรมเช่นเดียวกับ โครงถักแบบเพร็ทท์ขณะรับน้ำหนักบรรทุกทุกใช้งาน เหล็กในแผ่นเอวสามารถต้านทานแรงดึงดังแสดงในรูปที่ 16.12 ในขณะที่แผ่นเสริมกำลังในแนวดิ่งจะรับแรงอัด นั่นก็หมายความว่าเมื่อการ โกงเดาะจากแรงอัดเริ่มเกิดขึ้น

ระบบการรับแรงแบบใหม่จะเข้ามาทำหน้าที่แทนก่อนที่จะเกิดการวิบัติขึ้น ซึ่งผู้ออกแบบอาจใช้ประโยชน์จากพฤติกรรมนี้ซึ่งเรียกว่า *สนามแรงดึง* หรือไม่ก็ได้



รูปที่ 16.12 พฤติกรรมสนามแรงดึง

แผ่นเสริมกำลังจะช่วยกันไม่ให้ปีกยุบตัวเข้าหากันและปีกก็ช่วยไม่ให้แผ่นเสริมกำลังถูกบีบเข้าหากัน แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงซึ่งก่อนหน้านี้ถูกสมมุติว่าไม่ได้รับแรงกระทำ แต่หลังการ โกงเดาะจะต้องรับแรงอัดเนื่องจากแรงดึงทแยง ผลก็คือคานแผ่นเหล็กประกอบอาจสามารถรับน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นสองหรือสามเท่าของที่รับได้เมื่อก่อนเกิดการ โกงเดาะก่อนที่จะวิบัติ

องค์ประกอบในแนวราบของแรงดึงทแยงใน โครงถักนี้จะต้านทานโดยปีกคานที่อยู่ถัดจากช่องสี่เหลี่ยมที่พิจารณา แต่เนื่องจากช่องริมไม่มีปีกที่ถัดออกไปด้านข้าง เมื่อเกิดสนามแรงดึงจึงไม่มีประสิทธิภาพในการต้านทาน

กว่าที่แผ่นเอวจะเริ่ม โกงเดาะการแอ่นตัวยังค่อนข้างน้อยอยู่ แต่หลังเกิดการ โกงเดาะแล้วสติเฟเนชองคานจะลดลงมากและระยะแอ่นตัวอาจเพิ่มขึ้นหลายเท่าตัว

ค่าโดยประมาณของแรงเฉือนทั้งหมดที่แต่ละช่องสี่เหลี่ยมระหว่างแผ่นเสริมกำลังสามารถรับได้จะเท่ากับแรงเฉือนในตอนแรกที่ทำให้เกิดการ โกงเดาะของแผ่นเอวบวกกับแรงเฉือนที่ต้านทานโดยสนามแรงดึงซึ่งจะขึ้นกับสัดส่วนของช่องสี่เหลี่ยม

การออกแบบโดยใช้สนามแรงดึงอาจทำให้ประหยัดขึ้นและให้แนวคิดของกำลังได้ใกล้เคียงความเป็นจริงมากกว่า AISC ได้กำหนดสูตรสำหรับหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ถ้าละเลยสนามแรงดึง และอีกสูตรที่ให้ค่ามากกว่าถ้าคิดสนามแรงดึงดังจะได้กล่าวถึงสูตรทั้งสองในหัวข้อถัดไป

16.7 แผ่นเสริมกำลัง

ดังได้กล่าวมาแล้วถึงความจำเป็นในการเสริมกำลังของแผ่นเอวที่สูงและบางของคานแผ่นเหล็กประกอบจากการ โกงเดาะ คานเก่าๆที่ใช้สลักเกลียวหรือหมุดย้ำจะใช้เหล็กฉากในการต่อแผ่นเอวและแผ่นปีกเข้าด้วยกัน ในขณะที่คานแผ่นเหล็กประกอบรุ่นใหม่จะใช้การเชื่อมระหว่างแผ่นเอวและปีก

แผ่นเสริมกำลังมีสองประเภทคือ *แผ่นเสริมกำลังแบกทาน* (Bearing stiffener) ทำหน้าที่ในการถ่ายเทแรงปฏิกิริยาขนาดใหญ่และแรงกระทำเป็นจุดลงสู่ความลึกเต็มของแผ่นเอวเพื่อไม่ให้น้ำหนักทั้งหมด

ลงที่จุดต่อของปีกคาน *แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วง (Intermediate stiffener)* ซึ่งถูกวางเป็นช่วงความห่างต่างๆบนแผ่นเอวเพื่อป้องกันการโก่งเดาะเนื่องจากแรงอัดในแผ่นเอว

แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วง

แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงอาจถูกเรียกว่าเป็นแผ่นเสริมกำลังไม่แบกทาน (Nonbearing stiffener) แผ่นเสริมเสถียรภาพ (Stability stiffener) หรือ แผ่นเสริมกำลังทางขวางระหว่างกลาง (Transverse intermediate stiffener) ซึ่งตาม AISC จะต้องใช้แผ่นเสริมกำลังชนิดนี้เมื่ออัตราส่วน h/t_w มากกว่า 260 และหน่วยแรงเฉือนมากที่สุดในแผ่นเอวมากกว่าที่ยอมให้โดยสมการ

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} (C_v) \leq 0.40F_y \quad (16.12)$$

เมื่อ

$$C_v = \frac{3,165,000 k_v}{F_y (h/t_w)^2} \quad \text{ถ้า } C_v \text{ น้อยกว่า } 0.8 \text{ และ}$$

$$= \frac{1,585}{h/t_w} \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} \quad \text{ถ้า } C_v \text{ มากกว่า } 0.8$$

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad \text{ถ้า } a/h \text{ น้อยกว่า } 1.0 \text{ และ}$$

$$= 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \quad \text{ถ้า } a/h \text{ มากกว่า } 1.0$$

t_w = ความหนาแผ่นเอว, ซม.

a = ระยะช่องว่างระหว่างแผ่นเสริมกำลังตามขวาง, ซม.

h = ระยะช่องว่างระหว่างปีก ณ. หน้าตัดที่กำลังพิจารณา, ซม.

ก่อนที่จะหาหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ออกมาได้ นั้นจำเป็นต้องลองใช้ระยะห่างระหว่างแผ่นเสริมกำลังเสียก่อน ถ้าหน่วยแรงเฉือนที่คำนวณได้น้อยกว่าค่าที่ยอมให้จากสมการเหล่านี้ก็ไม่ต้องเพิ่มแผ่นเสริมกำลังอีก ถ้าแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงถูกจัดวางและมีขนาดที่ถูกต้อง ผู้ออกแบบอาจเลือกที่จะพิจารณาสนามแรงดึง จากนั้นก็อาจเพิ่มหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ดังนี้

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \leq 0.40F_y \quad (16.13)$$

สนามแรงดึงจะไม่ถูกพิจารณาสำหรับช่องปลาย เนื่องจากมีแนวคิดที่ว่าช่องปลายต้องยึดรั้งองค์ประกอบในแนวราบของสนามแรงดึงให้กับช่องใน

AISC ได้ให้ข้อกำหนดเพิ่มเติมสำหรับขีดจำกัดของอัตราส่วน (a/h) สำหรับคานแผ่นเหล็กประกอบ แม้ว่าหน่วยแรงเฉือนจะมีค่าน้อย ขีดจำกัดเหล่านี้ช่วยในการทำงานกับคานระหว่างการผลิต ขนส่ง และติดตั้ง ข้อกำหนดกล่าวว่าเมื่อต้องใช้แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงอัตราส่วน (a/h) ของช่องสี่เหลี่ยมระหว่างแผ่นเสริมกำลังจะต้องไม่เกิน

$$a/h \leq \left(\frac{260}{h/t_w} \right)^2 \leq 3.0 \quad (16.14)$$

สำหรับการออกแบบแผ่นเสริมกำลัง AISC กำหนดค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียมน้อยที่สุดที่ต้องการ I_{st} ที่คำนวณโดยใช้แกนอ้างอิงในระนาบของแผ่นเอว ซึ่งค่านี้สามารถใช้ได้กับแผ่นเสริมกำลังคู่และเดี่ยว

$$I_{st} \geq \left(\frac{h}{50} \right)^4 \quad (16.15)$$

พื้นที่ทั้งหมดของแผ่นเหล็กเสริมกำลังเป็นตารางเส้นติเมตรต้องไม่น้อยกว่า

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] YDht_w \quad (16.16)$$

เมื่อ $Y =$ อัตราส่วน F_{yw} ต่อ F_y ของแผ่นเสริมกำลัง

$D = 1.0$ สำหรับแผ่นเสริมกำลังเป็นคู่

$= 1.8$ สำหรับแผ่นเสริมกำลังเดี่ยวเป็นใช้เหล็กฉาก

$= 2.4$ สำหรับแผ่นเสริมกำลังเดี่ยวเป็นใช้แผ่นเหล็ก

AISC ได้ให้สูตรเพื่อประมาณหน่วยแรงเฉือนที่จะต้องถูกถ่ายเทระหว่างแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงและแผ่นเอวระหว่างการถ่ายเทแรงเฉือนเนื่องจากสนามแรงดึงดังนี้

$$f_{vs} = 0.12 h \sqrt{\left(\frac{F_{yw}}{340} \right)^3} \quad (16.17)$$

ถ้าหน่วยแรงเฉือนจริงในแผ่นเอว ($f_v = V/ht_w$) น้อยกว่าแรงเฉือนที่ยอมให้ หน่วยแรงเฉือนที่จะถูกถ่ายเทสามารถถูกลดลงได้ตามสัดส่วน

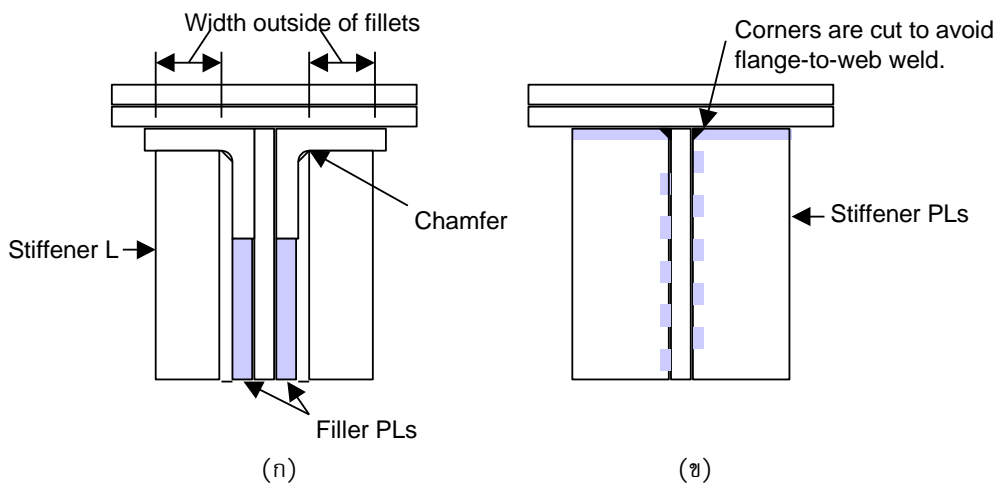
แผ่นเสริมกำลังแบกทาน

แผ่นเสริมกำลังแบกทานจะใช้ที่ปลายคานและที่น้ำหนักรรทุกเป็นจุดภายในช่วงคานซึ่งจะทำหน้าที่เป็นแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงเป็นในตัว รูปแบบทั่วไปของแผ่นเสริมกำลังแบกทานเป็นดังในรูปที่ 16.13 รูป

- (ก) แสดงแผ่นเสริมกำลังแบบเก่าที่ใช้เหล็กฉากยึดด้วยสลักเกลียวหรือหมุดย้ำกับแผ่นเอวและปีก ขณะที่รูป
 (ข) แสดงแผ่นเสริมกำลังแบบใหม่ที่ใช้การเชื่อมต่อ

แผ่นเหล็กเสริมกำลังแบกทานต้องมีขนาดพอดีกับปีกที่รับน้ำหนักและควรขยายออกไปถึงขอบปีก ถ้าน้ำหนักที่ตั้งฉากกับปีกคานเป็นแรงดึง แผ่นเสริมกำลังต้องถูกเชื่อมติดกับปีก

แผ่นเหล็กเสริมกำลังแบกทานเป็นเสาชนิดพิเศษที่ยากแก่การวิเคราะห์ห้อย่างแม่นยำเนื่องจากต้องรับน้ำหนักร่วมกับแผ่นเอวซึ่งเป็นการยากที่จะหาสัดส่วนการรองรับของทั้งสององค์อาคาร AISC กำหนดให้น้ำหนักบรรทุกหรือแรงปฏิกิริยาจะต้องไม่เกินกำลังที่ยอมให้ของเสาที่มีหน้าตัดประกอบด้วยแผ่นเสริมกำลังสองแผ่นและส่วนของแผ่นเอวยาว $12t_w$ ที่ปลายคาน และ $25t_w$ ที่น้ำหนักเป็นจุดภายใน นอกจากนี้ยังกำหนดว่าความยาวประสิทธิผลของแผ่นเสริมกำลังแบกทานเท่ากับ $0.75h$



รูปที่ 16.13 (ก) เหล็กฉากเสริมกำลังแบกทาน (ข) แผ่นเสริมกำลังแบบเชื่อมต่อ

16.8 หน่วยแรงเฉือนและแรงดัดร่วม

เมื่อคานแผ่นเหล็กประกอบที่มีแผ่นเอวขึ้นกับสนามแรงดึงซึ่งต้องรองรับแรงเฉือนและแรงดัดค่อนข้างมาก ในบริเวณเดียวกัน คานจะไม่สามารถมีกำลังเฉือนและกำลังดัดได้อย่างเต็มที่ซึ่งในกรณีนี้จะใช้สมการที่ได้จากการทดลองในการตรวจสอบกำลังของคาน

ถ้าไม่พิจารณาพฤติกรรมสนามแรงดึงในการออกแบบ ก็จะไม่มีความจำเป็นต้องลดหน่วยแรงที่ยอมให้เนื่องจากการกระทำร่วมของหน่วยแรงทั้งสองชนิด แต่ถ้าพิจารณาพฤติกรรมสนามแรงเฉือนในการออกแบบ แผ่นเอวต้องมีขนาดเพียงพอที่จะทำให้หน่วยแรงดึงมากที่สุดเนื่องจากโมเมนต์ในระนาบของแผ่นเอวมีค่าไม่เกิน $0.60F_y$ หรือ

$$\left(0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v} \right) F_y \quad (16.18)$$

ในสมการนี้ f_v คือหน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยในแผ่นเอว (V/ht_w) และ F_v คือหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ตามสมการ (16.13)ซึ่งได้คิดรวมผลของสนามแรงดึง

AISC กล่าวว่าแผ่นเอวของคานแผ่นเหล็กประกอบควรมีขนาดที่ทำให้เมื่อมีการตัดเพียงอย่างเดียว โดยไม่มีการเชื่อมแล้วหน่วยแรงเฉือนมีค่าไม่เกิน 60% ของค่าที่ยอมให้ หรือมีขนาดที่เมื่อมีแรงเฉือนอย่างเดียวโดยไม่มีการตัดแล้วหน่วยแรงเฉือนมีค่าไม่เกิน 75% ของค่าที่ยอมให้ มิฉะนั้นให้ใช้สมการ(16.18)

AISC ยังกล่าวด้วยว่าสนามแรงดึงจะใช้ได้กับเฉพาะแผ่นเอวของคานที่เป็นเหล็กชนิดเดียวกันมีหน่วยแรงครากมากกว่า 4,500 กก./ชม.² ถ้าหน่วยแรงดัดที่เกิดร่วมกันไม่เกิน 75% ของค่าที่ยอมให้ จิตจำกัดนี้มิได้เพราะแผ่นเอวของคานดังกล่าวเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกเต็มที่ที่มีการอยู่มากกว่าแผ่นเอวของคานที่มีกำลังต่ำกว่า

16.9 ตัวอย่างการออกแบบคานแผ่นเหล็กประกอบ

ตัวอย่างที่ 16.3 เป็นการออกแบบสำหรับคานที่ใช้การเชื่อมต่อรองรับน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นจุดสองจุดที่ระยะหนึ่งในสามช่วงคานและมีน้ำหนักแผ่นเต็มช่วงคาน

แผ่นปีกคานถูกเลือกสำหรับโมเมนต์มากที่สุดที่กึ่งกลางช่วงคาน ในทางทฤษฎีแล้วขนาดของปีกสามารถลดลงได้บริเวณปลายคานเนื่องจากโมเมนต์มีค่าน้อยลง แผ่นเหล็กที่มีขนาดเล็กกว่าจะถูกเชื่อมแบบชนกับแผ่นใหญ่ซึ่งในตัวอย่างไม่ได้แสดงให้เห็น ถ้ามีการเปลี่ยนขนาดแผ่นเหล็ก แผ่นที่เล็กกว่า (เช่นเดียวกับแผ่นใหญ่) ต้องเป็นไปตามข้อกำหนด $795/\sqrt{F_y}$ สำหรับอัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความหนา

ตัวอย่างที่ 16-3 จงออกแบบคานแผ่นเหล็กเชื่อมประกอบช่วงเดียวยาว 15 เมตร รองรับน้ำหนักแผ่นสม่ำเสมอ 2.2 ตัน/เมตร เพิ่มจากน้ำหนักตัวเอง และน้ำหนักบรรทุกทุกเป็นจุด 32 ตัน กระทำที่ระยะหนึ่งในสามของช่วงคาน สมมติว่าคานมีการรองรับด้านข้างสำหรับปีกรับแรงอัดเฉพาะที่จุดรองรับแรงปฏิกิริยาและที่น้ำหนักกระทำเป็นจุด ใช้เหล็ก A36 และพฤติกรรมสนามแรงดึง

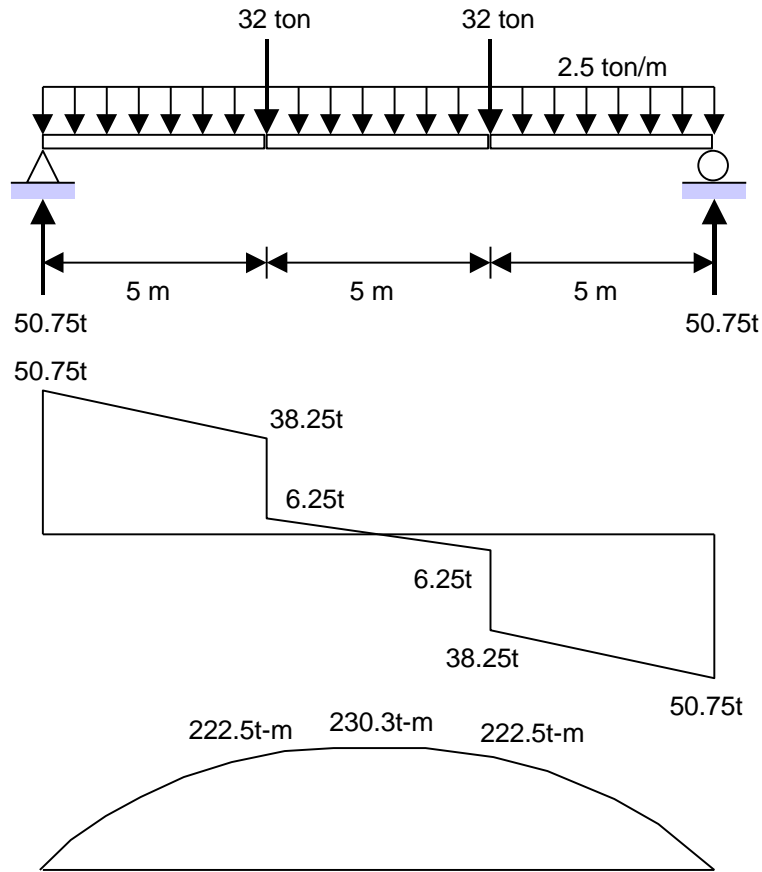
วิธีทำ แผนภูมิแรงเฉือนและโมเมนต์:

สมมุติน้ำหนักคาน = 300 กก./เมตร รูปที่ 16.4 แสดงแผนภูมิแรงเฉือนและ โมเมนต์สำหรับคาน

ออกแบบแผ่นเอวเบื้องต้น:

$$\text{สมมุติความลึกของคาน} = (1/10)(1500) = 150 \text{ ซม.}$$

$$\text{สมมุติความลึกของเอว} = 150 - 8 = 142 \text{ ซม.}$$



รูปที่ 16.14

ตามข้อกำหนด AISC อัตราส่วน h/t_w มากที่สุดของเอวที่ไม่ต้องลดค่าหน่วยแรงคดที่ยอมให้คือ

$$\frac{h}{t_w} = \frac{6,360}{\sqrt{F_b}} = \frac{6,360}{\sqrt{1,500}} = 164$$

$$t_w = 142/164 = 0.866 \text{ ซม.}$$

ถ้าไม่มีแผ่นเสริมกำลังทางขวางหรือถ้ามีแต่ระยะห่างมากกว่า 1.5 เท่าของระยะระหว่างปีกคาน

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{984,000}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf} + 1,160)}} = \frac{984,000}{\sqrt{2,500(2,500 + 1,160)}} = 325$$

$$t_w = 142/325 = 0.437 \text{ ซม.}$$

ความหนาแน่นน้อยที่สุดเพื่อป้องกันการกักร้อน $t_w = 0.8$ ซม.

ลองใช้แผ่นเอว 1×142 ซม. ($A_w = 142$ ซม.²)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{142}{1} = 142$$

ออกแบบแผ่นปีกเบื้องต้น:

ใช้สูตรประมาณพื้นที่ปีกที่ต้องการ

$$A_f \approx \frac{M}{F_b h} = \frac{230.3(100)}{(1.5)(142)} = 108.1 \text{ ซม.}^2 \quad (\text{ใช้ } 3 \times 40 \text{ ซม.})$$

$$\text{น้ำหนักกานทั้งหมด} = (2 \times 3 \times 40 + 1 \times 142)(7,850)/100^2$$

$$= 299.87 \approx 300 \text{ ก.ก./เมตร} \quad (\text{เท่ากับที่ประมาณไว้ OK})$$

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่ จำกัดอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาสำหรับองค์อาคารรับแรงอัด

เนื่องจาก $h/t > 70$ ดังนั้น $k_c = \frac{4.05}{(h/t)^{0.46}} = \frac{4.05}{142^{0.46}} = 0.414$

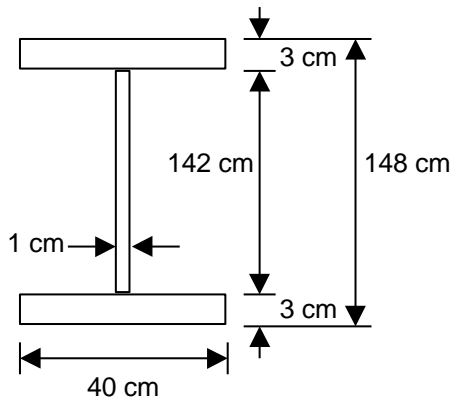
จากนั้นใช้อัตราส่วนความกว้างต่อความหนามากที่สุดจากตาราง 6-1 สำหรับหน้าตัดไม่กระแทก

$$\frac{b}{t} = \frac{795}{\sqrt{F_{yf}/k_c}} = \frac{795}{\sqrt{2,500/0.414}} = 10.23$$

อัตราส่วนของหน้าตัดที่ใช้ $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{40}{2(3)} = 6.67 < 10.23$ **OK**

คุณสมบัติของหน้าตัดและตรวจสอบหน่วยแรง:

จากขนาดที่แสดงในรูปที่ 16.15



รูปที่ 16.15

$$I = (1/12)(1.0)(142)^3 + (2)(3 \times 40)(72.5)^2 = 1,500,107 \text{ ซม.}^4$$

$$S = 1,500,107/74 = 20,272 \text{ ซม.}^3$$

$$f_b \text{ ที่กลางช่วงคาน} = (230.3 \times 10^5)/20,272 = 1,136 \text{ กก./ซม.}^2$$

เนื่องจากอัตราส่วนความลึกเอวต่อความหนา $142/1 = 142 < [6,360/\sqrt{F_b} = 6,360/\sqrt{1,500} = 164]$ ทำให้ค่า R_{PG} ในสมการ (16.10) เท่ากับ 1.0 และเนื่องจากแผ่นเอวและปีกทำจากเหล็ก A36 เหมือนกันค่า R_e ในสมการที่ (16.11) จึงมีค่าเท่ากับ 1.0 เช่นกัน ดังนั้นจึงไม่จำเป็นต้องลดค่าหน่วยแรงคัตที่ยอมให้ตามสมการ (16.9)

ปีกรับแรงอัดไม่มีการยึดรั้งด้านข้างทุกระยะ 5 เมตร และจำเป็นต้องคำนวณหน่วยแรงอัดจากการคัตที่ยอมให้ตามข้อกำหนด AISC

คำนวณ I_y และ r_T ของปีกกาน + 1/6 แผ่นเอว

$$I_y = (1/12)(3)(40)^3 = 16,000 \text{ ซม.}^4$$

$$A_f + 1/6 \text{ web} = (3)(40) + (1/6)(1)(142) = 143.7 \text{ ซม.}^2$$

$$r_T = \sqrt{\frac{16,000}{143.7}} = 10.55 \text{ ซม.}$$

ใช้ค่า $C_b = 1.0$ เนื่องจากโมเมนต์มากที่สุดที่กลางช่วงกาน (230.3 ตัน-เมตร) ที่เกิดขึ้น ณ จุดที่ไม่มีการยึดรั้งมีค่ามากกว่าโมเมนต์ (222.5 ตัน-เมตร) ที่ปลายทั้งสองของช่วงกลางของการยึดรั้ง

$$\frac{L}{r_T} = \frac{500}{10.55} = 47.39 < \left[\sqrt{\frac{7,173 \times 10^3 \times C_b}{2,500}} = 53.56 \right]$$

ดังนั้น F_b จากการตรวจสอบการโก่งเดาะด้านข้างคือ $0.6F_y = 1,500 \text{ กก./ซม.}^2$ (เนื่องจากเอวไม่กระแทกคัตค่า F_b จึงต้องไม่เกิน $0.6F_y$)

แผ่นเสริมกำลังแบกทานที่น้ำหนักกระทำเป็นจุด:

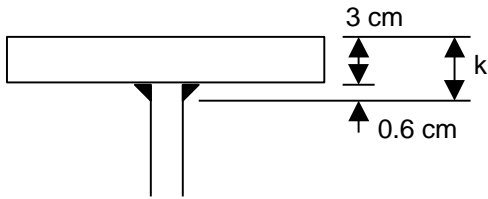
สมมุติว่ารอยเชื่อมระหว่างเอวและปีกมีขนาด 6 มม. ตรวจสอบการครากของแผ่นเอวโดยใช้สมการ (9.11) สำหรับน้ำหนักภายใน

$$\frac{R}{t_w(N + 5k)} \leq 0.66F_y = 1,650 \text{ กก./ซม.}^2$$

k จากรูปที่ 16.16 $= 3 + 0.6 = 3.6 \text{ ซม.}$

$$\frac{32,000}{1.0(0 + 5 \times 3.6)} = 1,778 > 1,650 \text{ กก./ซม.}^2$$

ดังนั้นต้องการแผ่นเสริมกำลังแบกทาน และถ้าตรวจสอบที่ปลายกานจะพบว่าต้องการเช่นเดียวกัน



รูปที่ 16.16

ถ้าผ่านข้อกำหนดของการครากที่แผ่นเอว ก็จะต้องตรวจสอบเงื่อนไขของ web crippling เสียก่อน จึงจะกล่าวได้ว่าไม่จำเป็นต้องใช้แผ่นเสริมกำลังแบกทาน

แผ่นเสริมกำลังจะถูกเลือกหลังจากได้ตรวจสอบความจำเป็นในการใช้แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงแล้ว

การออกแบบแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วง:

หน่วยแรงเฉือนที่ปลายคาน

$$f_v = 50.75(1,000)/(142 \times 1) = 357 \text{ กก./ซม.}^2$$

$$a/h = 500/142 = 3.52$$

$$h/t_w = 142 > 3,179/\sqrt{2,500} = 63.58$$

ดังนั้นพิจารณา F_v จากสมการ (9.3) หรือ (16.12) สำหรับอัตราส่วน $a/h > 1.0$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} = 5.34 + \frac{4.00}{3.52^2} = 5.66$$

$$C_v = \frac{3,165,000k_v}{F_y(h/t_w)^2} = \frac{3,165,000(5.66)}{(2,500)(142)^2} = 0.355$$

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v = \frac{2,500}{2.89} (0.355) = 307 \text{ กก./ซม.}^2 < 357 \text{ กก./ซม.}^2$$

ใช้แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วง

เพื่อที่จะหาตำแหน่งของแผ่นเสริมกำลังตัวแรกให้ใช้ตารางที่ ก.3 และ $F_v = 357 \text{ กก./ซม.}^2$ อัตราส่วน $h/t_w = 142$ ไล่จากท้ายตารางเข้ามา จากการประมาณเชิงเลขจะได้ว่า

$$a/h = 1.81$$

$$a = 1.81(142) = 257 \text{ ซม.} \quad (\text{ใช้ } 2.5 \text{ เมตร})$$

แผ่นเสริมกำลังแผ่นแรกห่างจากปลายคาน 2.5 เมตร

ตรวจสอบความต้องการแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงเพิ่มเติมในช่องแรก

$$V = 50.75 - 2.5(2.5) = 44.5 \text{ ตัน}$$

$$f_v = (44.5)(1,000)/(142) = 313.4 \text{ กก./ซม.}^2$$

ระยะจากแผ่นเสริมกำลังแผ่นแรกถึงน้ำหนักรรทุกเป็นจุด = $5 - 2.5 = 2.5$ เมตร

$$a/h = 250/142 = 1.76$$

ดังนั้นพิจารณา F_v จากสมการ (9.3) หรือ (16.12) สำหรับอัตราส่วน $a/h > 1.0$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} = 5.34 + \frac{4.00}{1.76^2} = 6.63$$

$$C_v = \frac{3,165,000k_v}{F_y(h/t_w)^2} = \frac{3,165,000(6.63)}{(2,500)(142)^2} = 0.416$$

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v = \frac{2,500}{2.89} (0.416) = 360 \text{ กก./ชม.}^2 > 313.4 \text{ กก./ชม.}^2$$

ไม่ต้องใช้แผ่นเสริมกำลังเพิ่มเติม

สำหรับการเชื่อมและการดึงร่วม ให้ตรวจสอบที่จุดรับน้ำหนักรรทุกเป็นจุด

$$f_v = (38.25)(1,000)/(142) = 269 \text{ กก./ชม.}^2$$

จากสมการ (16.18):

$$F_b = (0.825 - 0.375(269/360))(2,500) = 1,362 \text{ กก./ชม.}^2 > 269 \text{ กก./ชม.}^2 \quad \text{OK}$$

ออกแบบแผ่นเสริมกำลัง: ใช้แผ่นเสริมกำลังเดี่ยวจากสมการที่ (16.16)

$$A_{st} = \frac{1-0.416}{2} \left[1.76 - \frac{1.76^2}{\sqrt{1+1.76^2}} \right] (142)(1.0) = 9.53 \text{ ชม.}^2$$

ใช้แผ่นเสริมกำลังเดี่ยว 0.8×12 ชม. ($A_{st} = 9.6$ ชม.²)

อัตราส่วนความกว้างต่อความหนา = $12/0.8 = 15 < 795/\sqrt{F_y} = 15.9$ จากตารางที่ 6-1

ค่าโมเมนต์อินเนอร์เซียจากสมการ (16.15)

$$\text{Min } I_{st} = \left(\frac{h}{50} \right)^4 = \left(\frac{142}{50} \right)^4 = 65.05 \text{ ชม.}^4$$

คำนวณค่า I_{st} ของหน้าตัดจริงโดยใช้ความลึกจากเส้นผ่าศูนย์กลางเอวถึงขอบนอกแผ่นเสริมกำลัง

$$I_{st} = (1/3)(0.8)(12.5)^3 = 521 \text{ ชม.}^4 > 65.05 \text{ ชม.}^4 \quad \text{OK}$$

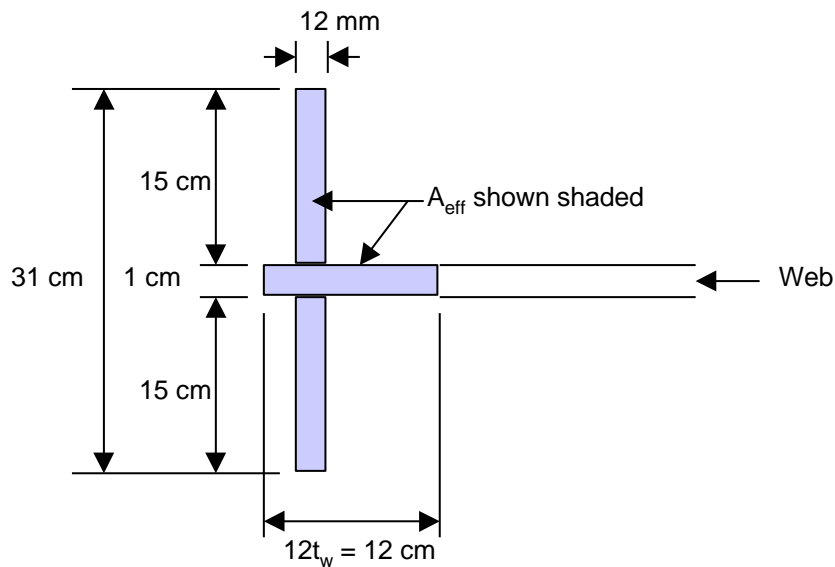
ความยาวน้อยที่สุดที่ต้องการโดย AISC คือให้หยุดที่ระยะห่างจากตีนรอยเชื่อมอย่างน้อย 4 เท่าแต่ไม่เกิน 6 เท่าของความหนาของเอว

$$\text{ความยาวน้อยที่สุด} = 142 - 0.6 - 6(1) = 135.4 \text{ ชม.}$$

ใช้แผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วง $0.8 \times 12 \times 136$ ชม.

