การออกแบบ
โครงสร้างเหล็ก

STRUCTURAL STEEL DESIGN

(มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD)

ศาสตราจารย์ ดร. วินิต ช่อวิเชียร

ขยายความโดย

ผศ.สมศักดิ์ คำปลิว

คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม

มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี

2 สิงหาคม 2552

TUMCIVIL.COM

GOOSHARED

การออกแบบ
โครงสร้างเหล็ก

STRUCTURAL STEEL DESIGN

(มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD)

โดย

ศาสตราจารย์ ดร. วินิต ช่อวิเชียร

วศ.บ. (เกียรตินิยม), M.S.C.E., Ph.D. (Purdue)

คำนำ

เดิม การพิจารณาออกแบบโครงสร้างเหล็กจะใช้หน่วยแรงที่ยอมให้ (โดยวิธี ASD : Allowable Stress Design) ตามมาตรฐานของ AISC เป็นส่วนใหญ่ ต่อมาในปี ค.ศ. 1986 มาตรฐานของ AISC ได้เสนอวิธีพิจารณาออกแบบโครงสร้างเหล็กตามสภาวะวิบัติของส่วนโครงสร้างขึ้นอีกหนึ่งวิธี เรียกวิธีนี้ว่า วิธี LRFD : Load & Resistance Factor Design ซึ่งเป็นวิธีที่ได้รับความนิยมและใช้กันแพร่หลายในต่างประเทศ เนื่องจากให้ผลการคำนวณออกแบบใกล้เคียงกับพฤติกรรมของส่วนโครงสร้างนั้นๆเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกสูงสุดก่อนเกิดการวิบัติ ทำให้สามารถคาดคะเนส่วนปลอดภัยได้แน่นอนกว่าการออกแบบโดยวิธี ASD

ดังนั้น เพื่อพัฒนาวิธีการคำนวณออกแบบโครงสร้างเหล็กให้ก้าวหน้าต่อไป และเพื่อให้บุคลากรของประเทศ มีความรู้ ความสามารถทัดเทียมกับประเทศที่พัฒนาแล้ว ผู้เขียนในฐานะผู้สอนและรับผิดชอบวิชานี้ จึงได้ศึกษาข้อกำหนดของมาตรฐาน AISC สำหรับการออกแบบโครงสร้างเหล็กโดยวิธี LRFD และทำการเรียบเรียงหนังสือเล่มนี้ขึ้น

เนื้อหาของแต่ละบท ประกอบด้วย คำอธิบายถึงส่วนโครงสร้าง พฤติกรรมและลักษณะการวิบัติของโครงสร้างส่วนนั้นๆ ข้อกำหนดของมาตรฐานและตัวอย่างการออกแบบ ซึ่งให้ไว้ทั้งวิธีการคำนวณออกแบบตามวิธี ASD และวิธี LRFD ควบคู่กันไป อนึ่ง สูตรคำนวณออกแบบบางสูตรที่ได้ให้ไว้ในหนังสือเล่มนี้จะไม่เหมือนกับสูตรของมาตรฐาน AISC ทั้งนี้เพราะผู้เขียนได้แปลงสูตรคำนวณนั้นๆเพื่อให้สามารถนำไปประยุกต์ใช้ได้กับทุกประเทศทั่วโลก

วินิต ช่อวิเชียร
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
คณะวิศวกรรมศาสตร์
จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
พฤศจิกายน 2539

คำนำผู้ขยายความ

เนื่องจากผู้ขยายความต้องสอนในรายวิชา Timber and Steel Design ตำราที่กำหนดให้ผู้เรียนใช้เป็นของศาสตราจารย์ ดร. วินิต ช่อวิเชียร ซึ่งเป็นอาจารย์ของผู้ขยายความ และในส่วนของแบบฝึกหัดได้ดัดแปลงจากหนังสือ STEEL DESIGN Fourth Edition ของ William T. Segui ที่นิยมใช้ในการเรียนทั้งระดับปริญญาตรีและปริญญาโท แต่ตำราทั้งสองเล่มมีลักษณะที่รวบรัดไม่ได้แสดงวิธีอย่างละเอียดเนื่องด้วยข้อจำกัดของจำนวนหน้า และอีกเหตุผลหนึ่งที่ผู้เรียนต้องมีพื้นฐานกลศาสตร์วิศวกรรม กำลังวัสดุ อย่างดีเยี่ยมจึงจะพอเข้าใจได้ แต่ผู้เรียนส่วนมากยังติดขัดทั้งในเรื่องพื้นฐานและเรื่องของภาษาอังกฤษตามที่ผู้สอนสังเกตเห็น ผู้ขยายความจึงพยายามเรียบเรียงใหม่โดยอธิบายโดยละเอียดในทุกๆ ประเด็นที่มีการสอบถามทั้งระหว่างการสอนและในการเสวนากับวิศวกรท่านอื่นๆ

เอกสารชุดนี้ทำขึ้นเพื่อประกอบการสอนเท่านั้น ไม่ได้ทำเพื่อการจำหน่ายใดๆ

ผศ.สมศักดิ์ คำปลิว
คณะครุศาสตร์อุตสาหกรรม
มหาวิทยาลัยเทคโนโลยีราชมงคลธัญบุรี
2 สิงหาคม 2552

กิตติกรรมประกาศ

เมื่อกล่าวถึงตำราวิศวกรรมโยธาและกล่าวถึงผู้เรียบเรียงตำราแล้ว ก็คงจะไม่มีวิศวกรโยธาท่านใดไม่รู้จัก ท่านศาสตราจารย์กิตติคุณ ดร.วินิต ช่อวิเชียร ทั้งนี้ยังรวมไปถึงผู้เรียบเรียงตำราร่วม อาทิ เช่น ศาสตราจารย์กิตติคุณ สนั่น เจริญเผ่า, ศาสตราจารย์กิตติคุณ วัฒนา ธรรมมงคล , รองศาสตราจารย์ สมนึก กุลประภา และ รองศาสตราจารย์ อำนวย พานิชกุล ถือได้ว่าเป็นผู้แต่งและเรียบเรียงตำราด้านวิศวกรรมโยธา ที่มีลูกศิษย์มากมายทั้งลูกศิษย์ทางตรง (นิสิตวิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย) และทางอ้อม (นิสิต นักศึกษาวิศวกรรมโยธาจากสถาบันต่างๆ) ซึ่งถือได้ว่าเป็นบูรพาจารย์และวิศวกรด้านวิศวกรรมโยธาที่มีชื่อเสียงเป็นที่รู้จักและให้ความเคารพกันอย่างกว้างขวาง และ ทั้งนี้ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สมศักดิ์ คำปลิว ซึ่งเป็นลูกศิษย์อีกหนึ่งท่าน ได้นำตำราวิชา “การออกแบบโครงสร้างเหล็ก (Structural Steel Design) มาตรฐาน AISC วิธี ASD และ LRFD” มาทำการเรียบเรียงและขยายความใหม่นั้น เพื่อให้ผู้ที่ศึกษาในวิชาดังกล่าวนั้นได้ทำความเข้าใจในเนื้อหาได้ชัดเจนและง่ายขึ้น และมีวัตถุประสงค์สำหรับการสอนเท่านั้น มิได้หวังผลประโยชน์เพื่อการจำหน่ายใดๆ

ทั้งนี้ทางทีมงาน Tumcivil.com จึงได้ทำการขออนุญาตผู้แต่งและเรียบเรียงต้นฉบับ และผู้เรียบเรียงขยายความใหม่ เพื่อเผยแพร่ตำราดังกล่าวในรูปแบบของเอกสารอีเล็กโทรนิกส์ หรือ E-BOOK เพื่อเป็นคุณูปการแก่ผู้เรียบเรียงต้นฉบับ ท่านศาสตราจารย์กิตติคุณ ดร.วินิต ช่อวิเชียร และผู้เรียบเรียงขยายความ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สมศักดิ์ คำปลิว และเพื่อการพัฒนาวิชาการทางด้านวิศวกรรมโยธาอย่างบูรณาการและยั่งยืน ทีมงานจึงขอขอบพระคุณในความเมตตาและเอื้อเฟื้อ ความรู้ที่ประสิทธิ์ประสาทวิชาสำหรับการเผยแพร่นี้

TUMCIVIL•COM

นายอธิพัชร์ ศรเกตุ

1 พฤษภาคม 2563

คำนิยม

ปัจจุบันตำราหรือหนังสือทางด้านวิศวกรรมโครงสร้างโดยเฉพาะเรื่องของการออกแบบโครงสร้างอาคารนั้น มีออกมาจำหน่ายให้เห็นกันอย่างหลากหลาย ทั้งตำราภาษาต่างประเทศและตำราที่เป็นภาษาไทย โดยเฉพาะอย่างยิ่งตำราภาษาไทยที่เหล่าบรรดานิสิต นักศึกษาวิศวกรรมโยธา และวิศวกรโยธาส่วนใหญ่ต้องมีเก็บไว้อ่านและทบทวนก็ดี รวมไปถึงการใช้สำหรับอ้างอิงในการทำงานก็ดี ซึ่งตัวตำราหรือหนังสือต่างๆ ที่ผู้แต่ง ได้ทำการแต่งและเรียบเรียงเนื้อหาที่เป็นประโยชน์ไว้มากที่สุดนั้น ก็คงจะหนีไม่พ้นอนุกรมตำราของทีมงาน ท่านศาสตราจารย์กิตติคุณ ดร.วินิต ช่อวิเชียร ถ้าพูดให้เป็นภาษาที่ทันสมัยขึ้นมาหน่อยก็ถือได้ว่าเป็นซีรี่ส์ตำราวิศวกรรมโยธาเลยที่เดียว ข้าพเจ้าเองก็เป็นหนึ่งในผู้มีตำราชุดดังกล่าวครบทุกเล่มเช่นกัน เริ่มตั้งแต่สมัยที่ยังนักศึกษาวิศวกรรมโยธาที่มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์ หนังสือเล่มแรกที่มีนั้นเห็นจะเป็นวิชาแรกของภาควิชาคือ “คอนกรีตเทคโนโลยี (Concrete Technology)” และเล่มที่สองคือ “กำลังวัสดุ (Strength of Materials)” ในปี พ.ศ. 2541 และหลังจากนั้นมาก็มีไว้อ่านอีกหลายๆเล่ม ตามรายวิชาของแต่ละชั้นปีที่เรียน ซึ่งปัจจุบันนั้นตัวข้าพเจ้าเองก็ยังเก็บชุดนี้เอาไว้สำหรับอ้างอิงในการทำงาน

ข้าพเจ้าได้รับเกียรติจากคุณอธิพัชร์ ศรเกตุ ผู้ก่อตั้งและผู้บริหารเว็บไซต์ Tumcivil.com ซึ่งเป็นที่รู้จักกันดีในแวดวงวิชาการด้านวิศวกรรมโยธา โดยมอบหมายให้ข้าพเจ้าเขียนคำนิยมไว้ภายในตำราหรือหนังสือวิชา “การออกแบบโครงสร้างเหล็ก (Structural Steel Design) มาตรฐาน AISC วิธี ASD และ LRFD” ซึ่งทำการเรียบเรียงและขยายความใหม่โดย ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สมศักดิ์ คำปลิว จากต้นฉบับปีพิมพ์ครั้งแรก พ.ศ.2539 โดย มีท่านศาสตราจารย์กิตติคุณ ดร.วินิต ช่อวิเชียร เป็นผู้เรียบเรียงตำราเล่มนี้ และเป็นอาจารย์ของ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สมศักดิ์ คำปลิว อยู่แล้ว ซึ่งเอกสารชุดนี้ทำขึ้นเพื่อประกอบการสอนเท่านั้น ไม่ได้ทำเพื่อการจำหน่ายใดๆ

สำหรับตำราเล่มนี้ ผู้ช่วยศาสตราจารย์ สมศักดิ์ คำปลิว ได้ทำการเรียบเรียงใหม่โดยอธิบายอย่างละเอียดในทุกๆขั้นตอนและทุกประเด็นของเนื้อหา เพื่อให้นิสิต นักศึกษาวิศวกรรมโยธา รวมไปถึงวิศวกรโยธาที่ทำงานด้านโครงสร้างเหล็กและผู้ที่สนใจสามารถทำความเข้าใจกับเนื้อหาได้มากยิ่งขึ้น และสามารถนำไปพัฒนาและต่อยอดในระดับที่สูงกว่าได้ และในเชิงการพัฒนาทางด้านวิศวกรรมโครงสร้างอย่างบูรณาการและยั่งยืนนั้น ทางทีมงาน Tumcivil.com จึงเล็งเห็นความสำคัญในการที่จะสร้างองค์ความรู้เพื่อก่อให้เกิดประโยชน์และการพัฒนาวงการวิศวกรรมโยธา จึงได้มีความเห็นพ้องต้องกันที่จะทำการขออนุญาตผู้เรียบเรียงต้นฉบับ และผู้เรียบเรียงขยายความใหม่ ในการเผยแพร่ตำราดังกล่าวในรูปแบบของเอกสารอีเล็กโทรนิกส์ หรือ E-BOOK ให้แก่ผู้ที่สนใจศึกษาหาความรู้ ดังนั้น หนังสือวิชา “การออกแบบโครงสร้างเหล็ก (Structural Steel Design) มาตรฐาน AISC วิธี ASD และ LRFD” ฉบับขยายความนี้ จึงเป็นประโยชน์อย่างมาก สำหรับงานวิศวกรรมโครงสร้างเพื่อต่อยอดไปสู่ระดับสากล

นายฐิตพัฒน์ พรหมหลวงศรี

30 เมษายน 2563

สารบัญ

บทที่	**1**	**โครงสร้างเหล็กและเหล็กโครงสร้าง**	**1-17**
	1.1	โครงสร้างเหล็ก	1
	1.2	เหล็กโครงสร้าง	3
	1.3	เหล็กโครงสร้างรูปพรรณ	7
	1.4	การออกแบบโครงสร้างเหล็ก	9
	1.5	น้ำหนักบรรทุกในโครงอาคาร	13
		แบบฝึกหัดบทที่ 1	00
บทที่	**2**	**โครงสร้างส่วนรับแรงดึง**	**18-42**
	2.1	โครงสร้างส่วนรับแรงดึง	00
	2.2	รูปตัดของโครงสร้างส่วนรับแรงดึง	00
	2.3	ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างส่วนรับแรงดึง	00
	2.4	หน้าตัดสุทธิ	00
	2.5	หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล	00
	2.6	การออกแบบโครงสร้างส่วนรับแรงดึง	00
	2.7	วิธีออกแบบโครงสร้างส่วนรับแรงดึง	00
		แบบฝึกหัดบทที่ 2	00
บทที่	**3**	**โครงสร้างส่วนรับแรงอัด**	**43-75**
	3.1	โครงสร้างส่วนรับแรงอัด	00
	3.2	รูปตัดของโครงสร้างส่วนรับแรงอัด	00
	3.3	พฤติกรรมการรับน้ำหนักและลักษณะของการวิบัติ	00
	3.4	กำลังรับน้ำหนักของเสาเดี่ยว	00
	3.5	กำลังรับน้ำหนักของเสาในโครงข้อแข็ง	00
	3.6	การป้อนกันการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง	00
	3.7	การออกแบบส่วนโครงสร้างรับแรงอัด	00
	3.8	วิธีการออกแบบโครงสร้างส่วนรับแรงอัด	00
		แบบฝึกหัดบทที่ 3	00

บทที่ 4 คานเหล็กรูปพรรณ 76-131

4.1 คาน 00

4.2 โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และการโก่งตัว 00

4.3 พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดของคานเหล็ก 00

4.4 ลักษณะการวิบัติของคาน 00

4.5 การออกแบบส่วนโครงสร้างรับแรงดัด – มาตรฐาน AISC-ASD 00

4.6 การออกแบบส่วนโครงสร้างรับแรงดัด – มาตรฐาน AISC-LRFD 00

4.7 ระยะแอ่นตัวหรือระยะโก่งตัวที่ยอมให้ 00

4.8 ผลการกระทำของน้ำหนักแบบจุด 00

4.9 วิธีออกแบบคาน 00

4.10 แผ่นเหล็กรองรับแรงกดสำหรับคาน 00

4.11 กำลังรับแรงกดของคอนกรีต 00

4.12 แผ่นเหล็กรองรับแรงกดสำหรับเสา 00

4.13 รูเจาะในคาน 00

4.14 การเสริมคานเหล็กรูปพรรณและคานเหล็กประกอบ 00

แบบฝึกหัดบทที่ 4 00

บทที่ 5 โครงสร้างส่วนรับแรงในแนวแกนและแรงดัดร่วมกัน 132-169

5.1 โครงสร้างส่วนรับแรงในแนวแกนและแรงดัดร่วมกัน 000

5.2 พฤติกรรมการรับน้ำหนักและลักษณะของการวิบัติ 000

5.3 การออกแบบส่วนโครงสร้าง คาน-เสา 000

5.4 วิธีออกแบบส่วนโครงสร้าง คาน-เสา 000

แบบฝึกหัดบทที่ 5 000

บทที่ 6 การต่อโครงสร้างโดยใช้ตัวยึด 170-214

6.1 การต่อโครงสร้างโดยใช้ตัวยึด 000

6.2 ประเภทของรอยต่อยึด 000

6.3 การวิบัติของรอยต่อยึด 000

6.4 การออกแบบรอยต่อยึดแบบรับแรงกด 000

6.5 การออกแบบรอยต่อยึดแบบมีแรงฝืด 000

6.6 ระยะห่างของรอยต่อยึด 000

6.7 วิธีออกแบบรอยต่อรับแรงร่วมศูนย์ 000

6.8 วิธีออกแบบรอยต่อรับแรงเยื้องศูนย์ 000

	6.9	การต่อปลายคาน	000
		แบบฝึกหัดบทที่ 6	000
บทที่	**7**	**การต่อโครงสร้างโดยการเชื่อม**	**000**
	7.1	การต่อโครงสร้างโดยการเชื่อม	000
	7.2	การวิบัติของรอยต่อเชื่อมและเนื้อที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อม	000
	7.3	สัญลักษณ์มาตรฐานของการเชื่อม	000
	7.4	การออกแบบรอยต่อเชื่อม	000
	7.5	หน่วยแรงบนรอยต่อเชื่อม	000
	7.6	วิธีออกแบบรอยต่อเชื่อมเพื่อรับแรงร่วมศูนย์	000
	7.7	วิธีออกแบบรอยต่อเชื่อมเพื่อรับแรงเยื้องศูนย์	000
	7.8	การต่อปลายคาน	000
		แบบฝึกหัดบทที่ 7	000
บทที่	**8**	**คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่**	**249-300**
	8.1	คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่	000
	8.2	ลักษณะการวิบัติของคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่	000
	8.3	ข้อพิจารณาสำหรับออกแบบ	000
	8.4	การออกแบบคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่	000
	8.5	การต่อแผ่นเหล็กปีกคานกับเหล็กฉากปีกคาน	000
	8.6	การต่อเหล็กแผ่นตั้งกับเหล็กปีกคาน	000
	8.7	การต่อเหล็กแผ่นตั้ง	000
		แบบฝึกหัดบทที่ 8	000
บทที่	**9**	**ส่วนโครงสร้างรับโมเมนต์บิด**	**301-315**
	9.1	จุดศูนย์กลางแรงเฉือน	000
	9.2	โมเมนต์บิด	000
	9.3	มุมบิด	000
	9.4	การออกแบบส่วนโครงสร้างรับโมเมนต์บิดร่วมกับแรงกระทำอื่น	000
		แบบฝึกหัดบทที่ 9	000

บทที่ 10 ส่วนโครงสร้างเชิงประกอบ 316-362

10.1 เสาเหล็กเชิงประกอบ 000

10.2 การออกแบบเสาเหล็กเชิงประกอบ 000

10.3 คานเหล็กเชิงประกอบ 000

10.4 พฤติกรรมของคานเหล็กเชิงประกอบ 000

10.5 การออกแบบคานเหล็กเชิงประกอบแบบใช้ตัวยึดรับแรงเฉือน มาตรฐาน AISC-ASD 000

10.6 การออกแบบคานเหล็กเชิงประกอบแบบใช้ตัวยึดรับแรงเฉือน มาตรฐาน AISC-LRFD 000

10.7 การออกแบบคานเหล็กเชิงประกอบบางส่วน 000

10.8 การออกแบบคานเหล็กรูปพรรณหุ้มด้วยคอนกรีต 000

10.9 ระยะโก่งตัว 000

10.10 การออกแบบคาน-เสาเชิงประกอบ 000

แบบฝึกหัดบทที่ 10 000

ภาคผนวก ก สัญลักษณ์ 363-368

ภาคผนวก ข ตารางช่วยการออกแบบ 369-393

บรรณานุกรม 394

บทที่ 1 โครงสร้างเหล็กและเหล็กโครงสร้าง

1.1 โครงสร้างเหล็ก

โครงสร้างเหล็ก เป็นโครงสร้างที่ได้จากการนำท่อนเหล็กรูปพรรณหรือเหล็กแผ่นซึ่งเป็นเหล็กกล้าคาร์บอน ที่มีรูปตัดและขนาดต่างๆ มาประกอบและยึดรวมกันโดยใช้การย้ำหมุด (rivet) ขันด้วยสลักเกลียว (bolt and nut) หรือเชื่อมด้วยประกายไฟฟ้า (weld) เพื่อให้รับน้ำหนักบรรทุกได้ตามต้องการ โครงสร้างเหล็กที่พบโดยทั่วไป ได้แก่ โครงอาคาร โครงสะพาน โครงหลังคา โครงเปลือกบาง โครงแขวนหรือขึง ถังเก็บวัสดุ เช่น ถังทรงกระบอกสูงที่เรียกว่าไซโล (silo) เป็นต้น *ทั้งนี้ไม่รวมโครงสร้างที่ประกอบจากเหล็กแผ่นบางกำลังสูงที่มี* $F_y = 5500$ ksc *หรือที่เรียกว่าเกรด 550 วิธีการออกแบบต้องเป็นไปตามมาตรฐาน AISI ซึ่งต่างจากเหล็กรูปพรรณที่กล่าวถึงในวิชานี้จะออกแบบตามมาตรฐาน AISC*