แผ่นเสริมกำลังแบกทาน: สำหรับแรงปฏิกิริยาที่ปลาย

ลองใช้ 2 PL 1.2 × 15 ซม. ดังในรูปที่ 16.17



รูปที่ 16.17 แผ่นเสริมกำลังแบกทานที่ปลาย

คำนวณหน่วยแรงอัดในแผ่นเสริมกำลัง

$$I = (1/12)(1.2)(31)^3 = 2,979 \text{ ซม.}^4$$

$$A_{eff} = (2)(15)(1.2) + (12)(1) = 48 \text{ ซม.}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{2,979}{48}} = 7.88 \text{ ซม.}$$

$$KL = (0.75)(142) = 106.5 \text{ ซม.}$$

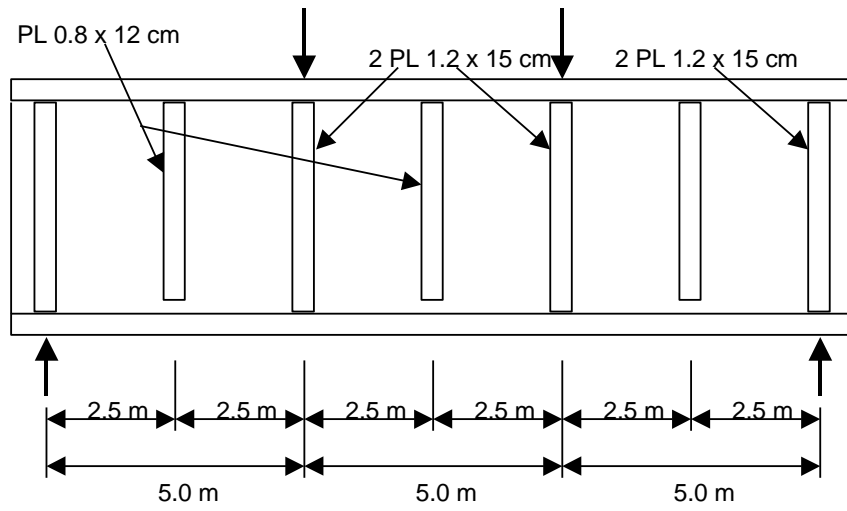
$$KL/r = 106.5/7.88 = 13.52$$

$$F_a = 1,457 \text{ กก./ซม.}^2 \text{ จากตารางที่ ข.1}$$

$$f_a = \text{แรงปฏิกิริยา}/A_{eff} = 50.75(1,000)/48 = 1,057 \text{ กก./ซม.}^2 < 1,457 \text{ กก./ซม.}^2 \quad \text{OK}$$

ใช้แผ่นเสริมกำลังแบกทาน 2 PL 1.2 × 15 × 140 ซม.

สำหรับแผ่นเสริมกำลังแบกทานภายในที่น้ำหนักกระทำเป็นจุดให้ใช้แผ่นเหล็กขนาดเดียวกับที่ปลาย เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกทุกเบาและมียพื้นที่เอวรองรับมากกว่า

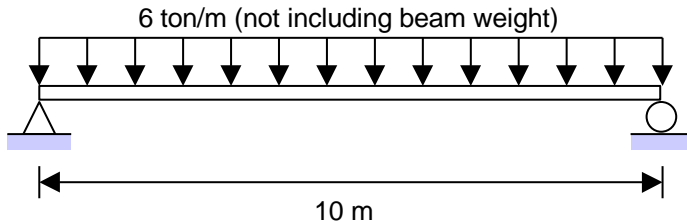


รูปที่ 16.17 การออกแบบชั้นสุดท้าย



ปัญหาท้ายบทที่ 16

16-1 หน้าตัด W400×172 เหล็ก A36 มีแผ่นเหล็กหุ้มหนา 22 มม. รองรับน้ำหนักบรรทุกทุกดังแสดงในรูปแบบ สมมุติว่าคานมีการรองรับด้านข้างเต็มที่สำหรับปีกรับแรงอัด และพิจารณาความกว้างแผ่นเหล็ก



16-2 สถาปนิกกำหนดว่าความลึกคานต้องไม่เกิน 40 ซม. ในการรับน้ำหนักแผ่ 10 ตัน/เมตร ไม่รวมน้ำหนักคานสำหรับช่วงคานเดี่ยว 7 เมตร ใช้เหล็ก A572 ซึ่งมี $F_y = 3,500$ กก./ซม.² คานมีการรองรับด้านข้างโดยสมบูรณ์สำหรับปีกรับแรงอัด ใช้หน้าตัด W350×79.7 และแผ่นเหล็กหุ้ม

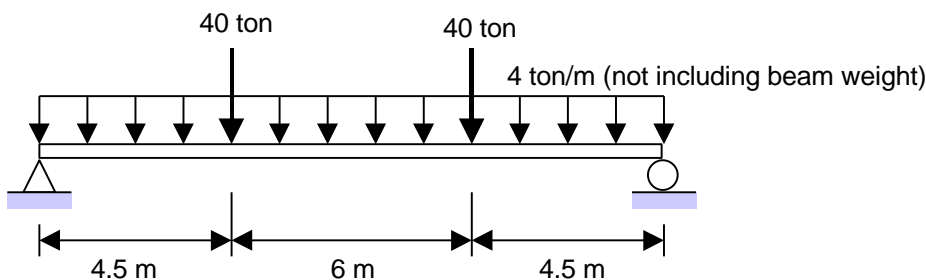
16-3 จงออกแบบหน้าตัด W ประกอบโดยการเชื่อมลึก 1.2 เมตร โดยไม่มีแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วง สำหรับช่วงคานยาว 15 เมตร รองรับน้ำหนักแผ่ 4 ตัน/เมตร (ไม่รวมน้ำหนักคาน) หน้าตัดจะถูกต้องกับเสา และมีการยึดรั้งด้านข้างเต็มที่สำหรับปีกรับแรงอัด ใช้เหล็ก A36

16-4 ทำซ้ำปัญหาที่ 16-3 ด้วยช่วงคาน 18 เมตร และเหล็ก A572

16-5 จงออกแบบคานแผ่นเหล็กประกอบจากการเชื่อมด้วยเหล็ก A36 สำหรับช่วงคาน 18 เมตร รองรับน้ำหนักแผ่ 10 ตัน/เมตร (ไม่รวมน้ำหนักคาน) ปีกรับแรงอัดจะถูกยึดรั้งตลอดความยาว คานเป็นคานช่วงเดี่ยวและไม่ถูกต้องเข้ากับเสา ไม่ต้องออกแบบแผ่นเหล็กเสริมกำลัง สมมุติคานมีความลึกหนึ่งในสิบของช่วงคาน

16-6 ทำซ้ำปัญหาที่ 16-5 โดยใช้เหล็ก A572

16-7 หน้าตัดคานแผ่นเหล็กประกอบโดยการเชื่อมถูกเลือกเพื่อใช้กับช่วงคานและน้ำหนักบรรทุกทุกดังในรูปแบบ ใช้เหล็ก A36 สมมุติว่าปีกรับแรงอัดมีการรองรับด้านข้างอย่างสมบูรณ์ ไม่ต้องออกแบบแผ่นเหล็กเสริมกำลัง สมมุติคานมีความลึกหนึ่งในสิบของช่วงคาน



16-8 ทำซ้ำปัญหาที่ 16-7 โดยใช้เหล็ก A572

16-9 จงออกแบบแผ่นเสริมกำลังแบททานที่ปลายและแผ่นเสริมกำลังระหว่างช่วงสำหรับคานแผ่นเหล็กประกอบในข้อ 16-5

16-10 ทำเช่นเดียวกับของ 16-9 กับคานในข้อ 16-7

17

ตัวอย่างการออกแบบโครงสร้างเหล็ก

17.1 บทนำ

การเรียนรู้ที่ดีที่สุดคือการศึกษจากตัวอย่างที่เคยมีการทำมาก่อนหน้านี้แล้ว โดยเฉพาะในงานออกแบบโครงสร้างด้วยแล้วนั้น แม้ว่าในบทที่ผ่านมาเราจะได้กล่าวถึงทฤษฎี สมการ และข้อกำหนดต่าง ๆ มากมาย แต่ในการออกแบบโครงสร้างนั้นผู้ออกแบบต้องสร้างแนวคิด กำหนดระบบ โครงสร้างที่จะใช้ ระหว่างทำการออกแบบจะมีการประมาณค่าที่ต้องใช้ในการคำนวณ เมื่อคำนวณได้ผลออกมาก็ต้องมาพิจารณาว่าผลที่ได้ ออกมานั้นมีความเหมาะสมหรือไม่ ซึ่งจุดพินิจในการออกแบบเหล่านี้จะได้มาจากประสบการณ์ในการทำงานจริงภายใต้การดูแลของวิศวกรผู้เชี่ยวชาญ ในบทนี้เราจะศึกษาจากงานออกแบบที่ผ่านมาโดยหวังว่าเมื่อออกไปทำงานจริงแล้วจะมีส่วนช่วยให้ปรับตัวในการเรียนรู้จากการทำงานได้ดีขึ้น

ขอเน้นย้ำอีกครั้งว่าตัวอย่างการออกแบบต่างๆที่มีปรากฏอยู่ในบทนี้มีไว้เพื่อให้ผู้เรียนศึกษาแนวคิดที่ใช้ในการออกแบบ มิใช่มีไว้เพื่อให้ลอกเลียนแบบโดยปราศจากความรู้ความเข้าใจ เพราะนั่นอาจจะทำให้เกิดปัญหาและความเสียหายต่อชีวิตและทรัพย์สิน

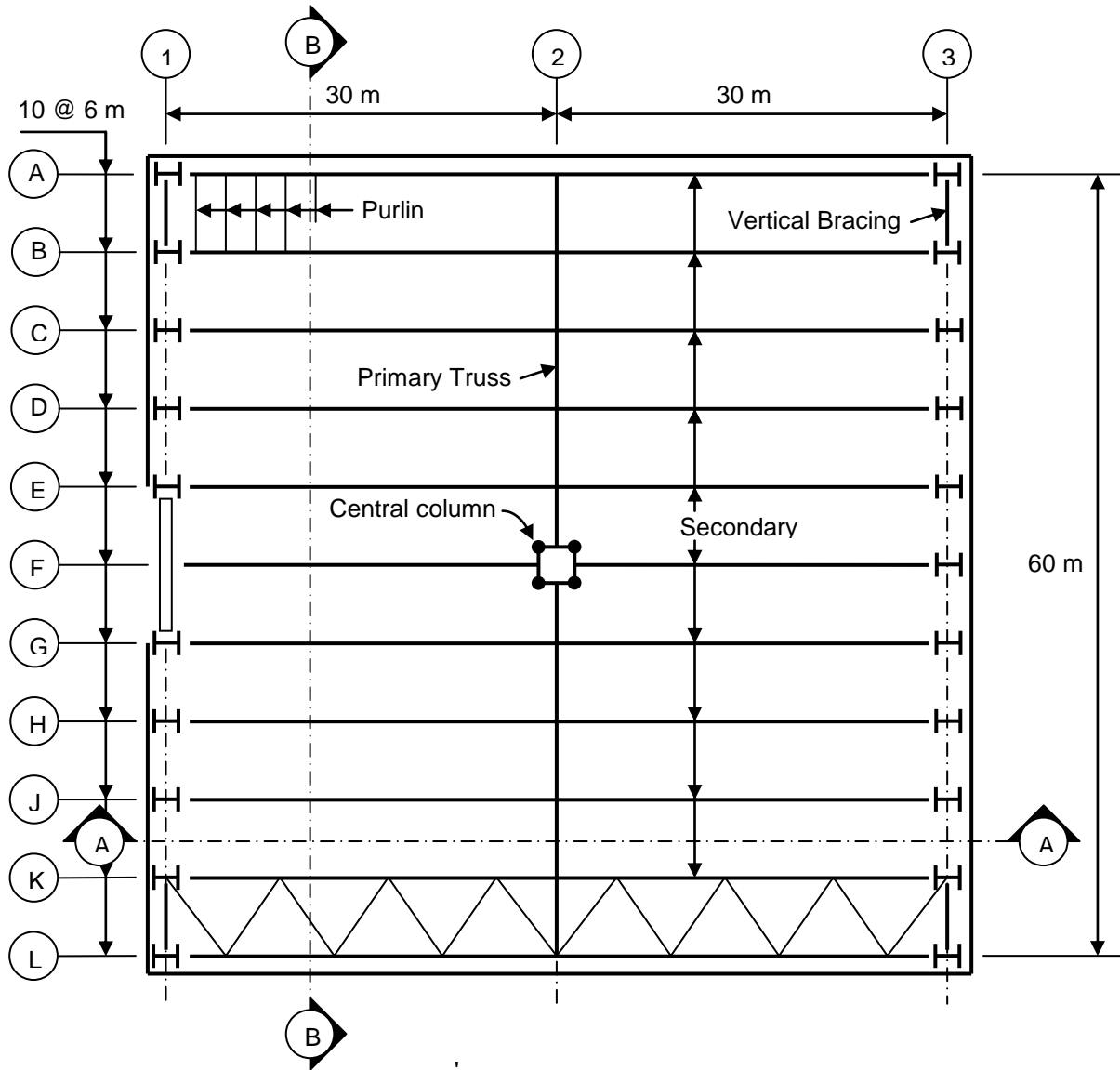
17.2 โรงงานและโกดัง

เป็นอาคารชั้นเดียวขนาดใหญ่ แปลนรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัสกว้างด้านละ 60 เมตรดังแสดงในรูปที่ 17.1 สถาปนิกผู้ออกแบบต้องการให้มีเสาเพียงหนึ่งต้นกลางอาคาร วัสดุผนังหลังคาคือเหล็กรีดลอน ระยะช่องว่างความสูงอาคารที่ต้องการคือ 6 เมตร

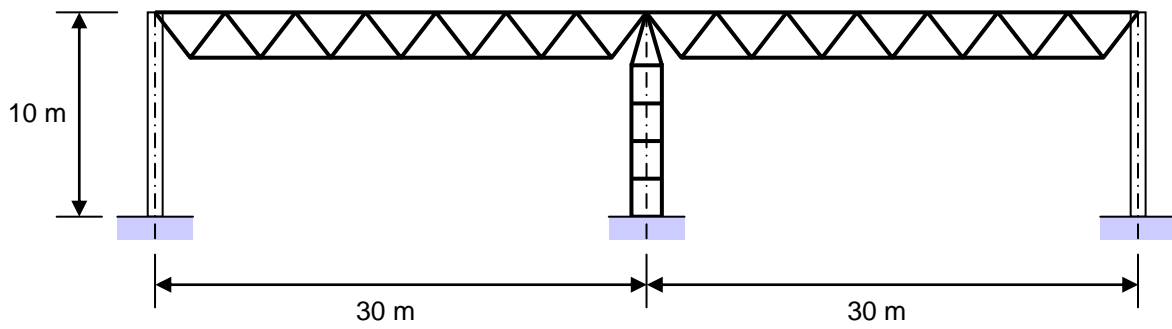
น้ำหนักบรรทุกจร:

น้ำหนักบรรทุกจรบนหลังคา	50	ก.ก./ม. ²
ความเร็วลมพื้นฐาน	50	เมตร/วินาที
กำลังแบกทานที่ปลอดภัยของดิน	10	ตัน/ม. ²

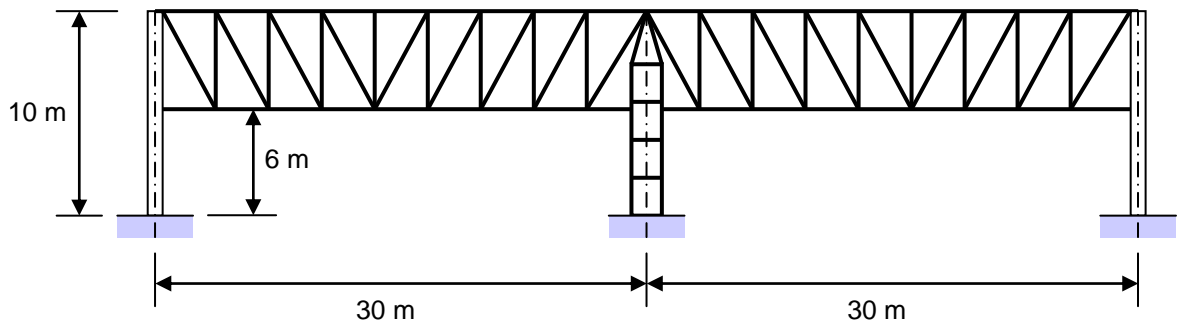
มาตรฐานที่ใช้ AISC 1989 ASD Method



รูปที่ 17.1 รูปแปลนโรงงาน

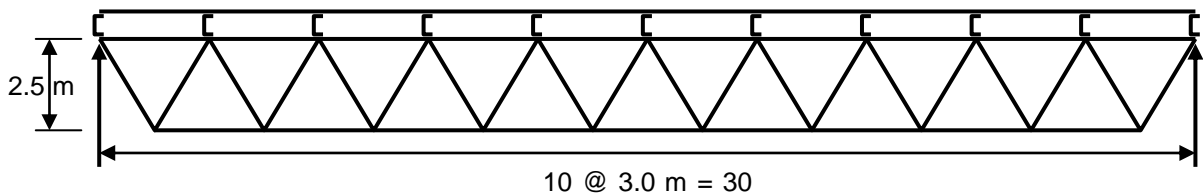


รูปที่ 17.2 Section A-A



รูปที่ 17.3 Section B-B

Step 1: ออกแบบโครงถักหลังค้าย่อย (Secondary Roof Trusses) ช่วงยาว 30 เมตร



เนื่องจากความลาดเอียงน้อยกว่า 18° ดังนั้นไม่คิดผลของแรงลม

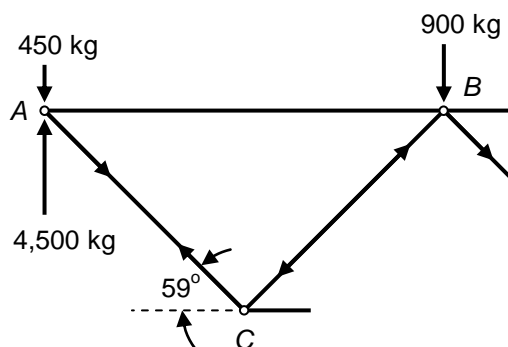
น้ำหนักบรรทุกจรลงโครงถัก = $50 \times 6.0 = 300$ ก.ก./ม.

น้ำหนักบรรทุกคงแป = $300 \times 3.0 = 900$ ก.ก./จุดภายใน

แรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับ $R = 300 \times 30 / 2 = 4,500$ ก.ก.

วิเคราะห์แรงในองค์การโครงถัก:

a) จุดรองรับ:



ณ. จุด A: $F_{AC} = \text{Max. internal tensile force}$

$$F_{AC} \sin 59^\circ + 450 = 4,500$$

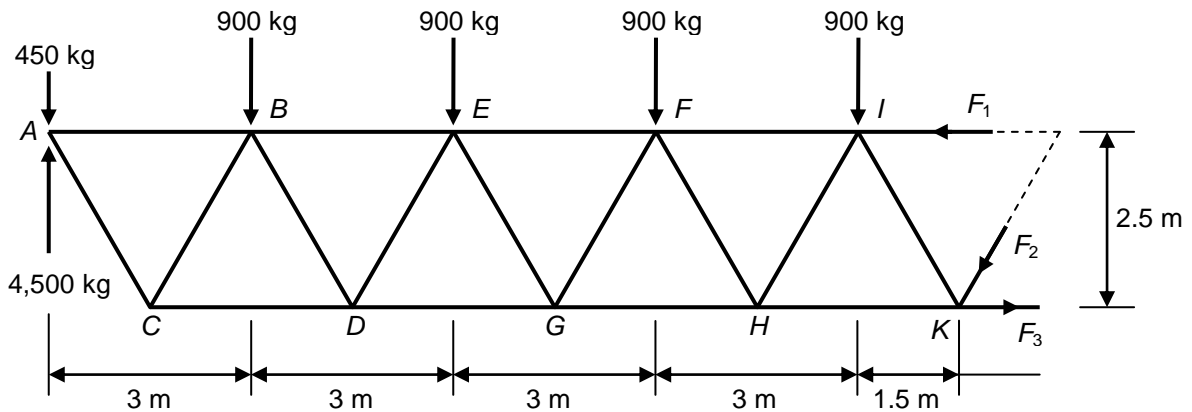
$$\underline{F_{AC} = 4,725 \text{ ก.ก. (T)}}$$

ณ. จุด C: $F_{BC} = \text{Max. comp. force}$

$$F_{AC} \sin 59^\circ = F_{BC} \sin 59^\circ$$

$$\underline{F_{BC} = 4,725 \text{ ก.ก. (C)}}$$

b) กลางช่วงโครงถัก:



คำนวณโมเมนต์รอบจุด K :

$$F_1 (2.5) + 450 (13.5) + 900 (10.5 + 7.5 + 4.5 + 1.5) = 4,500 (13.5)$$

$$\underline{F_1 = 13,230 \text{ ก.ก. (C)}}$$

คำนวณโมเมนต์รอบจุด C :

$$13,230 (2.5) + 450 (1.5) = 4,500 (1.5) + 900 (1.5 + 4.5 + 7.5 + 10.5) + F_2 \sin 59^\circ (12)$$

$$\underline{F_2 = 525 \text{ ก.ก. (C)}}$$

คำนวณโมเมนต์รอบจุด A :

$$F_3 (2.5) = 900 (3 + 6 + 9 + 12) + 525 \sin 59^\circ (15)$$

$$\underline{F_3 = 13,500 \text{ ก.ก. (T)}}$$

ตรวจสอบ :

$$[\Sigma F_y = 0] \quad 4,500 - 450 - 4(900) - 525 \sin 59^\circ = -0.0128 \approx 0 \quad \text{OK}$$

$$[\Sigma F_x = 0] \quad 13,500 - 13,230 - 525 \cos 59^\circ = -0.395 \approx 0 \quad \text{OK}$$

ออกแบบองค์อาคาร :

จันทัน : แรงอัดมากที่สุด = 13.23 ตัน ความยาว 3.0 เมตร

ลองใช้หน้าตัดกล่องสี่เหลี่ยมจัตุรัส $\square 100 \times 100 \times 3.2$ มม., $A = 33.6 \text{ ซม.}^2$, $r = 5.84 \text{ ซม.}$

อัตราส่วนความชะลูด $L/r = 300/5.84 = 51.37 < 200 \quad \text{OK}$

แรงอัดที่ยอมให้จากตาราง ข.4 = 16.0 > 13.23 ตัน **OK**

ข้อ : แรงดึงมากที่สุด = 13.5 ตัน ความยาว 3.0 เมตร

ลองใช้หน้าตัดกล่องสี่เหลี่ยมจัตุรัส $\square 100 \times 100 \times 3.2$ มม., $A = 33.6$ ซม.², $r = 5.84$ ซม.

อัตราส่วนความชะลุด $L/r = 300/5.84 = 51.37 < 300$ **OK**

แรงดึงที่ยอมรับให้ = $0.6(2.5)(33.6) = 50.4 > 13.5$ ตัน **OK**

ท่อนทแยง BC : แรงอัดมากที่สุด = 4.73 ตัน ความยาว 2.92 เมตร

ลองใช้หน้าตัดกล่องสี่เหลี่ยมจัตุรัส $\square 75 \times 75 \times 3.2$ มม., $A = 8.93$ ซม.², $r = 2.91$ ซม.

อัตราส่วนความชะลุด $L/r = 300/2.91 = 103 < 200$ **OK**

หน่วยแรงอัดที่ยอมรับให้จากตาราง ข.1 = 894 ก.ก./ซม.²

แรงอัดที่ยอมรับให้ = $0.894(8.93) = 7.98 > 4.73$ ตัน **OK**

ท่อนทแยง AC : แรงดึงมากที่สุด = 4.73 ตัน ความยาว 2.92 เมตร

ลองใช้หน้าตัดกล่องสี่เหลี่ยมจัตุรัส $\square 75 \times 75 \times 3.2$ มม., $A = 8.93$ ซม.², $r = 2.91$ ซม.

อัตราส่วนความชะลุด $L/r = 300/2.91 = 103 < 300$ **OK**

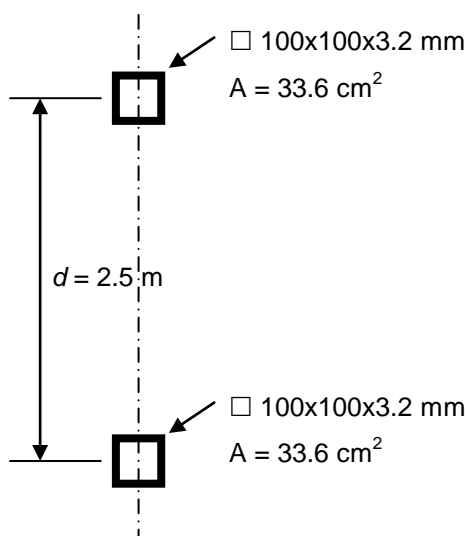
แรงอัดที่ยอมรับให้ = $0.6(2.5)(8.93) = 13.4 > 4.73$ ตัน **OK**

สรุปองค์อาคารในโครงถักย่อย :

ท่อนจันทันและข้อ : $\square 100 \times 100 \times 3.2$ มม.

ท่อนทแยง : $\square 75 \times 75 \times 3.2$ มม.