รูปที่ 1.1 ส่วนประกอบของอาคารเหล็กรูปพรรณ

แต่เดิมในประเทศไทยใช้โครงสร้างเหล็กสำหรับอาคารช่วงยาวเท่านั้น โดยทำเป็นโครงถักหรือ Truss เช่น โครงหลังคาสำหรับอาคารห้องประชุม โรงภาพยนตร์ หรือโครงสะพานช่วงยาวสำหรับรถยนต์ รถไฟ มีอยู่บ้างที่นำเหล็กโครงสร้างไปทำเป็นโครงอาคาร แต่มักเป็นอาคารชั้นเดียวเช่น โรงงานอุตสาหกรรม แต่ในปัจจุบัน ได้มีการนำเหล็กโครงสร้างไปใช้ในอาคารสูงมากขึ้น และมักจะเป็นอาคารผสมระหว่างเหล็กรูปพรรณกับคอนกรีตเสริมเหล็ก โดยส่วนของฐานรากจะเป็นคอนกรีตเสริมเหล็ก เสากับคานเป็นเหล็กรูปพรรณ ส่วนพื้นเป็นคอนกรีตเสริมเหล็กแบบเทในที่หรือพื้นสำเร็จรูปคอนกรีตอัดแรง การก่อสร้างอาคารโครงเหล็กใช้เวลาน้อยกว่าคอนกรีตมากเพราะไม่ต้องรอระยะเวลาบ่มเหมือนคอนกรีต ราคาค่าก่อสร้างโดยรวมอาจจะแพงกว่าคอนกรีตเสริมเหล็กล้วนๆ บ้าง แต่หากเทียบกับเวลา ดอกเบี้ย การคืนทุนในเชิงธุรกิจก็มีความคุ้มค่ากว่า นอกจากนี้โครงสร้างเหล็กรูปพรรณก็มีข้อดีที่น้ำหนักเบาทำให้ก่อสร้างได้สูง ความต้านทานแรงทางข้างก็ดีกว่าคอนกรีตเสริมเหล็ก ส่วนข้อเสียคือหากมีอัคคีภัยเกิดขึ้นและอุณหภูมิตลอดเนื้อเหล็กขึ้นสูงถึง 375 องศาเซลเซียสเมื่อใด เหล็กจะสูญเสียคุณสมบัติในการรับแรงและวิบัติได้ ตัวอย่างเช่น อาคารเวิลด์เทรดที่นิวยอร์กซึ่งถูกวินาศกรรมโดยกลุ่มก่อการร้ายด้วยการใช้เครื่องบินโดยสารขนาดใหญ่พุ่งชนช่วงกลางความสูง แรงระเบิดทำให้ฉนวนกันไฟหลุดออกจากโครงสร้างเหล็กและเมื่อเพลิงไหม้ไปประมาณ 30 นาที อาคารก็ถล่มลงมา

1.2 เหล็กโครงสร้าง

เหล็กโครงสร้าง เป็นเหล็กกล้าที่มีส่วนประกอบหลักเป็นเหล็กกับคาร์บอน และมีธาตุอื่นผสมเพื่อเพิ่มคุณสมบัติเช่น ฟอสฟอรัส กำมะถัน ซิลิกอน แมงกานีส ทองแดง นิกเกิล วานาเดียม โครเมียม โคลัมเบียม โมลิดินัม วุลแฟรม เป็นต้น เช่นมีแมงกานีสผสมทำให้เหล็กที่ถูกกระแทกมากยิ่งแข็งใช้ในโรงโม่หิน ผสมนิกเกิล โครเมียม เป็นสเตนเลสสตีล เป็นสนิมยาก ผสมวุลแฟรมทำให้มีความคมใช้ทำมีดกลึง เครื่องมือกัดตัด

รูปที่ 1.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและหน่วยการยืดตัวของเหล็ก

คุณสมบัติทางวิศวกรรมที่สำคัญของเหล็กโครงสร้าง ได้แก่ หน่วยแรงดึงที่จุดคราก หน่วยแรงดึงประลัย ตลอดจนความเหนียวหรือการยืดหดตัวก่อนเกิดการชำรุดเสียหาย ขึ้นกับปริมาณคาร์บอนและความหนาของเหล็ก เหล็กที่มีปริมาณคาร์บอนมากขึ้นและความหนาน้อย จะมีกำลังรับแรงดึงและความแข็งมากขึ้น แต่การยืดหดตัวจะลดลงหรือมีความเปราะมากขึ้น

การหาคุณสมบัติด้านรับแรงดึงของเหล็กโครงสร้าง ได้จากการนำท่อนเหล็กที่มีขนาดตามมาตรฐานกำหนด เช่น ASTM ของสหรัฐอเมริกา JIS ของญี่ปุ่น มาทดสอบรับแรงดึงโดยอาศัยเครื่อง UTM (Universal Testing Machine)

ถ้าชิ้นทดสอบมีเนื้อที่หน้าตัดเท่ากับ A และความยาวเดิมเท่ากับ L เมื่อมีแรงดึงกระทำเท่ากับ P ทำให้เหล็กมีการยืดตัวเท่ากับ ΔL ดังนั้นหน่วยแรงดึง (Tensile stress) ที่เกิดขึ้นเท่ากับ $f = \frac{P}{A}$ และหน่วยการยืดตัว (Tensile strain) ที่เกิดขึ้นเท่ากับ $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ นำค่าหน่วยแรงดึงและหน่วยการยืดตัวตั้งแต่เริ่มดึงจนกระทั่งขาดมาเขียนกราฟความสัมพันธ์จะได้ดังรูป 1.2

จากกราฟความสัมพันธ์ในรูปที่ 1.2 พบว่า ช่วงแรงจากจุด 0 ไปยังจุด a กราฟเป็นเส้นตรง ซึ่งแสดงว่าหน่วยแรงดึงแปรผันตามหน่วยการยืดตัวตามกฎของฮุค เหล็กยังมีสภาพยืดหยุ่น หากปลดแรงออกไปเหล็กจะหดกลับไปที่ความยาวเดิม L ก่อนการดึง เมื่อเลยจุด a ออกไปเหล็กจะเริ่มครากโดยมีหน่วยการยืดตัวเพิ่มขึ้นแต่หน่วยแรงดึงคงเดิมสักระยะหนึ่ง ถึงจุด c หน่วยแรงบริเวณนี้เรียก***กำลังคราก*** (Yield strength, F_y) จากนั้นหน่วยแรงดึงเพิ่มขึ้นพร้อมกับหน่วยการยืดตัวจนสูงที่สุดที่จุด d เรียก***กำลังประลัย*** (Ultimate strength, F_u) เส้นเหล็กจะเกิดคอคอด (neck) เนื้อที่หน้าตัดน้อยลง ค่าหน่วยแรงจริงจะสูงขึ้นอีก แต่ในการคำนวณใช้เนื้อที่หน้าตัดเดิมก่อนการดึงเส้นกราฟจึงโค้งลงแล้วขาดที่จุด e

ในช่วงที่กราฟเป็นเส้นตรงหรือช่วง 0a นั้น ค่าความชันของเส้นกราฟเรียกว่า ***โมดูลัสยืดหยุ่น*** (modulus of elasticity) หรือ ***โมดูลัสของยังก์*** (Young's modulus) โดยใช้สัญลักษณ์เป็น E สำหรับเหล็กกล้าคาร์บอนและเหล็กกล้ากำลังสูงจะมีค่า E อยู่ระหว่าง 2,000,000 ถึง 2,100,000 ksc โดยค่าที่นิยมใช้มากที่สุดคือ 2,040,000 ksc

ในช่วง 0a ที่เป็น***ช่วงอิลาสติก***นั้นการยืดตัวน้อย ส่วนในช่วง bc เป็น***ช่วงพลาสติก*** การยืดตัวจะมากประมาณ 10 ถึง 12 เท่าของช่วงยืดหยุ่น แสดงถึงความเหนียวว่าสูงมาก (หากการยืดตัวในช่วง bc น้อยเหล็กจะเปราะ) ในช่วงนี้จะเกิดการแข็งตัวของการเรียงผลึกของเหล็กคาร์บอนใหม่จึงเกิดการแข็งตัวมากขึ้นเรียกการแข็งตัวนี้ว่า strain hardening

ก่อนดึง ความยาวระหว่างจุดวัด L_o และเมื่อเหล็กขาดแล้ว ถอดเหล็กมาต่อกันแล้ววัดความยาวระหว่างจุดวัดใหม่ได้ L_f ***เปอร์เซ็นต์การยืดตัว*** (elongation) ของเหล็กเท่ากับ $\frac{L_f - L_o}{L_o} \times 100$ ค่าที่ต้องรายงานการทดสอบที่สำคัญสามค่าคือ F_y, F_u และเปอร์เซ็นต์การยืดตัว ซึ่งมาตรฐานอุตสาหกรรม (ม.อ.ก.) จะกำหนดทั้งสามค่าไว้ในมาตรฐาน

ในกรณีที่เหล็กมีกำลังครากสูงมากนั้น กราฟจะไม่เห็นจุดครากที่ชัดเจน โดยเมื่อเลยช่วงเส้นตรงก็จะเป็นเส้นโค้งขึ้นไปแล้วขาดเลย มาตรฐาน ASTM จึงกำหนดวิธีหากำลังครากโดยให้หาตรงจุดที่มีหน่วยการยืดตัวเท่ากับ 0.002 ลากเส้นขนานกับช่วงที่เป็นเส้นตรงไปตัดกับส่วนโค้ง ค่าหน่วยแรงที่ตำแหน่งจุดตัดให้ถือว่าเป็นกำลังคราก (เรียกวิธีการลากขนานนี้ว่า 0.20% offset) และเรียกกำลังครากแบบนี้ว่า ***หน่วยแรงดึงพิสูจน์*** (proof stress) ที่ 0.20 %

มาตรฐาน ASTM แบ่งประเภทของเหล็กโครงสร้างแบบรีดร้อน (เป็นเหล็กรูปพรรณ เหล็กแผ่น ท่อน เหล็กตัน และท่อเหล็ก) ออกเป็น 3 ประเภท คือ

1. เหล็กกล้าคาร์บอน (Carbon steel) เป็นเหล็กที่ใช้สำหรับโครงสร้างเหล็กทั่วไป ทำรอยต่อโดยใช้ตัวยึดหรือการเชื่อม มีปริมาณคาร์บอนสูงสุดไม่เกิน 1.70 % ได้แก่เหล็กชนิด ASTM A36 ปริมาณคาร์บอน 0.25-0.29% ขึ้นกับความหนาของเหล็ก ASTM A53, ASTM A500, ASTM A501 และ ASTM A529 มีกำลังครากประมาณ 2500-2900 ksc และการยืดตัวประมาณ 20%

2. เหล็กกล้าประสมบาง-กำลังสูง (High Strength Low-Alloy Steel) เป็นเหล็กกล้าคาร์บอนที่ใช้คาร์บอนไม่เกิน 0.2% ที่มีโลหะอื่นประสม เช่น โครเมียม โคลัมเบียม โมลิบดินัม นิกเกิล วานาเดียม ซิลิกอน และทองแดง รวมกันในปริมาณไม่เกิน 5% เหล็กจะมีกำลังครากสูงกว่าเหล็กกล้าคาร์บอน กล่าวคือ กำลังครากประมาณ 2750-4500 ksc และหากผสมนิกเกิลและโครเมียมแล้วจะทนทานต่อการผุกร่อน เหล็กประเภทนี้ได้แก่ ASTM A242, ASTM A441, ASTM A572, ASTM A588, ASTM A606, ASTM A607 และ ASTM A618 ค่าการยืดตัวประมาณ 15-19%

3. เหล็กกล้าประสม-ชุบแข็ง (Heat-treated Constructional Alloy Steel) เป็นเหล็กกล้าประสมบางแล้วมีการชุบแข็ง โดยเผาให้ร้อนแดงถึงอุณหภูมิที่กำหนดแล้วทำให้เย็นลงทันที เหล็กจะแข็งแต่เปราะ จากนั้นนำมาอบให้ร้อนขึ้นไม่มากนักแล้วปล่อยให้เย็นช้าๆ เพื่อคลายหน่วยแรงคงค้างทำให้เหล็กเหนียวขึ้น กำลังครากสูงถึง 6200-6900 ksc ทนต่อการผุกร่อนถึง 4 เท่าของ ASTM A36 เหล็กประเภทนี้ได้แก่ ASTM A514 กำลังครากจะไม่ชัดเจนต้องใช้กำลังพิสูจน์ 0.20 % แทน

เหล็กโครงสร้างที่นิยมใช้มากที่สุดในปัจจุบันนี้คือ ASTM A36 มีจุดครากประมาณ 2500 ksc และกำลังประลัยประมาณ 4050 ksc เนื่องจากเป็นไปตามข้อกำหนดของ AISC ดีมาก ขณะที่เหล็กประเภทที่มีกำลังครากสูงเมื่อคำนวณด้านกำลังอาจจะได้หน้าตัดเล็กแต่เมื่อพิจารณาตามข้อกำหนดของ AISC แล้วอาจจะต้องใช้หน้าตัดโตเท่ากับ ASTM A36 ที่ราคาถูกกว่า การใช้เหล็กกำลังสูงจึงไม่เหมาะสมในเรื่องของโครงสร้าง

สำหรับในประเทศไทย มาตรฐานผลิตภัณฑ์อุตสาหกรรม (มอก.) กำหนดเหล็กโครงสร้างไว้ 2 ชั้นคุณภาพคือ Fe 24 และ Fe 30 โดย Fe 24 มีกำลังจุดคราก 2400 ksc กำลังต้านทานแรงดึงประลัย 4100 ksc และ Fe 30 มีกำลังจุดคราก 3000 ksc กำลังต้านทานแรงดึงประลัย 5000 ksc มีการยืดตัวไม่น้อยกว่า 23% เครื่องหมายของ Fe 24 ใช้สีขาว ส่วน Fe 30 ใช้สีเขียว

ตารางที่ 1.1 ให้ค่ากำลังจุดคราก กำลังรับแรงดึงประลัย และการยืดตัวของเหล็กโครงสร้างประเภทต่างๆ ของเหล็กรูปพรรณ ท่อเหล็ก และเหล็กแผ่น (ความกว้างเกินกว่า 20 cm) สังเกตว่าความหนามากขึ้นกำลังครากจะลดลง

ตารางที่ 1.1 คุณสมบัติทางกลของเหล็กโครงสร้าง

ประเภท และชนิดของเหล็ก	กำลังจุดคราก ksc	กำลังดึงประลัย ksc	การยืดตัว %	ความหนา นิ้ว
เหล็กกล้าคาร์บอน				
ASTM A36	2500	4000-5000	20*	≤ 8
ASTM A529	2900	4150-5850	19*	≤ 0.5
เหล็กกล้าประสมบาง-กำลังสูง				
ASTM A441	2900	4350	16*	1.5-4
	3150	4600	19*	0.75-1.5
	3450	4800	18*	≤ 0.75
ASTM A572	2900	4150	20*	≤ 6
	3450	4500	18*	≤ 2
	4150	5200	16*	≤ 1.25
	4500	5500	15*	≤ 1.25
ASTM A242 (ทนการผุกร่อน)	2900	4350	16*	1.5-4
	3150	4600	19*	0.75-1.5
	3450	4800	18*	≤ 0.75
ASTM A588 (ทนการผุกร่อน)	2900	4350	19-21**	5-8
	3150	4600	19-21**	4-5
	3450	4800	19-21**	≤ 4
เหล็กกล้าประสมชุบแข็ง				
ASTM A514 (ทนการผุกร่อนสูง)	6200	6900-8950	17**	2.5-6
	6900	7600-8950	18**	≤ 2.5

* ความยาวพิกัด 20 cm, ** ความยาวพิกัด 5 cm

1.3 เหล็กโครงสร้างรูปพรรณ

เหล็กโครงสร้างรูปพรรณ (Structural shaped steel) เป็นเหล็กรูปตัดที่ผลิตขึ้นโดยมีขนาดและน้ำหนักตามที่มาตรฐานกำหนด อาจได้จากการผลิตแบบรีดร้อน (hot rolled) หรือแบบรีดเย็น (cold rolled) มีขนาดความยาวมาตรฐานท่อนละ 6 เมตร (กรณีเหล็กสุมิโตโม่ หรือเหล็ก L.P.N. เล้าเป้งง้วน อาจสั่งระบุความยาวที่ต้องการได้)

เหล็กรูปพรรณแบบรีดร้อน ใช้ในการทำโครงสร้างหลักเช่น เสา คาน และโครงหลังคา เหล็กรูปพรรณที่จำหน่ายในตลาดมีรูปตัดต่างๆ กัน เช่น เหล็กฉาก (angle, L) เหล็กรูปตัดแบบตัว S (มาจาก Standard คือตามมาตรฐานอเมริกัน) เดิมเรียกตัว I (เพราะรูปตัดคล้ายตัว I) เหล็กรูปตัดแบบปีกกว้าง (wide flange, เดิมย่อว่า W หรือ WF) เหล็กรูปตัดรางน้ำ (Channel ย่อว่า C) เหล็กรูปตัดแบบตัว T ซึ่งได้จากการตัดครึ่งแผ่นตั้งของรูปตัด I หรือ W ท่อเหล็กกลม (circular pile) ท่อเหลี่ยมจัตุรัส (square pipe) ท่อเหลี่ยมผืนผ้า (rectangular pipe) ท่อนกลมตัน (circular bar) ท่อนสี่เหลี่ยมจัตุรัสตัน (square bar) ดูรูปที่ 1.3 สำหรับรูปตัดตัว I หรือ S และ W ที่ไม่อยู่ในมาตรฐานอเมริกัน จะเรียกว่ารูปตัด M

รูปที่ 1.3 รูปตัดเหล็กโครงสร้างรูปพรรณแบบรีดร้อน

เหล็กรูปพรรณแบบรีดเย็น หรือเรียกว่า เหล็กไลท์เกจ (light guage) จะบางและเบากว่าเหล็กรีดร้อน ได้จากนำเหล็กแผ่นเป็นม้วนมาเข้าเครื่องขึ้นรูปเป็นรูปตัดต่างๆ ดังรูปที่ 1.4 เมื่อเหล็กบาง การต่อโดยการเชื่อมต้องระวังใช้ลวดเชื่อมขนาดเล็กและตั้งไฟอ่อน หากไม่ระวังเหล็กอาจจะทะลุได้

ในการออกแบบ จะพิจารณาเลือกรูปตัดที่มีโมดูลัสหน้าตัดอิลาสติก (elastic section modulus หรือเรียกย่อว่า section modulus S) หรือโมดูลัสหน้าตัดพลาสติก (plastic section modulus หรือเรียกย่อว่า plastic modulus, Z) ที่มีค่ามากเมื่อเทียบกับเนื้อที่หน้าตัดหรือน้ำหนัก นั่นคือ พยายามเลือกหน้าตัดที่เบาที่สุดที่รับ

น้ำหนักได้ตามต้องการ คุณสมบัติของเหล็กรูปพรรณต่างๆ เช่น ขนาด น้ำหนัก เนื้อที่หน้าตัด โมเมนต์อินเนอร์เชีย รัศมีไจเรชัน และโมดูลัสหน้าตัด และโมดูลัสพลาสติก ที่ต้องใช้ในการออกแบบ ได้ให้ไว้ในตารางภาคผนวกท้ายเล่ม หรือหาจากตารางเหล็กเล่มสีน้ำเงิน หรือตารางเหล็กของบริษัทผลิตเหล็กต่างๆ

Channel Stiffened channel Zee Stiffened zee Angle Hat Stiffened hat

รูปที่ 1.4 รูปตัดเหล็กโครงสร้างรูปพรรณแบบรีดเย็น

การระบุขนาดและชนิดของเหล็กรูปพรรณที่ใช้ในการคำนวณออกแบบ หรือที่จะใช้เขียนแสดงในแบบก่อสร้าง จะระบุขนาดและชนิดด้วยชื่อย่อ ซึ่งใช้เป็นมาตรฐานสากลทั่วไป เช่น

$W350\times49.6$ หรือ $WF350\times49.6$ เหล็กรูปพรรณหน้าตัดแบบปีกกว้าง มีความลึกโดยประมาณ 350 มิลลิเมตร และน้ำหนัก 49.6 กิโลกรัมต่อความยาวหนึ่งเมตร

$C125\times13.4$ เหล็กรูปพรรณรูปตัดเหล็กราง ความลึกโดยประมาณ 125 มิลลิเมตร น้ำหนัก 13.4 กิโลกรัมต่อความยาวหนึ่งเมตร

$L-90\times60\times12$ เหล็กรูปพรรณรูปตัดฉาก ความยาวขา 90 มิลลิเมตร และ 60 มิลลิเมตร ความหนา 12 มิลลิเมตร

$WT\,150\times47$ เหล็กรูปพรรณรูปตัด T ได้จากการตัดครึ่งแผ่นตั้งของ $W\,300\times94$ เรียกว่า Structural Tee

1.4 การออกแบบโครงสร้างเหล็ก

การออกแบบโครงสร้างเหล็ก เป็นการคำนวณเพื่อเลือกขนาดหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่มีอยู่แล้ว หรือประกอบขึ้นจากเหล็กแผ่นเรียกว่า built-up section เพื่อให้สามารถต้านทานแรงหรือน้ำหนักบรรทุกได้โดยปลอดภัย

การออกแบบโครงสร้างเหล็กมีวิธีการเฉพาะของแต่ละส่วนโครงสร้าง ขึ้นกับแรงหรือโมเมนต์ดัด โมเมนต์บิดที่กระทำซึ่งหาแรงและโมเมนต์ได้จากการวิเคราะห์โครงสร้าง ส่วนของโครงสร้างเหล็กที่จะต้องออกแบบ ได้แก่ ชิ้นส่วนรับแรงตามแนวแกนซึ่งเป็นได้ทั้งแรงดึงและแรงอัด พบมากในโครงข้อหมุน ส่วนของโครงสร้างที่รับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนเช่นคาน ส่วนของโครงสร้างที่รับทั้งแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงเฉือนเช่นเสา และที่สำคัญคือการออกแบบรอยต่อของโครงสร้าง