ตรวจสอบการแอ่นตัวกลางช่วงความยาว : (ใช้วิธีประมาณ)



$$I_{\text{approx}} = \frac{A_f \times d^2}{2}$$

$A_f =$ พื้นที่หน้าตัด, $d =$ ความลึกโครงถัก

$$I = 33.6(250)^2/2 = 1.05 \times 10^6 \text{ ซม.}^4$$

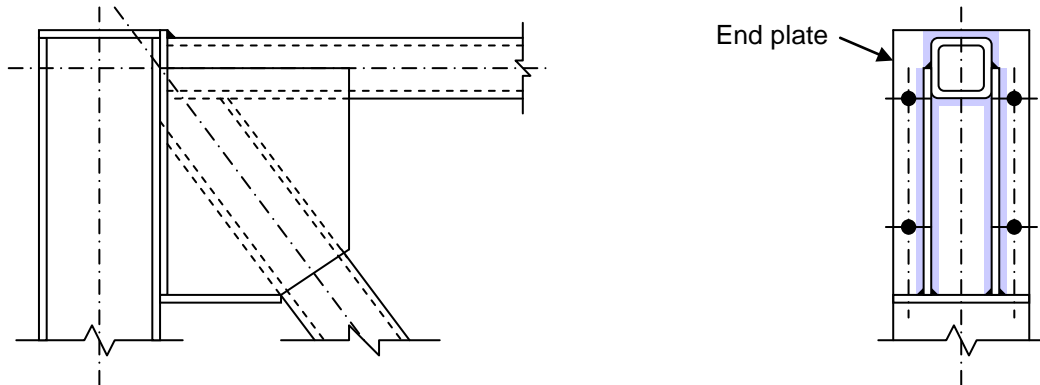
น้ำหนักบรรทุกจร = 300 ก.ก./ม.

$$\Delta = \frac{5}{384} \times \frac{300/100 \times 3,000^4}{2.05 \times 10^6 \times 1.05 \times 10^6} = 1.47 \text{ ซม.}$$

ค่าที่ยอมรับให้ = $3,000/360 = 8.33 > 1.47$ ซม. **OK**

โครงถักย่อย – จุดต่อ

ณ. จุดรองรับ A :



จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ :

แรงเฉือนที่จุดรองรับ = 4.5 ตัน

ลองใช้สลักเกลียว A307 Ø 19 ม.ม. กำลังเฉือนเดี่ยว 1.99 ตัน/ตัว

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ = $4.5/1.99 = 2.26$ ตัว **ใช้ 4 ตัว**

แรงเฉือนที่สลักเกลียวรับได้ = $4(1.99) = 7.96 > 4.5$ ตัน **OK**

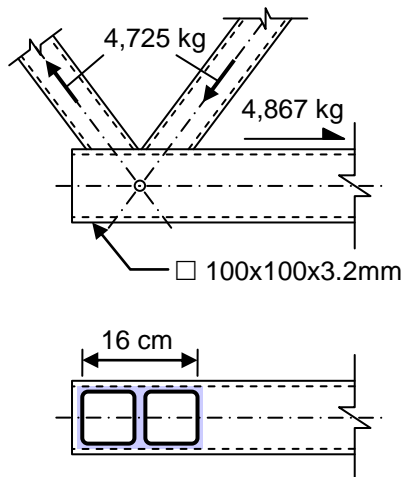
รอยเชื่อมแบบฟิลเลต :

จากรูปตัดของจุดต่อความยาวรอยเชื่อม ≈ 100 ซม.

ลองใช้รอยเชื่อม E60 ขนาด 6 ม.ม. กำลังเฉือน 530 ก.ก./ซม.

ความยาวรอยเชื่อมที่ต้องการ = $4,500/530 = 8.46 \gg 100$ ซม. **OK**

จุดต่อภายในแบบ 'K' ณ. จุดต่อ C :

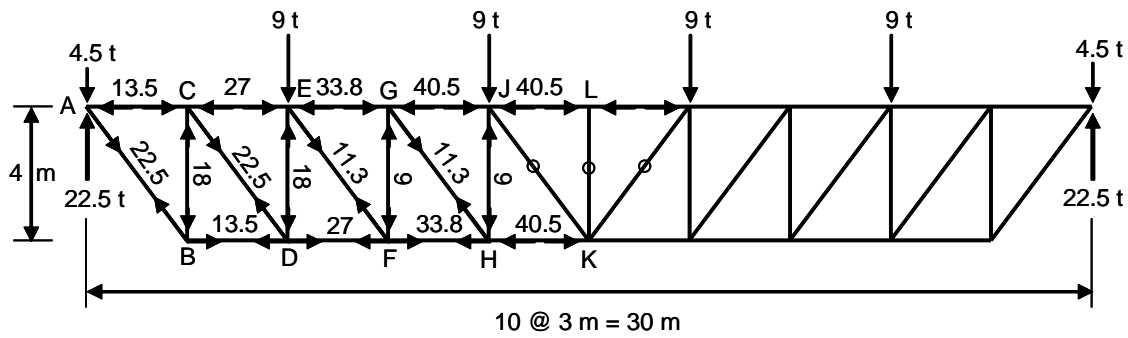


ความยาวรอยเชื่อมจากรูป = $2(16) + 3(7.5) = 54.5$ ซม.

ลองใช้รอยเชื่อม E60 ขนาด 6 ม.ม. กำลังเฉือน 530 ก.ก./ซม.

ความยาวรอยเชื่อมที่ต้องการ = $4,867/530 = 9.2$ ซม. < 54.5 ซม. **OK**

Step 2 : ออกแบบโครงถักหลังคาหลัก (Primary Roof Trusses) ช่วงยาว 30 เมตร



แรงปฏิกิริยาจากโครงถักย่อย (2 ข้าง) = $2(4,500)$ = 9,000 ก.ก.

แรงปฏิกิริยาโครงถักหลัก = $(4 \times 9,000 + 2 \times 4,500) / 2$ = 22,500 ก.ก.

คำนวณแรงในองค์อาคารดังแสดงในรูป โดยใช้สมดุลของแรงที่จุดต่อ

ออกแบบองค์อาคาร :

จันทัน : แรงอัดมากที่สุด = 40.5 ตัน ความยาว 3.0 เมตร

ลองใช้หน้าตัด WF 200 × 49.9, $A = 63.53$ ซม.², $r_y = 5.02$ ซม.

อัตราส่วนความชะลูด $L/r = 300/5.02$ = 59.8 < 200 **OK**

แรงอัดที่ยอมให้จากตาราง ข.4 = 77 > 40.5 ตัน **OK**

ข้อ : แรงดึงมากที่สุด = 40.5 ตัน ความยาว 3.0 เมตร

ลองใช้หน้าตัด WF 200 × 49.9, $A = 63.53$ ซม.², $r_y = 5.02$ ซม.

อัตราส่วนความชะลูด $L/r = 300/5.02$ = 59.8 < 300 **OK**

แรงดึงที่ยอมให้ = $0.6(2.5)(63.53)$ = 95.3 > 40.5 ตัน **OK**

ท่อนดึง : แรงอัดมากที่สุด = 18 ตัน ความยาว 4.0 เมตร

ลองใช้หน้าตัด WF 200 × 30.6, $A = 39.01$ ซม.², $r_y = 3.61$ ซม.

อัตราส่วนความชะลูด $L/r = 400/3.61$ = 111 < 200 **OK**

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้จากตาราง ข.1 = 822.7 ก.ก./ซม.²

แรงอัดที่ยอมให้ = $0.823(39.01)$ = 32 > 18 ตัน **OK**

ท่อนทแยง : แรงดึงมากที่สุด = 22.5 ตัน ความยาว 5.0 เมตร

ลองใช้หน้าตัด WF 200 × 30.6, $A = 39.01$ ซม.², $r_y = 3.61$ ซม.

อัตราส่วนความชะลุด $L/r = 500/3.61 = 139 < 300$ **OK**

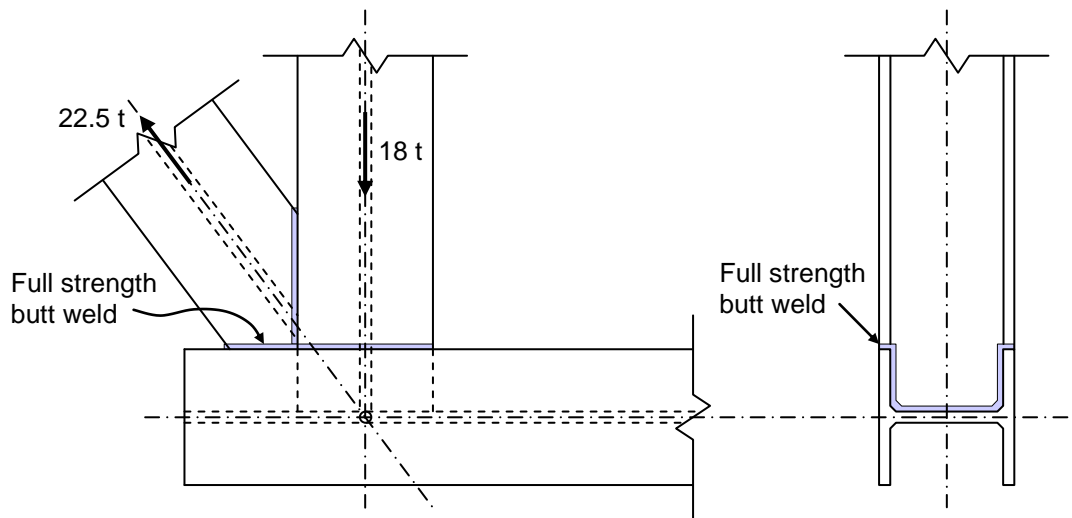
แรงอัดที่ยอมให้ = $0.6(2.5)(39.01) = 58.5 > 22.5$ ตัน **OK**

สรุปองค์การในโครงถักย่อย :

ท่อนจันทันและข้อ : **WF 200 × 49.9** ก.ก./ม.

ท่อนทแยง : **WF 200 × 30.6** ก.ก./ม.

จุดต่อทั่วไป (B)



ตรวจสอบท่อนทแยง (รับแรงดึง)

ความยาวรอยเชื่อมจากรูป ≈ 50 ซม.

ลองใช้รอยเชื่อม E60 ขนาด 6 ม.ม. กำลังเหนืง 530 ก.ก./ซม.

ความยาวรอยเชื่อมที่ต้องการ = $22,500/530 = 42.5 > 50$ ซม. **OK**

ตรวจสอบการแอ่นตัวกลางช่วงความยาว : (ใช้วิธีประมาณ)

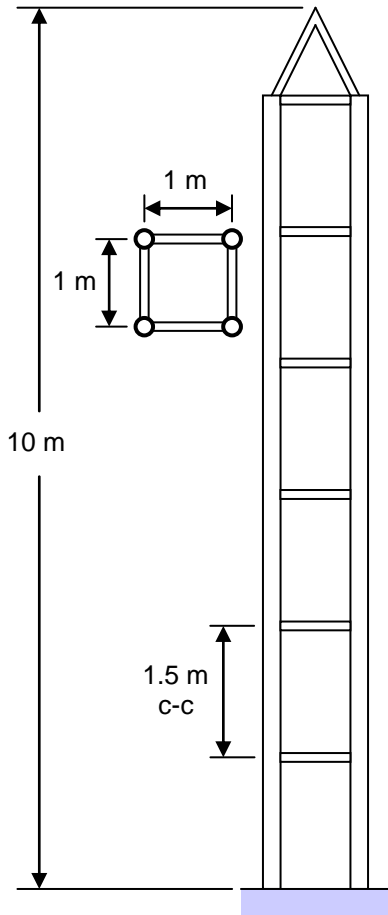
$$I = 63.53 (400)^2 / 2 = 5.08 \times 10^6 \text{ ซม.}^4$$

$$\text{น้ำหนักแผ่นเหล็ก} = 4 (9,000) / 30 = 1,200 \text{ ก.ก./ม.}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \times \frac{1,200/100 \times 3,000^4}{2.05 \times 10^6 \times 5.08 \times 10^6} = 1.22 \text{ ซม.}$$

ค่าที่ยอมให้ = 3,000/360 = 8.33 > 1.22 ชม. **OK**

Step 3 : A) ออกแบบเสากลาง (Central Column)



น้ำหนักบรรทุกจากโครงสร้างหลัก = 2 (22.5) = 45 ตัน

ลองใช้ท่อกลม 4 Ø 114.3 มม. หนา 4.5 มม.

พื้นที่ / ท่อน = 15.52 ซม.²

I / ท่อน = 234 ซม.⁴

r / ท่อน = 3.89 ซม.

คุณสมบัติหน้าตัดประกอบ :-

$I_x = I_y = 4 (234 + 15.52 \times 50^2)$

$= 1.56 \times 10^5$ ซม.⁴

$A = 4 (15.52) = 62.1$ ซม.²

$r = \sqrt{1.56 \times 10^5 / 62.1} = 50.1$ ซม.

โคนเสายึดแน่น ยอดเสาเป็นปลายอิสระ (Fix-Free) $KL = 2.0 (1,000) = 2,000$ ซม.

อัตราส่วนความชะลูด $KL/r = 2,000/50.1 = 40$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ จากตาราง ข.1 = 1,337 ก.ก./ซม.²

แรงอัดที่รับได้ = 1.337(62.1) = 83 > 45 ตัน **OK**

การโค้งงอของแต่ละท่อน :

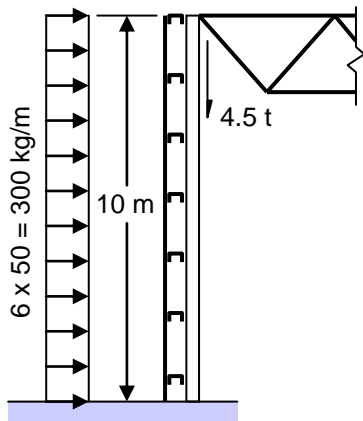
แรงอัด / ท่อน = 45/4 = 11.25 ตัน

อัตราส่วนความชะลูด = 150/3.89 = 39

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ จากตาราง ข.1 = 1,343 ก.ก./ซม.²

แรงอัดที่รับได้ = 1.343(15.52) = 20.8 > 11.25 ตัน **OK**

B) เสารองรับโครงถักย่อย



แรงลม ณ ความสูงไม่เกิน 10 ม.	= 50 ก.ก./ม. ²
ระยะห่างเสา 6 ม. แรงลม = 6(50)	= 300 ก.ก./ม.
โมเมนต์ค้ดกลางเสา = $300 \times 10^2 / 8$	= 3,750 ก.ก.-ม.
แรงอัดตามแนวแกน	= 4.5 ตัน
สมมุติหน่วยแรงอัด	= 1,000 ก.ก./ชม. ²
พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ = $4,500 / 1,000$	= 4.5 ชม. ²

ลองใช้หน้าตัด WF 200 x 49.9, $A = 63.53$ ชม.², $S_x = 472$ ชม.³ $r_x = 8.62$ ชม.

(แกน y ถูกยึดไว้โดยผนัง)

$$f_a = 4,500 / 63.53 = 70.8 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$L/r = 1,000 / 8.62 = 116$$

$$F_a = 776.5 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$f_a / F_a = 70.8 / 776.5 = 0.0912 < 0.15$$

$$f_b = 3,750(100) / 472 = 795 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

เนื่องจากเป็นเสาขอบอาคาร มีผนังช่วยรองรับด้านข้าง $F_b = 0.66(2,500) = 1,650$ ก.ก./ชม.²

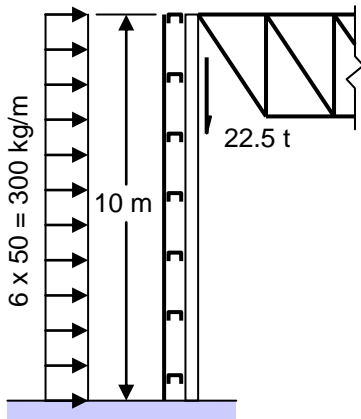
$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2(2.05 \times 10^6)}{23 \times 116^2} = 784.5 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$\frac{C_m}{1 - f_a / F'_{ex}} = \frac{1.0}{1 - 70.8 / 784.5} = 1.10 > 1.00 \quad \text{OK}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a / F'_{ex}) F_b} = \frac{70.8}{776.5} + \frac{1.10(795)}{1,650} = 0.621 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{70.8}{776.5} + \frac{795}{1,650} = 0.573 < 1.0 \quad \text{OK}$$

C) เสารองรับโครงถักหลัก



แรงลม ณ ความสูงไม่เกิน 10 ม.	= 50 ก.ก./ม. ²
ระยะห่างเสา 6 ม. แรงลม = 6(50)	= 300 ก.ก./ม.
โมเมนต์ค้ดกลางเสา = 300×10 ² /8	= 3,750 ก.ก.-ม.
แรงอัดตามแนวแกน	= 22.5 ตัน
สมมติหน่วยแรงอัด	= 1,000 ก.ก./ชม. ²
พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ = 22,500/1,000	= 22.5 ชม. ²

ลองใช้หน้าตัด WF 250 × 72.4, $A = 92.18$ ชม.², $S_x = 867$ ชม.³, $r_x = 10.8$ ชม.
(แกน y ถูกยึดรั้งโดยผนัง)

$$f_a = 22,500/92.18 = 244 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$L/r = 1,000/10.8 = 93$$

$$F_a = 977.5 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$f_a/F_a = 244/977.5 = 0.25 > 0.15$$

$$f_b = 3,750(100)/867 = 433 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

เนื่องจากเป็นเสาขอบอาคาร มีผนังช่วยรองรับด้านข้าง $F_b = 0.66(2,500) = 1,650$ ก.ก./ชม.²

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2(2.05 \times 10^6)}{23 \times 93^2} = 1,221 \text{ ก.ก./ชม.}^2$$

$$\frac{C_m}{1 - f_a/F'_{ex}} = \frac{1.0}{1 - 244/1,221} = 1.25 > 1.00 \quad \text{OK}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a/F'_{ex})F_b} = \frac{244}{977.5} + \frac{1.25(433)}{1,650} = 0.578 < 1.0 \quad \text{OK}$$

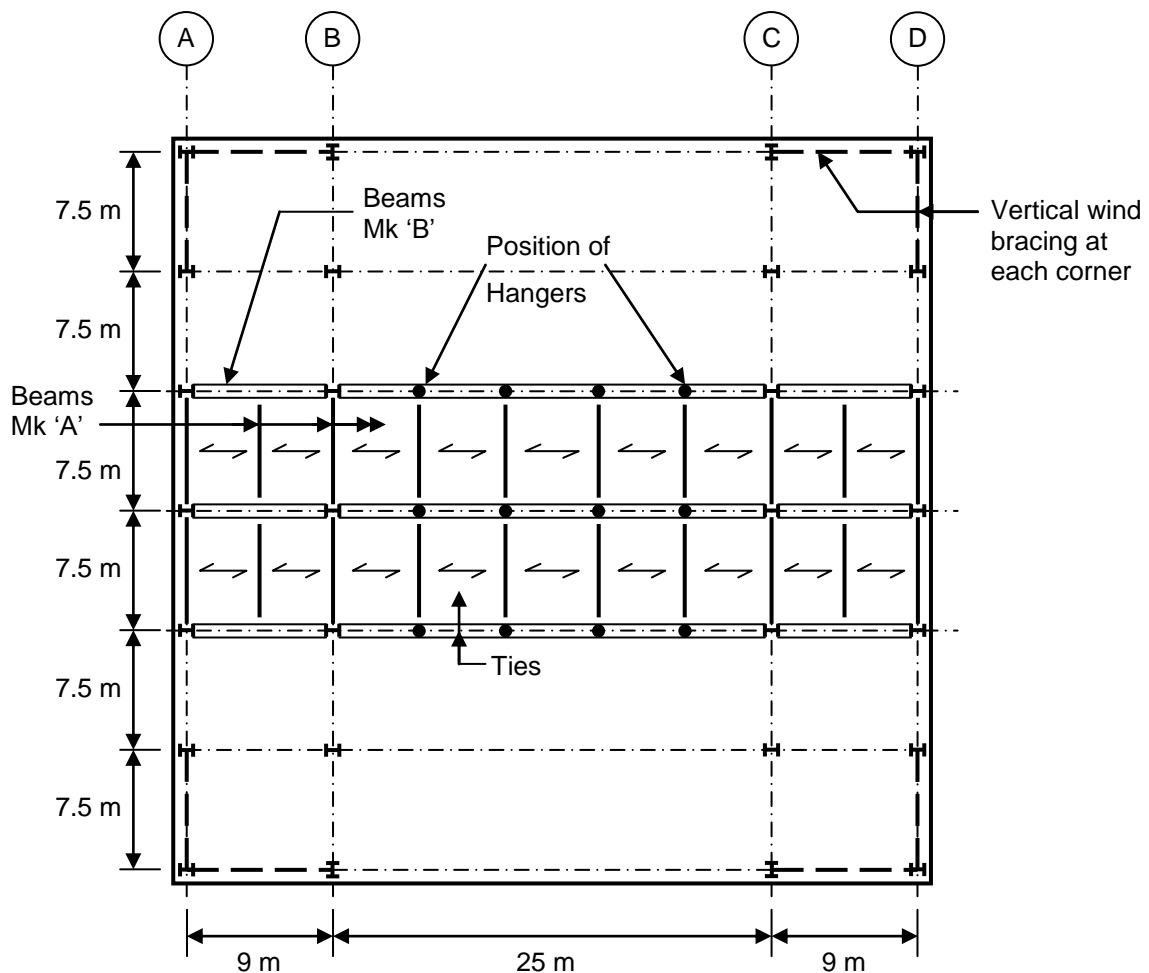
$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{244}{1,500} + \frac{433}{1,650} = 0.425 < 1.0 \quad \text{OK}$$

17.3 อาคารสำนักงาน

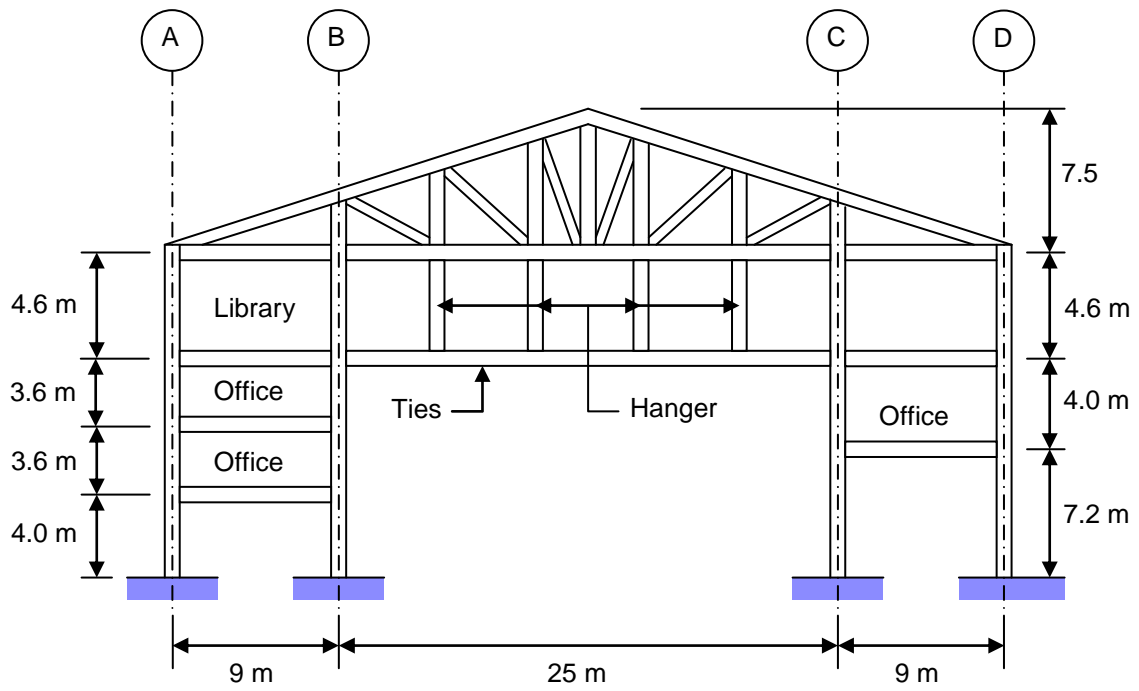
เป็นอาคารหลายชั้นขนาดใหญ่เช่น หอสมุด อาคารแสดงสินค้า หรือสำนักงานออฟฟิศ มีรูปหน้าตัดและแปลนดังแสดงในรูป อาคารชั้นบนซึ่งเป็นห้องสมุดจะถูกแขวนกับโครงถักหลังคา และเป็นเพดานของโถงกลางซึ่งเป็นช่วงเปิดยาวถึง 25 ม. ซึ่งถ้าใช้คานธรรมดารองรับชั้นห้องสมุดจะต้องใช้คานขนาดใหญ่มากหรือคานประกอบ

น้ำหนักบรรทุกจร:

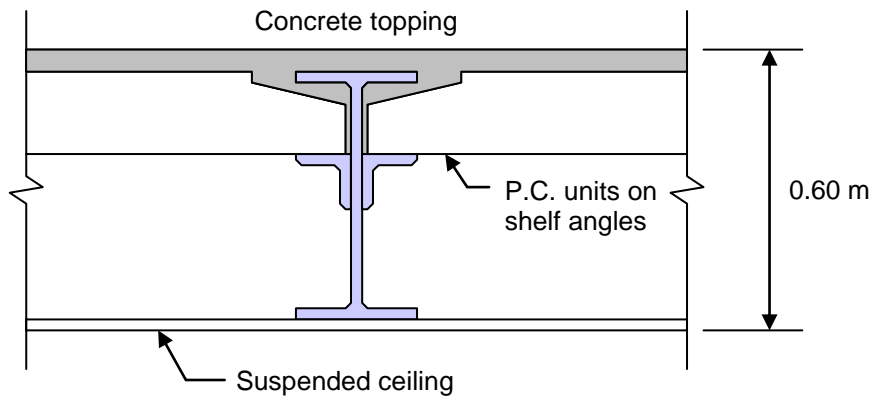
พื้นห้องสมุด	600	ก.ก./ม. ²
พื้นห้องเครื่องใต้หลังคา	500	ก.ก./ม. ² (กริด B → C)
พื้นสำนักงาน	400	ก.ก./ม. ²
หลังคา	50	ก.ก./ม. ²



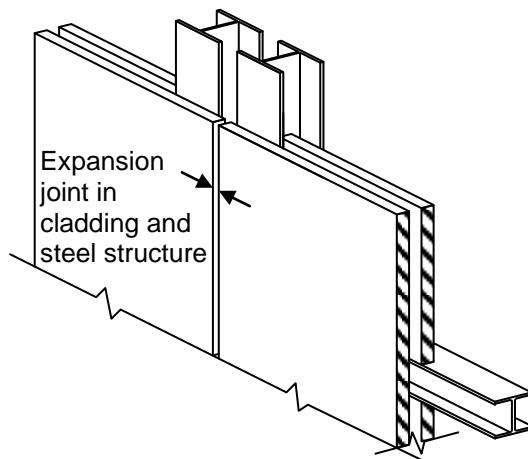
รูปแปลนที่ระดับห้องสมุด



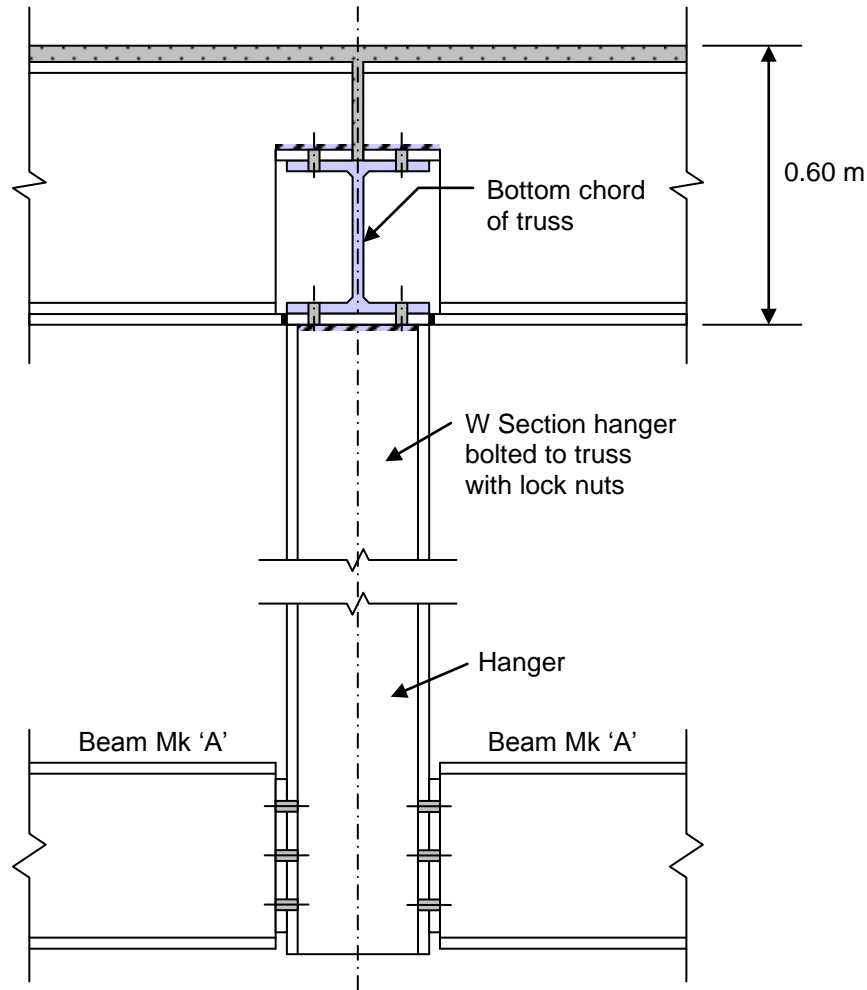
รูปตัดอาคารช่วงห้องสมุด



รายละเอียดจุดต่อกาน - พื้น



รายละเอียดจุดต่อขยายตัว



รายละเอียดจุดต่อแขวน

น้ำหนักบรรทุกที่ใช้ในการออกแบบ :-

พื้นสำเร็จรูป Hollow Core HC.150 + ผิวพื้นทับหน้า	=	380	ก.ก./ม. ²
พื้นห้องสมุด = 380 + 600	=	980	ก.ก./ม. ²
พื้นห้องเครื่องใต้หลังคา = 380 + 500	=	880	ก.ก./ม. ²
พื้นสำนักงาน = 380 + 400	=	780	ก.ก./ม. ²
หลังคา = 50(ประมาณ) + 50	=	100	ก.ก./ม. ²

Beam Mk 'A' ช่วงคานยาว 7.5 เมตร มีการรองรับด้านข้างเต็มที่

ระยะห่างระหว่างคาน	=	5.0	เมตร
น้ำหนักแผ่ลงคาน = 980 × 5	=	4,900	ก.ก./เมตร
โมเมนต์คัด $M_{max} = 4.9 \times 7.5^2 / 8$	=	34.5	ตัน-เมตร

$$\text{แรงเฉือน } V_{\max} = 4.9 \times 7.5 / 2 = 18.4 \text{ ตัน}$$

$$\text{โมเมนต์หน้าตัดที่ต้องการ} = 34.5(100)/(0.66 \times 2.5) = 2,091 \text{ ซม.}^3$$

ลองใช้หน้าตัด W500×114 ก.ก./ม. ($S_x = 2,500 \text{ ซม.}^3$) ความลึก 48.2 ซม. < 60 ซม.

$$\text{หน่วยแรงเฉือน } f_v = 18.4(1,000)/(45.2 \times 1.1) = 370 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\text{หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้} = 0.4(2,500) = 1,000 > 370 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \text{ OK}$$

ตรวจสอบการแอ่นตัว :

$$\text{น้ำหนักจรแผ่ลงคาน} = 600 \times 5 = 3,000 \text{ ก.ก./เมตร}$$

$$\text{ระยะแอ่นตัว } \Delta = \frac{5}{384} \times \frac{3,000/100 \times 750^4}{2.05 \times 10^6 \times 60,400} = 0.998 \text{ ซม.}$$

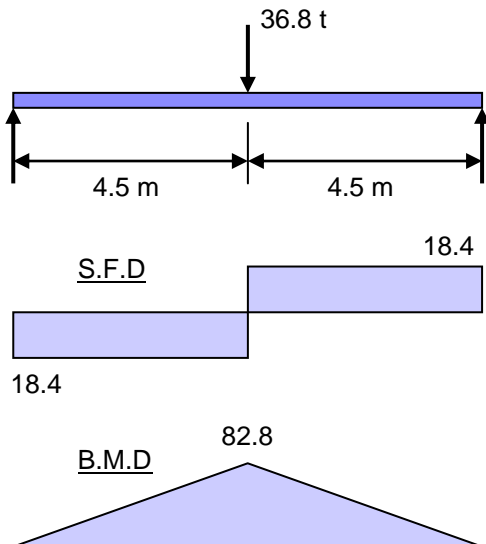
$$\text{ระยะแอ่นตัวที่ยอมให้} = 750/360 = 2.08 \text{ ซม.} \quad \text{OK}$$

∴ **เลือกใช้หน้าตัดสำหรับ Beam Mk. 'A' : W500 × 114 ก.ก./ม.**

Beam Mk 'B' ช่วงคานยาว 9.0 เมตร มีการรองรับด้านข้างเต็มที่

ช่วงระหว่างเส้นกริด A ถึง B และ C ถึง D มีคาน 'A' มาพาดกลางช่วงที่ระยะ 4.5 ม. ทั้งสองข้าง

$$\therefore \text{แรงปฏิกิริยาจากคาน 'A'} = 18.4 \times 2 = 36.8 \text{ ตัน}$$



$$M_{\max} = PL/4 = 36.8 \times 9 / 4 = 82.8 \text{ ตัน-ม.}$$

$$V_{\max} = 36.8 / 2 = 18.4 \text{ ตัน}$$

ความยาวปราศจากการยึดรั้ง = 4.5 ม.