มาตรฐานหรือข้อบัญญัติ (Specification and regulation) ในการคำนวณออกแบบโครงสร้างใดๆ วิศวกรต้องออกแบบส่วนของโครงสร้างให้สอดคล้องกับมาตรฐานหรือข้อบัญญัติ ซึ่งในส่วนของโครงสร้างเหล็กได้แก่ มาตรฐาน AISC (American Institute of Steel Construction) สำหรับออกแบบโครงสร้างเหล็กที่เป็นส่วนของโครงอาคาร (building structures) มาตรฐาน AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) และมาตรฐาน AREA (American Railway Engineering Association) สำหรับออกแบบส่วนโครงสร้างที่ไม่ใช่ส่วนของอาคารเช่นสะพาน มาตรฐาน AISI สำหรับการออกแบบโครงสร้างจากแผ่นเหล็กชุบสังกะสีขึ้นรูป โดยเน้นที่โครงสร้างขนาดเล็ก มาตรฐานข้างต้นเป็นของอเมริกัน มาตรฐานอื่นเช่น BS (British Standard) ของอังกฤษ มาตรฐาน SABS ของแอฟริกาใต้ มาตรฐาน Eurocode ของสหภาพยุโรป สำหรับประเทศไทยใช้ มาตรฐาน ว.ส.ท.(วิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย) ที่ดัดแปลงมาจาก AISC นอกจากนี้ยังต้องออกแบบให้เป็นไปตามพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร กฎกระทรวงมหาดไทย มาตรฐานของกรมโยธาธิการและผังเมือง (มยผ) ทั้งข้อบัญญัติท้องถิ่น ซึ่งต้องติดต่อสอบถามจาก ราชการส่วนท้องถิ่นเช่น กรุงเทพมหานคร เมืองพัทยา เทศบาล องค์การบริหารส่วนตำบล (อ.บ.ต.) ในการเรียนนั้นให้ยึดถือตามมาตรฐาน ว.ส.ท.หรือ AISC แต่ในการออกแบบเพื่อขออนุญาตก่อสร้างจริงต้องให้เป็นไปตามกฎหมายที่บางส่วนอาจจะแตกต่างจากมาตรฐาน ว.ส.ท.ไปบ้าง

มาตรฐาน AISC

แต่เดิมนั้น สถาบันการก่อสร้างอาคารด้วยโครงสร้างเหล็ก (AISC) กำหนดวิธีการออกแบบโครงสร้างเหล็กไว้ 2 วิธี คือ

ก) วิเคราะห์และออกแบบโดยวิธีอิลาสติก (Allowable Stress Design : ASD) พิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน (working load) จะต้องไม่เกินกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ซึ่งลดค่าลงจากกำลังครากแล้ว

ข) วิเคราะห์และออกแบบโดยวิธีพลาสติก (Plastic Design) โดยเพิ่มน้ำหนักบรรทุกหรือแรงให้มากขึ้นแล้วพิจารณาหน่วยแรงที่เกิดขึ้นไม่เกินจุดคราก

ต่อมาในปี ค.ศ.1986 (พ.ศ.2529) สถาบันการก่อสร้างอาคารด้วยเหล็กโครงสร้าง (AISC) ได้กำหนดวิธีออกแบบโครงสร้างเหล็กเพิ่มขึ้นอีก 1 วิธีคือ วิธี Load & Resistance Factor Design : LRFD โดยแยกเป็นมาตรฐานออกมาต่างหากจากของเดิม วิธี LRFD จะพิจารณาสภาวะวิบัติของส่วนโครงสร้าง โดยจะวิเคราะห์โครงสร้างโดยวิธีอิลาสติกหรือวิธีพลาสติกจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่าแล้ว (factored load) ซึ่งอาจจะเรียกว่าน้ำหนักประลัย (ultimate load) ผลการวิเคราะห์จะได้แรงตามแนวแกน แรงเฉือน โมเมนต์ดัด โมเมนต์บิด ซึ่งเติมคำว่า ประลัยต่อท้าย เป็นแรงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกประลัย จากนั้น หากำลังที่ใช้ออกแบบ (design strength) ซึ่งเกิดจาก กำลังต้านทานระบุ (nominal strength) ซึ่งเป็นกำลังต้านทานทางทฤษฎีของหน้าตัดที่เลือกมานั้น คูณกำลังต้านทานระบุด้วย ตัวคูณลดกำลัง (reduction factor : ϕ) เป็นกำลังที่ใช้ออกแบบซึ่งต้องมากกว่ากำลังประลัยที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกประลัย จึงจะถือว่าปลอดภัย วิธี ASD ในโครงสร้างเหล็กเปรียบเสมือนวิธีหน่วยแรงใช้งาน (Working Stress Design : WSD) ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

และวิธี LRFD ในโครงสร้างเหล็กเปรียบเสมือนวิธีกำลังประลัย (Ultimate Strength Design : USD) หรือต่อมาเรียกวิธีกำลัง (Strength Design Method : SDM) ในโครงสร้างคอนกรีตเสริมเหล็ก

การออกแบบโครงสร้างเหล็กสำหรับส่วนต่างๆ ของโครงอาคาร ที่จะกล่าวในเล่มนี้ จะใช้ตามมาตรฐาน AISC-ASD และ AISC-LRFD ที่ประกาศใช้ในปี ค.ศ.1989 และ ค.ศ.1994 ตามลำดับ เท่านั้น หากการออกแบบอื่นเช่นโครงสร้างจากการพับแผ่นเหล็กชุบสังกะสีที่จะต้องใช้มาตรฐาน AISI ก็ขอให้ศึกษามาตรฐานนั้นๆ ก่อนทำการออกแบบ

การออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

การออกแบบโดยวิธี AISC-ASD คือ หน่วยแรงใช้งาน (working stress) f ที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดของโครงสร้างที่เลือกใช้เมื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ต้องมีค่าไม่เกินกว่าหน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้ (allowable stress) F

น้ำหนักบรรทุกใช้งาน (working load) คือน้ำหนักหรือแรงกระทำต่างๆ ที่คาดว่าส่วนของโครงสร้างนั้นๆ จะต้องรับ ได้แก่ น้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load : D) น้ำหนักบรรทุกจร (live load : L) แรงลม (wind load : W) แรงจากแผ่นดินไหว (earthquake load : E) ในการออกแบบจะต้องพิจารณาจัดรวมน้ำหนักหรือแรงกระทำต่างๆ เพื่อให้ได้ชิ้นส่วนที่มีความแข็งแรงทนทานต่อการกระทำของแรง เช่น

น้ำหนักบรรทุกใช้งาน $= D$ (1.1)

หรือ $= D + L$ (1.2)

หรือ $= 0.75(D + L + W)$ หรือ $= 0.75(D + L + E)$ (1.3)

นำน้ำหนักบรรทุกใช้งานแต่ละละสมการกระทำบนโครงสร้าง ทำการวิเคราะห์แล้วออกแบบ นำผลการออกแบบมาเปรียบเทียบกัน เลือกหน้าตัดที่โตที่สุดจากสามกรณีและปรับให้เหมาะสมทางสถาปัตยกรรม

สำหรับสมการ (1.3) อาจจะไม่ใช้ตัวคูณ 0.75 แต่เพิ่มหน่วยแรงใช้งานอีก 1 ใน 3 (คูณด้วย 1.33) เนื่องจากเป็นแรงกระทำชั่วครั้งชั่วคราว

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจริง (actual stress) เป็นค่าที่ได้จากการหารแรงหรือโมเมนต์ด้วยคุณสมบัติของรูปตัด (เช่น เนื้อที่หน้าตัดสำหรับแรงดึงแรงอัด แรงเฉือน โมดูลัสหน้าตัดสำหรับโมเมนต์ดัด และโมดูลัสการเฉือนของหน้าตัดสำหรับโมเมนต์บิด)

หน่วยแรงใช้งานที่ยอมให้ (allowable stress) หรือเรียกสั้นๆ ว่า หน่วยแรงที่ยอมให้ ได้จากการหารกำลังจุดครากหรือหน่วยแรงสูงสุดของวัสดุด้วยค่าอัตราส่วนความปลอดภัย (Factor of Safety) ค่าอัตราส่วนความปลอดภัยจะขึ้นกับประเภทของโครงสร้าง

มาตรฐาน AISC-ASD กำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้เป็นค่าร้อยละของกำลังที่จุดคราก เช่นหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ $F_t = 0.6F_y$ ส่วนปลอดภัยคือ $SF = \frac{1}{0.6} = 1.67$ หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $F_v = 0.4F_y$ ส่วนปลอดภัยคือ $SF = \frac{1}{0.4} = 2.5$

การออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

การออกแบบโดยวิธี LRFD นั้น คือ ในสภาวะที่ส่วนโครงสร้างจะเกิดการวิบัติ น้ำหนักประลัยหรือน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว (factored load) ที่กระทำต่อส่วนของโครงสร้างที่พิจารณา หรือกำลังรับแรงที่ต้องการ (required strength) ต้องมีค่าไม่เกินกว่ากำลังต้านทานสูงสุดของส่วนโครงสร้างนั้นเมื่อได้ลดค่าลงแล้ว (design strength) หรืออาจจะเรียกในที่นี้ว่า กำลังรับแรงประลัยของส่วนโครงสร้าง หรืออาจจะกล่าวโดยสรุปว่า แรงประลัยที่เกิดในโครงสร้างต้องไม่เกินกว่ากำลังที่รับได้จริงของโครงสร้างนั้น

น้ำหนักประลัยหรือน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว (factored load) ได้จากการคูณน้ำหนักหรือแรงกระทำใช้งานต่างๆ (load : Q_i) ด้วยตัวคูณเพิ่มน้ำหนัก (load factor : γ_i) ซึ่งขึ้นอยู่กับประเภทของน้ำหนักบรรทุก น้ำหนักประลัยหรือน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้วนี้ เป็นน้ำหนักที่สมมติขึ้นอย่างสมเหตุสมผลโดยใช้ทฤษฎีความน่าจะเป็นหรือทฤษฎีความน่าเชื่อถือ ในสภาวะที่จะกระทำให้ส่วนของโครงสร้างนั้นเกิดการวิบัติหรือชำรุดเสียหายและไม่สามารถใช้งานได้อีกต่อไป การจัดน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่าตามมาตรฐานทำดังนี้

น้ำหนักประลัย $= 1.4D$ (1.4)

หรือ $= 1.2D + 1.6L$ (1.5)

หรือ $= 1.2D + (0.5L \text{ or } 0.8W)^*$ (1.6)

หรือ $= 1.2D + 1.3W + 0.5L^*$ (1.7)

หรือ $= 1.2D \pm 1.0E + 0.5L^*$ (1.8)

หรือ $= 0.9D \pm (1.3W \text{ or } 1.0E)$ (1.9)

* ให้ใช้ตัวคูณน้ำหนักสำหรับน้ำหนักบรรทุกจร (L) เท่ากับ 1.0 เมื่อเป็นพื้นที่สำหรับที่จอดรถยนต์ หรือ ศูนย์จัดแสดงสาธารณะที่คาดว่าจะมีประชาชนจำนวนมากเข้าชม หรือเมื่อน้ำหนักบรรทุกจรเกินกว่า 500 กิโลกรัมต่อตารางเมตร

ให้ใช้น้ำหนักบรรทุกจรแต่ละกรณีกระทำต่อโครงสร้าง วิเคราะห์และออกแบบแล้วเลือกค่ามากที่สุดมาใช้งาน หากเป็นการวิเคราะห์ออกแบบด้วยโปรแกรมคอมพิวเตอร์เช่น ETABS, SAP 2000, STAADPro, Prokon, Robot, Midas, ฯลฯ จะเป็นการสมมติหน้าตัดของแต่ละชิ้นส่วนขึ้นมาก่อน แล้ววิเคราะห์ตาม load case ต่างๆ ทำการตรวจสอบว่าหน้าตัดที่เลือกมานั้นรับแรงได้หรือไม่ หากไม่ได้อาจจะฟ้องด้วยสีแดง ก็ต้องปรับแก้ขนาดหน้าตัดใหม่ แล้ววิเคราะห์ออกแบบซ้ำจนไม่พบหน้าตัดที่รับแรงไม่ได้จึงจะนำไปใช้งาน

กำลังที่ใช้ออกแบบหรือกำลังรับแรงประลัย ได้จากการคูณกำลังต้านทานระบุที่คำนวณได้ตามทฤษฎี (nominal resistance : R_n) ด้วยตัวคูณลดกำลัง (reduction factor หรือ resistance factor : ϕ) ซึ่งมีค่าต่างๆ กันและต้องมีค่าน้อยกว่า 1.00 ขึ้นกับประเภทของส่วนโครงสร้าง

สรุป หลักเกณฑ์การออกแบบโครงสร้างเหล็กโดยวิธี LRFD คือให้

$$\sum \gamma_i Q_i \le \phi R_n$$

1.5 น้ำหนักบรรทุกในโครงอาคาร

การออกแบบโครงอาคาร ต้องออกแบบให้ส่วนต่างๆ ของโครงอาคารมีกำลังความแข็งแรงและความทนทาน สามารถรับน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ได้อย่างปลอดภัย ซึ่งจะไม่ทำให้เกิดอันตรายต่อชีวิตและทรัพย์สิน ผู้ออกแบบต้องพิจารณาทั้งน้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load) ของชิ้นส่วนโครงอาคาร และน้ำหนักบรรทุกจร (Live load) ตลอดจนแรงกระแทก ที่ชิ้นส่วนของโครงสร้างนั้นคาดว่าจะต้องรับ หรือต้านทานด้วย ในแต่ละภูมิภาคหรือแต่ละประเทศจะให้ข้อบัญญัติเกี่ยวกับน้ำหนักบรรทุกจรขั้นต่ำที่ต้องพิจารณาใช้สำหรับการออกแบบส่วนของโครงสร้าง

น้ำหนักบรรทุกคงที่ (Dead load) เป็นน้ำหนักของส่วนโครงสร้างเองที่ประกอบรวมเป็นโครงอาคาร ขึ้นกับขนาดและชนิดของวัสดุที่ใช้ เช่น

คอนกรีตเสริมเหล็กธรรมดา	1600-2400	kg/m^3
เหล็ก	7850	kg/m^3
ไม้	480	kg/m^3
อิฐ	1900	kg/m^3
วัสดุมุงหลังคา สังกะสี – กระเบื้องลอน	5-18	kg/m^2
วัสดุมุงหลังคา กระเบื้องคอนกรีต	54	kg/m^2
แปไม้	5	kg/m^2
โครงหลังคาไม้	10-20	kg/m^2
ฝ้าเพดานรวมเคร่า	14-26	kg/m^2
กำแพงอิฐมอญก่อครึ่งแผ่น	180	kg/m^2
กำแพงอิฐมอญก่อเต็มแผ่น	360	kg/m^2
กำแพงอิฐบล็อก 7 ซม	120	kg/m^2
กำแพงอิฐบล็อก 9 ซม	200	kg/m^2
กำแพงคอนกรีตบล็อก	120-240	kg/m^2
ฝาไม้ ไม้อัด รวมเคร่า	12-30	kg/m^2
พื้นไม้รวมตง	30	kg/m^2

สำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงหลังคาเหล็ก ขึ้นอยู่กับความชันและช่วงความยาวของโครง ซึ่ง Grinter เสนอว่า

ถ้าโครงหลังคามีช่วงความยาว 40 ฟุต (12.192 เมตร) และมีความชัน $\frac{1}{3}-\frac{1}{4}$ ให้ประมาณน้ำหนักบรรทุกคงที่ของโครงเหล็กเท่ากับ 2-3.5 ปอนด์/ตารางฟุต (9.765-17.09 kg/m^2) (ถ้าทำรอยต่องของโครงด้วยการเชื่อม น้ำหนักอาจลดลงบ้าง แต่ถ้าทำรอยต่อของโครงเหล็กโดยหมุดย้ำหรือสลักเกลียวและมีแผ่นประกับ น้ำหนักของโครงเหล็กจะเพิ่มขึ้นอีกประมาณ 15%)

เมื่อโครงหลังคาที่ช่วงยาวเกินกว่า 40 ฟุต (12.192 เมตร) ให้เพิ่มน้ำหนักอีก 0.5-1 ปอนด์ต่อตารางฟุต (2.44-4.88 kg/m^2) ทุกๆ ความยาวที่เพิ่มขึ้น 10 ฟุต (3.048 เมตร) จนกระทั่งความยาวรวม 80 ฟุต (24.384 เมตร)

สำหรับหลังคาโครงแบน (Flat roof) ให้เพิ่มน้ำหนักของโครงอีก 0.5-1 ปอนด์ต่อตารางฟุต (2.44-4.88 kg/m^2) แต่สำหรับโครงชันมาก (Steep roof) ให้ลดน้ำหนักของโครงลง 0.5-1 ปอนด์ต่อตารางฟุต (2.44-4.88 kg/m^2)

ขณะเดียวกัน Grinter ได้เสนอสูตรคำนวณน้ำหนักของโครงหลังคาเหล็กดังนี้

$$w = 0.5 + 0.05L$$

w = น้ำหนักของโครงหลังคา, ปอนด์ต่อตารางฟุต

L = ความยาวของโครงหลังคาที่มีความชัน $\frac{1}{4}$ หน่วยเป็นฟุต

หากจะแปลงเป็นระบบเมตริกจะได้ดังนี้

$$w = (0.5 + 0.05L \times 0.3048) \times \frac{0.4536}{0.3048^2} = 8 + 0.244L$$

w = น้ำหนักของโครงหลังคา, kg/m^2

L = ความยาวของโครงหลังคาที่มีความชัน $\frac{1}{4}$ หน่วยเป็นเมตร

น้ำหนักบรรทุกจร (Live load) ประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำในแนวดิ่ง และน้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำทางด้านข้างของอาคาร

น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำในแนวดิ่ง ได้แก่ น้ำหนักของผู้ใช้อาคาร น้ำหนักเครื่องเรือน เครื่องจักร สิ่งของต่างๆ ฯลฯ ขึ้นกับประเภทและการใช้สอยของอาคารนั้น

น้ำหนักบรรทุกจรที่กระทำทางด้านข้างของอาคาร ได้แก่ แรงลม และ แรงจากแผ่นดินไหว

แรงลมที่กระทำต่ออาคาร ขึ้นอยู่กับแรงดันแบบไดนามิกส์ของลมที่เกิดจาก ความเร็วลม ซึ่งมีทั้งแรงดัน (pressure) ด้านเหนือลม และแรงดูด (suction) ด้านใต้ลม ความเร็วลมจะแปรตามสภาพภูมิประเทศ ความสูงเหนือพื้นดิน และอาคารข้างเคียง ในการออกแบบจะสมมติให้แรงลมกระทำอย่างสม่ำเสมอต่อโครงอาคารด้านรับลม และแรงลมสามารถกระทำได้ทุกทิศทาง คณะอนุกรรมการของ ASCE (American Society of Civil Engineers) พบว่า แรงลมแบบสถิตที่กระทำตั้งฉากกับอาคาร

$$p = 0.00256C_s v^2$$

เมื่อ p = แรงลมสถิตที่กระทำตั้งฉากกับอาคาร , ปอนด์ต่อตารางฟุต

v = ความเร็วลม, ไมล์/ชั่วโมง

หรือ

$$p = 0.00473C_s v^2$$

เมื่อ p = แรงลมสถิตที่กระทำตั้งฉากกับอาคาร , kg/m^2

v = ความเร็วลม, km/hr

และ C_s = ค่าสัมประสิทธิ์ เรียกว่า shape factor ขึ้นกับรูปทรง สัดส่วนของอาคาร อาคารสูงรูปกล่องสี่เหลี่ยม (box-type structure) ไม่มีช่องเปิด ค่า $C_s = 0.8$ ที่ด้านเหนือลมที่เป็นแรงดัน และมีค่า 0.5 ที่ด้านใต้ลมซึ่งเป็นแรงดูด

ดังนั้นแรงลมที่หมดที่กระทำ = แรงดันด้านเหนือลม + แรงดูดด้านใต้ลม หรือ

$$p = 0.00473(0.8 + 0.5)v^2 \quad , \ kg/m^2$$

ดังนั้นหากทราบความเร็วลมจะหาค่าแรงดันลมที่กระทำตั้งฉากกับอาคารได้

นอกจากนั้น คณะอนุกรรมการของ ASCE ได้ให้วิธีการหาแรงลมกระทำตั้งฉาก (p_n) กับแนวหลังคา โดยแบ่งการพิจารณาออกเป็น แรงกระทำภายนอกอาคาร และแรงกระทำภายในอาคาร ดังนี้

รูปที่ 1.5

แรงลมกระทำภายนอกอาคาร แรงลมที่กระทำตั้งฉากกับแนวหลังคา (p_n) มีทั้งแรงดันและแรงดูดทั้งทางด้านเหนือลมและทางด้านใต้ลม ซึ่งขึ้นอยู่กับมุมลาดเอียง (θ) ของโครงหลังคา คณะอนุกรรมการของ ASCE เสนอค่าแรงลมที่กระทำตั้งฉากต่อโครงหลังคาที่เป็นโครงจั่ว ดังแสดงในรูปที่ 1.5 ซึ่งถ้าได้ค่าเป็นบวกจะหมายถึงแรงดัน และในทำนองกลับกัน ถ้าได้ค่าเป็นลบจะหมายถึงแรงดูดหรือแรงยกตัวที่กระทำออกจากโครงหลังคา เช่น เมื่อ $\theta = 20^o$ และแรงลมในแนวนอน $\rho = 50 \ kg/m^2$ จะได้แรงดูดด้านเหนือลมเท่ากับ 30 kg/m^2 และแรงดูดด้านใต้ลมเท่ากับ 22.5 kg/m^2 เป็นต้น

แรงลมกระทำภายในอาคาร เมื่ออาคารมีช่องเปิดของหน้าต่างหรือประตูเท่ากับร้อยละ n ของเนื้อที่ผนังทั้งหมด ซึ่งค่าของ n อยู่ระหว่าง 0 ถึง 30% จะหาแรงลมที่กระทำตั้งฉากต่อโครงหลังคาภายในได้จากสมการต่อไปนี้ ซึ่งถ้าได้ค่าเป็นบวกจะหมายถึงแรงดันและถ้าได้ค่าเป็นลบจะหมายถึงแรงดูดที่กระทำออกจากหลังคา

แรงลมภายในที่ด้านเหนือลม $p_n = (+0.225 + 0.0125n)p \le 0.6p$

แรงลมภายในที่ด้านใต้ลม $p_n = (-0.225 - 0.0075n)p \le -0.45p$

ถ้า $n > 30$ % ให้ใช้ค่าสูงสุดตามที่กำหนดข้างต้น

อย่างไรก็ดี เมื่อต้องการหาแรงลมที่กระทำตั้งฉากกับแนวหลังคา อาจใช้สูตรสำเร็จต่อไปนี้ ซึ่งพิจารณาเฉพาะแรงดันด้านเหนือลมเพียงอย่างเดียว