โมเมนต์หน้าตัดที่ต้องการ :

$$S_{\text{req'd}} = 82.8(100)/1.5 = 5,520 \text{ ซม.}^2$$

ลองใช้หน้าตัด W700×185 ($S_x = 5,760 \text{ ซม.}^2$)

$$L_c = 3.82 \text{ ม.} < L < L_u = 5.80 \text{ ม.}$$

$$\therefore F_b = 0.6(2.5) = 1.5 \text{ ตัน/ซม.}^2 \text{ As assumed}$$

$$\text{หน่วยแรงเฉือน } f_v = 18.4(1,000)/(65.2 \times 1.3) = 217 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\text{หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้} = 0.4(2,500) = 1,000 > 217 \text{ ก.ก./ซม.}^2 \text{ OK}$$

ตรวจสอบการแอ่นตัว :

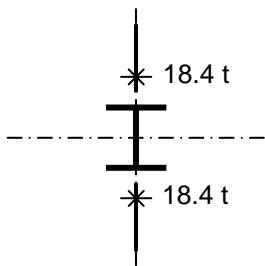
น้ำหนักจากรากาน 'A' = $600 \times 5 \times 7.5 = 22,500$ ก.ก.

ระยะแอ่นตัว $\Delta = \frac{1}{48} \times \frac{22,500 \times 900^3}{2.05 \times 10^6 \times 137,000} = 1.22$ ซม.

ระยะแอ่นตัวที่ยอมให้ = $900/360 = 2.50$ ซม. **OK**

∴ เลือกใช้หน้าตัดสำหรับ Beam Mk. 'B' : W700 × 185 ก.ก./ม.

ออกแบบเสาแขวน Hangers รองรับโดยข้อของโครงถัก



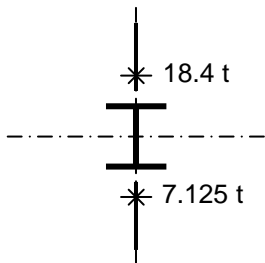
กรณีบรรทุก 1 : (น้ำหนักจรเต็มทั้งสองด้าน) รากาน 'A'

แรงดึงทั้งหมด = $2 \times 18.4 = 36.8$ ตัน

พื้นที่ต้องการ = $36.8 / (0.6 \times 2.5) = 24.5$ ซม.²

ลองหน้าตัด W150×31.5 (A = 40.14 ซม.²)

แรงดึงที่ยอมให้ = $0.60 (2.5) (40.14) = 60.2 > 36.8$ ตัน **OK**



กรณีบรรทุก 2 : (น้ำหนักจรด้านเดียว) รากาน 'A'

แรงดึงทั้งหมด = $18.4 + 7.125 = 25.5$ ตัน

ระยะเยื้องศูนย์กลาง = $D/2 + 10 = 15/2 + 10 = 17.5$ ซม.²

โมเมนต์ $M_x = (36.8 - 25.5) \times 17.5 = 198$ ตัน-ซม.

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ = $0.6(2.5) = 1.50$ ตัน/ซม.²

หน่วยแรงดึงรวมกระทำ $P/A + M/S = 22.5/40.14 + 198/219 = 1.47 < 1.50$ ตัน/ซม.² **OK**

∴ เลือกใช้หน้าตัดสำหรับ Hangers : W150 × 31.5 ก.ก./ม.

ออกแบบ Main Truss : ช่วงยาว = 25 เมตร, ระยะห่างระหว่างโครง = 7.5 เมตร

a) น้ำหนักบรรทุกบนจันทัน :

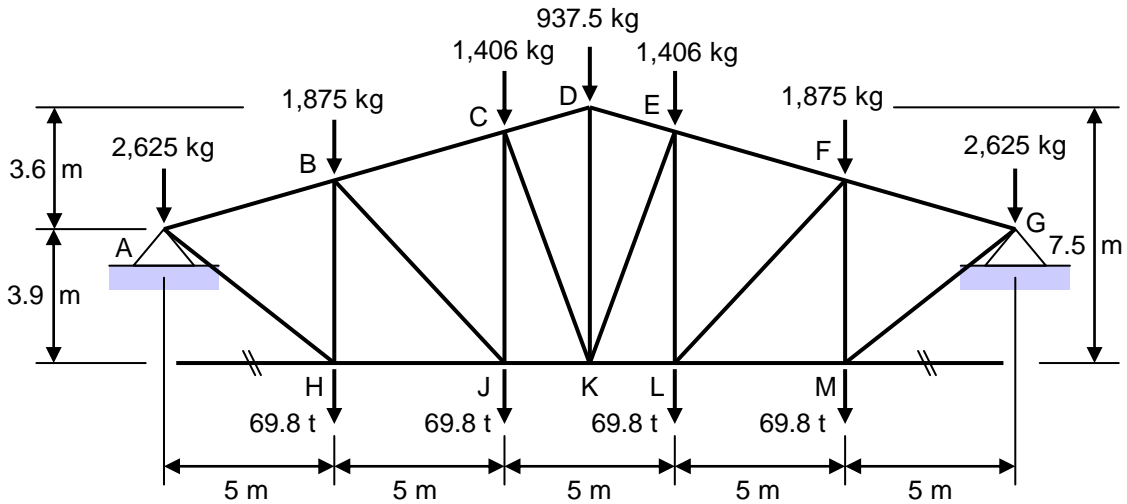
ณ. จุด B และ F : รับน้ำหนัก = $50 \times 7.5 \times 5 = 1,875$ ก.ก.

ณ. จุด A และ G : รับน้ำหนัก = 1/2 ของน้ำหนักหลังคา + แรงปฏิกิริยาจากรากานเอียงใต้หลังคาระหว่างกริด A-B และ C-D

$$\text{น้ำหนักบรรทุก} = 50 \times 7.5 \times 5 / 2 + 0.5 (50 \times 9 \times 7.5) = 2,625 \text{ ก.ก.}$$

$$\text{ณ. จุด D : น้ำหนักบรรทุก} = 50 \times 7.5 \times 2.5 = 937.5 \text{ ก.ก.}$$

$$\text{ณ. จุด C และ E : รับน้ำหนัก} = 50 \times 7.5 \times (5 + 2.5) / 2 = 1,406 \text{ ก.ก.}$$



b) น้ำหนักบรรทุกแขวนข้อ : (H, J, L และ M)

$$\text{น้ำหนักบรรทุกจากเสาแขวน (max.)} = 36.8 \text{ ตัน}$$

แรงปฏิกิริยาจากคานรับพื้นห้องเครื่องใต้หลังคา :

$$\text{น้ำหนักบรรทุก} = 2 \times (1/2) (880 \times 5 \times 7.5) / 1,000 = 33 \text{ ตัน}$$

$$\text{รวมทั้งหมด} = \underline{\underline{69.8 \text{ ตัน}}}$$

แรงปฏิกิริยาที่จุดรองรับ R_A และ R_G :

$$\begin{aligned} R_A = R_G &= (1/2) (2 \times 2,625 + 2 \times 1,875 + 2 \times 1,406 + 0.9375 + 4 \times 69.8) \\ &= \underline{\underline{146 \text{ ตัน}}} \end{aligned}$$

วิเคราะห์หาแรงในองค์อาคาร โครงถัก โดยเริ่มจากการตัด โครงระหว่างจุด C-D และ J-K ดังในรูปข้างล่าง

a) คำนวณโมเมนต์รอบจุด C :

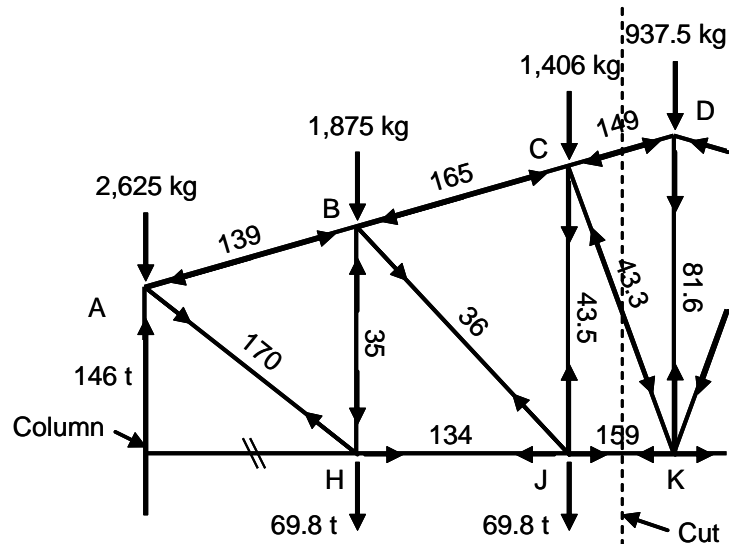
$$146 \times 10 = 2,625 \times 10 + 1,875 \times 5 + 69.8 \times 5 + F_{JK} \times 6.78$$

$$\therefore \underline{\underline{F_{JK} = 159 \text{ ตัน (แรงดึง)}}$$

b) คำนวณโมเมนต์รอบจุด A :

$$\begin{aligned} 159 \times 3.9 + F_{CK} (10 \times 6.78 / 7.23 + 2.88 \times 2.5 / 7.23) &= 1,875 \times 5 + 69.8 \times 5 \\ &+ 1,406 \times 10 + 69.8 \times 10 \end{aligned}$$

$$\therefore \underline{\underline{F_{CK} = 43.3 \text{ ตัน (แรงอัด)}}$$



c) กำหนดโมเมนต์รอบจุด J :

$$F_{CD} (6.78 \times 2.5 / 2.6) + 43.3 \times 6.78 \times 2.5 / 7.23 + 1.875 \times 5 + 69.8 \times 5 + 2.625 \times 10 = 146 \times 10$$

$$\therefore F_{CD} = 149 \text{ ตัน (แรงอัด)}$$

ออกแบบของค้ำอาคารโครงสร้าง :

a) ันทับ (Top chord) : องค์กรอาคารวิกฤต = BC : $F_{BC} = 165$ ตัน (แรงอัด) : ความยาว = 5.2 ม.

ลองใช้หน้าตัด W350 x 115 ($A=146$ ซม.², $r_y = 8.78$ ซม.)

อัตราส่วนความชะลูด = $520 / 8.78 = 59 < 200$ **OK**

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ จากตาราง ข.1 = $1,225$ กก./ซม.²

แรงอัดที่รับได้ = $1.225(146) = 179 > 165$ ตัน **OK**

b) ี้อ (Bottom chord) : องค์กรอาคารวิกฤต = JK : $F_{JK} = 159$ ตัน (แรงดึง) : ความยาว = 2.5 ม.

ลองใช้หน้าตัด W350 x 106 ($A=135.3$ ซม.², $r_y = 8.33$ ซม.)

อัตราส่วนความชะลูด = $250 / 8.33 = 30 < 300$ **OK**

แรงดึงที่รับได้ = $0.6 (2.5) (135.3) = 203 > 159$ ตัน **OK**

c) ่อนทแยง (Diagonals) : องค์กรอาคารดิ่งวิกฤต = AH : $F_{AH} = 170$ ตัน (แรงดึง) : ความยาว = 6.34 ม.

ลองใช้หน้าตัด W350 x 106 ($A=135.3$ ซม.², $r_y = 8.33$ ซม.)

อัตราส่วนความชะลูด = $634 / 8.33 = 76 < 300$ **OK**

แรงดึงที่รับได้ = $0.6 (2.5) (135.3)$ = 203 > 170 ตัน **OK**

องค์อาคารอัดวิกฤต = CK : $F_{CK} = 43.3$ ตัน (แรงอัด) : ความยาว = 7.23 ม. ใช้หน้าตัดเดิม

อัตราส่วนความชะลูด = $723 / 8.33$ = 87 < 200 **OK**

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ จากตาราง ข.1 = 1,025 กก./ซม.²

แรงอัดที่รับได้ = $1.025(135.3)$ = 139 > 43.3 ตัน **OK**

d) ท่อนตั้ง (Verticals) : องค์อาคารดึงวิกฤต = DK : $F_{DK} = 81.6$ ตัน (แรงดึง) : ความยาว = 7.5 ม.

ลองใช้หน้าตัด **W250 × 64.4** ($A=82.06$ ซม.², $r_y = 5.98$ ซม.)

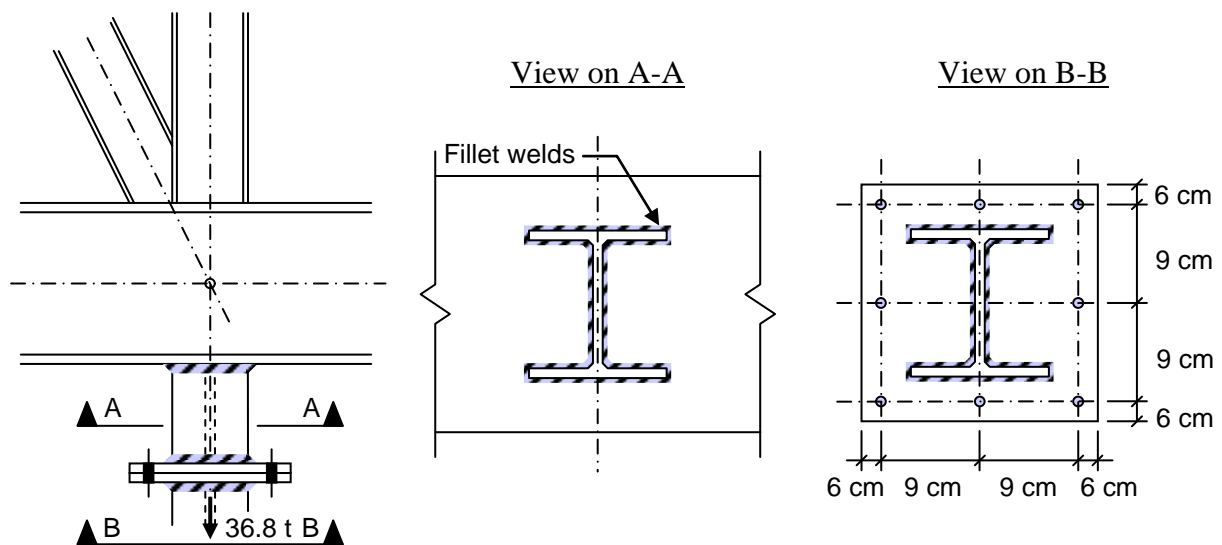
อัตราส่วนความชะลูด = $750 / 5.98$ = 125 < 300 **OK**

แรงดึงที่รับได้ = $0.6 (2.5) (82.06)$ = 123 > 81.6 ตัน **OK**

สรุปหน้าตัดที่ใช้ในโครงถัก :-

จันทัน	:	W 350 × 115
จื่อ	:	W 350 × 106
ท่อนทแยง	:	W 350 × 106
ท่อนตั้ง	:	W 250 × 64.4

ออกแบบจุดต่อ : จุดต่อในโครงอาคารระหว่างคานกับเสาและจุดต่อในโครงถักจะเหมือนกับในโครงสร้างทั่วไป ในที่นี้จะกล่าวถึงเฉพาะจุดต่อระหว่างเสาแขวนและโครงถัก



แรงดึงในเสาแขวน = 36.8 ตัน

ตรวจสอบกำลังรอยเชื่อม :- เสาแขวนหน้าตัด W150 × 31.5

ความยาวรอยเชื่อม	=	$2 \times 15 + 4 \times 6.35 + 2 \times 11.2$	=	77.8	ซม.
กำลังรอยเชื่อม E60 ขนาด 8 ม.ม.	=			830	ก.ก./ซม.
แรงดึงที่รอยเชื่อมรับได้	=	0.83×77.8	=	64.6	> 36.8 ก.ก. OK

ตรวจสอบกำลังสลักเกลียว :- ระหว่างแผ่นเหล็กเสาแขวนและโครงถัก

ลองใช้สลักเกลียว A307 Ø 22 ม.ม. (A=3.8 ซม.²) จำนวน 8 ตัว

กำลังรับแรงดึง	=	$8 \times 3.8 \times 1.4$	=	42.6	> 36.8 ก.ก. OK
----------------	---	---------------------------	---	------	-----------------------

ออกแบบเสาแนวสากริต C :

น้ำหนักจากโครงหลังคาที่ระดับหลังคา = 146 ตัน

น้ำหนักจากคานพื้นห้องเครื่อง = $(0.88 \times 5 \times 7.5) / 2 = 16.5$ ตัน

น้ำหนักจากคานชั้นสี่ (ห้องสมุด) :-

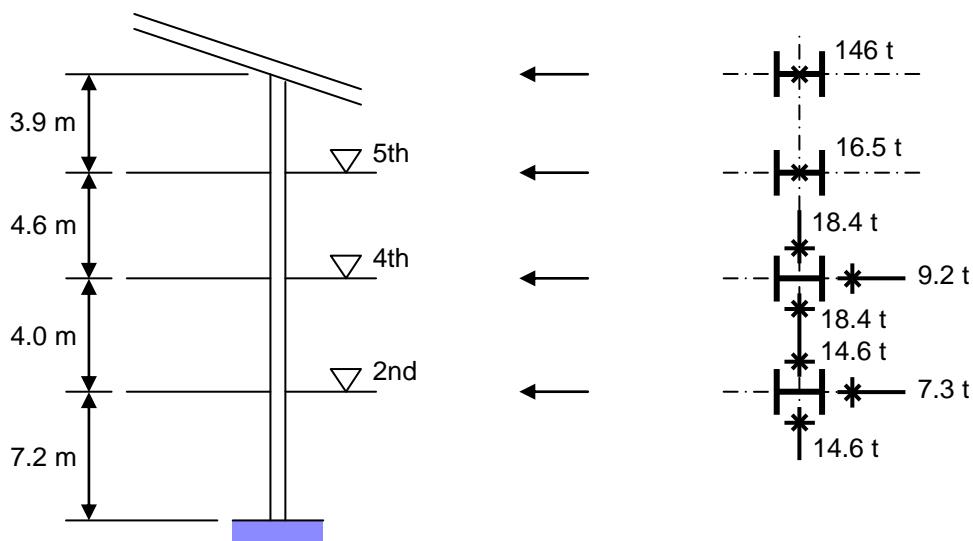
$0.98 \times 5 \times 7.5 / 2 = 18.4$ ตัน

$18.4 / 2 = 9.2$ ตัน

น้ำหนักจากคานชั้นสอง (สำนักงาน) :-

$0.78 \times 5 \times 7.5 / 2 = 14.6$ ตัน

$14.6 / 2 = 7.3$ ตัน



น้ำหนักบรรทุกรวมทั้งหมด = $146 + 16.5 + 2 \times 18.4 + 9.2 + 2 \times 14.6 + 7.3 = 245$ ตัน

ความยาวประสิทธิภาพ : จากระดับพื้นชั้นล่างถึงชั้นสอง โคนเสาถูกยึดแน่นกับฐานราก

$$L_e = 0.80L = 0.80 \times 7.2 = 5.76 \text{ เมตร}$$

ลองใช้หน้าตัด W400 × 168 ก.ก./ม. (A = 214.4 ซม.², r_y = 9.65 ซม.)

$$\text{อัตราส่วนความชะลูด} = 576 / 9.65 = 60 < 200 \quad \text{OK}$$

$$\text{หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ จากตาราง ข.1} = 1,219 \text{ ก.ก./ซม.}^2$$

$$\text{แรงอัดที่รับได้} = 1,219 \times 214.4 = 261 > 245 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

∴ สำหรับเสาบนเส้นกริด C ใช้หน้าตัด : W400 × 168 ก.ก./ม.

เสถียรภาพโดยรวมของอาคาร : โดยใช้การยึดโยงที่มุมอาคารในแต่ละด้านของอาคาร ในที่นี้จะแสดงออกแบบหนึ่งด้าน กำหนดความเร็วลมพื้นฐาน 45 เมตร/วินาที

กำหนดความดันลม q : ตามมาตรฐาน ASCE 7-98

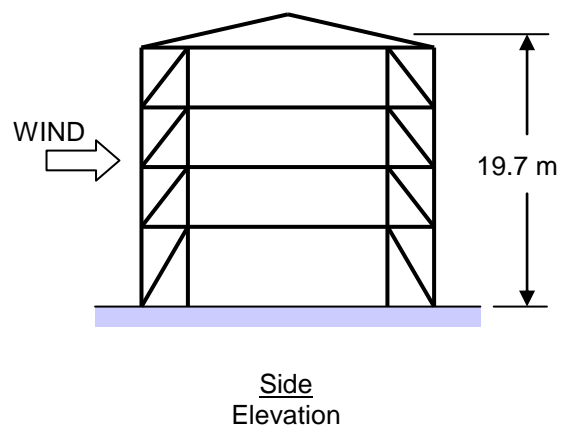
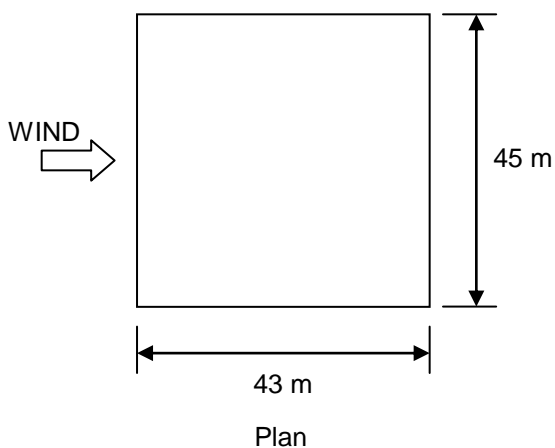
$$\text{ความเร็วลมพื้นฐาน } V = 45 \times 3,600 / 1,000 = 162 \text{ ก.ม./ชม.}$$

$$\text{ความสูงอาคาร } z = 7.2 + 4.0 + 4.6 + 3.9 = 19.7 \text{ เมตร}$$

สำหรับภูมิประเทศแบบเปิดโล่ง C : α = 9.5, z_g = 274 เมตร

$$\text{ตัวคูณความสูง } K_z = 2.01 (19.7 / 274)^{2/9.5} = 1.16$$

$$\text{ความดัน } q = 0.00483 \times 1.16 \times 162^2 / 1,000 = 147 \text{ ก.ก./ตรม.}$$

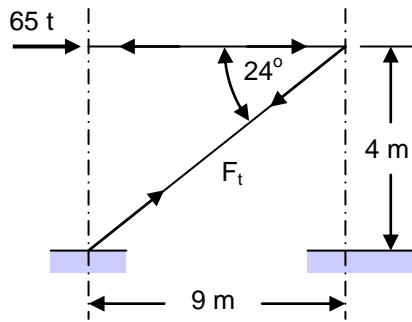


$$\text{แรงลม} = 147 \times 45 \times 19.7 / 1,000 = 130 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงบนชุดยึดโยงแต่ละชุด (มี 2 ชุด)} = 130 / 2 = 65 \text{ ตัน}$$

ออกแบบโดยวิธีง่ายโดยใช้คิดเป็นแรงเฉือน P ที่ชั้นหนึ่ง :

บทที่ 17 ตัวอย่างการออกแบบโครงสร้างเหล็ก



$$F_t \cos 24^\circ = 65 \text{ ตัน}$$

$$\therefore F_t = 71 \text{ ตัน}$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ} = 71 / 1.5 = 47.3 \text{ ซม.}^2$$

ลองใช้หน้าตัด $\square 200 \times 200 \times 8$ ม.ม.

$$(A = 59.793 \text{ ซม.}^2, r_y = 7.78 \text{ ซม.}^2)$$

$$\text{อัตราส่วนความชะลูด} = \sqrt{400^2 + 900^2} / 7.78 = 126 < 300 \quad \text{OK}$$

$$\text{แรงดึงที่รับได้} = 0.6 (2.5) (59.793) = 90 > 71 \text{ ตัน} \quad \text{OK}$$

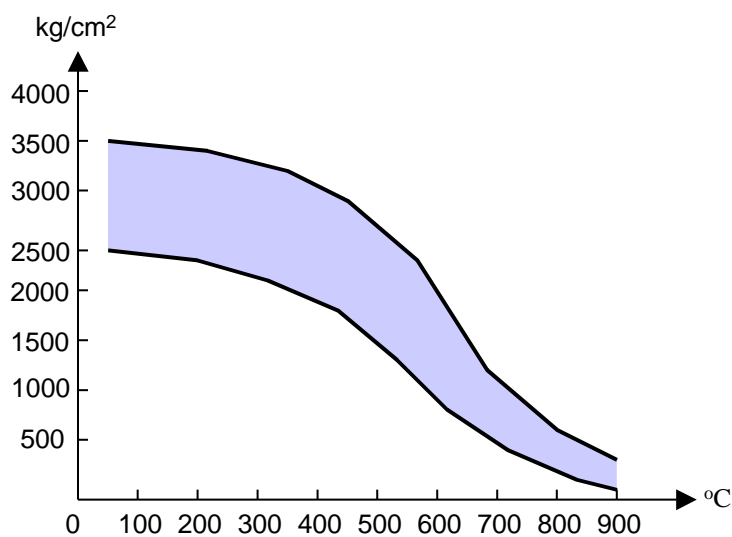
\therefore สำหรับองค์อาคารยึดโยง : $\square 200 \times 200 \times 8$ ม.ม.

18

การป้องกันไฟสำหรับโครงสร้างเหล็ก

18.1 บทนำ

เมื่อเกิดเพลิงไหม้ในอาคาร โครงสร้างเหล็กกำลังของเหล็กจะลดลงอย่างรวดเร็วจนไม่สามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ภายในเวลาเพียงประมาณ 10-20 นาทีเท่านั้น แต่สำหรับโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็กที่มีระยะคอนกรีตหุ้มเพียงพอจะสามารถทนรับน้ำหนักอยู่ได้เป็นชั่วโมงทีเดียว ดังนั้นการป้องกันไฟสำหรับโครงสร้างเหล็กจึงเป็นสิ่งที่มีความจำเป็นอย่างมาก

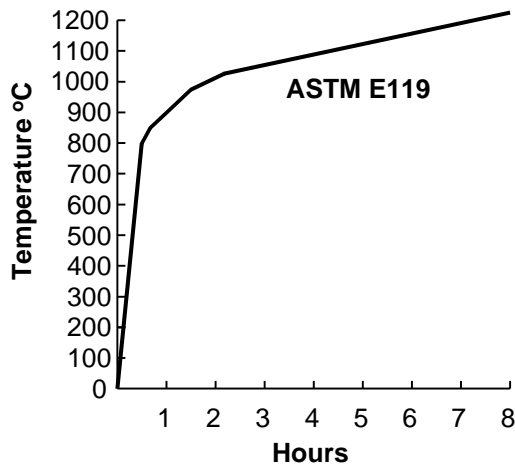


รูปที่ 18-1 การสูญเสียกำลังของเหล็กอุณหภูมิสูงขึ้น

การป้องกันไฟสำหรับโครงสร้างเหล็กก็คือการป้องกันมิให้โครงสร้างเหล็กสูญเสียกำลังจนเกิดการวิบัติอย่างรวดเร็วเกินไป โดยการห่อหุ้มเหล็กด้วยวัสดุกันไฟเพื่อให้เหล็กทนไฟได้นานยิ่งขึ้น ทำให้ผู้อยู่อาศัยมีเวลาหนีได้ทัน

นอกจากนี้ยังได้มีกฎกระทรวง ฉบับที่ 48 (พ.ศ. 2542) ออกมาบังคับใช้เพื่อให้มีการป้องกันไฟในโครงสร้างเหล็ก กำหนดให้โครงสร้างหลักที่เป็นเสาหรือคานที่ทำด้วยเหล็กรูปพรรณที่ไม่ได้ใช้คอนกรีตหุ้ม

ต้องป้องกันไฟให้มีอัตราทนไฟได้ไม่น้อยกว่า 3 ชั่วโมง โดยการทดสอบอัตราการทนไฟให้เป็นไปตามมาตรฐาน ASTM E119 ดังในรูปที่ 18-2 โดยอุณหภูมิของไฟจะสูงขึ้นถึง 500 °C ภายในเวลา 10-20 นาที

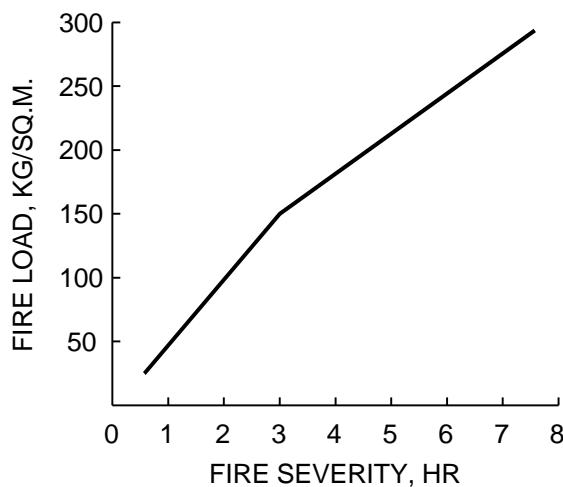


รูปที่ 18-2 การทดสอบอัตราการทนไฟตามมาตรฐาน ASTM E119

18.2 วัสดุที่ไหม้ไฟและวัสดุที่ไม่ไหม้ไฟ

ไฟไหม้ส่วนใหญ่มักเกิดจากอุบัติเหตุหรือความประมาท ซึ่งโดยมากมักเริ่มเกิดจากจุดเล็กๆ และต้องการเชื้อไฟเพื่อลุกลามทั้งความเข้มและขนาด ในความเป็นจริงแล้วบ่อยครั้งที่ไฟจะดับไปเองเนื่องจากมีเชื้อเพลิงไม่เพียงพอหรือถูกดับโดยผู้อยู่อาศัย นอกจากนั้นแม้ว่าไฟส่วนใหญ่จะเกิดขึ้นกับสิ่งที่อยู่ในตัวอาคารดังนั้นถ้าตัวอาคารเองเป็นวัสดุที่ไหม้ไฟได้ก็อาจเป็นแหล่งเชื้อเพลิงที่สำคัญที่สุดได้เช่นกัน

โดยนิยามแล้ววัสดุที่ไม่ไหม้ไฟเช่น หิน คอนกรีต อิฐ และเหล็ก จะไม่เกิดการเผาไหม้ดังนั้นจึงไม่กลายเป็นแหล่งเชื้อเพลิง แม้ว่าคุณสมบัติของวัสดุเหล่านี้จะแปรเปลี่ยนไปตามอุณหภูมิที่สูงซึ่งก็ตาม แต่ก็จะไม่มีความรุนแรงและระยะเวลาการลุกไหม้แต่อย่างใด ไม้ และกระดาษ คือตัวอย่างของวัสดุที่ไหม้ไฟ



รูปที่ 18-3 ความสัมพันธ์ระหว่างน้ำหนักเฉลี่ยวัสดุที่ไหม้ไฟและความรุนแรงของไฟ

การทดสอบที่ทำโดย National Institute for Standards and Technology ได้แสดงให้เห็นถึงความสัมพันธ์ระหว่างปริมาณของวัสดุไหม้ไฟ (Fire loading คือน้ำหนักไม้เทียบเท่าหนึ่งกิโลกรัมต่อพื้นที่หนึ่งตารางเมตร) และความรุนแรงของไฟ (Fire severity คือจำนวนชั่วโมงเทียบเท่าที่ถูกไฟไหม้)(รูปที่ 18-3) และตารางที่ 18.1 แสดงผลการสำรวจ Fire loads ที่พบในอาคารต่างๆ

ตารางที่ 18.1 Fire Loads และ Fire Severity ในอาคารทั่วไป

ลักษณะอาคาร	Fire Loads, กก./ตรม.	Fire Severity, ชั่วโมง
ทั่วไป	25 ถึง 50	1/2 ถึง 1
ธุรกิจ	25 ถึง 50	1/2 ถึง 1
การศึกษา	25 ถึง 50	1/2 ถึง 1
เสี่ยงอันตราย	ไม่แน่นอน	ไม่แน่นอน
อุตสาหกรรม		
เสี่ยงอันตรายน้อย	0 ถึง 50	0 ถึง 1
เสี่ยงอันตรายพอประมาณ	50 ถึง 125	1 ถึง 2.5
สถาบัน	25 ถึง 50	1/2 ถึง 1
ค้าขาย	50 ถึง 100	1 ถึง 2
ที่พักอาศัย	25 ถึง 50	1/2 ถึง 1
โกดัง		
เสี่ยงอันตรายน้อย	0 ถึง 50	0 ถึง 1
เสี่ยงอันตรายพอประมาณ	50 ถึง 150	1 ถึง 3

ค่า Fire loading โดยประมาณที่เหมาะสมสำหรับโครงสร้างไม้คือ 37-50 กก./ตรม. สำหรับอาคารไม้ขนาดใหญ่ค่าที่เหมาะสมจะประมาณ 60-86 กก./ตรม.

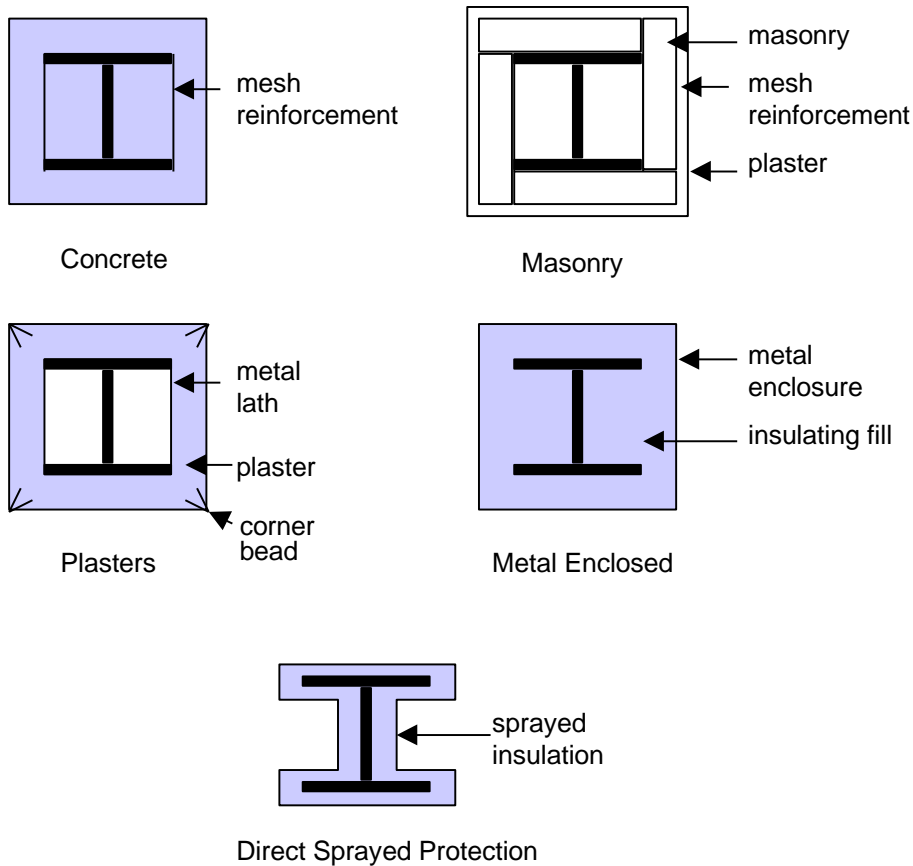
18.3 วัสดุที่ใช้ป้องกันไฟ

มีการนำวัสดุและวิธีการป้องกันหลายชนิดมาใช้กับโครงสร้างเหล็ก คุณสมบัติของวัสดุเหล่านี้จะถูกพิจารณาระหว่างการทดสอบไฟมาตรฐาน นอกจากความเป็นฉนวนแล้วความสามารถในการยึดเกาะระหว่างการทดสอบก็เป็นสิ่งที่สำคัญมาก

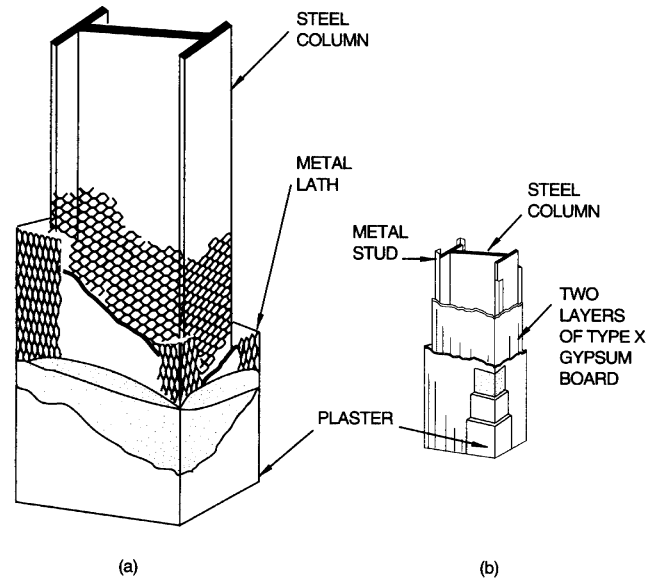
ยิบซัม วัสดุชนิดนี้ถูกใช้อย่างกว้างขวางในการป้องกันไฟ(ดูรูปที่ 18-4 และ 18-5) โดยจะถูกฉาบบนตะแกรงเหล็กในรูปของพลาสติก และในรูปของยิบซัมบอร์ดจะถูกติดตั้งบนโครงเหล็กที่รีดขึ้น

ประสิทธิภาพของยิปซัมในการป้องกันไฟจะเพิ่มขึ้น โดยการเติมแร่ธาตุมวลเบาเช่น เวอร์มิคิวไรต์ และ เพอร์ไรต์ ลงในพลาสติกยิปซัม นอกจากนี้ยังต้องให้ความสำคัญกับสัดส่วนในการผสม ความหนา ในการฉาบตามที่ต้องการ และการติดตั้งตะแกรงที่ถูกต้องเหมาะสม

ผนังยิปซัมที่มีใช้กันอยู่ในตลาดจะมีด้วยกันสามชนิดคือ แบบธรรมดา แบบ X และ Proprietary ผนังยิปซัมแบบ X จะมีแกนกลางแบบพิเศษเพื่อให้ต้านทานไฟได้มากกว่าแบบธรรมดาที่ความหนาเท่ากัน และแบบ Proprietary จะมีความต้านทานสูงที่สุด ดังนั้นในการใช้งานจึงต้องตรวจสอบชนิดของยิปซัมบอร์ดให้ตรงกับที่ต้องการจะการออกแบบเพื่อป้องกันไฟ นอกจากนี้ชนิดและระยะห่างของอุปกรณ์ยึดก็ควรเป็นไปตามข้อกำหนดด้วย



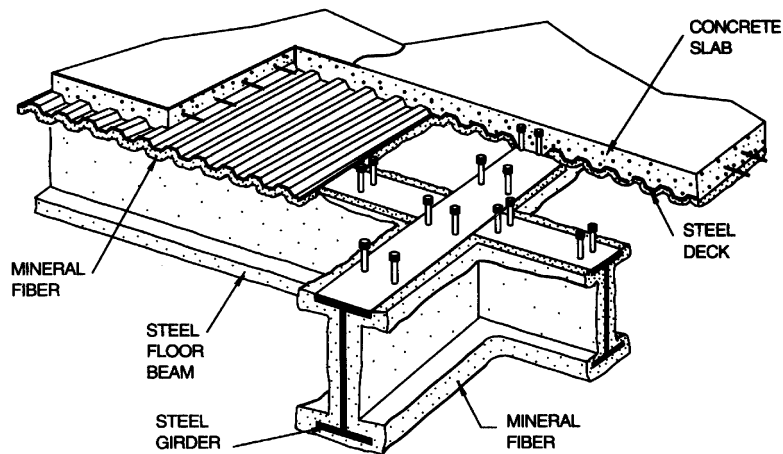
รูปที่ 18-4 ตัวอย่างการป้องกันไฟของเสา



รูปที่ 18-5 (a) เสาถูกห่อหุ้มโดยการฉาบพลาสติกอร์บนตะแกรงเหล็ก (b) หุ้มด้วยผนังยิปซัม

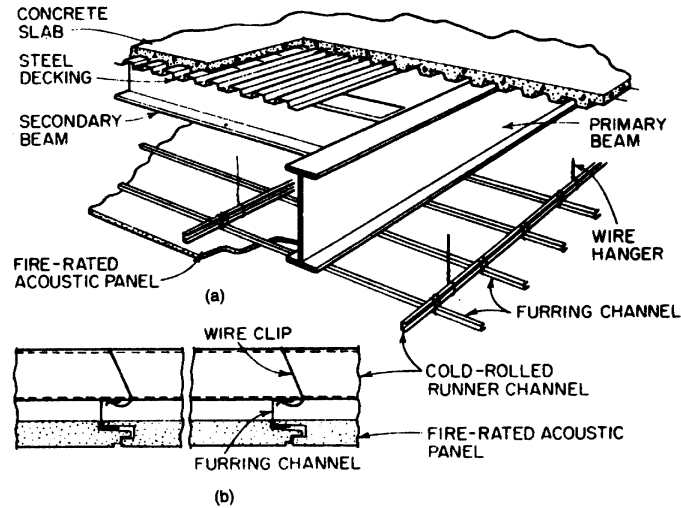
วัสดุพ่น วัสดุทนไฟที่ใช้กันอย่างกว้างขวางที่สุดสำหรับโครงสร้างเหล็กคือแร่ธาตุเส้นใย(Mineral fiber) และวัสดุเชื่อมประสานที่ใช้พ่นโดยตรงบน คาน เสา พื้น และคานฟ้า(รูปที่ 18-4 และ 18-6) การผสมและใช้วัสดุพ่นนั้นจะต้องปฏิบัติตามคำแนะนำของผู้ผลิตอย่างใกล้ชิด

การยึดเกาะเป็นคุณสมบัติที่สำคัญของวัสดุพ่น ดังนั้นก่อนที่จะพ่นต้องให้ความสนใจเสียก่อนว่าเหล็กที่จะถูกพ่นต้องสะอาดปราศจากคราบสกปรก น้ำมัน สนิม หรือชิ้นส่วนที่หลวมคร่อน อย่างไรก็ตามถ้าเหล็กถูกทาสีมาก่อนแล้วก็อาจทำให้เกิดปัญหาของการยึดเกาะได้(โดยทั่วไปการทาสีจะไม่จำเป็นถ้าเหล็กอยู่ในอาคารหรือถูกห่อหุ้ม) ภายหลังการพ่นต้องมีการตรวจสอบคุณภาพของงานตามมาตรฐาน ASTM



รูปที่ 18-6 การใช้วัสดุพ่นในระบบพื้น

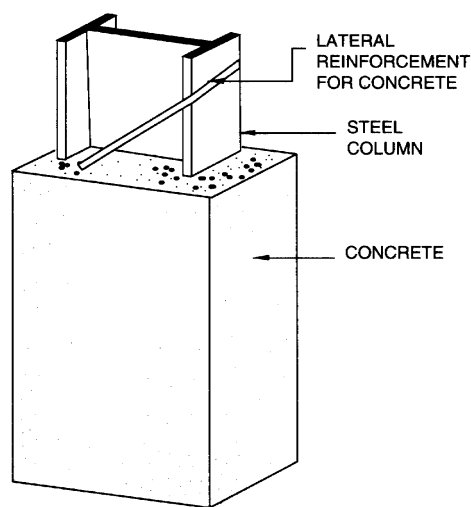
ระบบเพดานแขวน เป็นอีกระบบหนึ่งที่มีการใช้งานเพื่อป้องกันไฟสำหรับพื้น และคาน (รูปที่ 18-7) ในการใช้ระบบนี้จะต้องระมัดระวังในการติดตั้งอุปกรณ์ยึดต่างๆ รวมถึงช่องเปิดสำหรับหลอดไฟ ช่องระบายอากาศ และอุปกรณ์เสริมอื่นๆ ต้องได้รับการป้องกันอย่างเพียงพอ



รูปที่ 18-7 ระบบเพดานแขวน

คอนกรีตและอิฐก่อ ในช่วงหนึ่งมีการใช้คอนกรีตในการป้องกันไฟกันอย่างแพร่หลายแต่ประสิทธิภาพที่ได้จะไม่ค่อยดีเนื่องจากมีน้ำหนักมากและเป็นตัวนำความร้อนค่อนข้างดี ดังนั้นจึงไม่ค่อยมีการใช้คอนกรีตเพื่อป้องกันไฟเพียงอย่างเดียว

พื้นคอนกรีตนับเป็นฉนวนป้องกันไฟที่ยอมรับได้สำหรับส่วนบนขององค์อาคารรับแรงดัดคอนกรีตหรืออิฐก่อยังถูกใช้ในบางครั้งเพื่อหุ้มเสาเหล็กเพื่อเหตุผลทางด้านสถาปัตยกรรมหรือทางโครงสร้าง (รูปที่ 18-8)



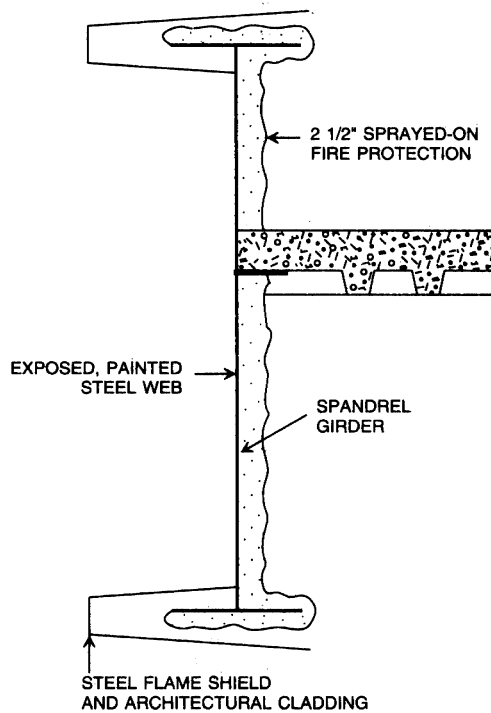
รูปที่ 18-8 เสาเหล็กหุ้มคอนกรีต

18.4 เหล็กแอสแตงผิวเพื่อความสวยงาม

เป็นแนวความคิดทางด้านสถาปัตยกรรมเกี่ยวกับระบบโครงสร้างอาคารด้านนอกที่ตรงกันข้ามกับแนวทางปฏิบัติทั่วไปที่พยายามซ่อนเหล็กไว้เบื้องหลังวัสดุตกแต่งผิว การออกแบบประเภทนี้จะได้รับอิทธิพลจากกฎข้อบังคับอาคารเกี่ยวกับการป้องกันไฟอย่างมาก

วิธีการหนึ่งที่จะทำให้ได้ตามข้อบังคับจะเป็นดังแสดงในรูปที่ 18-9 โดยที่ปีกของเสาจะถูกป้องกันไฟโดยการพ่นวัสดุโดยตรง ฉนวนถูกบุบนอกระหว่างปีก และส่วนประกอบต่างๆถูกห่อหุ้มโดยเหล็กหุ้มเข้ากับหน้าตัดเสา

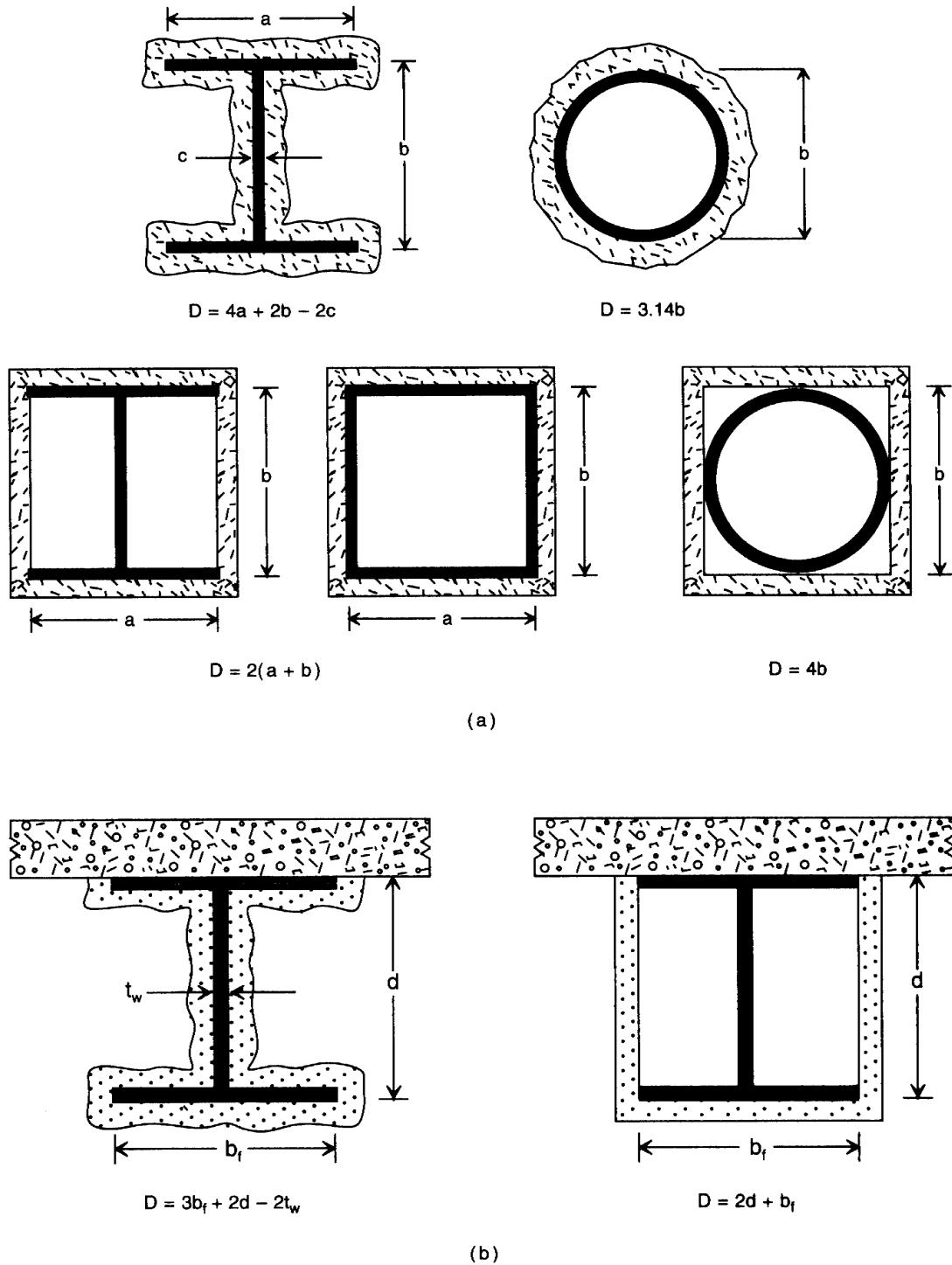
อีกวิธีหนึ่งคือการใช้แผ่นเหล็กคลุมภายนอกอาคารที่ปีกหุ้มฉนวนของคานขอบทำหน้าที่เป็นโล่กันไฟดังในรูปที่ 18-10 แผ่นเหล็กเหล่านี้นอกจากจะช่วยลดเปลวเพลิงจากด้านนอกแล้วยังช่วยป้องกันปีกของคานขอบจากสภาวะอากาศอีกด้วย



รูปที่ 18-10 โล่กันไฟที่ปีกคานขอบ

18.5 อุณหภูมิของเหล็กโครงสร้างขณะเกิดไฟไหม้

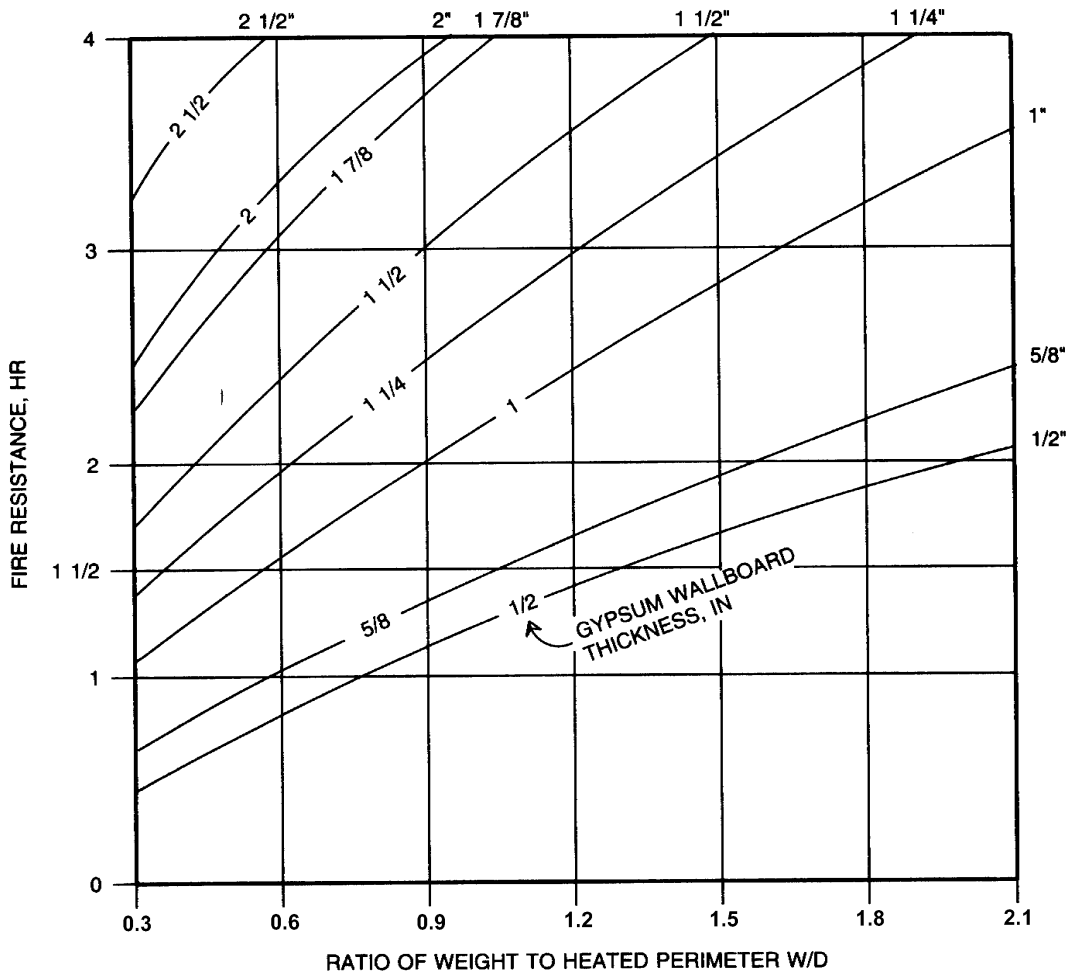
จากกฎของการถ่ายเทความร้อนพื้นฐานพบว่าอัตราการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิของคานหรือเสาจะแปรเปลี่ยนผกผันกับมวลและแปรโดยตรงกับพื้นที่ผิวที่รับความร้อน ดังนั้นอัตราส่วนน้ำหนักต่อเส้นรอบรูป W/D ขององค์อาคารเหล็กโครงสร้างจึงมีอิทธิพลอย่างมากต่ออุณหภูมิขององค์อาคารระหว่างเกิดไฟไหม้ W คือน้ำหนักต่อความยาวขององค์อาคาร (ก.ก./เมตร) และ D คือเส้นรอบรูปภายในของวัสดุป้องกันไฟ(ซม.) สูตรที่ใช้ในการคำนวณค่า D เป็นดังแสดงในรูปที่ 18-11



รูปที่ 18-11 สูตรคำนวณเส้นรอบรูป D ขององค์อาคารเหล็ก

เนื่องจากคุณสมบัติขององค์อาคารเหล็กได้รับอิทธิพลอย่างมากจาก W/D ดังนั้นความหนาที่ต้องการของวัสดุป้องกันไฟจึงได้รับอิทธิพลอย่างมากจาก W/D ความสัมพันธ์ระหว่างค่าทั้งสองจะเห็นได้ชัดในรูปที่ 18-12 ซึ่งให้ค่าอัตราการทนไฟของเสาเหล็กที่ถูกปกป้องโดยผนังยับยั้งที่มีความหนาต่างกันซึ่งเป็นฟังก์ชันของ W/D เส้นกราฟแสดงให้เห็นว่าในการพิจารณาอัตราการทนไฟอัตราส่วน W/D มีความสำคัญเพราะจะหมายถึงความหนาของวัสดุกันไฟ

จากหลักการพื้นฐานอันนี้สมการออกแบบหลายสมการได้ถูกพัฒนาขึ้นเพื่อใช้พิจารณาความหนาของของการป้องกันไฟในโครงสร้างเหล็กเป็นฟังก์ชันของ W/D