(1) $p_n = \dfrac{2p\sin\theta}{1+\sin^2\theta}$ Duchemin Formula

(2) $p_n = p\sin\theta^{1.84\cos\theta-1}$ Hutton Formula

(3) $p_n = \dfrac{p\theta}{45}$ Ketchum or Straight-line Formula

เมื่อ $\theta =$ เป็นมุมลาดเอียงของหลังคา หน่วยเป็นองศา

สูตรของ Duchemin ได้รับความนิยมและเชื่อถือมาก ส่วนอีกสองสูตรให้ค่าสอดคล้องกับผลการทดลองเมื่อมุม θ ไม่เกิน 35 องศา

สำหรับการออกแบบในกรุงเทพมหานคร กรุงเทพมหานครได้ออกข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2522 โดยกำหนดน้ำหนักบรรทุกจร สำหรับออกแบบโครงอาคารประเภทต่างๆ ซึ่งต้องไม่น้อยกว่าอัตราต่อไปนี้ เช่น

- หลังคา	50	kg/m^2
- กันสาด หรือ หลังคาคอนกรีต	100	kg/m^2
- ที่พักอาศัย โรงเรียนอนุบาล ห้องน้ำ ห้องส้วม	150	kg/m^2
- อาคารชุด หอพัก โรงแรม	200	kg/m^2
- สำนักงาน ธนาคาร	250	kg/m^2
- อาคารพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย โรงเรียน	300	kg/m^2
- ห้องโถง บันได ทางเดินของอาคารชุด หอพัก โรงแรม โรงพยาบาล สำนักงาน และธนาคาร	300	kg/m^2
- ห้างสรรพสินค้า โรงมหรสพ หอประชุม ภัตตาคาร ที่จอดหรือเก็บรถยนต์นั่ง	400	kg/m^2
- ห้องโถง บันได ทางเดินของอาคารพาณิชย์ มหาวิทยาลัย วิทยาลัย และโรงเรียน	400	kg/m^2
- คลังสินค้า พิพิธภัณฑ์ อัฒจันทร์ โรงงานอุตสาหกรรม โรงพิมพ์ ห้องเก็บเอกสารและพัสดุ	500	kg/m^2
- ห้องโถง บันได ทางเดินของห้างสรรพสินค้า โรงมหรสพ หอประชุม ภัตตาคาร และหอสมุด	500	kg/m^2
ห้องเก็บหนังสือของห้องสมุด	600	kg/m^2
ที่จอดหรือเก็บรถยนต์บรรทุกเปล่าและรถอื่น	800	kg/m^2

แรงลมสำหรับส่วนของอาคาร

ที่สูงไม่เกิน 10 เมตร จากพื้นดิน	50	kg/m^2
ที่สูงกว่า 10 เมตร แต่ไม่เกิน 20 เมตร จากพื้นดิน	80	kg/m^2
ที่สูงกว่า 20 เมตร แต่ไม่เกิน 40 เมตร จากพื้นดิน	120	kg/m^2
ที่สูงกว่า 40 เมตร จากพื้นดิน	160	kg/m^2

การออกแบบในจังหวัดอื่นในประเทศไทยให้ใช้กฎกระทรวงมหาดไทยฉบับที่ 6 พ.ศ.2527 รวมทั้งข้อบัญญัติท้องถิ่น เทศบาล มาตรฐานกรมโยธาธิการและผังเมือง เช่นเรื่องการคำนวณแรงลมและแผ่นดินไหว ได้มีมาตรฐานและกฎกระทรวงฯ ออกมาบังคับใช้โดยมีผลตั้งแต่ 1 ธันวาคม 2550

น้ำหนักบรรทุกกระแทก (Impact load) เป็นน้ำหนักบรรทุกจรที่กระแทกหรือกระทำต่อส่วนของโครงสร้างอย่างทันทีทันใด ในการพิจารณาออกแบบส่วนของโครงสร้าง มาตรฐาน AISC ให้เพิ่มค่าน้ำหนักบรรทุกจรนั้นอีกตามจำนวนเปอร์เซ็นต์ที่กำหนด ดังต่อไปนี้

สำหรับส่วนที่รองรับลิฟต์และห้องเครื่องลิฟต์	100%
สำหรับส่วนที่รองรับเครื่องจักรกลชนิดเบา	$\geq$ 20 %
สำหรับส่วนที่รองรับเครื่องจักรกลชนิดหนัก	$\geq$ 50 %
สำหรับส่วนที่แขวนรับพื้นหรือระเบียง	100 %
สำหรับคานและรอยต่อที่รองรับเครนวิ่งที่ใช้ยกของ	10-20 %

แบบฝึกหัดบทที่ 1

แบบฝึกหัดบทนี้ดัดแปลงจากหนังสือของ William T. Segui

แบบฝึกหัดเหล่านี้ สำหรับแนวความคิดเรื่องหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัว วัสดุจึงอาจจะไม่ใช้เหล็กกล้าเพียงอย่างเดียว

[1] ในการทดสอบแรงดึงชิ้นโลหะตัวอย่างหน้าตัดวงกลม วัดเส้นผ่านศูนย์กลางได้ 13.97 mm จุดวัดความยาวสำหรับใส่ตัววัดความยาวห่างกัน 51.562 mm เรียกว่าความยาวเกจ (gage length) ทำการดึงชิ้นตัวอย่างจนขาด เมื่อแรงดึง 12,927.6 kg จากนั้นปลดชิ้นส่วนนำมาต่อเข้าด้วยกันตรงรอยขาด เส้นผ่านศูนย์กลาง 10.922 mm และความยาวระหว่างจุดวุดความยาววัดได้ 58.42 mm จงหา

(ก) หน่วยแรงดึงประลัย (ultimate tensile stress) เป็น ksc

(ข) ร้อยละของระยะยืด

(ค) ร้อยละการลดเนื้อที่หน้าตัด

[2] ในการทดสองแรงดึงชิ้นโลหะตัวอย่างหน้าตัดวงกลม วัดเส้นผ่านศูนย์กลางได้ 12.7 mm ความยาวเกจ (gage length ความยาวระหว่างจุดวัด) 50.8 mm หลังจากที่แรงดึงกระทำ 6123.6 kg ระยะยืด 0.118364 mm ถ้าแรงดึงยังอยู่ในช่วงอิลาสติกแล้วจงหาโมดูลัสยืดหยุ่น

[3] ในการทดสอบแรงดึงชิ้นโลหะตัวอย่างหน้าตัดวงกลม วัดเส้นผ่านศูนย์กลางได้ 12.954 mm การยืดตัวของชิ้นโลหะวัดจาก strain gage ที่ยึดอยู่กับชิ้นตัวอย่าง ค่าที่วัดได้ตามตาราง บ3.1

(ก) ให้ทำตารางของหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัว

(ข) เขียนกราฟ stress-strain curve โดยไม่ใช่การโยงระหว่างจุดแต่ให้ลากเส้นตรงที่ใกล้เคียงกับข้อมูลที่สุดแทน

(ค) หาโมดูลัสยืดหยุ่นจากความเอียงของเส้นกราฟ

น้ำหนัก (kg)	หน่วยการยืดตัว $\times 10^6$ (mm/mm)
0	0
113.4	37.1
226.8	70.3
453.6	129.1
680.4	230.1
907.2	259.4
1134	372.4
1360.8	457.7
1587.6	586.5

ตารางที่ บ3.1

[4] ในการทดสอบแรงดึงชิ้นโลหะตัวอย่างหน้าตัดวงกลม วัดเส้นผ่านศูนย์กลางได้ 12.7 mm และระยะเกจ 101.6 mm เขียนกราฟระหว่างแรงดึง P กับระยะยืด ΔL และในช่วงที่เป็นเส้นตรงนั้นวัดความเอียง $\frac{P}{\Delta L} = 24{,}858.7\ \frac{kg}{mm}$ จงหาโมดูลัสยืดหยุ่น

[5] ตารางที่ บ5.1 เป็นผลการทดสอบแรงดึงชิ้นส่วนโลหะตัวอย่างหน้าตัดวงกลม เส้นผ่านศูนย์กลาง 9.525 mm ความยาวเกจ 50.8 mm

(ก) ใช้ข้อมูลในตาราง บ5.1 สร้างตารางหน่วยแรง และหน่วยการยืดตัว

(ข) เขียนกราฟของหน่วยแรงกับหน่วยการยืดตัวโดยให้เส้นเรียบเหมาะสมกับข้อมูล

(ค) คำนวณโมดูลัสยืดหยุ่นจากความเอียงของจุดเริ่มต้นกราฟ

(ง) ประมาณค่ากำลังจุดคราก

แรงดึง (kg)	ระยะยืด $\times 10^3$ mm
0	0
249.48	8.890
498.96	17.780
771.12	22.860
997.92	34.290
1270.08	44.704
1496.88	83.820
1769.04	62.484
1995.84	72.644
2222.64	96.520
2254.392	134.620
2279.34	198.120

ตาราง บ5.1

[6] ผลการทดสอบแรงดึงชิ้นโลหะหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าซึ่งมีเนื้อที่หน้าตัด 1.2974 ตารางเซนติเมตร ความยาวเกจ 50.8 mm และทดสอบโดยชิ้นตัวอย่างไม่ขาด แสดงในตาราง บ6.1

จงสร้างตารางหน่วยแรงและหน่วยการยืดตัว

เขียนกราฟหน่วยแรงกับหน่วยการยืดตัวให้เส้นกราฟราบเรียบ

จงหาโมดูลัสยืดหยุ่นจากความลาดเอียงของช่วงเส้นตรงของกราฟ

จงประมาณค่าขีดจำกัดการแปรผันตรง (ก่อนจะคราก)

ให้ใช้วิธี 0.2% offset ในการหากำลังที่จุดคราก

แรงดึง , kg	ระยะยืด, $\times 10^3$ mm
0	0
453.6	4.064
907.2	8.9408
1360.8	17.9324
1814.4	25.7048
2268	36.4236
2721.6	43.4848
3175.2	50.4444
3628.8	58.0644
4082.4	66.3448
4536	74.6252
4989.6	83.1596
5443.2	92.2528
5896.8	100.9904
6350.4	111.4044
6804	117.856
7257.6	126.6952
7711.2	137.9728
8164.8	148.8948
8618.4	161.5948
9072	185.5216
9525.6	205.0288
9979.2	229.7176
10432.8	287.274
10886.4	358.648
11340	509.1176
11793.6	739.2924

ตาราง บ6.1

บทที่ 2 โครงสร้างส่วนรับแรงดึง

2.1 โครงสร้างส่วนรับแรงดึง (Tension Member)

เป็นโครงสร้างที่มีแรงดึงกระทำที่ปลายทั้งสองข้างผ่านศูนย์ถ่วงของรูปตัด พบทั่วไปในโครงหลังคา สะพาน หอสูง ค้ำยัน ระบบเคเบิ้ล เหล็กยึดเรียว (tie rod) โครงสร้างส่วนรับแรงดึงไม่ค่อยมีปัญหาการโก่งเดาะ (buckling) อย่างที่เกิดในโครงสร้างรับแรงอัด การออกแบบจึงง่าย ปัญหามักจะเกิดที่รอยต่อบริเวณปลายชิ้นส่วน

ให้ P = แรงดึงทั้งหมดกระทำตั้งฉากรูปตัด

A = เนื้อที่หน้าตัดของรูปตัด

$f_t = \frac{P}{A}$ = หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้น

F_t = หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ซึ่งต้อง $\geq f_t$ จึงจะปลอดภัย

การออกแบบโครงสร้างส่วนรับแรงดึง ต้องพิจารณาร่วมกับการการออกแบบรอยต่อที่ปลายไปด้วย การต่ออาจจะเป็นการเชื่อมหรือใช้ตัวยึด ซึ่งการใช้ตัวยึดจะทำให้ต้องเลือกใช้ขนาดเหล็กโตกว่าการใช้วิธีเชื่อม

2.2 รูปตัดของโครงสร้างส่วนรับแรงดึง

การจะเลือกใช้โครงสร้างส่วนรับแรงดึงว่าเป็นชนิดและขนาดใด มักจะขึ้นกับวิธีการต่อปลายมากกว่าเหตุผลอื่น รูปที่ 2.1 แสดงหน้าตัดทั่วไปของส่วนโครงสร้างรับแรงดึง แบบพื้นฐานที่สุดคือ ***ท่อนเหล็ก*** (bars หรือ rods) ใช้เป็นตัวแกงแนงหรือตัวยึดโยง (bracing) ในโครงสร้างขนาดย่อม (light structures) การต่อปลายอาจใช้วิธีขันเกลียวที่ปลายด้วยนอต โครงสร้างส่วนรับแรงดึงอีกแบบคือ ***ท่อนเหล็กแบน*** (plate หรือ flat bar) นิยมใช้ในโครงสร้างเสาไฟฟ้าแรงสูงหรือเสาสัญญาณไฟจราจร การต่อปลายอาจจะเป็นการเชื่อม ***เคเบิ้ล*** (cable) เป็นลวดกำลังสูงฟั่นเกลียว (strand) หรือ ลวดเหล็กกลุ่ม (wire rope) ที่นิยมเรียงสะลิง ต่อปลายโดยใช้ตัวเร่ง (turn buckle) หรือใช้สมอยึด

โครงสร้างส่วนรับแรงดึงที่นิยมใช้กันทั่วไปคือ ***เหล็กฉาก*** (angle) อาจจะเป็นเหล็กฉากเดี่ยว (single angle) หรือเหล็กฉากคู่ (double angle) นอกจากนี้เหล็กรูปตัด T ตัว C ตัว W หรือประกอบจากหน้าตัดต่างๆ ดังกล่าว ในโครงสร้างสะพานสมันก่อนชิ้นส่วนรับแรงดึงอาจจะทำเป็นเหล็กแบนตรงปลายขยายเป็นวงกลม มีรูทำให้มีสภาพเป็นข้อต่อหมุนได้ (pin connected)

รูปที่ 2.1 รูปตัดแบบต่างๆ ของโครงสร้างส่วนรับแรงดึง

2.3 ลักษณะการวิบัติของโครงสร้างส่วนรับแรงดึง

โดยทั่วไป การวิบัติหรือชำรุดเสียหายของโครงสร้างส่วนที่รับแรงดึง เมื่อไม่คิดการวิบัติที่ตัวยึดหรือที่รอยเชื่อมต่อ อาจเกิดขึ้นได้ใน 2 ลักษณะ ดังต่อไปนี้คือ

1. ***จากการคราก*** (yielding) เนื่องจากแรงดึงที่กระทำบน***หน้าตัดทั้งหมด*** (gross area : A_g) ของชิ้นส่วนมีค่าสูงมากเกินกว่ากำลังจุดครากของเหล็ก (F_y) ทำให้ชิ้นส่วนยืดออกมากจนโครงสร้างโดยรวมเสียรูปร่างไป ป้องกันโดยใช้ขนาดรูปตัดโตขึ้น หรือเปลี่ยนไปใช้เหล็กที่มีกำลังจุดครากสูงขึ้น ทั้งนี้เพื่อให้หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นมีค่าไม่เกินกว่าหน่วยแรงที่กำหนด

2. ***จากการฉีกขาด*** (fracture) เนื่องจากแรงดึงที่กระทำบนหน้าตัดที่มีรูเจาะเพื่อทำรอยต่อ ***หน้าตัดสุทธิ*** (net area : A_n) จะมีเนื้อที่หน้าตัดน้อยกว่าหน้าตัดทั้งหมด ดังนั้นหน่วยแรงดึงตรงหน้าตัดสุทธิจึงสูงมากเกินกว่าที่หน้าตัดอื่นๆ และหากเกินกว่า ***กำลังต้านทานแรงดึง*** (minimum tensile strength : F_u) ของเหล็ก ชิ้นส่วนจะฉีกขาดจากกัน ป้องกันได้โดยจัดระยะห่างของรูเจาะ ระยะห่างจากรูเจาะถึงปลายชิ้นส่วนมีค่ามากขึ้น เนื้อที่หน้าตัดสุทธิจะมากขึ้น ลดหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นลง หรืออาจจะใช้เหล็กที่มีกำลังต้านทานแรงดึงมากขึ้น

การวิบัติเนื่องจากการฉีกขาด อาจจะเกิดขึ้นที่รอยต่อจากการกระทำร่วมกันระหว่างแรงดึงกับแรงเฉือน เรียกว่า ***Block shear*** ดังรูปที่ 2.2 บริเวณแรเงาจะมีรูปร่างคล้ายกล่อง (block) อันเป็นที่มาของชื่อการวิบัติ หน้าตัดที่ตั้งฉากกับแรงแรงดึงจะเกิดหน่วยแรงดึง ส่วนหน้าตัดที่ขนานแนวแรงดึงจะเกิดหน่วยแรงเฉือน โดยลักษณะการวิบัติจะเป็นสองแบบคือ ชิ้นส่วนถูกดึงจนฉีกขาดในขณะที่เกิดการครากในด้านรับแรงเฉือน และชิ้นส่วนถูกเฉือนขาดในขณะที่เกิดการครากที่ด้านรับแรงดึง

รูปที่ 2.2 การวิบัติแบบ Block Shear

จากลักษณะการวิบัติดังกล่าว ทำให้เกิดข้อกำหนดสำหรับการออกแบบโครงสร้างแรงดึง และการทำรอยต่อของโครงสร้างที่ต่อด้วยตัวยึดหรือโดยการเชื่อม

2.4 หน้าตัดสุทธิ (Net Section)

คำว่า ***เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ*** (Net cross-section area : A_n) หรือเรียกสั้นๆ ว่า ***หน้าตัดสุทธิ*** หมายถึง เนื้อที่หน้าตัดของส่วนโครงสร้างที่อยู่ในแนวตั้งฉากกับแนวแรงกระทำเมื่อหักเนื้อที่หน้าตัดส่วนที่เป็นรูเจาะออกไปแล้ว

เมื่อขนาดของตัวยึดเล็กกว่า 24 mm รูเจาะจะเผื่อให้โตกว่าตัวยึดอีกประมาณ 2 mm แต่ถ้าขนาดตัวยึดตั้งแต่ 24 mm ขึ้นไป ขนาดของรูเจาะจะเผื่อเอาไว้ 3 mm

ลักษณะเนื้อที่ตรงรูเจาะตรงตำแหน่งรอยขาดมองสวนทางกับแนวของแรงจะเห็นเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า

ให้ w_g = ความกว้างทั้งหมดของเหล็ก, cm

t = ความหนาของเหล็ก, cm

d_h = เส้นผ่านศูนย์กลางของรูเจาะ, cm

n = จำนวนรูเจาะที่อยู่ในแนวขาด

$A_g = w_g t$ = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด, cm^2

$A_h = nd_h t$ = เนื้อที่หน้าตัดรูเจาะในแนวขาด, cm^2

$A_n = A_g - A_h$ = เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ, cm^2

w_n = ความกว้างสุทธิ, cm

$$A_n = w_g t - md_h t \tag{2.4.1}$$

เมื่อความหนา t ของแผ่นเหล็กคงที่ จะได้ความกว้างสุทธิ

$$w_n = w_g - nd_h \tag{2.4.2}$$

รูปที่ 2.3 หน้าตัดสุทธิ

เมื่อรอยต่อหนึ่งๆ ต้องใช้ตัวยึดมากกว่าหนึ่งแถวในแนวที่ขนานกับแรงแรงดึง จะต้องพยายามจัดระยะห่างระหว่างตัวยึดให้ได้ตามมาตรฐานกำหนด เพื่อให้ได้เนื้อที่หน้าตัดมากที่สุด ทำให้โครงสร้างนั้นรับแรงได้มากที่สุด สำหรับการจะระยะห่างระหว่างตัวยึดนี้ให้สังเกตได้จากรูปที่ 2.4 จะต้องพยายามให้รูเจาะมีลักษณะแนวเยื้องกัน (zigzag) และให้ระยะห่างระหว่างรูเจาะ s ซึ่งวัดขนานแนวแรง มีค่ามากพอ เพื่อลดโอกาสการฉีกขาดแนว ABCD

ถ้าสมมติให้

s = ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางรูเจาะที่วัดขนานแนวแรง เรียกระยะนี้ว่า ระยะเกลียว (pitch)

g = ระยะห่างระหว่างรูเจาะวัดในแนวตั้งฉากกับแนวแรง เรียกระยะนี้ว่า เกจ (gage) ดังรูปที่ 2.4

ถ้าแผ่นเหล็กมีความหนาคงที่ ความกว้างสุทธิ w_n ในแนวเยื้องที่ผ่านรูเจาะ มีค่าเท่ากับ ความกว้างทั้งหมดของแผ่นเหล็กลบด้วย ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางทั้งหมดในแนวเยื้องที่พิจารณา แล้วบวกด้วยผลบวกของ $\frac{s^2}{4g}$ ทั้งหมดที่มีในแนวเยื้องนั้น

รูปที่ 2.4

ดังนั้นความกว้างสุทธิ

$$w_n = w_g - \sum d_h + \sum \frac{s^2}{4g} \qquad (2.4.3)$$

ในการคำนวณออกแบบ ต้องพิจารณาหาความกว้างสุทธิหลายๆ แนว แล้วนำค่าน้อยที่สุดมาใช้คำนวณหากำลังรับแรงดึง

2.5 หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล (Effective Net Cross-sectional Area)

เมื่อทำรอยต่อที่ปลายของโครงสร้างรับแรงดึง โดยการใช้ตัวยึด หรือแม้จะใช้การเชื่อมก็ดี หากทำการยึดต่อหรือเชื่อมต่อเพียงบางส่วนของรูปตัด เช่น ยึดต่อรูปตัดฉากเดี่ยวที่ขาข้างใดข้างหนึ่งเพียงขาเดียวเท่านั้น ลักษณะเช่นนี้การรับและถ่ายแรงจะไม่แผ่กระจายอย่างสม่ำเสมอ ขาของส่วนที่ถูกยึดติดจะรับแรงกระทำมากกว่าขาของด้านที่ไม่ถูกยึด เป็นผลให้รอยต่อต้องรับแรงเยื้องศูนย์ที่เรียกว่า Shear Lag ทำให้กำลังหรือประสิทธิภาพของการรับแรงดึงลดลง

ดังนั้นเมื่อมีลักษณะ Shear Lag นั้น มาตรฐาน AISC กำหนดให้พิจารณาการรับและถ่ายแรงดึงบนหน้าตัดสุทธิประสิทธิผล (A_e) ซึ่งเป็นเนื้อที่หน้าตัดของส่วนโครงสร้างที่ถูกลดค่าลงจากผลของการต่อปลาย โดยอาศัยตัวคูณลดค่า (reduction factor : U) ดังนี้

1. เมื่อต่อปลายโดยใช้ตัวยึด หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

$$A_e = UA_n \tag{2.5.1}$$

2. เมื่อต่อปลายโดยใช้การเชื่อม หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

$$A_e = UA_g \tag{2.5.2}$$

มาตรฐาน AISC กำหนดค่าของตัวคูณลดค่าจากผลของการต่อปลาย ดังนี้

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.9 \tag{2.5.3}$$

เมื่อ $\bar{x}$ = ระยะจากระนาบรับแรงเฉือนถึงจุดศูนย์ถ่วงของรูปตัดที่นำมาต่อ

L = ความยาวของรอยต่อในทิศที่ขนานกับแรงกระทำ

A_g = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

A_n = เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ

รูปที่ 2.5 ระยะ $\bar{x}$ และ L

อย่างไรก็ดี มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ได้ให้ค่าตัวเลขของตัวคูณลดค่า U แทนการใช้สมการข้างต้น ที่บางครั้งอาจจะหาได้ยาก เงื่อนไขมีดังนี้

ก) สำหรับเหล็กรูปพรรณที่มีรูปตัดตัว W M หรือ S หรือ T

ถ้าส่งถ่ายแรงดึงผ่านรอยเชื่อมที่อยู่ตั้งฉากกับแนวแรงอย่างเดียว :

A_e = พื้นที่ที่เชื่อมต่อ

ถ้าส่งถ่ายแรงดึงโดยสลักเกลียวหรือตัวยึด :

เมื่อใช้สลักเกลียวทำรอยต่อที่ปีกชิ้นส่วนในแนวของแรงกระทำอย่างน้อย 3 ตัวต่อแถว และชิ้นส่วนมีอัตราส่วนระหว่างความกว้างของปีกต่อความลึกเท่ากับหรือมากกว่า $\frac{2}{3}$

$U = 0.90$

เมื่อใช้สลักเกลียวในแนวของแรงกระทำอย่างน้อย 3 ตัวต่อแถว แต่ไม่ตรงตามเงื่อนไขข้างต้น

$U = 0.85$

เมื่อใช้สลักเกลียวในแนวของแรงกระทำเท่ากับ 2 ตัวต่อแถว

$U = 0.75$

ข) สำหรับเหล็กแผ่นหรือท่อนเหล็ก ที่ทำรอยเชื่อมขนานกับแนวแรง

เมื่อความยาวของรอยเชื่อมทั้งหมดเกินกว่า 2 เท่าของระยะห่างระหว่างรอยเชื่อม

$U = 1.0$

เมื่อความยาวรอยเชื่อมทั้งหมดอยู่ระหว่าง 1.5 ถึง 2 เท่าของระยะห่างระหว่างรอยเชื่อม

$U = 0.87$

เมื่อความยาวรอยเชื่อมทั้งหมดอยู่ระหว่าง 1 ถึง 1.5 เท่าของระยะห่างระหว่างรอยเชื่อม

$U = 0.75$

รูปที่ 2.6 ค่า U สำหรับรอยต่อยึด

รูปที่ 2.7 รอยต่อเชื่อมของเหล็กแผ่น

2.6 การออกแบบโครงสร้างส่วนรับแรงดึง – มาตรฐาน AISC

การออกแบบโครงสร้างเหล็กส่วนรับแรงดึง สามารถออกแบบตามมาตรฐาน AISC ซึ่งแบ่งออกเป็นสองวิธี คือ วิธี ASD (Allowable Stress Design) และวิธี LRFD (Load and Resistance Factor Design) แต่ละวิธีนั้น มาตรฐาน AISC ให้สูตรคำนวณโดยคำนึงถึงพฤติกรรมต่างๆ ที่ได้กล่าวไว้ข้างต้น

การออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

1. **สำหรับส่วนโครงสร้างส่วนรับแรงดึงทั่วไป** (ยกเว้นท่อนเหล็กกลมและเหล็กแผ่นเจาะรูทำข้อต่อ) ให้พิจารณาใช้ค่าน้อยของหน่วยแรงที่ยอมให้ต่อไปนี้

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด (A_g)

$$F_t = 0.6F_y$$

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนหน้าตัดสุทธิประสิทธิผล (A_e)

$$F_t = 0.5F_u$$

2. **สำหรับท่อนเหล็กหรือเคเบิ้ลรับแรงดึง**

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้

$$F_t = 0.33F_u$$

3. **สำหรับข้อต่อที่หมุนได้ในเหล็กแผ่น** (pin-connected plate) **หรือรูหมุดตาไก่** (pin hole) ให้พิจารณาใช้ค่าน้อยของหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ต่อไปนี้

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด (A_g)

$$F_t = 0.6F_y$$

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้บนหน้าตัดสุทธิ (A_n) ที่ผ่านรูเจาะ

$$F_t = 0.45F_y$$

ทั้งยังต้องพิจารณาแรงกดระหว่างหมุดกับรูเจาะที่ยอมให้

$$F_p = 0.9F_y$$

4. ***สำหรับส่วนโครงสร้างที่รับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน*** (block shear)

แรงดึงที่ยอมให้ $P_t = 0.5F_uA_{nt} + 0.3F_uA_{nv}$

เมื่อ F_y = กำลังจุดครากของเหล็ก (yield strength of steel)

F_u = กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก (minimum tensile strength of steel)

A_{nt} = เป็นหน้าตัดสุทธิที่รับแรงดึง

A_{nv} = เป็นหน้าตัดสุทธิที่รับแรงเฉือน

การออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

1. **สำหรับส่วนโครงสร้างที่รับแรงดึงทั่วไป** (ยกเว้นท่อนเหล็กและเหล็กแผ่นเจาะรูทำข้อต่อ) ให้พิจารณาใช้ค่าน้อยของกำลังรับแรงดึงประลัย $(\phi_t P_n)$ ตามสภาวะของการวิบัติต่อไปนี้

เมื่อหน้าตัดทั้งหมดเกิดการคราก :

กำลังรับแรงดึงประลัย

$$\phi_t P_n = 0.9F_yA_g \qquad (\text{โดย } \phi_t = 0.9)$$

เมื่อหน้าตัดสุทธิประสิทธิผล (A_e) เกิดการฉีกขาด

กำลังรับแรงดึงประลัย

$$\phi_t P_n = 0.75F_uA_e \qquad (\text{โดย } \phi_t = 0.75)$$

2. **สำหรับท่อนเหล็กหรือเคเบิ้ลรับแรงดึง**

กำลังรับแรงดึงประลัย

$$\phi_t P_n = 0.75(0.75F_uA_b) \qquad (\text{โดย } \phi_t = 0.75)$$

3. **สำหรับข้อต่อแบบหมุนได้ในเหล็กแผ่น (pin-connected plate) หรือรูหมุดตาไก่ (pin hole)** ให้พิจารณาใช้ค่าน้อยของกำลังรับแรงดึงประลัย $(\phi_t P_n)$ ตามสภาวะการวิบัติต่อไปนี้

เมื่อหน้าตัดทั้งหมดเกิดการคราก

กำลังรับแรงดึงประลัย

$$\phi_t P_n = 0.9F_yA_g \qquad (\text{โดย } \phi_t = 0.9)$$

เมื่อหน้าตัดสุทธิประสิทธิผลเกิดการฉีกขาด

กำลังรับแรงดึงประลัย

$$\phi_t P_n = 0.75F_uA_e \qquad (\text{โดย } \phi_t = 0.75)$$

เมื่อรับแรงกดประลัยตรงรูเจาะ

กำลังรับแรงกดประลัย

$$\phi P_n = 0.75(1.8F_yA_{pb}) \qquad (\text{โดย } \phi = 0.75)$$

เมื่อรับแรงฉีกขาด

กำลังรับแรงเฉือนประลัย

$$\phi_{sf} P_n = 0.75(0.6F_u A_{sf}) \qquad (\text{โดย } \phi_{sf} = 0.75)$$

4. สำหรับส่วนโครงสร้างที่รับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear)

ให้พิจารณาหากำลังรับแรงดึงประลัยจากข้อกำหนด ต่อไปนี้

เมื่อ $F_u A_{nt} \geq 0.6F_u A_{nv}$ ชิ้นส่วนถูกดึงขาดและครากจากแรงเฉือน

กำลังรับแรงดึงประลัย

$$\phi_t P_n = 0.75(0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \quad (\text{โดย } \phi_t = 0.75)$$

เมื่อ $0.6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$ ชิ้นส่วนถูกเฉือนขาดและครากจากการดึง

กำลังรับแรงดึงประลัย

$$\phi_t P_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) \quad (\text{โดย } \phi_t = 0.75)$$

เมื่อ A_b = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของท่อนเหล็กหรือเคเบิ้ลรับแรงดึง

A_{pb} = เนื้อที่ฉายรับแรงกด

A_{sf} = เนื้อที่รับแรงเฉือน

A_{gv} = หน้าตัดทั้งหมดที่รับแรงเฉือน

อัตราส่วนความชะลูด (slenderness ratio)

ชิ้นส่วนรับแรงดึงซึ่งเมื่อรับแรงดึงนั้นจะขึงตึงไม่ค่อยหย่อนหรือแกว่าง แต่ถ้าเรียวชะลูดมากก็จะเกิดการหย่อนหรือตกท้องช้าง (sag) เกิดการสั่นไหวตัว (vibration) หรือการโก่งทางข้าง (lateral deflection) เนื่องจากแรงลม ดังนั้นมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD จึงกำหนดอัตราส่วนความชะลูดสำหรับโครงสร้างส่วนที่รับแรงดึง ดังนี้

$$SR = \frac{KL}{r} \leq 300 \quad (\text{ยกเว้นท่อนเหล็กกลม})$$

เมื่อ $SR = \frac{KL}{r}$ = อัตราส่วนความชะลูด

$K = 1.0$ = ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล

L = ช่วงความยาวของส่วนโครงสร้างรับแรงดึง, cm

$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = รัศมีไจเรชันที่น้อยที่สุดของส่วนโครงสร้างรับแรงดึง, cm

A = เนื้อที่หน้าตัดของส่วนโครงสร้างรับแรงดึง , cm^2

สำหรับท่อนเหล็กกลมให้ใช้เส้นผ่านศูนย์กลางอย่างน้อย 15 mm

2.7 วิธีออกแบบโครงสร้างส่วนรับแรงดึง

การออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูลซึ่งต้องเปิดตารางหรือกำหนดค่าขึ้นมาก่อน

T = แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน หาได้ทันที, kg

F_y = กำลังจุดครากของเหล็ก ตามชนิดของเหล็ก, ksc

F_u = กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ตามชนิดของเหล็ก , ksc

U = ตัวคูณลดค่า ต้องประมาณตามเงื่อนไขที่อาจจะเป็น

หาหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ตามมาตรฐานกำหนด (ดูหัวข้อ 2.6)

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด (A_g)

ตามข้อกำหนดข้อแรก เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

เนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการ

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y}$$

ตามข้อกำหนดข้อที่สอง เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผลที่ต้องการ

เนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผลที่ต้องการ

$$A_e = \frac{T}{0.5F_u}$$

แต่เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล $A_e = UA_n$ ดังนั้น

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ

$$A_n = \frac{T}{0.5F_u U}$$

ดังนั้น เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ

$$A_g = \frac{T}{0.5F_u U} + \text{เนื้อที่รูเจาะโดยประมาณ}$$

เลือกเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ A_g จากค่ามากของทั้งสองค่านั้น

ขั้นตอนที่ 3 เลือกขนาดรูปตัดให้เหมาะสมกับลักษณะงาน และแบบการต่อปลายของโครงสร้างว่าเป็นการเชื่อมหรือใช้ตัวยึด

ขั้นตอนที่ 4 หาหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นจริงตามมาตรฐานกำหนดแต่ละกรณี

ตรวจสอบหน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นกับหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ หากค่าที่เกิดขึ้นมากกว่าค่าที่ยอมให้แสดงว่าหน้าตัดที่เลือกมานั้นเล็กเกินไป ให้เลือกหน้าตัดโตขึ้น เช่นกว้างขึ้นหรือหนาขึ้น หากค่าที่เกิดขึ้นน้อยกว่าค่าที่ยอมให้แสดงว่าหน้าตัดโตเพียงพอในการรับแรงดึงแล้ว

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบอัตราส่วนความชะลูด ต้องไม่เกิน 300 ยกเว้นท่อนเหล็กกลมที่ต้องไม่เล็กกว่า 15 mm หากเกิน 300 แสดงว่าชิ้นส่วนที่เลือกมานั้นชะลูดเกินไปให้เลือกหน้าตัดโตขึ้นโดยให้ r_{min} มากขึ้นความชะลูดจะน้อยลง

การออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูลซึ่งต้องเปิดตารางหรือกำหนดค่าขึ้นมาก่อน

P_u = แรงดึงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานเพิ่มค่า

F_y = กำลังจุดครากของเหล็ก ตามชนิดของเหล็ก, ksc

F_u = กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ตามชนิดของเหล็ก , ksc

U = ตัวคูณลดค่า ต้องประมาณตามเงื่อนไขที่อาจจะเป็น

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่ที่หน้าตัดที่ต้องการตามมาตรฐานกำหนด

ตามข้อกำหนดข้อแรก

เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ

$$A_g = \frac{P_u}{0.9F_y}$$

ตามข้อกำหนดข้อที่สอง

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผลที่ต้องการ

$$A_e = \frac{P_u}{0.75F_u}$$

แต่เนื่องจากเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผลที่ต้องการ A_e เทียบกับเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ A_n

$$A_e = UA_n$$

ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดสุทธิที่ต้องการ

$$A_n = \frac{P_u}{0.75F_u U}$$

ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการตามข้อกำหนดข้อที่สองคือ

$$A_g = \frac{P_u}{0.75F_u U} + \text{ เนื้อที่รูเจาะ (โดยประมาณ)}$$

เลือกค่ามากระหว่างข้อกำหนดข้อหนึ่งกับข้อสอง เป็นเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดที่ต้องการ A_g

ขั้นตอนที่ 3 เลือกขนาดรูปตัดจากค่ามากของ A_g ที่ประมาณไว้ในขั้นตอนที่ 2 ให้เหมาะสมกับงานและลักษณะการยึดปลาย ว่าเป็นการเชื่อมหรือใช้ตัวยึด

ขั้นตอนที่ 4 หากำลังรับแรงดึงประลัยของรูปตัดตามข้อกำหนดในมาตรฐาน ถ้ากำลังดึงประลัยที่รับได้น้อยกว่ากำลังประลัยที่เกิดขึ้นย่อมแสดงว่าหน้าตัดที่เลือกมานั้นเล็กเกินไป ให้เลือกใหม่โตกว่าเดิมแล้วตรวจสอบใหม่จนค่าที่รับได้มากกว่าหรือเท่ากับแรงดึงประลัยที่เกิดขึ้นจึงจะปลอดภัย

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบอัตราส่วนความชะลูด ต้องไม่เกิน 300 ยกเว้นท่อนเหล็กกลมที่ต้องไม่เล็กกว่า 15 mm หากเกิน 300 แสดงว่าชิ้นส่วนที่เลือกมานั้นชะลูดเกินไปให้เลือกหน้าตัดโตขึ้นโดยให้ r_{min} มากขึ้นความชะลูดจะน้อยลง

ตัวอย่างการวิเคราะห์ออกแบบ

ตัวอย่างที่ 2.1 จงหาเนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล (effective net area : A_e) เมื่อทำรอยต่อระหว่างเหล็กฉากชิ้นเดียว กับแผ่นประกับด้วยสลักเกลียว ดังรูป สมมติใช้เหล็กชนิด ASTM A36 (มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc)

วิธีทำ

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูลซึ่งต้องเปิดตารางหรือกำหนดค่าขึ้นมาก่อน

P_u = แรงดึงที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานเพิ่มค่า กรณีนี้ไม่ต้องใช้

$F_y = 2500$ ksc = กำลังจุดครากของเหล็ก ตามชนิดของเหล็ก, ksc

$F_u = 4050$ ksc = กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ตามชนิดของเหล็ก , ksc

U = ตัวคูณลดค่า ต้องประมาณตามเงื่อนไขที่อาจจะเป็น

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด (A_g)

จากตารางเหล็กฉาก $L-150\times150\times12$ mm เนื้อที่หน้าตัด 34.77 ตร.ซม. เมื่อเหล็กขาดจะผ่านรูเจาะที่ใกล้แรงที่สุดสองรู ขนาดสลักเกลียว 16 มม. จะต้องเผื่อรูเจาะอีก 2 มม. ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดสุทธิคือ

$$A_n = A_g - nt(d_b + 0.2)$$

$$A_n = 34.77 - 2\times1.2\times(1.6+0.2) = 30.45 \text{ cm}^2$$

เนื่องจากการทำรอยต่อนี้มีการยึดเพียงขาเดียว ตัวคูณลดค่า U = 0.85 ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

$$A_e = UA_n = 0.85\times30.45 = 25.8825 \text{ cm}^2$$

ตัวอย่างที่ 2.2 หากต่อเหล็กฉากคู่แบบขาไม่เท่ากันโดยการเชื่อมขาด้านยาวติดกับแผ่นเหล็กประกับ (gusset plate) ดังรูป ให้หาตัวคูณลดค่า (reduction factor) U

วิธีทำ

จากสมการ (2.5.3) $$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \le 0.9$$

เมื่อ $\bar{x} = 2.22$ cm = ระยะจากระนาบรับแรงเฉือนถึงจุดศูนย์ถ่วงของรูปตัด

$L = 18.5$ cm = ความยาวของรอยต่อหรือคือรอยเชื่อมที่ขนานกับแรงกระทำ

แทนค่า $$U = 1 - \frac{2.22}{18.5} = 0.88 < 0.9 \quad \text{OK}$$

ตัวอย่างที่ 2.3 เหล็กฉากเดี่ยวขนาด $L-75\times75\times9$ mm มีเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด $A_g = 12.69\ cm^2$ ทำรอยต่อกับแผ่นเหล็กประกับด้วยสลักเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 mm ทั้งสองขา สมมติเหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc จงหากำลังรับแรงดึงของเหล็กฉากนี้ (สมมติว่าไม่เกิดการวิบัติที่ตัวสลักเกลียว หรือการวิบัติแบบ block shear)

วิธีทำ

จะต้องมีการหาเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ A_n เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล A_e ตัวคูณลดค่า U ให้ได้จึงจะหากำลังรับแรงดึง และโจทย์ข้อนี้เป็นลักษณะการวิเคราะห์ไม่ใช่การออกแบบ จึงมีลำดับขั้นตอนการทำงานแตกต่างจากการออกแบบ

ขั้นตอนที่ 1 รวบรวมข้อมูล

$A_g = 12.69\ cm^2$ = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กรับแรงดึง

$d_b = 16\ mm = 1.6\ cm$ = เส้นผ่านศูนย์กลางของตัวยึดซึ่งในที่นี้คือสลักเกลียว

$d_h = d_b + 2 = 16 + 2 = 18\ mm = 1.8\ cm$ = เส้นผ่านศูนย์กลางของรูเจาะ

$F_y = 2500$ ksc = กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050$ ksc = กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

ขั้นตอนที่ 2 หาเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ A_n เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล A_e ตัวคูณลดค่า U

ตัดขานอนจากมุมในของเหล็กฉาก ความยาว 75 mm จะหายไปเท่ากับความหนา t = 9 mm ดังนั้นความยาวที่เหลือคือ 75 – 9 = 66 mm นำมาต่อด้านล่างของขาตั้งให้กลายเป็นเหล็กแผ่นตามรูปทางขวา ทิศทางของแรงที่กระทำต่อจุดต่อชี้ไปทางขวาและอยู่ในแนวนอน

$w_g = 75 + 66 = 141\ mm = 14.1\ cm$ = ความกว้างทั้งหมดของแผ่นเหล็ก

$t = 9\ mm = 0.9\ cm$ = ความหนาของแผ่นเหล็ก

การขาดจากแรงดึงจะต้องผ่านรูเจาะ B ซึ่งอยู่ใกล้แรงดึงที่กระทำมากที่สุดเสมอ และอาจจะขาดผ่านรูเจาะในแนวถัดไปคือรูเจาะ D ส่วนรูเจาะในแนวถัดไปจะไม่มีการขาดจากแรงดึง

$g = 45 + 45 - 9 = 81 \text{ mm} = 8.1 \text{ cm} =$ มิติของแนวขาดเอียง BD วัดตั้งฉากกับแรง

$s = 40 \text{ mm} = 4 \text{ cm} =$ มิติของแนวขาดเอียง BD วัดขนานกับแรง

ถ้าการขาดตามแนว ABC ผ่านรูเจาะเพียงรูเดียว n = 1 ไม่มีแนวเอียง

$$A_n = t\left(w_g - nd_h + \sum \frac{s^2}{4g}\right)$$

$$A_n = 0.9(14.1 - 1\times 1.8 + 0) = 11.07 \text{ cm}^2$$

ถ้าการขาดตามแนว ABDE ผ่านรูเจาะสองรู n = 2 มีแนวเอียง BD ซึ่ง g = 8.1 cm, s = 4 cm

$$A_n = t\left(w_g - nd_h + \sum \frac{s^2}{4g}\right)$$

$$A_n = 0.9\left(14.1 - 2\times 1.8 + \frac{4^2}{4\times 8.1}\right) = 9.8944 \text{ cm}^2$$

เลือกค่าน้อยเป็นเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ $A_n = 9.8944 \text{ cm}^2$

เมื่อใช้สลักเกลียวอย่างน้อย 3 ตัวต่อแถว และความกว้างของปีก 75 mm เท่ากับความลึก 75 mm ดังนั้น

ตัวคูณลดค่า U = 0.9

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

$$A_e = UA_n = 0.9\times 9.8944 = 8.905 \text{ cm}^2$$

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับแรงดึง

ตามวิธี AISC-ASD

$$P = 0.6F_yA_g = 0.6\times 2500\times 12.69 = 19{,}035 \text{ kg}$$

$$P = 0.5F_uA_e = 0.5\times 4050\times 8.905 = 18{,}032.625 \text{ kg}$$

เลือกจากค่าน้อย และตัวเลขซ้ายสุดที่ไม่ใช่ 0 เป็นเลข 1 ให้ใช้นัยสำคัญ 4 หลัก ดังนั้น