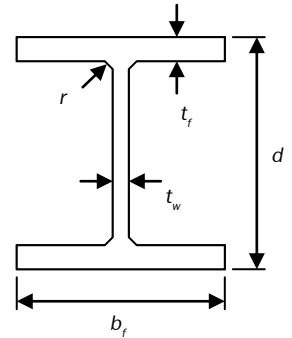
รูปที่ 18-12 ความสัมพันธ์ระหว่างความทนไฟของเสาเหล็กกับอัตราส่วน W/D

ภาคผนวก ก

หน้าตัดเหล็กรูปพรรณ

ตารางที่ ก.1

คุณสมบัติของเหล็กรูปตัด W และ H



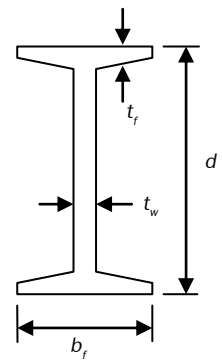
หน้าตัด	ขนาด			ความหนา		พื้นที่ หน้าตัด A	โมเมนต์ อินเนอร์เซีย		รัศมี ไจเรชั่น		โมดูลัส หน้าตัด	
	d	b_f	r	t_w	t_f		I_x	I_y	r_x	r_y	S_x	S_y
mm × kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
900×286	912	302	28	18	34	364.0	498,000	15,700	37.0	6.56	10,900	1,040
900×243	900	300	28	16	28	309.8	411,000	12,600	36.4	6.39	9,140	843
900×213	890	299	28	15	23	270.9	345,000	10,300	35.7	6.16	7,760	688
800×241	808	302	28	16	30	307.6	339,000	13,800	33.2	6.70	8,400	915
800×210	800	300	28	14	26	267.4	292,000	11,700	33.0	6.62	7,290	782
800×191	792	300	28	14	22	243.4	254,000	9,930	32.3	6.39	6,410	662
700×215	708	302	28	15	28	273.6	237,000	12,900	29.4	6.86	6,700	853
700×185	700	300	28	13	24	235.5	201,000	10,800	29.3	6.78	5,760	722
700×166	692	300	28	13	20	211.5	172,000	9,020	28.6	6.53	4,980	602
600×175	594	302	28	14	23	222.4	137,000	10,600	24.9	6.90	4,620	701
600×151	588	300	28	12	20	192.5	118,000	9,020	24.8	6.85	4,020	601
600×137	582	300	28	12	17	174.5	103,000	7,670	24.3	6.63	3,530	511
600×134	612	202	22	13	23	107.7	103,000	3,180	24.6	4.31	3,380	314
600×120	606	201	22	12	20	152.5	90,400	2,720	24.3	4.22	2,980	271
600×106	600	200	22	11	17	134.4	77,600	2,280	24.0	4.12	2,590	228
600×94.6	596	199	22	10	15	120.5	68,700	1,980	23.9	4.05	2,310	199
500×128	488	300	26	11	18	163.5	71,000	8,110	20.8	7.04	2,910	541
500×114	482	300	26	11	15	145.5	60,400	6,760	20.4	6.82	2,500	451
500×103	506	201	20	11	19	131.3	56,500	2,580	20.7	4.43	2,230	257
500×89.6	500	200	20	10	16	114.2	47,800	2,140	20.5	4.33	1,910	214
500×79.5	496	199	20	9	14	101.3	41,900	1,840	20.3	4.27	1,690	185
450×124	440	300	24	11	18	157.4	56,100	8,110	18.9	7.18	2,550	541
450×106	434	299	24	10	15	135.0	46,800	6,690	18.6	7.04	2,160	448
450×76.0	450	200	18	9	14	96.76	33,500	1,870	18.6	4.40	1,490	187
450×66.2	446	199	18	8	12	84.30	28,700	1,580	18.5	4.33	1,290	159
400×605	498	432	22	45	70	770.1	298,000	94,400	19.7	11.1	12,000	4,370
400×415	458	417	22	30	50	528.6	187,000	60,500	18.8	10.7	8,170	2,900
400×283	428	407	22	20	35	360.7	119,000	39,400	18.2	10.4	5,570	1,930
400×232	414	405	22	18	28	295.4	92,800	31,000	17.7	10.2	4,480	1,530
400×200	406	403	22	16	24	254.9	78,000	26,200	17.5	10.1	3,840	1,300
400×197	400	408	22	21	21	250.7	70,900	23,800	16.8	9.75	3,540	1,170
400×172	400	400	22	13	21	218.7	66,600	22,400	17.5	10.1	3,330	1,120
400×168	394	405	22	18	18	214.4	59,700	20,000	16.7	9.65	3,030	985
400×147	394	398	22	11	18	186.8	56,100	18,900	17.3	10.1	2,850	951
400×140	388	402	22	15	15	178.5	49,000	16,300	16.6	9.54	2,520	809
400×107	390	300	22	10	16	136.0	38,700	7,210	16.9	7.28	1,980	481
400×94.3	386	299	22	9	14	120.1	33,700	6,240	16.7	7.21	1,740	418

ตารางที่ ก.1 (ต่อ)

หน้าตัด	ขนาด			ความหนา		พื้นที่ หน้าตัด A	โมเมนต์ อินเนอร์เซีย		รัศมี ไจเรชั่น		โมดูลัส หน้าตัด	
	d	b_f	r	t_w	t_f		I_x	I_y	r_x	r_y	S_x	S_y
mm × kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
400×66.0	400	200	16	8	13	84.12	23,700	1,740	16.8	4.54	1,190	174
400×56.6	396	199	16	7	11	72.16	20,000	1,450	16.7	4.48	1,010	145
350×159	356	352	20	14	22	202.0	47,600	16,000	15.3	8.90	2,670	909
350×156	350	357	20	19	19	198.4	42,800	14,400	14.7	8.53	2,450	809
350×137	350	350	20	12	19	173.6	40,300	13,600	15.2	8.84	2,300	776
350×131	344	354	20	16	16	166.6	35,300	11,800	14.6	8.43	2,050	669
350×115	344	348	20	10	16	146.0	33,300	11,200	15.1	8.78	1,940	646
350×106	338	351	20	13	13	135.3	28,200	9,380	14.4	8.33	1,670	534
350×79.7	340	250	20	9	14	101.5	21,700	3,650	14.6	6.00	1,280	292
350×69.2	336	249	20	8	12	88.15	18,500	3,090	14.5	5.92	1,100	248
350×49.6	350	175	14	7	11	63.14	13,600	984	14.7	3.95	775	112
350×41.4	346	174	14	6	9	52.68	11,100	792	14.5	3.86	641	91
300×106	304	301	18	11	17	134.8	23,400	7,730	13.2	7.57	1,540	514
300×106	300	305	18	15	15	134.8	21,500	7,100	12.6	7.26	1,440	466
300×94.0	300	300	18	10	15	119.8	20,400	6,750	13.1	7.51	1,360	450
300×87.0	298	299	18	9	14	110.8	18,800	6,240	13.0	7.51	1,270	417
300×84.5	294	302	18	12	12	107.7	16,900	5,520	12.5	7.16	1,150	365
300×65.4	298	201	18	9	14	83.36	13,300	1,900	12.6	4.77	893	189
300×56.8	294	200	18	8	12	72.38	11,300	1,600	12.5	4.71	771	160
300×36.7	300	150	13	6.5	9	46.78	7,210	508	12.4	3.29	481	67.7
300×32.0	298	149	13	5.5	8	40.80	6,320	442	12.4	3.29	424	59.3
250×82.2	250	255	16	14	14	104.7	11,500	3,880	10.5	6.09	919	304
250×72.4	250	250	16	9	14	92.18	10,800	3,650	10.8	6.29	867	292
250×66.5	248	249	16	8	13	84.70	9,930	3,350	10.8	6.29	801	269
250×64.4	244	252	16	11	11	82.06	8,790	2,940	10.3	5.98	720	233
250×44.1	244	175	16	7	11	56.24	6,120	984	10.4	4.18	502	113
250×29.6	250	125	12	6	9	37.66	4,050	294	10.4	2.79	324	47.0
250×25.7	248	124	12	5	8	32.68	3,540	255	10.4	2.79	285	41.1
200×65.7	208	202	13	10	16	83.69	6,530	2,200	8.83	5.13	628	218
200×56.2	200	204	13	12	12	71.53	4,980	1,700	8.35	4.88	498	167
200×49.9	200	200	13	8	12	63.53	4,720	1,600	8.62	5.02	472	160
200×30.6	194	150	13	6	9	39.01	2,690	507	8.30	3.61	277	67.6
200×21.3	200	100	11	5.5	8	27.16	1,840	134	8.24	2.22	184	26.8
200×18.2	198	99	11	4.5	7	23.18	1,580	114	8.26	2.21	160	23.0
175×40.2	175	175	12	7.5	11	51.21	2,880	984	7.50	4.38	330	112
175×23.3	169	125	12	5.5	8	29.65	1,530	261	7.18	2.97	181	41.8
175×18.1	175	90	9	5	8	23.04	1,210	97.5	7.26	2.06	139	21.7
150×31.5	150	150	11	7	10	40.14	1,640	563	6.39	3.75	219	75.1
150×21.1	148	100	11	6	9	26.84	1,020	151	6.71	2.37	138	30.1
150×14.0	150	75	8	5	7	17.85	666	49.5	6.11	1.66	88.8	13.2
125×23.8	125	125	10	6.5	9	30.31	847	293	5.29	3.11	136	47.0
125×13.2	125	60	9	6	8	16.84	413	29.2	4.95	1.32	66.1	9.73
100×17.2	100	100	10	6	8	21.90	383	134	4.18	2.47	76.5	26.7
100×9.30	100	50	8	5	7	11.85	187	14.8	3.98	1.12	37.5	5.91

ตารางที่ ก.2

คุณสมบัติของเหล็กรูปตัด S หรือ I



ขนาด	น้ำหนัก	ความยาว		ความหนา		พื้นที่ หน้าตัด A	โมเมนต์ อินเนอร์เซีย		รัศมี ไจเรชั่น		โมดูลัส หน้าตัด	
		d	b_f	t_w	t_f		I_x	I_y	r_x	r_y	S_x	S_y
mm×mm	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
100×75	12.9	100	75	5	8	16.43	281	47.3	4.14	1.70	56.2	12.6
125×75	16.1	125	75	5.5	9.5	20.45	538	57.5	5.13	1.68	86	15.3
150×75	17.1	150	75	5.5	9.5	21.83	819	57.5	6.12	1.62	109	15.3
150×125	36.2	150	125	8.5	14	46.15	1,760	385	6.18	2.89	235	61.6
200×100	26.0	200	100	7	10	33.06	2,170	138	8.11	2.05	217	27.7
200×150	50.4	200	150	9	16	64.16	4,460	753	8.34	3.43	446	10.0
250×125	38.3	250	125	7.5	12.5	48.79	5,180	337	10.3	2.63	414	53.9
300×150	48.3	300	150	8	13	61.58	9,480	588	12.4	3.09	632	78.4
350×150	58.5	350	150	9	15	74.58	15,200	702	14.3	3.07	870	93.5
400×150	72.0	400	150	10	18	91.73	24,100	864	16.2	3.07	1200	115
450×175	91.7	450	175	11	20	116.8	39,200	1,510	18.3	3.60	1740	173
600×190	133	600	190	13	25	169.4	98,400	2,460	24.1	3.81	3280	259

ตารางที่ ก.3

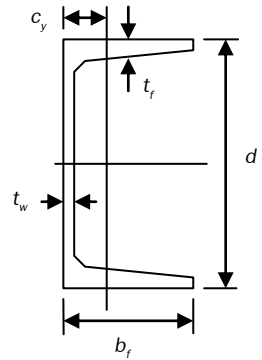
คุณสมบัติของเหล็กรูปตัด T (ตัดจากหน้าตัด W)													
หน้าตัด	ขนาด					พื้นที่ A	โมเมนต์ อินเนอร์เซีย		รัศมี ใจเรชั่น		โมดูลัส หน้าตัด		ศูนย์ ถ่วง C _x
	d	b _f	t _w	t _f	r		I _x	I _y	r _x	r _y	S _x	S _y	
mm × kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³	cm
50 × 8.6	50	100	6	8	10	10.95	16.1	66.9	1.21	2.47	4.03	13.4	1.00
62.5 × 11.9	62.5	125	6.5	9	10	15.16	35	147	1.52	3.11	6.91	23.5	1.19
75 × 10.5	74	100	6	9	11	13.42	51.7	75.3	1.96	2.37	8.84	15.1	1.55
75 × 15.8	75	150	7	10	11	20.07	66.4	282	1.82	3.75	10.8	37.6	1.37
87.5 × 20.1	87.5	175	7.5	11	12	25.61	115	492	2.12	4.38	15.9	56.2	1.55
100 × 9.1*	99	99	4.5	7	11	11.59	93.8	56.8	2.84	2.21	12.1	11.5	2.14
100 × 10.7	100	100	5.5	8	11	13.58	114	67	2.90	2.22	14.8	13.4	2.29
100 × 15.3	97	150	6	9	13	19.51	125	254	2.53	3.61	15.8	33.8	1.79
100 × 24.9	100	200	8	12	13	31.77	184	801	2.41	5.02	22.3	80.1	1.73
100 × 28.1*	100	204	12	12	13	35.77	256	851	2.67	4.88	32.4	83.4	2.09
100 × 32.8*	104	202	10	16	13	41.85	251	1100	2.45	5.13	29.5	109	1.91
125 × 12.8*	124	124	5	8	12	16.34	208	127	3.57	2.79	21.3	20.5	2.68
125 × 14.8	125	125	6	9	12	18.83	248	147	3.63	2.79	25.6	23.5	2.78
125 × 22.1	122	175	7	11	16	28.12	289	492	3.20	4.18	29.1	56.3	2.27
125 × 32.2*	122	252	11	11	16	41.03	445	1470	3.29	5.98	45.3	117	2.39
125 × 33.2*	124	249	8	13	16	42.35	264	1670	2.93	6.29	34.9	134	1.98
125 × 36.2*	125	250	9	14	16	46.09	412	1820	2.99	6.29	39.5	146	2.08
125 × 41.1*	125	255	14	14	16	52.34	589	1940	3.36	6.09	59.4	152	2.58
150 × 16.0*	149	149	5.5	8	13	20.40	393	221	4.39	3.29	33.8	29.7	3.26
150 × 18.4	150	150	6.5	9	13	23.39	464	254	4.45	3.29	40.0	33.8	3.41
150 × 28.4	147	200	8	12	18	36.19	572	802	3.97	4.71	48.2	80.2	2.83
150 × 32.7*	149	201	9	14	18	41.68	662	949	3.99	4.77	55.2	94.4	2.91
150 × 42.3*	147	302	12	12	18	53.83	858	2760	3.99	7.16	72.3	183	3.84
150 × 43.5*	149	299	9	14	18	55.40	715	3120	3.59	7.51	57.0	209	2.36
150 × 47.0	150	300	10	15	18	59.89	798	3380	3.65	7.51	63.7	225	2.47
150 × 52.9*	150	305	15	15	18	67.39	1110	3550	4.05	7.26	92.5	233	2.03
150 × 52.9*	152	301	11	17	18	67.41	903	3870	3.66	7.57	71.4	257	2.55
175 × 20.7*	173	174	6	9	14	26.34	679	396	5.08	3.88	50.0	45.5	3.71
175 × 24.8	175	175	7	11	14	31.57	815	492	5.08	3.95	59.3	56.2	3.75
175 × 34.6*	168	249	8	12	20	44.08	881	1540	4.47	5.92	64.0	124	3.02
175 × 39.8	170	250	9	14	20	50.76	1020	1830	4.48	6.00	73.1	146	3.09
175 × 53.1*	169	351	13	13	20	67.63	1420	4690	4.59	8.33	104	267	3.21
175 × 57.3*	172	348	10	16	20	73.00	1230	5620	4.11	8.78	84.7	323	2.67
175 × 65.4*	172	354	16	16	20	83.32	1800	5920	4.65	8.43	131	335	3.40
175 × 68.2	175	350	12	19	20	86.94	1520	6790	4.18	8.84	104	388	2.86
175 × 77.9*	175	357	19	19	20	99.19	2200	7220	4.71	8.53	158	404	3.59

ตารางที่ ก.3 (ต่อ)

คุณสมบัติของเหล็กgrupตัด T (ตัดจากหน้าตัด W)													
หน้าตัด	ขนาด					พื้นที่ A	โมเมนต์ อินเนอร์เซีย		รัศมี จําเรชั่น		โมดูลัส หน้าตัด		ศูนย์ ถ่วง C _x
	d	b _f	t _w	t _f	r		I _x	I _y	r _x	r _y	S _x	S _y	
mm × kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³	cm
200 × 28.3*	198	199	7	11	16	36.08	1190	723	5.76	4.48	76.4	72.7	4.17
200 × 33.0	200	200	8	13	16	42.06	1400	868	5.76	4.54	88.6	86.8	4.23
200 × 47.1*	193	299	9	14	22	60.05	1530	3120	5.04	7.21	95.5	209	3.33
200 × 53.4	195	300	10	16	22	67.98	1730	3600	5.05	7.28	108	240	3.41
200 × 70.0*	194	402	15	15	22	89.23	2480	8130	5.27	9.54	158	404	3.70
200 × 73.3*	197	398	11	18	22	93.41	2050	9460	4.68	10.1	123	475	3.01
200 × 84.1*	197	405	18	18	22	107.2	3050	9980	5.34	9.65	193	493	3.89
200 × 85.8	200	400	13	21	22	109.3	2480	11200	4.76	10.1	147	560	3.21
200 × 98.4*	200	408	21	21	22	125.3	3650	11900	5.40	9.75	229	584	4.07
200 × 116*	207	405	18	28	22	147.7	3620	15500	4.95	10.2	213	776	3.68
225 × 33.1*	223	199	8	12	18	42.15	1880	790	6.67	4.33	109	79.4	5.10
225 × 38.0	225	200	9	14	18	48.38	2160	936	6.68	4.40	124	93.6	5.15
225 × 53.0*	217	299	10	15	24	67.52	2350	3350	5.89	7.04	133	224	4.04
225 × 61.8	220	300	11	18	24	78.69	2680	4060	5.84	7.68	146	270	4.05
250 × 39.7*	248	199	9	14	20	50.64	2840	922	7.49	4.27	150	92.6	5.90
250 × 44.8	250	200	10	16	20	57.12	3210	1070	7.50	4.33	169	107	5.96
250 × 51.5*	253	201	11	19	20	65.65	3670	1290	7.48	4.43	190	128	5.95
250 × 57.1*	241	300	11	15	26	72.76	3420	3380	6.85	6.82	178	225	4.92
250 × 64.2	244	300	11	18	26	81.76	3620	4060	6.66	7.07	184	70	4.66
300 × 47.3*	298	199	10	15	22	60.23	5190	989	9.29	4.05	236	99.4	7.79
300 × 52.8	300	200	11	17	22	67.21	5810	1140	9.30	4.12	262	114	7.84
300 × 59.8*	303	201	12	20	22	76.24	6570	1360	9.28	4.22	292	135	7.79
300 × 67.0*	306	202	13	23	22	85.33	7340	1590	9.27	4.31	322	157	7.79
300 × 68.5*	291	300	12	17	28	87.24	6360	3830	8.54	6.63	280	256	6.39
300 × 75.6	294	300	12	20	28	96.24	6710	4510	8.35	6.85	288	301	6.08
300 × 87.3*	297	302	14	23	28	111.2	7920	5290	8.44	6.90	339	350	6.33
350 × 83.0*	346	300	13	20	28	105.7	11300	4510	10.3	6.53	425	301	7.99
350 × 92.4	350	300	13	24	28	117.7	12000	5410	10.1	6.78	438	361	7.55
400 × 95.6*	396	300	14	22	28	121.7	17100	4960	12.1	6.38	593	331	9.66
400 × 105.0	400	300	14	26	28	133.7	18800	5860	11.9	6.62	610	391	9.18

ตารางที่ ก.4

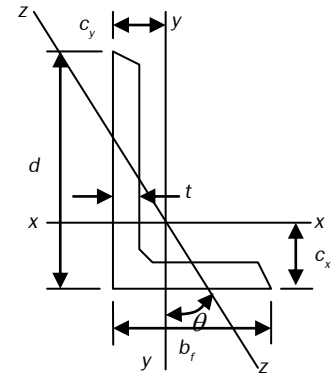
คุณสมบัติของเหล็กกล่องหน้า



ขนาด	น้ำหนัก	ความยาว		ความหนา		พื้นที่หน้าตัด A	ระยะศูนย์กลาง c_y	โมเมนต์อินเนอร์เซีย		รัศมีไจเรชั่น		โมดูลัสหน้าตัด	
		d	b_f	t_w	t_f			I_x	I_y	r_x	r_y	S_x	S_y
mm×mm	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
75×40	6.92	75	40	5	7	8.82	1.27	75.9	12.4	2.93	1.19	20.2	4.54
100×50	9.36	100	50	5	7.5	11.92	1.55	189	26.9	3.98	1.50	37.8	7.82
125×65	13.4	125	65	6	8	17.11	1.94	425	65.5	4.99	1.96	68.0	14.4
150×75	18.6	150	75	6.5	10	23.71	2.31	864	122	6.04	2.27	115	23.6
150×75	24.0	150	75	9	12.5	30.59	2.31	1050	147	5.86	2.19	140	28.3
180×75	21.4	180	75	7	10.5	27.20	2.15	1380	137	7.13	2.24	154	25.5
200×70	21.1	200	70	7	10	26.92	1.85	1620	113	7.77	2.04	162	21.8
200×80	24.6	200	80	7.5	11	31.33	2.24	1950	177	7.89	2.38	195	30.8
200×90	30.3	200	90	8	13.5	38.65	2.77	2490	286	8.03	2.72	249	45.9
250×90	34.6	250	90	9	13	44.07	2.42	4180	306	9.74	2.64	335	46.5
250×90	40.2	250	90	11	14.5	51.17	2.39	4690	342	9.57	2.58	375	51.7
300×90	38.1	300	90	9	13	48.57	2.23	6440	325	11.5	2.59	429	48.0
300×90	43.8	300	90	10	15.5	55.74	2.33	7440	373	11.5	2.59	494	56.0
300×90	48.6	300	90	12	16	61.90	2.25	7870	391	11.3	2.51	525	57.9
380×100	54.5	380	100	10.5	16	69.39	2.41	14500	557	14.5	2.83	762	73.3
380×100	62.0	380	100	13	16.5	78.96	2.29	15600	584	14.1	2.72	822	75.8
380×100	67.3	380	100	13	20	85.71	2.50	17600	671	14.3	2.80	924	89.5

ตารางที่ ก.5

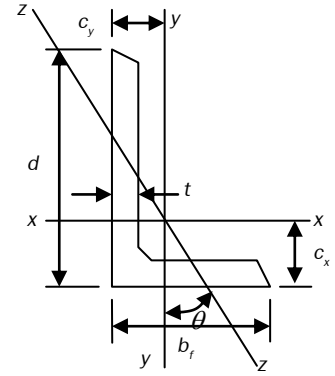
คุณสมบัติของเหล็กฉากขาเท่ากัน



ขนาด	น้ำหนัก	พื้นที่	ระยะ			โมเมนต์			รัศมี			โมดูลัส
		หน้าตัด	ศูนย์กลาง			อินเนอร์เซีย			จายเรชั่น			หน้าตัด
$d \times b_f \times t$		A	$c_x = c_y$	c_u	c_v	$I_x = I_y$	I_u	I_v	$r_x = r_y$	r_u	r_v	$S_x = S_y$
mm	kg/m	cm ²	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm	cm ³
40×40×3	1.84	2.35	1.07	2.83	1.52	3.45	5.46	1.44	1.21	1.52	0.78	1.18
40×40×4	2.42	3.08	1.12	2.83	1.58	4.47	7.09	1.85	1.21	1.52	0.78	1.55
50×50×4	3.06	3.89	1.36	3.54	1.92	8.97	14.2	3.72	1.52	1.91	0.98	2.46
50×50×6	4.47	5.69	1.45	3.54	2.04	12.8	20.4	5.33	1.50	1.89	0.97	3.61
50×50×8	5.82	7.41	1.52	3.54	2.16	16.3	25.7	6.87	1.48	1.86	0.96	4.68
65×65×6	5.91	7.53	1.80	4.60	2.55	29.2	46.3	12.1	1.98	2.49	1.27	6.21
65×65×8	7.73	9.85	1.89	4.60	2.67	37.5	59.4	15.3	1.95	2.46	1.26	8.13
65×65×11	10.3	13.2	2.00	4.60	2.85	48.8	76.8	20.7	1.91	2.42	1.25	10.8
75×75×6	6.87	8.75	2.04	5.30	2.89	45.6	72.2	18.9	2.28	2.87	1.47	8.35
75×75×10	11.1	14.1	2.21	5.30	3.12	71.4	113	29.8	2.25	2.83	1.45	13.5
75×75×12	13.1	16.7	2.29	5.30	3.24	82.4	130	34.7	2.22	2.79	1.44	15.8
90×90×6	8.30	10.6	2.41	6.36	3.40	80.3	127	33.3	2.76	3.47	1.78	12.2
90×90×10	13.4	17.1	2.58	6.36	3.65	127	201	52.8	2.72	3.42	1.76	19.8
90×90×12	15.9	20.3	2.66	6.36	3.76	148	234	62.0	2.70	3.40	1.75	23.3
100×100×8	12.2	15.5	2.74	7.07	3.87	145	230	59.9	3.06	3.85	1.96	15.5
100×100×10	15.0	19.2	2.82	7.07	3.99	177	230	72.9	3.04	3.83	1.95	24.6
100×100×12	17.8	22.7	2.90	7.07	4.11	207	328	85.7	3.02	3.80	1.94	29.1
120×120×8	14.7	18.7	3.23	8.49	4.50	255	400	103	3.69	4.65	2.37	29.1
120×120×10	18.2	23.2	3.31	8.49	4.69	313	597	129	3.67	4.63	2.36	36.0
120×120×12	21.6	27.5	3.40	8.49	4.80	368	584	151	3.65	4.60	2.35	42.7
150×150×10	23.0	29.3	4.03	10.6	5.71	624	991	259	4.62	5.82	2.97	56.9
150×150×12	27.3	34.8	4.12	10.6	5.83	737	1170	303	4.60	5.80	2.95	67.7
150×150×15	33.8	43.0	4.25	10.6	6.01	898	1430	370	4.57	5.76	2.93	69.5
200×200×16	48.5	61.8	5.52	14.1	7.81	2340	3720	959	6.16	7.76	3.94	162
200×200×18	54.2	69.1	5.60	14.1	7.93	2600	4130	1070	6.13	7.73	3.93	181
200×200×20	59.9	76.3	5.68	14.1	8.04	2850	4530	1170	6.11	7.70	3.92	199

ตารางที่ ก.6

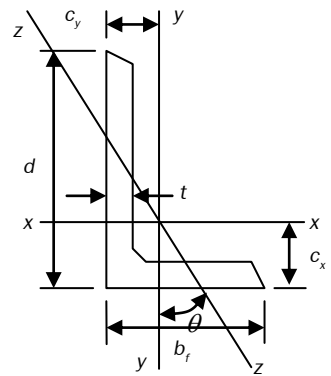
คุณสมบัติของเหล็กฉากขาไม่เท่ากัน



ขนาด $d \times b_f \times t$ mm	น้ำหนัก kg/m	พื้นที่ หน้าตัด A cm ²	ระยะ ศูนย์กลาง c_x c_y cm		โมเมนต์ อินเนอร์เซีย I_x I_y $I_u(max)$ $I_v(min)$ cm ⁴			
			90×75×6	7.56	9.627	2.64	1.90	76.9
90×75×9	11.0	14.04	2.75	2.01	109	68.1	143	34.1
90×75×12	14.4	18.36	2.87	2.12	139	86.8	182	44.0
100×75×7	9.32	11.87	3.06	1.84	113	57.0	144	30.7
100×75×10	13.0	16.50	3.18	1.94	159	76.1	194	41.3
100×75×13	16.5	21.06	3.30	2.06	199	94.8	242	52.2
125×75×7	10.7	13.62	4.10	1.64	219	60.4	243	36.4
125×75×9	13.5	17.19	4.18	1.71	271	73.7	300	44.5
125×75×10	14.9	19.00	4.23	1.75	298	80.9	330	49.0
125×75×13	19.1	24.31	4.35	1.87	376	101	414	61.9
125×90×7	11.5	14.67	3.84	2.11	233	102	279	56.2
125×90×9	14.6	18.54	3.91	2.18	289	126	345	69.2
125×90×10	16.1	20.50	3.95	2.22	318	138	380	76.1
125×90×13	20.6	26.26	4.08	2.34	401	165	479	87.2
150×90×9	16.4	20.94	4.96	2.00	484	133	537	80.2
150×90×12	21.5	27.36	5.07	2.10	619	168	634	102
150×90×15	26.5	33.75	5.20	2.22	753	202	831	124
150×100×9	17.1	21.84	4.77	2.32	502	179	580	101
150×100×12	22.4	28.53	4.88	2.41	642	229	738	133
150×100×15	27.7	35.25	5.01	2.53	781	276	897	161

ตารางที่ ก.6 (ต่อ)