กำลังรับแรงดึงใช้งาน $P = 18{,}030 \text{ kg}$

ตามวิธี AISC-LRFD

เมื่อหน้าตัดทั้งหมดเกิดการคราก $\phi_t = 0.9$

$$\phi_t P_n = 0.9F_yA_g = 0.9\times 2500\times 12.69 = 28{,}552.5 \text{ kg}$$

เมื่อหน้าตัดสุทธิประสิทธิผลเกิดการฉีกขาด $\phi_t = 0.75$

$$\phi_t P_n = 0.75F_uA_e = 0.75\times 4050\times 8.905 = 27{,}048.9375 \text{ kg}$$

ในกรณีนี้ไม่พิจารณาแรงกดประลัยตรงรูเจาะ เพราะจำนวนสลักเกลียวมีมาก ไม่พิจารณารับแรงฉีกขาด รวมทั้ง block shear เนื่องจากจำนวนสลักเกลียวมีมาก ระยะห่างจากปลายมากพอ

เลือกคำตอบจากค่าน้อย ตัวเลขซ้ายสุดที่ไม่ใช่ 0 เป็นเลข 2 ไม่ใช่เลข 1 ใช้นัยสำคัญ 3 ตำแหน่ง คือ

กำลังรับแรงดึงประลัย $\phi_t P_n = 27{,}000 \text{ kg}$

ตัวอย่างที่ 2.4 จงหากำลังรับแรงดึงของหน้าตัด S ที่ทำด้วยเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc เมื่อทำรอยต่อด้วยสลักเกลียวดังรูป (สมมติว่าไม่เกิดการวิบัติที่ตัวสลักเกลียว หรือการวิบัติแบบ block shear)

วิธีทำ

จะต้องมีการหาเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ A_n เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล A_e ตัวคูณลดค่า U ให้ได้จึงจะหากำลังรับแรงดึง และโจทย์ข้อนี้เป็นลักษณะการวิเคราะห์ไม่ใช่การออกแบบ จึงมีลำดับขั้นตอนการทำงานแตกต่างจากการออกแบบ

ขั้นตอนที่ 1 รวบรวมข้อมูล

$A_g = 91.73\ cm^2$ = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กรับแรงดึง จากตารางเหล็กรูปตัว I ภาคผนวก

$d_b = 16\ mm = 1.6\ cm$ = เส้นผ่านศูนย์กลางของตัวยึดซึ่งในที่นี้คือสลักเกลียว

$d_h = d_b + 2 = 16 + 2 = 18\ mm = 1.8\ cm$ = เส้นผ่านศูนย์กลางของรูเจาะ

$F_y = 2500$ ksc = กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050$ ksc = กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

$t_w = 1.0\ cm$ = ความหนาของแผ่นตั้งหรือแผ่นเอว จากตารางเหล็กรูปตัว I ภาคผนวก

$t_f = 1.8\ cm$ = ความหนาของปีก จากตารางเหล็กรูปตัว I ภาคผนวก

ขั้นตอนที่ 2 หาเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ A_n เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล A_e ตัวคูณลดค่า U

ถ้าขาดตามแนว ad รูเจาะ 4 รูบริเวณปีก นั่นคือ n = 4 และไม่มีแนวเอียง

$$A_n = A_g - nt_f d_h = 91.73 - 4 \times 1.8 \times 1.8 = 78.77\ cm^2$$

ถ้าขาดตามแนว abcd จะมีแนวเอียงสองแนว $n_i = 2$ รูเจาะผ่านปีก $n_f = 4$ รู และรูเจาะผ่านแผ่นตั้ง $n_w = 2$ รู ตัดปีกตามแนวขอบของแผ่นตั้ง ระยะเอียงที่วัดมิติตั้งฉากกับแนวแรงคือ

$$g = g_2 + \frac{g_1}{2} - \frac{t_w}{2} = 7 + \frac{8}{2} - \frac{1.0}{2} = 10.5 \text{ cm}$$

และเส้นมิติของแนวเอียงที่วัดขนานกับแนวแรงคือ

$$s = 5 \text{ cm}$$

$$A_n = A_g - n_f t_f d_h - n_w t_w d_h + \sum \frac{t_w s^2}{4g}$$

$$A_n = A_g - n_f t_f d_h - n_w t_w d_h + \frac{n_i t_w s^2}{4g}$$

$$A_n = 91.73 - 4 \times 1.8 \times 1.8 - 2 \times 1.0 \times 1.8 + \frac{2 \times 1.0 \times 5^2}{4 \times 10.5}$$

$$A_n = 76.36047619 \Rightarrow 76.36 \text{ cm}^2$$

สังเกตพจน์ $\frac{n_i t_w s^2}{4g}$ ของแนวเอียงซึ่งผ่านทั้งแผ่นตั้งและปีก แต่พจน์ $\frac{n_i t_w s^2}{4g}$ ใช้เพิ่มค่าของ A_n ดังนั้นจึงพิจารณาใช้ทางค่าน้อย ความหนาของแผ่นตั้ง $t_w = 1.0$ cm น้อยกว่าความหนาของปีก $t_f = 1.8$ cm ค่า A_n จะน้อยกว่าค่าจริงเล็กน้อย แต่ก็ปลอดภัย

เลือกค่าที่น้อยที่สุด นั่นคือเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ $A_n = 76.36 \text{ cm}^2$

เมื่อทั้งปีกและแผ่นตั้งถูกยึดด้วยตัวยึดทั้งหมด U = 1.0 หรือ

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล $A_e = A_n = 76.36 \text{ cm}^2$

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับแรงดึง

ตามวิธี AISC-ASD

$$P = 0.6F_yA_g = 0.6 \times 2500 \times 91.73 = 137{,}595 \text{ kg}$$

$$P = 0.5F_uA_e = 0.5 \times 4050 \times 76.36 = 154{,}629 \text{ kg}$$

เลือกจากค่าน้อย และตัวเลขซ้ายสุดที่ไม่ใช่ 0 เป็นเลข 1 ให้ใช้นัยสำคัญ 4 หลัก และจากหลักที่ 4 ไปทางขวาเป็นเลข 9 ซึ่งมากกว่าหรือเท่ากับ 5 จึงปัดขึ้น 1 ไปรวมกับ 5 เป็น 6 หลักที่ 5 ไปเป็น 0 หมด ดังนั้น

กำลังรับแรงดึงใช้งาน $P = 137{,}600$ kg

ตามวิธี AISC-LRFD

เมื่อหน้าตัดทั้งหมดเกิดการคราก $\phi_t = 0.9$

$$\phi_t P_n = 0.9F_yA_g = 0.9 \times 2500 \times 91.73 = 206{,}392.5 \text{ kg}$$

เมื่อหน้าตัดสุทธิประสิทธิผลเกิดการฉีกขาด $\phi_t = 0.75$

$$\phi_t P_n = 0.75F_uA_e = 0.75 \times 4050 \times 76.36 = 231{,}943.5 \text{ kg}$$

เลือกจากค่าน้อย ตัวเลขซ้ายสุดที่ไม่ใช่ 0 คือ 2 ไม่ใช่ 1 นัยสำคัญ 3 หลักๆ ที่สามเป็นเลข 6 หลักที่ 4 เป็นเลข 3 น้อยกว่า 5 ตัดทิ้ง ดังนั้น

กำลังรับแรงดึงประลัย $\phi_t P_n = 206{,}000\ \text{kg}$

ตัวอย่างที่ 2.5 จงหากำลังรับแรงดึงของเหล็กฉากที่แสดงเมื่อการชำรุดของรอยต่อเป็นแบบ block shear ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500\ \text{ksc}, F_u = 4050\ \text{ksc}$

วิธีทำ

กำลังรับแรงดึง เมื่อรอยต่อชำรุดแบบ block shear ตามแนว abc ดังแสดง

ตามวิธี AISC-ASD

A_{nv} = เนื้อที่หน้าตัดรับแรงเฉือนในแนว ab ซึ่งยาว 2.5 + 5 + 5 = 12.5 cm มีรูเจาะสองรูครึ่งหรือ 2.5 รู ขนาดรูเจาะ $d_h = d_b + 2 = 16 + 2 = 18\ \text{mm} = 1.8\ \text{cm}$ ความหนาของเหล็กฉาก 10 mm = 1.0 cm ดังนั้น

$$A_{nv} = 1.0 \times (12.5 - 2.5 \times 1.8) = 8\ \text{cm}^2$$

A_{nt} = เนื้อที่หน้าตัดรับแรงดึงในแนว bc ความยาว 4 cm มีส่วนของรูเจาะครึ่งรูหรือ 0.5 รู ขนาดรูเจาะ $d_h = d_b + 2 = 16 + 2 = 18\ \text{mm} = 1.8\ \text{cm}$ ความหนาของเหล็กฉาก 10 mm = 1.0 cm ดังนั้น

$$A_{nt} = 1.0 \times (4.0 - 0.5 \times 1.8) = 3.1\ \text{cm}^2$$

กำลังรับแรงดึงใช้งาน $T_{bs} = 0.3F_uA_{nv} + 0.5F_uA_{nt}$

$$T_{bs} = 0.3 \times 4050 \times 8 + 0.5 \times 4050 \times 3.1 = 15{,}997.5\ \text{kg}$$

เนื่องจากตัวเลขซ้ายสุดที่ไม่ใช่ 0 คือ 1 นัยสำคัญ 4 หลักตกเลข 9 หลัง ถัดไปเป็นเลข $7 \geq 5$ จึงปัดขึ้นเป็น 1 ไปรวมกับ 9 เป็น 10 ดังนั้นคำตอบคือ

$$T_{bs} = 16{,}000\ \text{kg}$$

ตามวิธี AISC-LRFD

$A_{gv} = 12.5 \times 1.0 = 12.5\ \text{cm}^2$ = เนื้อที่หน้าตัดส่วนรับแรงเฉือนช่วง ab ไม่หักรูเจาะออก

$A_{gt} = 4.0 \times 1.0 = 4.0\ \text{cm}^2$ = เนื้อที่หน้าตัดส่วนรับแรงดึงช่วง bc ไม่หักรูเจาะออก

A_{nv} = เนื้อที่หน้าตัดรับแรงเฉือนในแนว ab ซึ่งยาว 2.5 + 5 + 5 = 12.5 cm มีรูเจาะสองรูครึ่งหรือ 2.5 รู ขนาดรูเจาะ $d_h = d_b + 2 = 16 + 2 = 18\ \text{mm} = 1.8\ \text{cm}$ ความหนาของเหล็กฉาก 10 mm = 1.0 cm ดังนั้น

$$A_{nv} = 1.0 \times (12.5 - 2.5 \times 1.8) = 8\ \text{cm}^2$$

A_{nt} = เนื้อที่หน้าตัดรับแรงดึงในแนว bc ความยาว 4 cm มีส่วนของรูเจาะครึ่งรูหรือ 0.5 รู ขนาดรูเจาะ $d_h = d_b + 2 = 16 + 2 = 18\ \text{mm} = 1.8\ \text{cm}$ ความหนาของเหล็กฉาก 10 mm = 1.0 cm ดังนั้น

$$A_{nt} = 1.0 \times (4.0 - 0.5 \times 1.8) = 3.1\ \text{cm}^2$$

เตรียมค่าเอาไว้ตรวจสอบระหว่างแรงเฉือนกับแรงดึงว่ากรณีใดขาดและอีกตัวเป็นการคราก

$$F_u A_{nt} = 4050 \times 3.1 = 12{,}555\ \text{kg}$$

$$0.6F_u A_{nv} = 0.6 \times 4050 \times 8 = 19{,}440\ \text{kg}$$

พบว่า $0.6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$ ชิ้นส่วนถูกเฉือนขาดและครากจากการดึง

กำลังรับแรงดึงประลัย $\phi_t P_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt})$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times (0.6 \times 4050 \times 8 + 2500 \times 4) = 22{,}080\ \text{kg}$$

เนื่องจากตัวเลขซ้ายสุดที่ไม่ใช่ 0 คือ 2 นัยสำคัญ 3 หลักตกเลข 0 หลักที่ 4 เป็น $8 \geq 5$ จึงปัดขึ้น 1 ไปรวมกับ 0 เป็น 1 ดังนั้น กำลังรับแรงดึงประลัย คือ

$$\phi_t P_n = 22{,}100\ \text{kg}$$

ถ้าไม่เกิดการวิบัติแบบ block shear จะหากำลังรับแรงดึงของเหล็กฉากได้ดังนี้

ตามวิธี AISC-ASD

$A_g = 17.0\ \text{cm}^2$ = เนื้อที่หน้าตัดเหล็กฉาก $L - 90 \times 90 \times 10\ \text{mm}$ จากตารางเหล็กในภาคผนวก

$t = 10\ \text{mm} = 1.0\ \text{cm}$ = ความหนาของเหล็กฉาก

หากเกิดการขาด รอยขาดจะผ่านรูเจาะที่อยู่ใกล้แรงดึงที่สุดซึ่งมี n = 1 รู

$d_h = d_b + 2 = 16 + 2 = 18\ \text{mm} = 1.8\ \text{cm}$ = ขนาดรูเจาะเผื่อจากขนาดสลักเกลียว 2 mm

การยึดเหล็กฉากเพียงขาเดียวมีสลักเกลียวแถวเดียว มี 3 ตัวต่อแถว ตามรูปที่ 2.6(ก) ค่า U = 0.85

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ

$$A_n = A_g - ntd_h = 17.0 - 1 \times 1.0 \times 1.8 = 15.2\ \text{cm}^2$$

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

$$A_e = UA_n = 0.85 \times 15.2 = 12.92\ \text{cm}^2$$

กำลังรับแรงดึง

$$P = 0.6F_y A_g = 0.6 \times 2500 \times 17.0 = 25{,}500\ \text{kg}$$

$$P = 0.5F_u A_e = 0.5 \times 4050 \times 12.92 = 26{,}163\ \text{kg}$$

เลือกค่าน้อย คือ 25,500 kg เลขซ้ายสุดเป็น 2 ไม่ใช่ 1 จึงนัยสำคัญ 3 หลักนับไปตกเลข 5 หลัง ถัดไปเป็น 0 หมด ดังนั้น

กำลังรับแรงดึงใช้งาน $P = 25{,}500\ \text{kg}$

ตามวิธี AISC-LRFD

$A_g = 17.0\ cm^2 =$ เนื้อที่หน้าตัดเหล็กฉาก $L-90\times90\times10\ mm$ จากตารางเหล็กในภาคผนวก

$t = 10\ mm = 1.0\ cm =$ ความหนาของเหล็กฉาก

หากเกิดการขาด รอยขาดจะผ่านรูเจาะที่อยู่ใกล้แรงดึงที่สุดซึ่งมี n = 1 รู

$d_h = d_b + 2 = 16 + 2 = 18\ mm = 1.8\ cm =$ ขนาดรูเจาะเผื่อจากขนาดสลักเกลียว 2 mm

การยึดเหล็กฉากเพียงขาเดียวมีสลักเกลียวแถวเดียว มี 3 ตัวต่อแถว ตามรูปที่ 2.6(ก) ค่า U = 0.85

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ

$$A_n = A_g - ntd_h = 17.0 - 1\times1.0\times1.8 = 15.2\ cm^2$$

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

$$A_e = UA_n = 0.85\times15.2 = 12.92\ cm^2$$

กำลังรับแรงดึงประลัย

$$\phi_t P_n = 0.9F_yA_g = 0.9\times2500\times17.0 = 38{,}250\ kg$$

$$\phi_t P_n = 0.75F_uA_e = 0.75\times4050\times12.92 = 39{,}244.5\ kg$$

เลือกค่าน้อยคือ $\phi_t P_n = 38{,}250\ kg$ แต่เลขซ้ายสุดที่ไม่ใช่ 0 คือเลข 3 ไม่ใช่ 1 จึงมีนัยสำคัญ 3 หลัก หลักที่ 4 คือ 5 ปัดขึ้น 1 แล้วใส่ 0 แทน ดังนั้น

$$\phi_t P_n = 38{,}300\ kg$$

ตัวอย่างที่ 2.6 ให้ออกแบบชิ้นส่วนรับแรงดึงที่มีขนาดรูปตัดแบนแบบสี่เหลี่ยมผืนผ้าที่มีความยาว 1.5 เมตร โดยต้องรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ 8000 กิโลกรัม น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 24,000 กิโลกรัม ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc สมมติว่าทำรอยต่อโดยใช้สลักเกลียวขนาด 20 มิลลิเมตร อย่างน้อย 3 ตัวต่อ 1 แถว สมมติว่าไม่เกิดการวิบัติที่ตัวสลักเกลียว หรือการวิบัติแบบ block shear

วิธีทำ

วิธี AISC-ASD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$T = DL + LL = 8{,}000 + 24{,}000 = 32{,}000\ kg =$ แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

$F_y = 2500\ ksc =$ กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050\ ksc =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

$d_b = 20\ mm = 2.0\ cm =$ เส้นผ่านศูนย์กลางของสลักเกลียว

$d_h = d_b + 2 = 20 + 2 = 22\ mm = 2.2\ cm =$ เส้นผ่านศูนย์กลางรูเจาะ

$U = 1 =$ เมื่อเป็นแผ่นเหล็กแบนหรือท่อนกลม ตัวคูณลดค่าเท่ากับ 1

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

จากข้อกำหนดข้อแรก

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{32,000}{0.6 \times 2500} = 21.333 \ \text{cm}^2$$

จากข้อกำหนดข้อที่สอง

$$A_n = \frac{T}{0.5F_u U} = \frac{32,000}{0.5 \times 4050 \times 1.0} = 15.802 \ \text{cm}^2$$

เมื่อจัดสลักเกลียวแถวเดียว

$$A_g = A_n + td_h = 15.802 + 2.2t$$

ขั้นตอนที่ 3 เลือกแผ่นเหล็กขนาดกว้าง 120 mm หนา 20 mm มี

$$A_g = 12.0 \times 2.0 = 24.0 \ \text{cm}^2 > 21.333 \ \text{cm}^2$$

$$A_g = 15.802 + 2.2 \times 2.0 = 20.202 \ \text{cm}^2 < 24.0 \ \text{cm}^2$$

แสดงว่าแผ่นเหล็กขนาดกว้าง 120 mm หนา 20 mm รับแรงดึงที่กระทำได้

วิธี AISC-LRFD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times 8,000 + 1.6 \times 24,000 = 48,000 \ \text{kg} =$ แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุก

เพิ่มค่า ตัวคูณที่ใช้ 1.2 กับ 1.6 เพราะ $\frac{LL}{DL} = \frac{24,000}{8,000} = 3 < 8$

$F_y = 2500 \ \text{ksc} =$ กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050 \ \text{ksc} =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

$d_b = 20 \ \text{mm} = 2.0 \ \text{cm} =$ เส้นผ่านศูนย์กลางของสลักเกลียว

$d_h = d_b + 2 = 20 + 2 = 22 \ \text{mm} = 2.2 \ \text{cm} =$ เส้นผ่านศูนย์กลางรูเจาะ

$U = 1 =$ เมื่อเป็นแผ่นเหล็กแบนหรือท่อนกลม ตัวคูณลดค่าเท่ากับ 1

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

ตามข้อกำหนดข้อแรก

$$A_g = \frac{P_u}{0.9F_y} = \frac{48,000}{0.9 \times 2500} = 21.333 \ \text{cm}^2$$

ตามข้อกำหนดข้อที่สอง

$$A_n = \frac{P_u}{0.75F_u U} = \frac{48,000}{0.75 \times 4050 \times 1} = 15.802 \ \text{cm}^2$$

แต่ทำรอยต่อด้วยสลักเกลียวแถวเดียวไม่น้อยกว่า 3 ตัวต่อแถว ขนาดสลักเกลียว 20 mm ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางรูเจาะ 22 mm = 2.2 cm ดังนั้นต้องการเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดไม่น้อยกว่า

$$A_g = 15.802 + 2.2t$$

ขั้นตอนที่ 3 เลือกแผ่นเหล็กขนาดกว้าง 120 mm หนา 20 mm มี

$$A_g = 12.0 \times 2.0 = 24.0 \text{ cm}^2 > 21.333 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 15.802 + 2.2 \times 2.0 = 20.202 \text{ cm}^2 < 24.0 \text{ cm}^2$$

แสดงว่าแผ่นเหล็กขนาดกว้าง 120 mm หนา 20 mm รับแรงดึงที่กระทำได้

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบความชะลูด $SR = \frac{KL}{r} \le 300$

$L = 1.50 \text{ m} = 150 \text{ cm} =$ ความยาวของชิ้นส่วนรับแรงดึง

$I = \frac{bt^3}{12} = \frac{12.0 \times 2.0^3}{12} = 8 \text{ cm}^4 =$ โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดที่น้อยที่สุด

$A = bt = 12.0 \times 2.0 = 24 \text{ cm}^2 =$ เนื้อที่หน้าตัดของชิ้นส่วนรับแรงดึง

$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{8}{24}} = 0.57735 \text{ cm} =$ รัศมีไจเรชันของหน้าตัด

$K = 1.0 =$ สัมประสิทธิ์ความยาวประสิทธิผล โครงสร้างส่วนแรงดึงเท่ากับ 1.0

$$SR = \frac{KL}{r} = \frac{1.0 \times 150}{0.57735} = 259.8 < 300 \quad \text{OK}$$

ดังนั้นใช้เหล็กแผ่นขนาด $20 \times 120 \text{ mm}^2$ เป็นโครงสร้างส่วนรับแรงดึงกรณีนี้ได้

ตัวอย่างที่ 2.7 จงออกแบบชิ้นส่วนรับแรงดึงรูปตัดฉากเดี่ยว ยาว 3.00 เมตร ทำด้วยเหล็กชนิด ASTM A36 ซึ่งมี $F_y = 2500 \text{ ksc}, F_u = 4050 \text{ ksc}$ ยึดกับแผ่นเหล็กประกับ ดังรูป ด้วยสลักเกลียวขนาด 22 mm อย่างน้อย 3 ตัว เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 5,000 kg และน้ำหนักบรรทุกจร 10,000 kg สมมติว่าไม่มีการวิบัติที่ตัวสลักเกลียวหรือการวิบัติแบบ block shear

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$T = DL + LL = 5{,}000 + 10{,}000 = 15{,}000\ \text{kg} =$ แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

$F_y = 2500\ \text{ksc} =$ กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050\ \text{ksc} =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

$d_b = 22\ \text{mm} = 2.2\ \text{cm} =$ เส้นผ่านศูนย์กลางของสลักเกลียว

$d_h = d_b + 2 = 22 + 2 = 24\ \text{mm} = 2.4\ \text{cm} =$ เส้นผ่านศูนย์กลางรูเจาะ