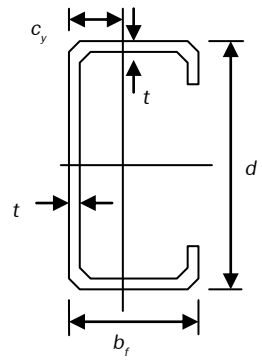
คุณสมบัติของเหล็กฉากขาไม่เท่ากัน



ขนาด	รัศมี ใจเรขิน				tan α	โมดูลัส หน้าตัด	
	$d \times b_f \times t$	r_x	r_y	$r_u(max)$		$r_v(min)$	S_x
mm	cm	cm	cm	cm		cm ³	cm ³
90×75×6	2.83	2.25	3.25	1.58	0.681	12.1	8.68
90×75×9	2.78	2.20	3.19	1.56	0.676	17.4	12.4
90×75×12	2.75	2.17	3.14	1.55	0.672	22.6	16.1
100×75×7	3.15	2.19	3.49	1.61	0.548	17.0	10.1
100×75×10	3.11	2.15	3.43	1.58	0.543	23.2	13.7
100×75×13	3.08	2.12	3.39	1.57	0.538	29.7	17.4
125×75×7	4.01	2.11	4.23	1.63	0.362	26.1	10.3
125×75×9	3.97	2.07	4.18	1.61	0.359	32.6	12.7
125×75×10	3.96	2.06	4.17	1.61	0.357	36.1	14.1
125×75×13	3.93	2.04	4.13	1.60	0.352	46.1	17.9
125×90×7	3.99	2.64	4.36	1.96	0.510	26.9	14.3
125×90×9	3.95	2.60	4.32	1.93	0.507	33.6	18.4
125×90×10	3.94	2.59	4.30	1.93	0.506	37.2	20.4
125×90×13	3.91	2.51	4.27	1.82	0.499	47.5	24.8
150×90×9	4.81	2.52	5.06	1.96	0.362	48.2	19.0
150×90×12	4.75	2.47	5.00	1.93	0.357	62.3	24.3
150×90×15	4.72	2.45	4.96	1.92	0.353	76.8	29.9
150×100×9	4.79	2.86	5.15	2.15	0.441	49.0	23.3
150×100×12	4.74	2.83	5.08	2.15	0.435	63.4	30.2
150×100×15	4.71	2.80	5.04	2.14	0.432	78.2	27.0

ตารางที่ ก.7

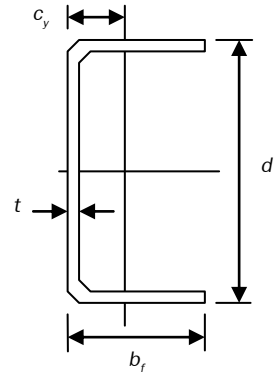
คุณสมบัติของเหล็กรูปตัว C ชนิดรีดเย็น



ขนาด	น้ำหนัก	ความหนา	พื้นที่หน้าตัด	ระยะศูนย์กลาง	โมเมนต์อินเนอร์เซีย		รัศมีไจเรชั่น		โมดูลัสหน้าตัด	
		t	A	c_y	I_x	I_y	r_x	r_y	S_x	S_y
$d \times b_f$		mm	cm ²	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
60 × 30	2.25	2.3	2.872	1.06	15.6	3.32	2.33	1.07	5.20	1.71
75 × 45	3.25	2.3	4.137	1.72	37.1	11.8	3.00	1.69	9.90	4.24
100 × 50	4.06	2.3	5.172	1.86	80.7	19.0	3.95	1.92	16.1	6.06
	5.50	3.2	7.007	1.86	107	24.5	3.90	1.87	21.3	7.81
125 × 50	4.51	2.3	5.747	1.69	137	20.6	4.88	1.89	21.9	6.22
	6.13	3.2	7.807	1.68	181	26.6	4.82	1.85	29.0	8.02
150 × 50	4.96	2.3	6.322	1.55	210	21.9	5.77	1.86	28.0	6.33
	6.76	3.2	8.607	1.54	280	28.3	5.71	1.81	37.4	8.19
150 × 65	5.50	2.3	7.012	2.12	248	41.1	5.94	2.42	33.0	9.37
150 × 55	7.51	3.2	9.570	2.11	332	53.8	5.89	2.37	44.3	12.2
150 × 75	8.01	3.2	10.21	2.51	366	76.4	5.99	2.74	48.9	15.3
	9.85	4.0	12.55	2.51	445	91.0	5.95	2.69	59.3	18.2
	9.52	3.2	12.13	2.19	716	84.1	7.79	2.67	71.6	15.8
200 × 75	11.7	4.0	14.95	2.19	871	100	7.74	2.62	87.1	18.9
	14.9	4.5	18.92	2.07	1690	129	9.44	2.62	135	23.8

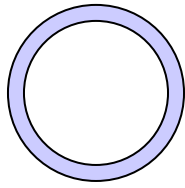
ตารางที่ ก.8

คุณสมบัติของเหล็กรูปร่างหน้าชนิดรีดเย็น

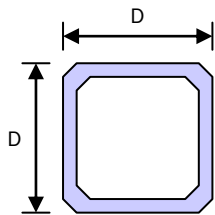


ขนาด	น้ำหนัก	ความหนา	พื้นที่หน้าตัด	ระยะศูนย์กลาง	โมเมนต์อินเนอร์เซีย		รัศมีไจเรชั่น		โมดูลัสหน้าตัด	
					I_x	I_y	r_x	r_y	S_x	S_y
$d \times b_f$		t	A	c_y	I_x	I_y	r_x	r_y	S_x	S_y
mm×mm	kg/m	mm	cm ²	cm	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
60 × 30	2.25	2.3	2.872	1.06	15.6	3.32	2.33	1.07	5.2	1.71
75 × 45	3.25	2.3	4.137	1.72	37.1	11.8	3.00	1.69	9.9	4.24
100 × 50	5.50	3.2	7.007	1.86	107	24.5	3.90	1.87	21.3	7.81
125 × 50	6.13	3.2	7.807	1.68	181	26.6	4.82	1.85	29.0	8.02
150 × 50	6.76	3.2	8.607	1.54	280	28.3	5.71	1.81	37.4	8.19
150 × 65	7.51	3.2	9.567	2.11	332	53.8	5.89	2.37	44.3	12.2
150 × 75	8.01	3.2	10.21	2.51	366	76.4	5.99	2.74	48.9	15.3
200 × 75	9.27	3.2	11.81	2.19	716	84.1	7.79	2.67	71.6	15.8
200 × 75	11.4	4.0	14.55	2.19	871	100	7.74	2.62	87.1	18.9
250 × 75	14.9	4.5	18.92	2.07	1690	129	9.44	2.62	135	23.8

ตารางที่ ก.๑

คุณสมบัติของท่อเหล็กกล้าคาร์บอน (Carbon Steel Tube) มาตรฐาน JIS G 3444						
						
เส้นผ่าศูนย์กลาง ภายนอก	น้ำหนัก	ความหนา	พื้นที่ หน้าตัด	โมเมนต์ อินเนอร์เซีย	รัศมี ใจเรชั่น	โมดูลัส หน้าตัด
ϕ		t	A	I	r	S
inch (mm)	kg/m	mm	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³
3/4 (21.7)	0.972	2.0	1.238	0.607	0.700	0.56
1 (27.2)	1.24	2.0	1.583	1.28	0.890	0.93
	1.41	2.3	1.799	1.41	0.880	1.03
1 3/8 (34.0)	1.80	2.3	2.291	2.89	1.12	1.70
1 3/4 (42.7)	2.29	2.3	2.919	5.97	1.43	2.80
	2.76	2.8	3.510	7.02	1.41	3.29
2 (48.6)	3.16	2.8	4.029	10.6	1.62	4.36
	3.58	3.2	4.564	11.8	1.61	4.86
2 3/8 (60.5)	4.52	3.2	5.760	23.7	2.03	7.84
3 (76.3)	5.77	3.2	7.349	49.2	2.59	12.9
3 1/2 (89.1)	5.96	2.8	7.591	70.7	3.05	15.9
	6.78	3.2	8.636	79.8	3.04	17.9
4 (114.3)	12.20	4.5	15.52	234.0	3.89	41.0
5 (139.7)	13.39	4.0	17.05	392.86	4.80	56.24
	17.30	5.0	21.19	480.70	4.75	68.81
6 (165.1)	17.82	4.5	22.70	732.57	5.68	88.74
	25.05	6.0	30.00	950.68	6.45	115.16
7 (193.7)	23.27	5.0	29.64	1 320.24	6.57	136.32
	27.77	6.0	35.38	1 559.74	6.64	161.05
8 (219.1)	26.40	5.0	33.63	1 928.04	7.57	176.00
	31.53	6.0	40.17	2 281.96	7.54	208.30
9 (244.5)	35.29	6.0	44.96	3 198.57	8.43	261.64
	46.66	8.0	59.44	4 160.46	8.37	340.32

ตารางที่ ก.10

คุณสมบัติของท่อเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัส						
						
ขนาด	น้ำหนัก	ความหนา	พื้นที่หน้าตัด	โมเมนต์อินเนอร์เซีย	รัศมีไจเรชั่น	โมดูลัสหน้าตัด
D		t	A	$I_x = I_y$	$r_x = r_y$	$S_x = S_y$
mm	kg/m	mm	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³
25	1.12	1.6	1.432	1.28	0.34	1.02
38	1.78	1.6	2.264	4.92	1.47	2.59
50	2.38	1.6	3.032	11.71	1.96	4.68
	3.34	2.3	4.252	15.86	1.93	6.34
60	2.88	1.6	3.672	20.68	2.37	6.89
	4.06	2.3	5.172	28.31	2.34	9.44
75	5.14	2.3	6.552	57.10	2.95	15.23
	7.01	3.2	8.927	75.53	2.91	20.14
90	6.23	2.3	7.932	100.79	3.56	22.40
	8.51	3.2	10.847	134.51	3.52	29.89
100	6.95	2.3	8.852	139.73	3.97	27.95
	9.52	3.2	12.127	187.28	3.93	37.46
125	12.03	3.2	15.327	375.64	4.95	60.10
	14.87	4.0	18.948	457.23	4.91	73.16
150	22.26	5.0	28.356	982.12	5.89	130.95
	26.40	6.0	33.633	1145.9	5.84	152.79
175	26.18	5.0	33.356	1590.9	6.91	181.81
	31.11	6.0	39.633	1864.0	6.86	213.03
200	35.82	6.0	45.633	2832.7	7.88	283.27
	46.94	8.0	59.793	3621.6	7.78	362.16
250	45.24	6.0	57.633	5672.0	9.92	453.76
	59.50	8.0	75.793	7315.6	9.82	585.25
300	54.66	6.0	69.633	9963.7	11.96	664.24
	72.06	8.0	91.793	12925	11.87	861.67

ตารางที่ ก.11

คุณสมบัติของท่อเหล็กสี่เหลี่ยมผืนผ้า									
ขนาด	น้ำหนัก	ความหนา	พื้นที่หน้าตัด	โมเมนต์อินเนอร์เซีย		รัศมีไจเรชั่น		โมดูลัสหน้าตัด	
				I_x	I_y	r_x	r_y	S_x	S_y
$D \times B$		t	A	I_x	I_y	r_x	r_y	S_x	S_y
mm×mm	kg/m	mm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
50 × 25	1.75	1.6	2.232	7.02	2.37	1.77	1.03	2.81	0.95
	2.44	2.3	3.102	9.31	3.10	1.73	1.00	3.72	1.24
60 × 30	2.13	1.6	2.712	12.49	4.25	2.15	1.25	4.16	1.42
	2.98	2.3	3.792	16.82	5.65	2.11	1.22	5.61	1.88
75 × 45	4.06	2.3	5.172	38.86	17.61	2.74	1.84	10.36	4.69
	5.50	3.2	7.007	50.77	22.81	2.69	1.80	13.54	6.08
90 × 45	4.60	2.3	5.862	60.98	20.75	3.23	1.88	13.55	4.61
	6.25	3.2	7.967	80.24	27.01	3.17	1.84	17.83	6.00
100 × 50	5.14	2.3	6.552	84.83	28.95	3.60	2.10	16.97	5.79
	7.01	3.2	8.927	112.29	37.95	3.55	2.06	22.46	7.59
125 × 40	5.69	2.3	7.247	130.92	21.64	4.25	1.73	20.95	3.46
	7.76	3.2	9.887	173.84	28.19	4.19	1.69	27.81	4.51
125 × 75	9.52	3.2	12.127	256.93	116.80	4.60	3.10	41.11	18.69
	11.73	4.0	14.948	310.76	140.65	4.56	3.07	49.72	22.50
150 × 80	15.20	4.5	19.369	562.76	211.47	5.39	3.30	75.03	28.20
	19.81	6.0	25.233	710.20	264.42	5.31	3.24	94.69	35.26
150 × 100	16.62	4.5	21.169	658.06	351.96	5.58	4.08	87.74	46.93
	21.69	6.0	27.633	834.68	444.19	5.50	4.01	111.29	59.23
200 × 100	20.15	4.5	25.669	1331.44	454.64	7.20	4.21	133.14	45.46
	26.40	6.0	33.633	1703.30	576.91	7.12	4.14	170.33	57.69

ภาคผนวก ข

ตารางที่ใช้ในการออกแบบของค้ำอาคารรับแรงอัด

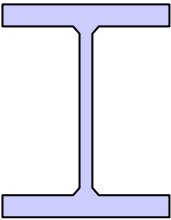
ตารางที่ ข.1

หน่วยแรงที่ยอมให้ขององค์อาคารรับแรงอัด									
สำหรับเหล็กกำลังคราก 2,500 กก./ซม. ²									
$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)
1	1497	41	1332	81	1072	121	729.0	161	417.2
2	1495	42	1326	82	1064	122	719.3	162	412.0
3	1492	43	1321	83	1056	123	709.6	163	407.0
4	1489	44	1315	84	1049	124	699.8	164	402.1
5	1486	45	1310	85	1041	125	689.9	165	397.2
6	1483	46	1304	86	1033	126	680.0	166	392.4
7	1480	47	1298	87	1025	127	670.0	167	387.7
8	1476	48	1292	88	1018	128	659.9	168	383.1
9	1473	49	1287	89	1010	129	649.8	169	378.6
10	1470	50	1281	90	1002	130	639.9	170	374.2
11	1466	51	1275	91	993.7	131	630.1	171	369.8
12	1463	52	1269	92	985.7	132	620.6	172	365.5
13	1459	53	1263	93	977.5	133	611.3	173	361.3
14	1456	54	1256	94	969.4	134	602.2	174	357.2
15	1452	55	1250	95	961.2	135	593.3	175	353.1
16	1448	56	1244	96	952.9	136	584.6	176	349.1
17	1444	57	1238	97	944.6	137	576.1	177	345.2
18	1440	58	1231	98	936.2	138	567.8	178	341.3
19	1436	59	1225	99	927.8	139	559.7	179	337.5
20	1432	60	1219	100	919.3	140	551.7	180	333.8
21	1428	61	1212	101	910.8	141	543.9	181	330.1
22	1424	62	1206	102	902.2	142	536.3	182	326.5
23	1420	63	1199	103	893.6	143	528.8	183	322.9
24	1415	64	1192	104	884.9	144	521.5	184	319.4
25	1411	65	1186	105	876.2	145	514.3	185	316.0
26	1406	66	1179	106	867.4	146	507.3	186	312.6
27	1402	67	1172	107	858.6	147	500.4	187	309.2
28	1397	68	1165	108	849.7	148	493.7	188	306.0
29	1393	69	1158	109	840.7	149	487.1	189	302.7
30	1388	70	1151	110	831.7	150	480.6	190	299.5
31	1383	71	1144	111	822.7	151	474.3	191	296.4
32	1378	72	1137	112	813.5	152	468.0	192	293.3
33	1373	73	1130	113	804.4	153	461.9	193	290.3
34	1368	74	1123	114	795.1	154	456.0	194	287.3
35	1363	75	1116	115	785.9	155	450.1	195	284.4
36	1358	76	1109	116	776.5	156	444.3	196	281.5
37	1353	77	1101	117	767.1	157	438.7	197	278.6
38	1348	78	1094	118	757.7	158	433.2	198	275.8
39	1343	79	1087	119	748.2	159	427.7	199	273.1
40	1337	80	1079	120	738.6	160	422.4	200	270.3

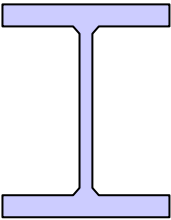
ตารางที่ ข.1 (ต่อ)

หน่วยแรงที่ยอมให้ขององค์อาคารรับแรงอัด									
สำหรับเหล็กกำลังคราก 3,500 กก./ซม. ²									
$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)	$\frac{KL}{r}$	F_a (kg/cm ²)
1	2096	41	1805	81	1336	121	739	161	417
2	2091	42	1795	82	1322	122	727	162	412
3	2086	43	1786	83	1308	123	715	163	407
4	2081	44	1776	84	1294	124	703	164	402
5	2076	45	1766	85	1280	125	692	165	397
6	2071	46	1755	86	1266	126	681	166	392
7	2066	47	1745	87	1252	127	670	167	388
8	2060	48	1735	88	1237	128	660	168	383
9	2055	49	1724	89	1223	129	650	169	379
10	2049	50	1714	90	1208	130	640	170	374
11	2043	51	1703	91	1194	131	630	171	370
12	2037	52	1692	92	1179	132	621	172	366
13	2031	53	1681	93	1164	133	611	173	361
14	2024	54	1670	94	1149	134	602	174	357
15	2018	55	1659	95	1134	135	593	175	353
16	2011	56	1648	96	1119	136	585	176	349
17	2004	57	1637	97	1103	137	576	177	345
18	1998	58	1625	98	1088	138	568	178	341
19	1991	59	1614	99	1072	139	560	179	337
20	1983	60	1602	100	1056	140	552	180	334
21	1976	61	1591	101	1041	141	544	181	330
22	1969	62	1579	102	1025	142	536	182	326
23	1961	63	1567	103	1009	143	529	183	323
24	1954	64	1555	104	993	144	521	184	319
25	1946	65	1543	105	976	145	514	185	316
26	1938	66	1531	106	960	146	507	186	313
27	1930	67	1518	107	944	147	500	187	309
28	1922	68	1506	108	927	148	494	188	306
29	1913	69	1493	109	910	149	487	189	303
30	1905	70	1481	110	894	150	481	190	300
31	1897	71	1468	111	878	151	474	191	296
32	1888	72	1455	112	862	152	468	192	293
33	1879	73	1442	113	847	153	462	193	290
34	1870	74	1430	114	832	154	456	194	287
35	1861	75	1416	115	818	155	450	195	284
36	1852	76	1403	116	804	156	444	196	281
37	1843	77	1390	117	790	157	439	197	279
38	1834	78	1377	118	777	158	433	198	276
39	1824	79	1363	119	764	159	428	199	273
40	1815	80	1350	120	751	160	422	200	270

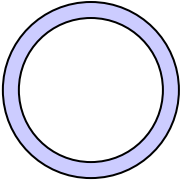
ตารางที่ ข.2

		$F_y = 2,500 \text{ ksc}$							
 <p>หน้าตัด W น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ (ตัน)</p>									
		ความยาวประสิทธิภาพ KL เป็นเมตรเทียบกับรัศมีจายเรชันน้อยที่สุด r_y							
หน้าตัด		2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
mm × kg/m									
900 × 286		489	473	456	438	419	399	377	355
900 × 243		414	400	386	370	353	335	316	296
900 × 213		360	347	334	319	303	286	269	250
800 × 241		414	402	388	373	357	341	323	305
800 × 210		360	348	336	323	309	294	279	262
800 × 191		326	315	303	290	277	263	248	232
700 × 215		370	359	347	334	321	306	291	276
700 × 185		318	308	298	287	275	262	249	235
700 × 166		284	275	265	254	243	231	219	205
600 × 175		301	292	282	272	261	250	238	225
600 × 151		260	252	244	235	226	215	205	194
600 × 137		235	227	219	211	202	192	182	171
600 × 134		132	123	114	104	93	81		
600 × 120		185	173	159	144	128	111		
600 × 106		162	151	138	125	110	94		
600 × 94.6		144	134	122	110	96	82		
500 × 128		222	215	209	201	194	185	177	168
500 × 114		197	191	184	177	170	163	154	146
500 × 103		162	152	141	129	117	103	88	
500 × 89.6		140	131	121	110	99	87	73	
500 × 79.5		124	115	106	97	86	75		
450 × 124		214	208	202	195	188	180	172	163
450 × 106		183	178	172	166	160	153	146	138
450 × 76.0		119	112	104	95	85	75	64	
450 × 66.2		103	97	89	81	73	64		
400 × 605		1093	1077	1061	1043	1024	1004	983	962
400 × 415		748	737	725	712	698	684	669	653
400 × 283		510	502	493	484	474	464	453	442
400 × 232		417	410	403	395	387	378	369	360
400 × 200		359	353	347	340	333	326	318	310
400 × 197		352	346	340	333	325	318	309	301
400 × 172		308	303	298	292	286	279	273	266
400 × 168		301	296	290	284	278	271	264	256
400 × 147		263	259	254	249	244	239	233	227
400 × 140		250	246	241	236	231	225	219	213
400 × 107		185	180	175	169	163	156	150	142

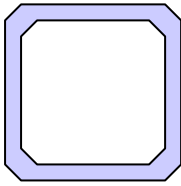
ตารางที่ ข.2(ต่อ)

		$F_y = 2,500 \text{ ksc}$						
		หน้าตัด W น้ำหนักบรรทุกที่ย่อมให้ (ตัน)						
		หน้าตัด	ความยาวประสิทธิภาพ KL เป็นเมตรเทียบกับรัศมีจเรชันน้อยที่สุด r_y					
mm × kg/m	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
400 × 94.3	163	159	154	149	143	138	131	125
400 × 66.0	105	98	92	84	76	68	59	
400 × 56.6	89	84	78	72	65	57	50	
350 × 159	282	276	270	264	257	250	242	234
350 × 156	275	270	263	257	249	242	234	226
350 × 137	242	237	232	226	220	214	208	201
350 × 131	231	226	221	215	209	202	196	189
350 × 115	203	199	195	190	185	180	174	168
350 × 106	187	183	179	174	169	164	158	152
350 × 79.7	134	129	124	118	112	106	99	91
350 × 69.2	116	112	107	102	97	91	85	78
350 × 49.6	75	69	63	56	49	41		
350 × 41.4	62	57	52	46	39			
300 × 106	185	180	175	169	164	158	151	145
300 × 106	184	179	173	167	161	155	148	141
300 × 94.0	164	160	155	150	145	140	134	128
300 × 87.0	152	148	143	139	134	129	124	118
300 × 84.5	146	142	138	133	128	123	117	112
300 × 65.4	105	99	93	86	79	72	63	55
300 × 56.8	91	86	80	74	68	61	54	46
300 × 36.7	51	46	39	33				
300 × 32.0	45	40	34	28				
250 × 82.2	139	134	128	123	116	110	103	96
250 × 72.4	123	119	114	109	104	99	93	87
250 × 66.5	113	109	105	100	96	91	85	80
250 × 64.4	109	104	100	95	90	85	80	74
250 × 44.1	68	63	58	53	47	40		
250 × 29.6	37	31	25	17				
250 × 25.7	32	27	22	15				
200 × 65.7	107	102	97	91	84	77	70	62
200 × 56.2	91	86	81	75	69	63	56	49
200 × 49.9	81	77	73	68	63	57	52	46
200 × 30.6	45	41	36	31	26			
175 × 40.2	63	59	55	50	45	39	34	

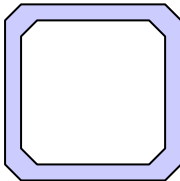
ตารางที่ ข.3

		$F_y=2,500 \text{ ksc}$						
		เสาท่อเหล็กกล้าคาร์บอน น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ (ตัน)						
		Nominal \varnothing (in.)	1½		2	2½	3	
Outside \varnothing (mm.)		48.6		60.5	76.3	89.1		114.3
Wall Thickness (mm.)		2.8	3.2	3.2	3.2	2.8	3.2	4.5
Weight (kg/m)		3.16	3.58	4.52	5.77	5.96	6.78	12.20
ความยาวประสิทธิภาพ KL เป็นเมตรเทียบกับรัศมีเฉยเส้น	1.0	4.9	5.5	7.5	10.0	10.6	12.0	22.1
	1.5	3.9	4.4	6.5	9.1	9.8	11.2	21.1
	2.0	2.8	3.1	5.3	8.1	9.0	10.3	19.9
	2.5	1.8	2.0	4.0	6.9	8.1	9.2	18.6
	3.0	1.2	1.4	2.8	5.6	7.0	8.0	17.1
	3.5			2.0	4.2	5.9	6.7	15.5
	4.0			1.6	3.2	4.6	5.2	13.8
	4.5				2.6	3.7	4.1	11.9
	5.0				2.1	3.0	3.4	9.9
	5.5					2.5	2.8	8.2
	6.0					2.1	2.3	6.9
	6.5							5.8
	7.0							5.0
	7.5							4.4
8.0								
คุณสมบัติของหน้าตัด								
$A \text{ (cm}^2\text{)}$		4.029	4.564	5.760	7.349	7.591	8.636	15.520
$I \text{ (cm}^4\text{)}$		10.6	11.8	23.7	49.2	70.7	79.8	234
$r \text{ (cm)}$		1.62	1.61	2.03	2.59	3.05	3.04	3.89

ตารางที่ ข.4

		$F_y=3,200 \text{ ksc}$							
		เสาท่อเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัส น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ (ตัน)							
		Nominal Size (mm.)		90		100		125	
Wall Thickness (mm.)		2.3	3.2	2.3	3.2	3.2	4.0	5.0	6.0
Weight (kg/m)		6.23	8.51	6.95	9.52	12.03	14.87	22.26	26.40
ความยาวประสิทธิภาพ KL เป็นเมตรเทียบกับรัศมีเฉยเรชัน	2.5	11.0	15.0	13.0	17.7	24.4	30.1	47.3	55.9
	3.0	9.7	13.1	11.7	16.0	22.9	28.2	45.0	53.3
	3.5	8.2	11.1	10.4	14.1	21.2	26.1	42.7	50.4
	4.0	6.6	8.8	8.9	12.0	19.4	23.8	40.1	47.3
	4.5	5.2	7.0	7.2	9.7	17.4	21.3	37.3	44.0
	5.0	4.2	5.7	5.9	7.9	15.3	18.7	34.4	40.5
	5.5	3.5	4.7	4.9	6.5	13.0	15.9	31.3	36.7
	6.0	2.9	3.9	4.1	5.5	11.0	13.3	28.0	32.7
	6.5	2.5	3.3	3.5	4.7	9.3	11.4	24.4	28.5
	7.0	2.2	2.9	3.0	4.0	8.1	9.8	21.1	24.6
	7.5			2.6	3.5	7.0	8.5	18.4	21.4
	8.0					6.2	7.5	16.2	18.8
	8.5					5.5	6.6	14.3	16.7
	9.0					4.9	5.9	12.8	14.9
	9.5					4.4	5.3	11.5	13.4
	10.0							10.3	12.1
	10.5							9.4	10.9
	11.0							8.5	10.0
11.5							7.8	9.1	
12.0									
คุณสมบัติของหน้าตัด									
$A \text{ (cm}^2\text{)}$		7.932	10.847	8.852	12.127	15.327	18.948	28.356	33.633
$I \text{ (cm}^4\text{)}$		100.79	134.51	139.73	187.28	375.64	457.23	982.12	1145.9
$r \text{ (cm)}$		3.56	3.52	3.97	3.93	4.95	4.91	5.89	5.84

ตารางที่ ข.5

		$F_y=3,200 \text{ ksc}$							
		เสาท่อเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัส น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ (ตัน)							
		Nominal Size (mm.)		175		200		250	
Wall Thickness (mm.)		5.0	6.0	6.0	8.0	6.0	8.0	6.0	8.0
Weight (kg/m)		26.18	31.11	35.82	46.94	45.24	59.50	54.66	72.06
ความยาวประสิทธิภาพ KL เป็นเมตรเทียบกับรัศมีไจเรชั่น	2.5	57.4	68.1	80.1	104.8	103.9	136.6	127.6	168.1
	3.0	55.3	65.6	77.8	101.7	101.8	133.7	125.6	165.5
	3.5	53.1	62.9	75.3	98.3	99.5	130.7	123.5	162.7
	4.0	50.7	60.1	72.6	94.7	97.1	127.5	121.3	159.7
	4.5	48.2	57.0	69.7	90.9	94.6	124.0	118.9	156.6
	5.0	45.5	53.8	66.7	86.9	91.9	120.4	116.4	153.3
	5.5	42.6	50.4	63.5	82.6	89.0	116.6	113.8	149.8
	6.0	39.6	46.8	60.2	78.2	86.1	112.7	111.1	146.2
	6.5	36.5	43.0	56.7	73.5	83.0	108.5	108.3	142.4
	7.0	33.2	39.0	53.0	68.6	79.7	104.2	105.4	138.5
	7.5	29.7	34.8	49.2	63.5	76.4	99.8	102.3	134.4
	8.0	26.2	30.6	45.2	58.1	72.9	95.1	99.2	130.2
	8.5	23.2	27.1	41.0	52.5	69.3	90.3	95.9	125.9
	9.0	20.7	24.2	36.8	47.0	65.6	85.3	92.6	121.4
	9.5	18.6	21.7	33.0	42.2	61.7	80.1	89.1	116.8
	10.0	16.7	19.6	29.8	38.1	57.7	74.8	85.5	112.0
10.5	15.2	17.8	27.0	34.5	53.5	69.2	81.9	107.1	
11.0	13.8	16.2	24.6	31.5	49.2	63.5	78.1	102.1	
11.5	12.7	14.8	22.5	28.8	45.1	58.1	74.2	96.9	
12.0	11.6	13.6	20.7	26.4	41.4	53.4	70.2	91.5	
คุณสมบัติของหน้าตัด									
$A \text{ (cm}^2\text{)}$		33.356	39.633	45.633	59.793	57.633	75.793	69.633	91.793
$I \text{ (cm}^4\text{)}$		1590.9	1864.0	2832.7	3621.6	5672.0	7315.6	9963.7	12925
$r \text{ (cm)}$		6.91	6.86	7.88	7.78	9.92	9.82	11.96	11.87