$U = 0.85 =$ เมื่อเป็นเหล็กฉากยึดขาเดียวแต่มีอย่างน้อย 3 ตัวต่อแถว

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

จากข้อกำหนดข้อแรก

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{15{,}000}{0.6 \times 2500} = 10\ \text{cm}^2$$

จากข้อกำหนดข้อที่สอง

$$A_n = \frac{T}{0.5F_u U} = \frac{15{,}000}{0.5 \times 4050 \times 0.85} = 8.7146\ \text{cm}^2$$

เมื่อจัดสลักเกลียวแถวเดียว

$$A_g = A_n + td_h = 8.7146 + 2.4t$$

ขั้นตอนที่ 3 เลือกรูปตัด $L - 75 \times 75 \times 9\ \text{mm}$ จากตารางเหล็กในภาคผนวก

$$A_g = 12.69\ \text{cm}^2 > 10\ \text{cm}^2$$

$$A_g = 8.7146 + 2.4 \times 0.9 = 10.8746\ \text{cm}^2 < 12.69\ \text{cm}^2$$

แสดงว่ารูปตัด $L - 75 \times 75 \times 9\ \text{mm}$ รับแรงดึงที่กระทำได้

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบอัตราส่วนความชะลูดต้องไม่เกิน 300

จากตารางเหล็กฉากชนิดขาเท่ากัน ภาคผนวกพบว่า รูปตัด $L - 75 \times 75 \times 9\ \text{mm}$ มีรัศมีไจเรชันน้อยที่สุดเท่ากับ 1.45 cm

$$SR = \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 300}{1.45} = 206.9 < 300\ \ \text{OK}$$

วิธี AISC-LRFD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times 5{,}000 + 1.6 \times 10{,}000 = 22{,}000\ \text{kg} =$ แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุก

เพิ่มค่า ตัวคูณที่ใช้ 1.2 กับ 1.6 เพราะ $\frac{LL}{DL} = \frac{10{,}000}{5{,}000} = 2 < 8$

$F_y = 2500\ \text{ksc} =$ กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050\ \text{ksc} =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

$d_b = 22\ \text{mm} = 2.2\ \text{cm} =$ เส้นผ่านศูนย์กลางของสลักเกลียว

$d_h = d_b + 2 = 22 + 2 = 24\ \text{mm} = 2.4\ \text{cm} =$ เส้นผ่านศูนย์กลางรูเจาะ

$U = 0.85 =$ เมื่อเป็นเหล็กฉากยึดขาเดียวแต่มีอย่างน้อย 3 ตัวต่อแถว

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

ตามข้อกำหนดข้อแรก

$$A_g = \frac{P_u}{0.9F_y} = \frac{22{,}000}{0.9 \times 2500} = 9.778\ \text{cm}^2$$

ตามข้อกำหนดข้อที่สอง

$$A_n = \frac{P_u}{0.75F_u U} = \frac{22{,}000}{0.75 \times 4050 \times 0.85} = 8.521\ \text{cm}^2$$

แต่ทำรอยต่อด้วยสลักเกลียวแถวเดียวไม่น้อยกว่า 3 ตัวต่อแถว ขนาดสลักเกลียว 22 mm ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางรูเจาะ 24 mm = 2.4 cm ดังนั้นต้องการเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดไม่น้อยกว่า

$$A_g = 8.521 + 2.4t$$

ขั้นตอนที่ 3 เลือกรูปตัด $L - 75 \times 75 \times 9\ \text{mm}$ จากตารางเหล็กในภาคผนวก

$$A_g = 12.69\ \text{cm}^2 > 9.778\ \text{cm}^2$$

$$A_g = 8.7146 + 2.4 \times 0.9 = 10.8746\ \text{cm}^2 < 12.69\ \text{cm}^2$$

แสดงว่ารูปตัด $L - 75 \times 75 \times 9\ \text{mm}$ รับแรงดึงที่กระทำได้

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบอัตราส่วนความชะลูดต้องไม่เกิน 300

จากตารางเหล็กฉากชนิดขาเท่ากัน ภาคผนวกพบว่า รูปตัด $L - 75 \times 75 \times 9\ \text{mm}$ มีรัศมีไจเรชันน้อยที่สุดเท่ากับ 1.45 cm

$$SR = \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 300}{1.45} = 206.9 < 300 \quad \text{OK}$$

ตัวอย่างที่ 2.8 จงออกแบบชิ้นส่วนรับแรงดึงรูปตัดฉากคู่ชนิดขาไม่เท่ากันทำด้วยเหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500\ \text{ksc}, F_u = 4050\ \text{ksc}$ โดยเชื่อมขาด้านยาวติดกับแผ่นเหล็กประกับ เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 16 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 44 ตัน สมมติว่าไม่เกิดการวิบัติที่รอยเชื่อม

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$T = DL + LL = 16{,}000 + 44{,}000 = 60{,}000\ \text{kg} =$ แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

$F_y = 2500\ \text{ksc} =$ กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050\ \text{ksc} =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

จากข้อกำหนดข้อแรก

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{60{,}000}{0.6 \times 2500} = 40\ \text{cm}^2$$

ลองเลือกใช้ $2Ls - 125 \times 90 \times 10\ \text{mm}$ จากตารางเหล็กฉากขาไม่เท่ากันในภาคผนวก

$$A_g = 2 \times 20.50 = 41\ \text{cm}^2 > 40\ \text{cm}^2$$

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบกำลังรับแรง

จัดชิ้นส่วนโดยให้ขายาวแนบกับแผ่นประกับ รอยเชื่อมที่ขนานกับแนวแรงยาวถึง 18.5 cm ขณะที่ระยะห่างระหว่างรอยเชื่อม 2.5 cm แต่ระยะห่างจากรอยเชื่อมถึงศูนย์ถ่วง $\bar{x} = 2.22\ \text{cm}$ ขณะที่ความยาวรอยเชื่อมขนานแนวแรง $L = 18.5\ \text{cm}$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \le 0.9$$

$$U = 1 - \frac{2.22}{18.5} = 0.88 < 0.9\ \text{OK}$$

กำลังรับแรงดึงบนหน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

$$T = 0.5F_u UA_n$$

เมื่อ $A_n = A_g = 40.1\ cm^2$ = เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ ไม่มีการเจาะรูใช้เต็มที่

$$T = 0.5 \times 4050 \times 0.88 \times 41 = 73{,}062\ kg$$

กำลังรับแรงดึงบนแผ่นประกับเมื่อต้องรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear) แผ่นประกับขาดเป็นสี่เหลี่ยมโดยส่วนรับแรงดึงที่ปลายเหล็กฉากยาว 12.5 cm และแรงเฉือนที่ขอบบนและล่างยาวขอบละ 18.5 cm แผ่นเหล็กประกับหนา 19 mm = 1.9 cm ดังนั้น

$$A_{nt} = 12.5 \times 1.9 = 23.75\ cm^2$$

$$A_{nv} = 2 \times 18.5 \times 1.9 = 70.3\ cm^2$$

$$T_{bs} = 0.3F_u A_{nv} + 0.5F_y A_{nv}$$

$$T_{bs} = 0.3 \times 4050 \times 70.3 + 0.5 \times 2500 \times 23.75 = 115{,}102\ kg$$

ดังนั้นหากจะเกิดการชำรุดจะเกิดจากการขาดที่เหล็กฉาก ไม่เกิดการชำรุดที่เหล็กประกับ

เลือกใช้ $2Ls - 125 \times 90 \times 10$ mm

ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times 16{,}000 + 1.6 \times 44{,}000 = 89{,}600\ kg =$ แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุก

เพิ่มค่า ตัวคูณที่ใช้ 1.2 กับ 1.6 เพราะ $\frac{LL}{DL} = \frac{44{,}000}{16{,}000} = 2.75 < 8$

$F_y = 2500\ ksc =$ กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050\ ksc =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

ตามข้อกำหนดข้อแรก

$$A_g = \frac{P_u}{0.9F_y} = \frac{89{,}600}{0.9 \times 2500} = 39.822\ cm^2$$

ลองเลือกใช้ $2Ls - 125 \times 90 \times 10$ mm จากตารางเหล็กฉากขาไม่เท่ากันในภาคผนวก

$$A_g = 2 \times 20.50 = 41\ cm^2 > 39.822\ cm^2$$

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบกำลังรับแรง

จัดชิ้นส่วนโดยให้ขายาวแนบกับแผ่นประกับ รอยเชื่อมที่ขนานกับแนวแรงยาวถึง 18.5 cm ขณะที่ระยะห่างระหว่างรอยเชื่อม 2.5 cm แต่ระยะห่างจากรอยเชื่อมถึงศูนย์ถ่วง $\bar{x} = 2.22$ cm ขณะที่ความยาวรอยเชื่อมขนานแนวแรง $L = 18.5$ cm

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \le 0.9$$

$$U = 1 - \frac{2.22}{18.5} = 0.88 < 0.9\ \text{OK}$$

กำลังรับแรงดึงบนหน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

$$P_u = 0.75F_uUA_n$$

เมื่อ $A_n = A_g = 40.1\ cm^2 =$ เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ ไม่มีการเจาะรูใช้เต็มที่

$$P_u = 0.75 \times 4050 \times 0.88 \times 41 = 109{,}593\ kg > 89{,}600\ kg$$

กำลังรับแรงดึงบนแผ่นประกับเมื่อต้องรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear) แผ่นประกับขาดเป็นสี่เหลี่ยมโดยส่วนรับแรงดึงที่ปลายเหล็กฉากยาว 12.5 cm และแรงเฉือนที่ขอบบนและล่างยาวขอบละ 18.5 cm แผ่นเหล็กประกับหนา 19 mm = 1.9 cm ดังนั้น

$$A_{gt} = A_{nt} = 12.5 \times 1.9 = 23.75\ cm^2$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2 \times 18.5 \times 1.9 = 70.3\ cm^2$$

เตรียมค่าเพื่อตรวจสอบว่าดึงขาดแล้วครากจากแรงเฉือนหรือเฉือนขาดแล้วครากจากแรงดึง

$$0.6F_uA_{nv} = 0.6 \times 4050 \times 70.3 = 170{,}829\ kg$$

$$F_uA_{nt} = 4050 \times 23.75 = 96{,}187.5\ kg$$

$$0.6F_uA_{nv} > F_uA_{nt}$$

แสดงว่าเหล็กประกับถูกเฉือนขาดและครากจากแรงดึง

$$\phi_tP_{bs} = 0.75(0.6F_uA_{nv} + F_yA_{gt})$$

$$\phi_tP_{bs} = 0.75 \times (0.6 \times 4050 \times 70.3 + 2500 \times 23.75)$$

$$\phi_tP_{bs} = 172{,}653\ kg > P_u = 109{,}593\ kg$$

ดังนั้นหากจะเกิดการชำรุดจะเกิดจากการขาดที่เหล็กฉาก ไม่เกิดการชำรุดที่เหล็กประกับ

เลือกใช้ $2Ls - 125 \times 90 \times 10\ mm$

ตัวอย่างที่ 2.9 จงหาขนาดของท่อนเหล็กกลมเพื่อใช้ยึดส่วนโครงสร้างมิให้เซ ซึ่งต้องรับแรงดึงใช้งานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ 1 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจร 3 ตัน ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 ซึ่งมี $F_y = 2500\ ksc, F_u = 4050\ ksc$

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$T = DL + LL = 1{,}000 + 3{,}000 = 4{,}000\ kg =$ แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

$F_y = 2500\ ksc =$ กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050\ ksc =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

สำหรับท่อนเหล็กหรือเคเบิ้ลรับแรงดึง หน่วยแรงดึงที่ยอมให้

$$F_t = 0.33F_u$$

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

$$A_b = \frac{T}{F_t} = \frac{T}{0.33F_u} = \frac{4000}{0.33 \times 4050} = 2.993 \text{ cm}^2$$

เหล็กท่อนกลมตันมีเนื้อที่หน้าตัด

$$\frac{\pi d_b^2}{4} = 2.993$$

$$d_b = \sqrt{\frac{2.993 \times 4}{\pi}} = 1.952 \text{ cm} = 19.52 \text{ mm}$$

หากเผื่อทำเกลียวขนาดเกลียว $\frac{1}{32}$ นิ้ว $= \frac{1}{32} \times 25.4 = 0.79375 \text{ mm} \Rightarrow 0.8 \text{ mm}$

ดังนั้น $d_b = 19.52 + 0.8 + 0.8 = 21.12 \Rightarrow 22 \text{ mm}$

เลือกใช้ท่อนเหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 22 mm

ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times 1{,}000 + 1.6 \times 3{,}000 = 6{,}000 \text{ kg} =$ แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า

ตัวคูณที่ใช้ 1.2 กับ 1.6 เพราะ $\frac{LL}{DL} = \frac{3{,}000}{1{,}000} = 3 < 8$

$F_y = 2500 \text{ ksc} =$ กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050 \text{ ksc} =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

$$A_b = \frac{P_u}{\phi_t(0.75F_u)} = \frac{6{,}000}{0.75(0.75 \times 4050)} = 2.634 \text{ cm}^2$$

เหล็กท่อนกลมตันมีเนื้อที่หน้าตัด

$$\frac{\pi d_b^2}{4} = 2.634$$

$$d_b = \sqrt{\frac{2.634 \times 4}{\pi}} = 1.83 \text{ cm} = 18.3 \text{ mm}$$

หากเผื่อทำเกลียวขนาดเกลียว $\frac{1}{32}$ นิ้ว $= \frac{1}{32} \times 25.4 = 0.79375 \text{ mm} \Rightarrow 0.8 \text{ mm}$

ดังนั้น $d_b = 18.3 + 0.8 + 0.8 = 19.9 \Rightarrow 20 \text{ mm}$

เลือกใช้ท่อนเหล็กเส้นผ่านศูนย์กลาง 20 mm

สังเกตว่าวิธี LRFD จะได้เหล็กเล็กกว่าวิธี ASD

ตัวอย่างที่ 2.10 จงออกแบบส่วนโครงสร้างรับแรงดึง ยาว 10.00 เมตร ที่ประกอบขึ้นจากเหล็กรางและต่อยึดด้วยแผ่นยึดแบบขวาง (tie plate) ที่ปีกคานด้วยสลักเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 22 mm เพื่อให้รับแรงดึงใช้งาน 160 ตัน สมมติใช้เหล็กชนิด ASTM A36 ซึ่งมี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$T = DL + LL = 160{,}000$ kg = แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

$F_y = 2500$ ksc = กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050$ ksc = กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

$d_b = 22$ mm $= 2.2$ cm = เส้นผ่านศูนย์กลางของสลักเกลียว

$d_h = d_b + 2 = 22 + 2 = 24$ mm $= 2.4$ cm = เส้นผ่านศูนย์กลางรูเจาะ

$U = 0.85$ = เมื่อเป็นการยึดเฉพาะส่วนปีกและไม่เข้าเงื่อนไขที่จะทำให้ $U = 0.9$

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด

จากข้อกำหนดข้อแรก

$$A_g = \frac{T}{0.6F_y} = \frac{160{,}000}{0.6 \times 2500} = 106.67 \text{ cm}^2$$

ตามข้อกำหนดข้อที่สอง

$$A_n = \frac{T}{0.5F_u U} = \frac{160{,}000}{0.5 \times 4050 \times 0.85} = 92.96 \text{ cm}^2$$

แต่ทำรอยต่อด้วยสลักเกลียวแถวเดียวไม่น้อยกว่า 3 ตัวต่อแถว ขนาดสลักเกลียว 22 mm ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางรูเจาะ 24 mm = 2.4 cm รอยขาดจะผ่านรูเจาะ 4 รู ให้ t เป็นความหนาของส่วนปีกของเหล็กราง ดังนั้นต้องการเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดไม่น้อยกว่า

$$A_g = 92.96 + 4 \times 2.4t = 92.96 + 22.56t$$

ขั้นตอนที่ 3 เลือกรูปตัด $[-300 \times 90 \times 10$ mm จากตารางเหล็กในภาคผนวก

เนื้อที่หน้าตัด 55.74 cm^2 ส่วนปีกหนา 15.5 mm ส่วน web หนา 10 mm

$$A_g = 92.96 + 9.6 \times 1.55 = 107.84 \ cm^2$$

$$A_g = 55.74 \times 2 = 111.48 \ cm^2 > 107.84 \ cm^2 > 106.67 \ cm^2$$

โดยจัดวางให้แผ่น web ห่างกัน 30 cm ดังรูป

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบอัตราส่วนความชะลูด

โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกน x จะได้จากเหล็กราง 2 ท่อน แต่ละท่อนมี $I_x = 7410 \ cm^4$

$$I_x = 2 \times 7410 = 14{,}820 \ cm^4$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกน y ได้จากเหล็กรางสองท่อน แต่ละท่อนมี $\bar{I}_y = 360 \ cm^4$ เนื้อที่หน้าตัด $A = 55.74 \ cm^2$ ตำแหน่งเซนทรอยด์ห่างจากผิว web เท่ากับ 2.34 cm เมื่อย้ายไปแกนใหม่ระยะห่างคือ

$$d = \frac{30}{2} - 2.34 = 15 - 2.34 = 12.66 \ cm$$

$$I_y = \sum \bar{I}_y + \sum Ad^2 = 2 \times 360 + 2 \times 55.74 \times 12.66^2 = 18{,}587.52 \ cm^4$$

พบว่า $I_x < I_y$ การโก่งเดาะ (buckling) จะเกิดรอบแกน x หารัศมีไจเรชันรอบแกน x

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{14{,}820}{2 \times 55.74}} = 11.53 \ cm$$

$$SR = \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 1000}{11.53} = 86.73 < 300 \quad \text{OK}$$

ขั้นตอนที่ 5 ออกแบบแผ่นยึดขวาง

ให้รูเจาะอยู่ห่างจากขอบของเหล็กแผ่นตั้ง 4.5 cm ดังรูป

ดังนั้นระยะห่างระหว่างแนวของรูเจาะ $L = 30 - 2 \times 4.5 = 21$ cm

ความหนาของแผ่นยึดขวางอย่างน้อย $t \geq \frac{L}{50} = \frac{21}{50} = 0.42 \ cm = 4.2 \ mm$ ใช้ $t = 6$ mm

ความกว้างของแผ่นยึดขวางอย่างน้อย $b \geq \frac{2}{3}L = \frac{2}{3} \times 21 = 14 \ cm$

แต่ต้องใช้สลักเกลียวอย่างน้อย 3 ตัวต่อแถว โดยสมมติให้ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของรูเจาะ 6.5 cm และระยะขอบ 3.5 cm ดังนั้นความกว้างของแผ่นยึดขวางจะได้

$$b = 3.5 + 6.5 + 6.5 + 3.5 = 20 \ cm$$

ความยาวจริงของแผ่นยึดขวางต้องรวมระยะขอบไว้ด้วย

$$L_1 = L + 2e = 21 + 2 \times 3.5 = 28 \ cm \Rightarrow 30 \ cm$$

นั่นคือ ใช้แผ่นยึดขวาง $PL - 300 \times 200 \times 6$ mm

ขั้นตอนที่ 6 หาระยะห่างระหว่างแผ่นยึดขวาง

พิจารณาจากความชะลูด $SR = \frac{KL}{r} \le 300$ ของเหล็กรางแต่ละท่อนที่อยู่ระหว่างแผ่นยึดขวาง แต่เหล็กรางที่เลือกมี $r_y = 2.54$ cm น้อยที่สุด การโก่งเดาะเกิดรอบแกน y ดังนั้น

$$L \le \frac{300r}{K} = \frac{300 \times 2.54}{1} = 762 \text{ cm} = 7.62 \text{ m}$$

ดังนั้นใช้แผ่นยึดขวางที่ปลายทั้งสองข้างและที่กึ่งกลางความยาว หรือระยะ L = 5.00 เมตร

หมายเหตุ มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD กำหนดขนาดและสัดส่วนของแผ่นยึดขวางไว้ดังนี้

- ความกว้างของแผ่นยึดขวาง (ตามแนวยาวของส่วนโครงสร้าง) ต้องไม่น้อยกว่าสองในสามของระยะห่างในแนวขวางระหว่างตัวยึดหรือแนวที่จะเชื่อม
- ความหนาของแผ่นยึดขวางต้องไม่น้อยกว่างหนึ่งในห้าสิบของระยะห่างในแนวขวางระหว่างตัวยึดหรือแนวที่จะเชื่อม
- ระยะห่างตามแนวยาวระหว่างตัวยึด หรือรอยเชื่อมแบบเว้นระยะ ต้องไม่เกิน 15 cm
- ระยะห่างของแผ่นยึดขวาง ต้องไม่ทำให้อัตราส่วนความชะลูดของแต่ละส่วนโครงสร้างเกินกว่า 300

ตัวอย่างที่ 2.11 จากโครงหลังคาที่แสดง สมมติให้ระยะห่างระหว่างโครง (bay) เท่ากับ 6.00 เมตร และใช้ตัวยึดแป (sag rod) ที่กึ่งกลางของช่วงความยาวแป เพื่อกันไม่ให้แปโก่งทางข้าง จงหาขนาดของตัวยึดแปที่ต้องการ สมมติใช้เหล็กกลมเรียบ SR-24 ที่มี $F_y = 2400$ ksc, $F_u = 3900$ ksc

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$F_y = 2500$ ksc = กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A36

$F_u = 4050$ ksc = กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A36

หาน้ำหนักที่ตัวยึดแปต้องรับ

แปเป็นเหล็กรูปตัด S รูปร่าง I เปิดตารางภาคผนวกท้ายเล่มจะมีน้ำหนัก 24.6 kg/m ในระยะ 6.00 เมตร ที่โครงหลังคาห่างกันแล้วมีเหล็กยึดแปอยู่กลาง แบ่งพื้นที่แล้วเหล็กยึดแปจะรับอยู่ครึ่งหนึ่ง น้ำหนักทั้งหมดในแนวเอียงตามลาดหลังคาที่ถ่ายให้เหล็กยึดแปจะไปรวมที่ยอดจั่ว นับดูซีกเดียวมีแป 7 ตัว ดังนั้น

น้ำหนักจากแป 7 ตัว $= 7 \times 24.6 \times \frac{6.00}{2} = 516.6 \text{ kg}$

น้ำหนักในแนวดิ่งของเครื่องมุง $= 15 \times \frac{24.00}{2} \times \frac{6.00}{2} = 540 \text{ kg}$

น้ำหนักในแนวดิ่งของน้ำหนักจร $= 50 \times \frac{24.00}{2} \times \frac{6.00}{2} = 1800 \text{ kg}$