ตารางที่ ข.6

$F_y = 2,500 \text{ ksc}$			ตัวคูณลดค่าสตีเฟเนส (SRF)					
$F_y = 3,500 \text{ ksc}$								
f_a	F_y		f_a	F_y		f_a	F_y	
	2500 ksc	3500 ksc		2500 ksc	3500 ksc		2500 ksc	3500 ksc
2100	-	0.001	1600	-	0.533	1100	0.613	0.937
2090	-	0.004	1590	-	0.544	1090	0.627	0.941
2080	-	0.008	1580	-	0.555	1080	0.642	0.945
2070	-	0.013	1570	-	0.566	1070	0.656	0.948
2060	-	0.019	1560	-	0.578	1060	0.671	0.951
2050	-	0.026	1550	-	0.589	1050	0.685	0.954
2040	-	0.033	1540	-	0.600	1040	0.698	0.957
2030	-	0.041	1530	-	0.611	1030	0.711	0.959
2020	-	0.049	1520	-	0.621	1020	0.724	0.961
2010	-	0.058	1510	0.002	0.631	1010	0.737	0.963
2000	-	0.067	1500	0.007	0.642	1000	0.749	0.965
1990	-	0.077	1490	0.014	0.652	990	0.762	0.967
1980	-	0.086	1480	0.022	0.663	980	0.774	0.968
1970	-	0.096	1470	0.032	0.673	970	0.786	0.970
1960	-	0.107	1460	0.043	0.683	960	0.796	0.971
1950	-	0.117	1450	0.054	0.692	950	0.808	0.971
1940	-	0.128	1440	0.067	0.702	940	0.818	0.972
1930	-	0.139	1430	0.080	0.712	930	0.829	0.972
1920	-	0.150	1420	0.094	0.721	920	0.839	0.972
1910	-	0.161	1410	0.108	0.731	910	0.849	-
1900	-	0.173	1400	0.122	0.740	900	0.858	-
1890	-	0.185	1390	0.138	0.748	890	0.867	-
1880	-	0.196	1380	0.154	0.758	880	0.876	-
1870	-	0.208	1370	0.170	0.767	870	0.884	-
1860	-	0.220	1360	0.186	0.775	860	0.892	-
1850	-	0.232	1350	0.202	0.783	850	0.900	-
1840	-	0.244	1340	0.219	0.791	840	0.908	-
1830	-	0.256	1330	0.235	0.799	830	0.914	-
1820	-	0.268	1320	0.253	0.807	820	0.921	-
1810	-	0.280	1310	0.269	0.815	810	0.927	-
1800	-	0.292	1300	0.286	0.823	810	0.927	-
1790	-	0.305	1290	0.302	0.830	800	0.933	-
1780	-	0.317	1280	0.320	0.837	790	0.938	-
1770	-	0.329	1270	0.336	0.845	780	0.944	-
1760	-	0.341	1260	0.353	0.852	770	0.948	-
1750	-	0.353	1250	0.370	0.859	760	0.952	-
1740	-	0.366	1240	0.387	0.865	750	0.956	-
1730	-	0.378	1230	0.404	0.871	740	0.959	-
1720	-	0.390	1220	0.421	0.878	730	0.963	-
1710	-	0.402	1210	0.437	0.883	720	0.965	-
1700	-	0.414	1200	0.454	0.889	710	0.967	-
1690	-	0.426	1190	0.471	0.895	700	0.969	-
1680	-	0.438	1180	0.486	0.901	690	0.971	-
1670	-	0.450	1170	0.504	0.906	680	0.972	-
1660	-	0.463	1160	0.520	0.911	670	0.972	-
1650	-	0.474	1150	0.536	0.916			
1640	-	0.486	1140	0.551	0.921			
1630	-	0.498	1130	0.566	0.925			
1620	-	0.509	1120	0.582	0.929			
1610	-	0.521	1110	0.597	0.933			

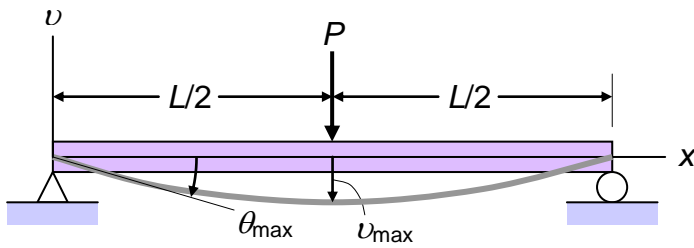
ภาคผนวก ค

ตารางที่ใช้ในการออกแบบคาน

ตารางที่ ค.1 โมเมนต์ที่ยอมให้ในคานหน้าตัด W และ H สำหรับค่า $C_b = 1.0$

หน้าตัด (mm X kg/m)	L_c (m)	L_u (m)	M_c (t-m)	M_{c-u} (t-m)	หน้าตัด (mm X kg/m)	L_c (m)	L_u (m)	M_c (t-m)	M_{c-u} (t-m)
900 x 286	3.84	6.30	179.9	163.5	350 x 137	4.45	10.64	38.0	34.5
900 x 243	3.82	5.23	150.8	137.1	350 x 131	4.50	9.22	33.8	30.8
900 x 213	3.80	4.33	128.0	116.4	350 x 115	4.43	9.06	32.0	29.1
800 x 241	3.84	6.28	138.6	126.0	350 x 106	4.46	7.56	27.6	25.1
800 x 210	3.82	5.46	120.3	109.4	350 x 79.7	3.18	5.76	21.1	19.2
800 x 191	3.82	4.67	105.8	96.2	350 x 69.2	3.17	4.98	18.2	16.5
700 x 215	3.84	6.69	110.6	100.5	350 x 49.6	2.23	3.08	12.8	11.6
700 x 185	3.82	5.76	95.0	86.4	350 x 41.4	2.21	2.53	10.6	9.6
700 x 166	3.82	4.86	82.2	74.7	300 x 106	3.83	9.43	25.4	23.1
600 x 175	3.84	6.55	76.2	69.3	300 x 106	3.88	8.54	23.8	21.6
600 x 151	3.82	5.71	66.3	60.3	300 x 94	3.82	8.40	22.4	20.4
600 x 137	3.82	4.91	58.2	53.0	300 x 87	3.80	7.87	21.0	19.1
600 x 134	2.57	4.25	55.8	50.7	300 x 84.5	3.84	6.90	19.0	17.3
600 x 120	2.56	3.71	49.2	44.7	300 x 65.4	2.56	5.29	14.7	13.4
600 x 106	2.54	3.17	42.7	38.9	300 x 56.8	2.54	4.57	12.7	11.6
600 x 94.6	2.53	2.80	38.1	34.7	300 x 36.7	1.91	2.52	7.9	7.2
500 x 128	3.82	6.20	48.0	43.7	300 x 32	1.90	2.24	7.0	6.4
500 x 114	3.82	5.23	41.3	37.5	250 x 82.2	3.24	8.00	15.2	13.8
500 x 103	2.56	4.23	36.8	33.5	250 x 72.4	3.18	7.84	14.3	13.0
500 x 89.6	2.54	3.58	31.5	28.7	250 x 66.5	3.17	7.31	13.2	12.0
500 x 79.5	2.53	3.15	27.9	25.4	250 x 64.4	3.21	6.36	11.9	10.8
450 x 124	3.82	6.87	42.1	38.3	250 x 44.1	2.23	4.42	8.3	7.5
450 x 106	3.80	5.79	35.6	32.4	250 x 29.6	1.59	2.52	5.3	4.9
450 x 76	2.54	3.48	24.6	22.4	250 x 25.7	1.58	2.24	4.7	4.3
450 x 66.2	2.53	3.00	21.3	19.4	200 x 65.7	2.57	8.70	10.4	9.4
400 x 605	5.50	34.00	198.0	180.0	200 x 56.2	2.59	6.85	8.2	7.5
400 x 415	5.30	25.49	134.8	122.6	200 x 49.9	2.54	6.72	7.8	7.1
400 x 283	5.18	18.64	91.9	83.6	200 x 30.6	1.91	3.90	4.6	4.2
400 x 232	5.15	15.34	73.9	67.2	200 x 21.3	1.27	2.24	3.0	2.8
400 x 200	5.13	13.34	63.4	57.6	200 x 18.2	1.26	1.96	2.6	2.4
400 x 197	5.19	12.00	58.4	53.1	175 x 40.2	2.23	6.16	5.4	5.0
400 x 172	5.09	11.76	54.9	50.0	175 x 23.3	1.59	3.31	3.0	2.7
400 x 168	5.15	10.36	50.0	45.5	175 x 18.1	1.14	2.30	2.3	2.1
400 x 147	5.06	10.18	47.0	42.8	150 x 31.5	1.91	5.60	3.6	3.3
400 x 140	5.11	8.70	41.6	37.8	150 x 21.1	1.27	3.41	2.3	2.1
400 x 107	3.82	6.89	32.7	29.7	150 x 14	0.95	1.96	1.5	1.3
400 x 94.3	3.80	6.07	28.7	26.1	125 x 23.8	1.59	5.04	2.2	2.0
400 x 66	2.54	3.64	19.6	17.9	125 x 13.2	0.76	2.15	1.1	1.0
400 x 56.6	2.53	3.10	16.7	15.2	100 x 17.2	1.27	4.48	1.3	1.1
350 x 159	4.48	12.18	44.1	40.1	100 x 9.3	0.64	1.96	0.6	0.6
350 x 156	4.54	10.85	40.4	36.8					

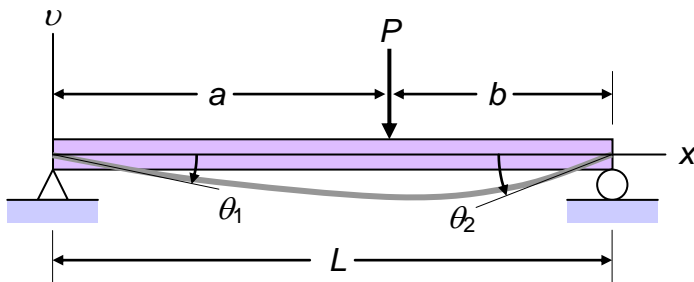
ตารางที่ ค.2 การแอ่นตัวของคานช่วงเดียว



$$v = \frac{-Px}{48EI} (3L^2 - 4x^2), \quad 0 \leq x \leq L/2$$

$$v_{\max} = \frac{-PL^3}{48EI}$$

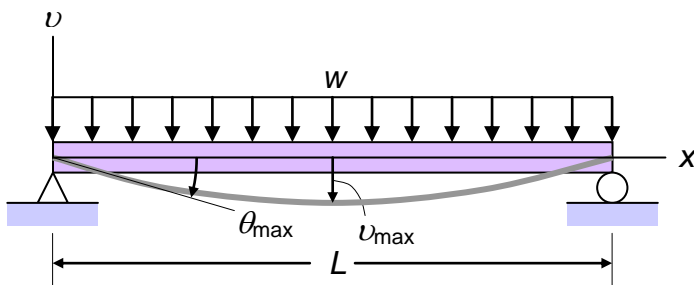
$$\theta_{\max} = \frac{-PL^2}{16EI}$$



$$v = \frac{-Pbx}{6EI} (L^2 - b^2 - x^2), \quad 0 \leq x \leq a$$

$$v_{x=a} = \frac{-Pba}{6EI} (L^2 - b^2 - a^2)$$

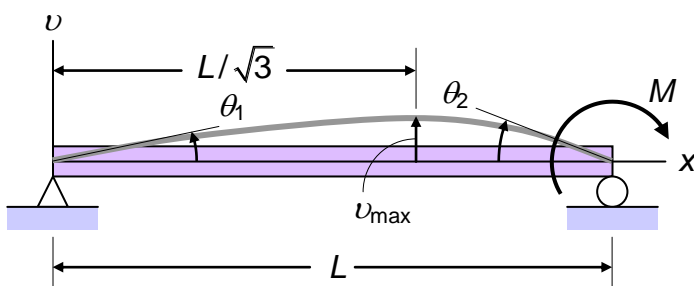
$$\theta_1 = \frac{-Pab(L+b)}{6EI}, \quad \theta_2 = \frac{Pab(L+a)}{6EI}$$



$$v = \frac{-wx}{24EI} (x^3 - 2Lx^2 + L^3)$$

$$v_{\max} = \frac{-5wL^4}{348EI}$$

$$\theta_{\max} = \frac{-wL^3}{24EI}$$

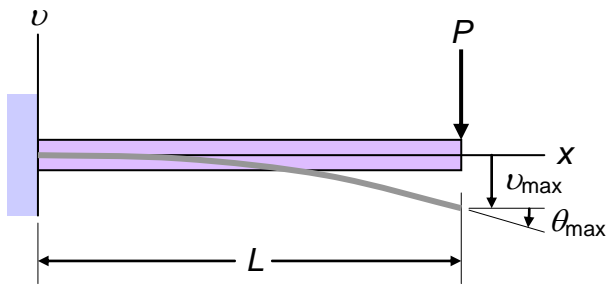


$$v = \frac{-M}{6EI} (x^3 - L^2x)$$

$$v_{\max} = \frac{-ML^2}{9\sqrt{3}EI}$$

$$\theta_1 = \frac{ML}{6EI}, \quad \theta_2 = \frac{-ML}{3EI}$$

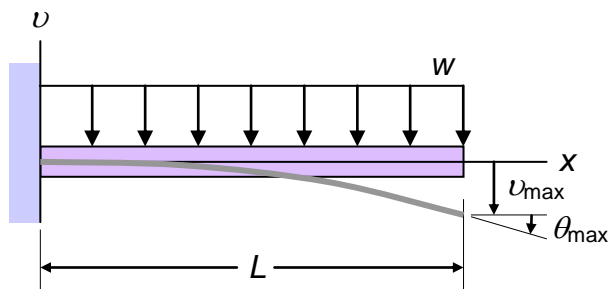
ตารางที่ ค.2 การแอ่นตัวของคานยื่น



$$v = \frac{-Px^2}{6EI}(3L-x)$$

$$v_{\max} = \frac{-PL^3}{3EI}$$

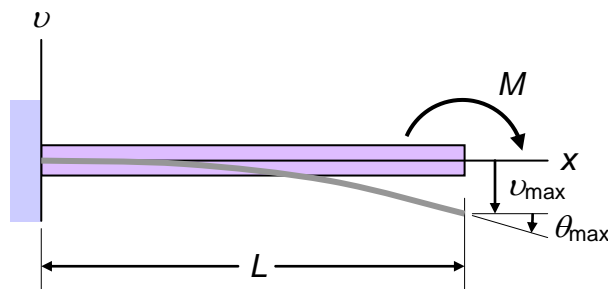
$$\theta_{\max} = \frac{-PL^2}{2EI}$$



$$v = \frac{-wx^2}{24EI}(x^2 - 4Lx + 6L^2)$$

$$v_{\max} = \frac{-wL^4}{8EI}$$

$$\theta_{\max} = \frac{-wL^3}{6EI}$$



$$v = \frac{-Mx^2}{2EI}$$

$$v_{\max} = \frac{-ML^2}{2EI}$$

$$\theta_{\max} = \frac{-ML}{EI}$$

ตารางที่ ค.3 ตัวคูลน้ำหนักเทียบเท่าของหน้าตัด W ในการออกแบบคาน-เสา

หน้าตัด	U	m	หน้าตัด	U	m
mm × kg/m	-	m ⁻¹	mm × kg/m	-	m ⁻¹
900 x 286	9.22	2.9	350 x 137	2.61	6.6
900 x 243	9.54	2.9	350 x 131	2.70	7.2
900 x 213	9.93	3.0	350 x 115	2.64	6.6
800 x 241	8.08	3.1	350 x 106	2.75	7.2
800 x 210	8.20	3.1	350 x 79.7	3.86	7.0
800 x 191	8.52	3.3	350 x 69.2	3.90	7.1
700 x 215	6.91	3.5	350 x 49.6	6.09	7.2
700 x 185	7.02	3.5	350 x 41.4	6.20	7.2
700 x 166	7.28	3.6	300 x 106	2.64	7.8
600 x 175	5.80	4.1	300 x 106	2.72	8.4
600 x 151	5.89	4.1	300 x 94	2.66	7.8
600 x 137	6.08	4.3	300 x 87	2.68	7.8
600 x 134	9.47	2.7	300 x 84.5	2.77	8.4
600 x 120	9.68	4.4	300 x 65.4	4.16	8.3
600 x 106	10.00	4.5	300 x 56.8	4.24	8.4
600 x 94.6	10.22	4.5	300 x 36.7	6.25	8.6
500 x 128	4.73	4.9	300 x 32	6.29	8.5
500 x 114	4.88	5.0	250 x 82.2	2.66	10.4
500 x 103	7.64	5.1	250 x 72.4	2.61	9.7
500 x 89.6	7.85	5.2	250 x 66.5	2.62	9.6
500 x 79.5	8.04	5.2	250 x 64.4	2.72	10.4
450 x 124	4.15	5.4	250 x 44.1	3.91	10.2
450 x 106	4.24	5.4	250 x 29.6	6.07	10.4
450 x 76	7.01	5.6	250 x 25.7	6.10	10.3
450 x 66.2	7.14	5.7	200 x 65.7	2.54	12.5
400 x 605	2.42	5.6	200 x 56.2	2.62	13.6
400 x 415	2.48	5.6	200 x 49.9	2.60	12.7
400 x 283	2.54	5.6	200 x 30.6	3.61	13.2
400 x 232	2.58	5.8	200 x 21.3	6.04	13.4
400 x 200	2.60	5.8	200 x 18.2	6.12	13.2
400 x 197	2.66	6.2	175 x 40.2	2.59	15.1
400 x 172	2.62	5.7	175 x 23.3	3.81	15.8
400 x 168	2.71	6.2	175 x 18.1	5.64	15.3
400 x 147	2.64	5.7	150 x 31.5	2.57	18.7
400 x 140	2.74	6.2	150 x 21.1	4.03	18.6
400 x 107	3.62	6.0	150 x 14	5.92	18.1
400 x 94.3	3.66	6.0	125 x 23.8	2.55	24.3
400 x 66	6.02	6.2	125 x 13.2	5.98	20.8
400 x 56.6	6.13	6.2	100 x 17.2	2.52	34.5
350 x 159	2.58	6.7	100 x 9.3	5.58	26.9
350 x 156	2.67	7.1			

ตารางที่ ค.4 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในเอวของคานแผ่นเหล็กประกอบสำหรับเหล็กจุดคราก 2,500 กก./ซม.²
(ไม่คิดพฤติกรรมสนามแรงดึง)

		อัตราส่วน a/h ระยะห่างแผ่นเสริมกำลังต่อความลึกแผ่นเอว													
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	
อัตราส่วนความสูง h/t ความลึกแผ่นเอวต่อความหนาแผ่นเอว	60											1000	1000	1000	
	70										1000	1000	986	958	942
	80						1000	977	931	901	879	863	838	824	
	90				1000	992	931	868	828	801	781	767	745	733	
	100			1000	963	892	838	781	745	720	703	690	655	633	
	110		1000	962	876	811	762	710	668	625	595	574	541	524	
	120		992	882	803	744	698	617	561	525	500	482	455	440	
	130	1000	915	814	741	686	605	526	478	447	426	411	388	375	
	140	986	850	756	690	592	522	454	412	386	367	354	334	323	
	150	921	793	706	601	516	455	395	359	336	320	309	291	282	
	160	863	744	637	528	453	400	347	316	295	281	271	256		
	170	812	700	565	468	401	354	308	280	262	249	240			
	180	767	637	504	417	358	316	274	249	233	222	214			
	200	690	516	408	338	290	256	222	202	189					
	220	574	426	337	279	240	211	184							
	240	482	358	283	235	201	178								
	260	411	305	241	200	172	151								
280	354	263	208	172											
300	309	229	181												
320	271	201													

ตารางที่ ค.5 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในเอวของคานแผ่นเหล็กประกอบสำหรับเหล็กจุดคราก 3,500 กก./ซม.²
(ไม่คิดพฤติกรรมสนามแรงดึง)

		อัตราส่วน a/h ระยะห่างแผ่นเสริมกำลังต่อความลึกแผ่นเอว												
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0
อัตราส่วนความสูง h/t ความลึกแผ่นเอวต่อความหนาแผ่นเอว	60							1400	1400	1400	1387	1362	1322	1301
	70					1400	1400	1321	1259	1218	1189	1167	1133	1115
	80			1400	1400	1320	1240	1156	1102	1066	1040	1021	992	975
	90			1392	1267	1173	1102	1027	979	933	889	857	809	782
	100		1400	1252	1140	1056	992	889	808	756	720	694	655	633
	110	1400	1280	1139	1036	959	845	735	668	625	595	574	541	524
	120	1362	1173	1044	939	806	710	617	561	525	500	482	455	440
	130	1257	1083	965	800	686	605	526	478	447	426	411	388	375
	140	1167	1006	832	690	592	522	454	412	386	367	354	334	323
	150	1089	917	725	601	516	455	395	359	336	320	309	291	282
	160	1021	806	637	528	453	400	347	316	295	281	271	256	
	170	961	714	565	468	401	354	308	280	262	249	240		
	180	857	637	504	417	358	316	274	249	233	222	214		
	200	694	516	408	338	290	256	222	202	189				
	220	574	426	337	279	240	211	184						
	240	482	358	283	235	201	178							
260	411	305	241	200	172	151								
280	354	263	208	172										

ตารางที่ ค.6 สรุปหน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับเหล็กโครงสร้าง

ชนิดของหน่วยแรงและลักษณะการกระทำ	สัญลักษณ์ หน่วยแรง	หน่วยแรง ที่ยอมให้
หน่วยแรงดึง		
1. บนพื้นที่หน้าตัดรวม (Gross Area)	F_t	$0.60F_y$
2. บนพื้นที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิภาพ (Effective Net Area)		$0.50F_u$
3. เหล็กที่อนกลมทำเกลียวบนพื้นที่สุทธิของเกลียว		$0.33F_u$
หน่วยแรงอัด	F_a	ตารางที่ ข.1
หน่วยแรงเฉือน		
1. ยกเว้นที่หน้าตัดคดทอน	F_v	$0.40F_y$
2. ที่หน้าตัดคดทอน		$0.30F_u$
หน่วยแรงดัด		
1. องค์อาคารอัดแน่นที่มีการค้ำยันด้านข้าง	F_b	$0.66F_y$
2. องค์อาคารอื่นที่มีการค้ำยันด้านข้าง		$0.60F_y$
3. องค์อาคารที่มีการดัดรอบแกนอ่อนแอ		$0.75F_y$
หน่วยแรงแบกทาน		
1. บนพื้นที่สัมผัสของพื้นผิวขัดเรียบ	F_p	$0.90F_y$
2. บนพื้นที่รับแรงแบกทานประสิทธิภาพของสลักเกลียวหรือหมุดย้ำ ในจุดต่อรับแรงเฉือน		$1.50F_u$

ภาคผนวก ง

ตารางที่ใช้ในการออกแบบจุดต่อเชื่อม

ตารางที่ ง.1 แรงเฉือนที่ยอมให้ของสลักเกลียว (ตัน)

TABLE I-D. SHEAR												
ASTM Designation	Con-necti-on Type ^a	Hole Type ^b	F_v ksc	Load-ing ^c	เส้นผ่าศูนย์กลาง d , ม.ม.							
					16	19	22	25	28	32	35	38
					พื้นที่หน้าตัด ตร.ซม.							
					2.011	2.835	3.801	4.909	6.158	8.043	9.621	11.34
A307	-	STD	700	S	1.41	1.99	2.66	3.44	4.31	5.63	6.74	7.94
		NSL		D	2.82	3.97	5.32	6.87	8.62	11.3	13.5	15.9
A325	SC Class A	STD	1,200	S	2.41	3.40	4.56	5.89	7.39	9.65	11.6	13.6
				D	4.83	6.80	9.12	11.8	14.8	19.3	23.1	27.2
		OVS, SSL	1,050	S	2.11	2.98	3.99	5.15	6.47	8.45	10.1	11.9
				D	4.22	5.95	7.98	10.3	12.9	16.9	20.2	23.8
	LSL	840	S	1.69	2.38	3.19	4.12	5.17	6.76	8.08	9.53	
			D	3.38	4.76	6.39	8.25	10.4	13.5	16.2	19.1	
	N	STD, NSL	1,480	S	2.98	4.20	5.63	7.27	9.11	11.9	14.2	16.8
				D	5.95	8.39	11.3	14.5	18.2	23.8	28.5	33.6
	X	STD, NSL	2,100	S	4.22	5.95	7.98	10.3	12.9	16.9	20.2	23.8
				D	8.45	11.9	16.0	20.6	25.9	33.8	40.4	47.6
A490	SC Class A	STD	1,480	S	2.98	4.20	5.63	7.27	9.11	11.9	14.2	16.8
				D	5.95	8.39	11.3	14.5	18.2	23.8	28.5	33.6
		OVS, SSL	1,260	S	2.53	3.57	4.79	6.19	7.76	10.13	12.12	14.3
				D	5.07	7.14	9.58	12.4	15.5	20.3	24.2	28.6
	LSL	1,050	S	2.11	2.98	3.99	5.15	6.47	8.45	10.10	11.9	
			D	4.22	5.95	7.98	10.3	12.9	16.9	20.2	23.8	
	N	STD, NSL	1,970	S	3.96	5.58	7.49	9.67	12.1	15.8	19.0	22.3
				D	7.92	11.2	15.0	19.3	24.3	31.7	37.9	44.7
	X	STD, NSL	2,800	S	5.63	7.94	10.6	13.8	17.2	22.5	26.9	31.8
				D	11.3	15.9	21.3	27.5	34.5	45.0	53.9	63.5

^aSC = Slip critical connection

N: Bearing-Type connection with threads *include* in shear plane

X: Bearing-Type connection with threads *exclude* in shear plane

^bSTD: Standard round hole ($d + 2\text{mm.}$)

OVS: Oversize holes

LSL: Long-slotted holes

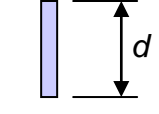
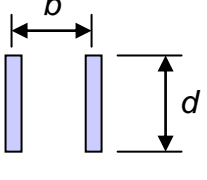
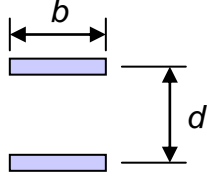
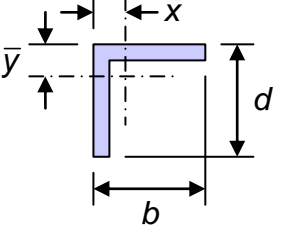
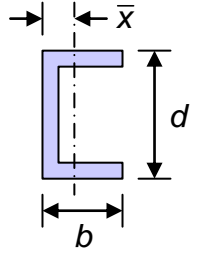
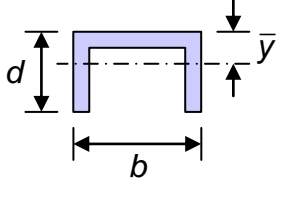
SSL: Short-slotted holes

NSL: Long or short-slotted holes normal to load direction (required bearing-type connection)

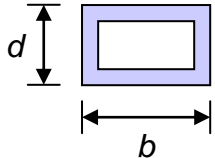
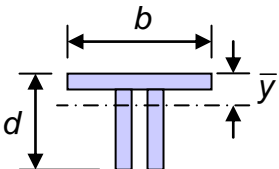
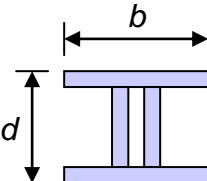
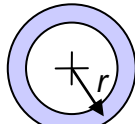
^cS: Single shear

D: Double shear

ตารางที่ ง.3 คุณสมบัติของรอยเชื่อมเมื่อค้ำนึ่งเป็นเส้น (ความกว้างรอยเชื่อม = 1 ซม.)

รูปแบบรอยเชื่อม	จุดศูนย์กลางถ่วง	โพลาไรโมเมนต์อินเนอร์เซีย (J)
		$\frac{d^3}{12}$
		$\frac{d(3d^2 + b^2)}{6}$
		$\frac{b(3d^2 + b^2)}{6}$
	$\bar{y} = \frac{d^2}{2(b+d)}$ $\bar{x} = \frac{b^2}{2(b+d)}$	$\frac{(b+d)^4 - 6b^2d^2}{12(b+d)}$
	$\bar{x} = \frac{b^2}{2b+d}$	$\frac{8b^3 + 6bd^2 + d^3}{12} - \frac{b^4}{2b+d}$
	$\bar{y} = \frac{d^2}{2b+d}$	$\frac{b^3 + 6b^2d + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{2d+b}$

ตารางที่ ง.3 คุณสมบัติของรอยเชื่อม (ต่อ)

		$\frac{(b+d)^3}{6}$
	$\bar{y} = \frac{d^2}{b+2d}$	$\frac{b^3 + 8d^3}{12} - \frac{d^4}{b+2d}$
		$\frac{b^3 + 3b^2 + d^3}{6}$
		$2\pi r^3$

บรรณานุกรม

1. American Institute of Steel Construction, **Manual of Steel Construction Allowable Stress Design**, 9th Edition, Illinois:AISC, 1989
2. Jack McCormac, **Structural Steel Design ASD Method**, 4th Edition, HarperCollins Publishers, Inc., 1992
3. Leonard Spiegel and George F. Limbrunner, **Applied Structural Steel Design**, 4th Edition, Prentice-Hall, 2002
4. Roger, L.B., **Structural Steel Designer's Handbook**, 2nd Edition, McGraw-Hill, 1994
5. William T. Segui, **Fundamentals of Structural Steel Design**, PWS-KENT Publishing Company, 1989
6. สนั่น เจริญเผ่า, วินิต ช่อวิเชียร, การออกแบบโครงสร้างไม้และโครงสร้างเหล็ก, พิมพ์ครั้งที่ 7, 2530
7. วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย มาตรฐานสำหรับอาคารเหล็กรูปพรรณ, มาตรฐาน ว.ส.ท. 1003-18, 2540
8. มนต์ อนุศิริ, การออกแบบโครงสร้างไม้และเหล็ก, ซีเอ็ดยูเคชั่น, 2539
9. ทักษิณ เทพชาตรี, พฤติกรรมและการออกแบบโครงสร้างเหล็ก, พิมพ์ครั้งที่ 5, วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย, 2539
10. P. Lukkunaprasit, M. Mikitiuk, D. Surry and N. Eursiriwan, **Design Wind Speed for Thailand Incorporating Typhoon Factor**, Proceeding of the Annual Conference of the Engineering Institute of Thailand, 1994