รวมน้ำหนักทั้งหมดในแนวดิ่ง $= 516.6 + 540 + 1800 = 2856.6 \text{ kg}$

น้ำหนักทั้งหมดที่ตัวยึดแปต้องรับ $= 2856.6 \sin\theta = 2856.6 \times \frac{1}{\sqrt{10}} = 903.34 \text{ kg}$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดตัวยึดแป

$$A_b = \frac{T}{F_t} = \frac{T}{0.33F_u} = \frac{903.34}{0.33 \times 3900} = 0.702 \text{ cm}^2$$

เหล็กท่อนกลมตันมีเนื้อที่หน้าตัด

$$\frac{\pi d_b^2}{4} = 0.702$$

$$d_b = \sqrt{\frac{0.702 \times 4}{\pi}} = 0.945 \text{ cm} = 9.45 \text{ mm}$$

หากเผื่อทำเกลียวขนาดเกลียว $\frac{1}{32}$ นิ้ว $= \frac{1}{32} \times 25.4 = 0.79375 \text{ mm} \Rightarrow 0.8 \text{ mm}$

ดังนั้น $d_b = 9.45 + 0.8 + 0.8 = 11.05 \Rightarrow 12 \text{ mm}$

มาตรฐานกำหนดให้ใช้เหล็กกลมรับแรงดึงไม่เล็กกว่า 15 mm ดังนั้นใช้เหล็กยึดแป RB 15 mm

ขั้นตอนที่ 3 หาขนาดของเหล็กยึดแปที่สันหลังคา ซึ่งจะวางตัวในแนวนอน

แรงดึงที่เหล็กยึดแปที่สันหลังคาต้องรับไว้ $T = \frac{903.34}{\cos\theta} = 903.34 \times \frac{\sqrt{10}}{3} = 952.2 \text{ kg}$

$$A_b = \frac{T}{F_t} = \frac{T}{0.33F_u} = \frac{952.2}{0.33 \times 3900} = 0.74 \text{ cm}^2$$

เหล็กท่อนกลมตันมีเนื้อที่หน้าตัด

$$\frac{\pi d_b^2}{4} = 0.74$$

$$d_b = \sqrt{\frac{0.74 \times 4}{\pi}} = 0.97 \text{ cm} = 9.7 \text{ mm}$$

หากเผื่อทำเกลียวขนาดเกลียว $\frac{1}{32}$ นิ้ว $= \frac{1}{32} \times 25.4 = 0.79375 \text{ mm} \Rightarrow 0.8 \text{ mm}$

ดังนั้น $d_b = 9.7 + 0.8 + 0.8 = 11.3 \Rightarrow 12 \text{ mm}$

มาตรฐานกำหนดให้ใช้เหล็กกลมรับแรงดึงไม่เล็กกว่า 15 mm ดังนั้นใช้เหล็กยึดแปที่สันหลังคา RB 15 mm

ตัวอย่างที่ 2.12 จงออกแบบท่อนรับแรงดึงที่ทำปลายแบบรูหมุดตาไก่ (eyebar) เพื่อให้รับแรงดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 30 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 90 ตัน สมมติใช้เหล็กชนิด ASTM A514 ซึ่งมี $F_y = 7000$ ksc, $F_u = 8050$ ksc

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

ขั้นตอนที่ 1 เตรียมข้อมูล

$F_y = 7000$ ksc = กำลังจุดครากของเหล็ก ASTM A514

$F_u = 8050$ ksc = กำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็ก ASTM A514

$T = 30{,}000 + 90{,}000 = 120{,}000$ kg = แรงดึงใช้งานที่กระทำ

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบส่วนท่อนรับแรงดึง

เนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการ $A_g = \dfrac{T}{0.6F_y} = \dfrac{120{,}000}{0.6 \times 7{,}000} = 28.57 \text{ cm}^2$

สมมติความหนาของท่อนรับแรงดึง $t = 25 \text{ mm} = 2.5 \text{ cm}$

ดังนั้นความกว้างที่ต้องการ $w = \dfrac{A_g}{t} = \dfrac{28.57}{2.5} = 11.43 \text{ cm} \Rightarrow 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$

ตรวจสอบอัตราส่วน $\dfrac{w}{t} = \dfrac{120}{25} = 4.8 < 8$ แสดงว่าใช้สมการ $A_g = \dfrac{T}{0.6F_y}$ ได้

ขั้นตอนที่ 3 ออกแบบส่วนหัวที่ทำเป็นรูหมุด

สมมติขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของหมุดยึด $d_p = 120 \text{ mm} > \dfrac{7}{8}w = \dfrac{7}{8} \times 120 = 105 \text{ mm}$

แต่ $d - d_p \le 1 \text{ mm}$

ดังนั้นใช้ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของรูหมุด $d = 120.5 \text{ mm} < 5t = 5 \times 25 = 125 \text{ mm}$

เมื่อเกิดการขาดตามแนวเส้นผ่านศูนย์กลางของหมุด เนื้อที่รับแรงคือ 2bt หน่วยแรงที่ยอมให้คือ $0.45F_y$ ดังนั้น

$$\frac{T}{2bt} \le 0.45F_y$$

$$b \ge \frac{T}{0.45F_y(2t)} = \frac{120{,}000}{0.45 \times 7000 \times 2 \times 2.5} = 7.619 \text{ cm} = 76.19 \text{ mm}$$

เลือกขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของส่วนหัว $D = 300$ mm

$$b = \frac{D-d}{2} = \frac{300-120.5}{2} = 89.75 \text{ mm} > 76.19 \text{ mm}$$

ตรวจสอบ

$$2b = 2 \times 89.75 = 179.5 \text{ mm}$$

$$1.33w = 1.33 \times 120 = 159.6 \text{ mm}$$

$$1.50w = 1.50 \times 120 = 180 \text{ mm}$$

$$1.33w < 2b < 1.50w \quad \text{OK}$$

ใช้รัศมีความโค้งด้านนอก r = D = 300 mm

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบหน่วยแรงแบกทานหรือหน่วยแรงกดระหว่างหมุดกับตาไก่

$$f_b = \frac{T}{dt} = \frac{120{,}000}{12.0 \times 2.5} = 4000 \text{ ksc} < 0.9F_y = 0.9 \times 7000 = 6300 \text{ ksc OK}$$

หมายเหตุ มาตรฐาน AISC กำหนดขนาดและสัดส่วนของ Eyebar ไว้ดังนี้

- มีความหนาสม่ำเสมอ $t \ge 13$ mm และความกว้าง $w \le 8t$
- ความกว้างสุทธิของส่วนหัว (2b) ไม่น้อยกว่า 1.33w แต่ไม่เกินกว่า 1.50w
- ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของสลักหรือหมุดยึด $d_p \ge \frac{7}{8}w$ โดยที่ $d - d_p \le 1$ mm
- เมื่อ d เป็นขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของรูหมุด ซึ่งต้องไม่เกินกว่า 5t เมื่อใช้เหล็กที่มี F_y เกินกว่า 4900 ksc
- รัศมีความโค้งของส่วนที่ต่อระหว่างท่อนกับส่วนหัว $r \ge$ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของส่วนหัว D

แบบฝึกหัดบทที่ 2
โครงสร้างส่วนรับแรงดึง

[1] แผ่นเหล็กรับแรงดึงหนา 9 mm กว้าง 180 mm ยึดกับแผ่นเหล็กประกับด้วยสลักเกลียวขนาด 25 mm ดังรูป P3.2-1 ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 ซึ่งมี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc สมมติว่าเนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล A_e เท่ากับเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ A_n จงคำนวณหา

(ก) กำลังในการออกแบบตาม AISC-LRFD

(ข) กำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ตาม AISC-ASD

FIGURE P3.2-1

[2] แผ่นเหล็กหนา 9 mm กว้าง 150 mm เชื่อมติดกับแผ่นประกับดังรูป P3.2-2 เหล็กมีกำลังคราก $F_y = 3500$ ksc และกำลังประลัย $F_u = 4570$ ksc สมมติว่าเนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล A_e เท่ากับเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ A_n จงคำนวณหา

FIGURE P3.2-2

(ก) กำลังในการออกแบบตาม AISC-LRFD

(ข) กำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ตาม AISC-ASD

[3] เหล็กรางขนาด $[-200 \times 24.6$ ยึดติดกับแผ่นประกับด้วยสลักเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 22 mm ดังรูป P3.2-3 เหล็กที่ใช้เป็น ASTM A572 Grade 50 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4570$ ksc ถ้าโครงสร้างนี้รับเฉพาะน้ำหนักบรรทุกคงที่กับน้ำหนักบรรทุกจรเท่านั้น จงหากำลังรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานถ้าอัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกจรต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 3 สมมติให้ $A_e = 0.85A_n$ (ตัวคูณลดค่า U = 0.85)

(ก) ใช้วิธี AISC-LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC-ASD

FIGURE P3.2-3

[4] แผ่นเหล็กรับแรงดึงหนา 12 mm กว้าง 200 mm ยึดกับแผ่นประกับเหล็กด้วยสลักเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 mm ดังรูป P3.2-4 แผ่นเหล็กเป็นชนิด ASTM A242 มี $F_y = 2900$ ksc, $F_u = 4350$ ksc สมมติว่า $A_e = A_n$ จงคำนวณหา

(ก) กำลังในการออกแบบตาม AISC-LRFD

(ข) กำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ตาม AISC-ASD

FIGURE P3.2-4

[5] โครงสร้างส่วนรับแรงดึงในรูป P3.2-5 ต้องรับแรงดึงใช้งานคงที่ 11,340 kg และแรงดึงใช้งานจร 20,412 kg ชิ้นส่วนนี้มีกำลังรับแรงดึงได้เพียงพอหรือไม่ เหล็กเป็นชนิด ASTM A588 มี $F_y = 3450$ ksc, $F_u = 4800$ ksc สลักเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 28 mm สมมติว่า $A_e = A_n$

(ก) ใช้วิธี AISC-LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC-ASD

FIGURE P3.2-5

[6] เหล็กฉากคู่สำหรับรับแรงดึงขนาดเหล็กฉาก $2L-100\times75\times7$ mm LLBB ชนิดเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc น้ำหนักบรรทุกคงที่ 5440 kg น้ำหนักบรรทุกจร 16,330 kg ถ้ายึดกับแผ่นเหล็กประกับด้วยสลักเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 19 mm แถวเดียวโดยรูเจาะบนขายาว โครงสร้างนี้รับแรงดึงได้อย่างปลอดภัยหรือไม่ สมมติ $A_e = 0.85A_n$

(ก) ใช้วิธี AISC-LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC-ASD

FIGURE P3.2-6

[7] จงหาเนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล A_e ของแต่ละกรณีในรูป P3.3-1

FIGURE P3.3-1

FIGURE P3.3-1 (*continued*)

[8] เหล็กฉากเดี่ยวรับแรงดึง ยึดกับแผ่นเหล็กประกับดังรูปที่ P3.3-2 กำลังจุดคราก $F_y = 3500$ ksc และกำลังรับแรงดึงประลัย $F_u = 4900$ ksc สลักเกลียวขนาด 22 mm

(ก) จงหากำลังรับแรงดึงระบุ P_n โดยพิจารณาเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผล ให้หาค่า U ตามสมการ 2.5.3

(ข) ทำแบบข้อ (ก) แต่ค่า U หาตามรูปที่ 2.6

FIGURE P3.3-2

[9] เหล็กฉากรับแรงดึงขนาด $L-100\times75\times7$ mm เชื่อมติดกับแผ่นประกับดังรูป P3.3-3 เหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc จงหากำลังรับแรงดึงระบุบนเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผล ใช้สมการที่ 2.5.3 ในการหา U

FIGURE P3.3-3

[10] เหล็กฉากขนาด $L-130\times130\times12$ mm เหล็กชนิด ASTM A242 มี $F_y = 3150$ ksc, $F_u = 4600$ ksc ยึดกับแผ่นเหล็กประกับด้วยสลักเกลียวขนาด 19 mm จำนวน 6 ตัว ดังรูป P3.3-4 ถ้าชิ้นส่วนนี้รับเฉพาะน้ำหนักคงที่และน้ำหนักจรเท่านั้น จงหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุด ให้อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกจรต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 2.0 ให้ใช้ค่า U ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

(ก) ใช้วิธี AISC-LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC-ASD

FIGURE P3.3-4

[11] เหล็กฉาก $L-150\times100\times15$ mm เป็นเหล็ก ASTM A36 ซึ่งมี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc ยึดกับแผ่นเหล็กประกับด้วยสลักเกลียวเส้นผ่านศูนย์กลาง 25 mm ดังรูป P3.3-5 โดยรับแรงดึงนี้น้ำหนักคงที่ 22,680 kg น้ำหนักบรรทุกจร 45,360 kg และแรงดึงจากแรงลม 20,412 kg ใช้สมการ 2.5.3 ในการหาค่า U ให้ตรวจสอบว่าหน้าตัดนี้รับแรงดึงได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC-LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC-ASD

FIGURE P3.3-5

[12] แผ่นเหล็กรับแรงดึงหนา 6 mm กว้าง 125 mm ยึดกับแผ่นประกับด้วยรอยเชื่อมตามขอบทั้งสองข้างแต่ละข้างรอยเชื่อมยาว 175 mm แผ่นเหล็กทำจากเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc

(ก) กำลังในการออกแบบตาม AISC-LRFD

(ข) กำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ตาม AISC-ASD

[13] เหล็กรูปตัด $W-300\times36.7$ เนื้อที่หน้าตัด $A_g = 46.78$ cm^2 ความลึก d = 300 mm ความกว้างปีก $b_f = 150$ mm ความหนาแผ่นตั้ง $t_w = 6.5$ mm ความหนาปีก $t_f = 9$ mm $I_x = 7210$ cm^4, $I_y = 508$ cm^4 ชนิดเหล็ก ASTM A992 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4570$ ksc ค่า U ตามรูปที่ 2.6

(ก) กำลังในการออกแบบตาม AISC-LRFD

(ข) กำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ตาม AISC-ASD

FIGURE P3.3-7

[14] เหล็กรูปตัด $WT-150\times18.35$ เนื้อที่หน้าตัด $A_g = 23.39$ cm^2 ความลึก d = 150 mm ความกว้างปีก $b_f = 150$ mm ความหนาแผ่นตั้ง $t_w = 6.5$ mm ความหนาปีก $t_f = 9$ mm ดังรูป P3.3-8 มีจุดคราก $F_y = 3500$ ksc กำลังดึงประลัย $F_u = 4900$ ksc จงตรวจสอบว่ารับแรงต่อไปนี้ได้หรือไม่ $D = 34{,}020$ kg, $L_r = 18{,}144$ kg, $S = 22{,}680$ kg, $W = 31{,}752$ kg

(ก) ใช้วิธี AISC-LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC-ASD

FIGURE P3.3-8

[15] โครงสร้างส่วนรับแรงดึงในรูปที่ P3.4-1 เป็นแผ่นเหล็กหนา 12 mm กว้าง 250 mm เหล็กชนิด ASTM A36 ที่มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc จุดต่อยึดด้วยสลักเกลียวขนาด 19 mm ให้หากำลังรับแรงดึงระบุเมื่อใช้เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ

FIGURE P3.4-1

[16] โครงสร้างรับแรงดึงทำจากแผ่นเหล็กสองแผ่นแต่ละแผ่นหนา 12 mm กว้าง 250 mm ประกบกับแผ่นเหล็กประกับ ดังรูป P3.4-2 ชนิดเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc ยึดด้วยสลักเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 19 mm จงหากำลังรับแรงดึงระบุ และใช้เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ

FIGURE P3.4-2

[17] หน้าตัดรับแรงดึงแสดงในรูป P3.4-3 เป็นแผ่นเหล็กหนา 9 mm กว้าง 200 mm สลักเกลียวขนาด 12 mm เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc จงหา

(ก) กำลังในการออกแบบตาม AISC-LRFD

(ข) กำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ตาม AISC-ASD

FIGURE P3.4-3

[18] เหล็กราง [-250×34.6 เป็นโครงสร้างส่วนรับแรงดึงยึดจุดต่อด้วยสลักเกลียวขนาด 28 mm ดังรูป P3.4-4 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4900$ ksc ชิ้นส่วนรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 16,330 kg น้ำหนักบรรทุกจร 49,896 kg จงตรวจสอบว่าหน้าตัดนี้รับแรงดึงได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC-LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC-ASD

FIGURE P3.4-4

[19] ในรูปเป็นการเอาเหล็กฉากมาซ้อนให้คล้ายเหล็กราง ขนาดเหล็ก $2-L-150\times100\times9$ mm ใช้รับแรงดึง โดยยึดกับกับแผ่นประกับเหล็กด้วยสลักเกลียวขนาด 19 mm ด้านที่ซ้อนกันเป็นด้าน 150 mm ดังรูป P3.4-5 เหล็ก ASTM A572 Grade 50 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4570$ ksc จงหา

(ก) กำลังในการออกแบบตาม AISC-LRFD

(ข) กำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ตาม AISC-ASD

FIGURE P3.4-5

[20] เหล็กฉาก $L-100\times100\times10$ mm ยึดต่อโดยใช้สลักเกลียวขนาด 19 mm ดังรูปที่ P3.4-6 โดยยึดทั้งสองขา ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc จงหา

(ก) กำลังในการออกแบบตาม AISC-LRFD

(ข) กำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ตาม AISC-ASD

FIGURE P3.4-6

[21] จงหากำลังรับแรงแบบ block shear ในรูป P3.5-1 เหล็ก ASTM A572 Grade 50 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4570$ ksc สลักเกลียวขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 22 mm

FIGURE P3.5-1

[22] จงหากำลังรับแรงแบบ block shear ในรูป P3.5-2 สลักเกลียวขนาด 25 mm เหล็ก ASTM A36 $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc

FIGURE P3.5-2

[23] จุดต่อในรูป P3.5-3 สลักเกลียวขนาด 19 mm ชิ้นส่วนทุกชิ้นทำจากเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc ให้พิจารณาทั้งแผ่นเหล็กและแผ่นประกับ จงคำนวณหา

(ก) กำลังออกแบบแบบ block shear ของจุดต่อ

(ข) กำลังที่ยอมให้แบบ block shear ของจุดต่อ

FIGURE P3.5-3

[24] ถ้าจุดต่อรูป P3.5-4 ใช้เหล็ก ASTM A572 Grade 50 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4570$ ksc ใช้รับแรงดึง ส่วนแผ่นประกับเหล็กใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc สลักเกลียวใช้ขนาด 19 mm

(ก) หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่าตามวิธี AISC LRFD ให้คำนึงถึงขีดจำกัดต่างๆ ทั้งหมด

(ข) หากำลังรับน้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ตามวิธี AISC ASD ให้คำนึงถึงขีดจำกัดต่างๆ ทั้งหมด

FIGURE P3.5-4

[25] ให้เลือกเหล็กฉากเดี่ยว ชนิดเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 12,700 kg และน้ำหนักบรรทุกจร 38,100 kg ชิ้นส่วนยาว 5.40 เมตร จุดยึดใช้สลักเกลียวขนาด 25 mm แถวเดียว ดังรูป P3.6-1 โดยใช้สลักเกลียว 4 ตัวขึ้นไป

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

FIGURE P3.6-1

[26] จงออกแบบโครงสร้างส่วนรับแรงดึง เหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc เหล็กรูปตัดเหล็กราง ให้รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 45,360 kg และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 22,680 kg ความยาวชิ้นส่วน 6.00 เมตร จุดยึดใช้สลักเกลียวขนาด 25 mm ที่แผ่นตั้ง ความยาวของส่วนจุดต่อ 150 mm

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

[27] จงออกแบบโครงสร้างรับแรงดึงเป็นเหล็กฉากคู่ให้รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 13,600 kg และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 40,800 kg จุดยึดเป็นสลักเกลียวขนาด 22 mm จำนวนสองแถว ระยะต่างๆ ให้ใช้ตามมาตรฐานรูป 3.24 แต่ละแถวใช้สลักเกลียวมากกว่า 3 ตัว ความยาวของโครงสร้าง 7.50 เมตร แผ่นประกับเหล็กหนา 9 mm เหล็ก ASTM A572 Grade 50 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4570$ ksc

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

FIGURE P3.6-3

FIGURE 3.24

Usual Gages for Angles (inches)

Leg	8	7	6	5	4	3½	3	2½	2	1¾	1½	1⅜	1¼	1
g	4½	4	3½	3	2½	2	1¾	1⅜	1⅛	1	⅞	⅞	¾	⅝
g_1	3	2½	2¼	2										
g_2	3	3	2½	1¾										

ระยะเกจของเหล็กฉาก (mm)

ขา	200	180	150	130	100	90	75	65	50	45	40	35	30	25
g	114	100	90	75	65	50	45	35	30	25	22	22	19	16
g_1	75	65	60	50										
g_2	75	75	65	45										

[28] ให้เลือกหน้าตัดเหล็กรางเพื่อรับแรงดึงต่อไปนี้ น้ำหนักบรรทุกคงที่ 24,500 kg น้ำหนักบรรทุกจร 36,300 kg แรงลม 34,000 kg จุดต่อเป็นรอยเชื่อมตามยาวประมาณค่าตัวคูณลดค่า (shear lag factor) U = 0.85 (ในงานจริง เมื่อออกแบบได้หน้าตัดเหล็กมาแล้วจึงจะใช้สมการ 2.5.3 ในการคำนวณหา U แล้วตรวจสอบซ้ำอีก) ความยาวชิ้นส่วน 5.30 เมตร ให้ $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4570$ ksc

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

[29] ให้ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD เลือกหน้าตัดเหล็กรางเพื่อรับแรงดึงเพิ่มค่า 81,500 kg ความยาว 4.50 เมตร สลักเกลียวขนาด 22 mm จัดสองแถวดังรูป P3.6-5 ประมาณค่าตัวคูณลดค่า U = 0.85 (ในงานจริง เมื่อออกแบบได้หน้าตัดเหล็กมาแล้วจึงจะใช้สมการ 2.5.3 ในการคำนวณหา U แล้วตรวจสอบซ้ำอีก) ชนิดเหล็ก ASTM A 36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc

FIGURE P3.6-5

[30] ให้ใช้วิธี AISC-LRFD ออกแบบและเลือกหน้าตัด W ความลึก 250 mm ให้รับแรงดึงจาก น้ำหนักบรรทุกคงที่ 79,500 kg และน้ำหนักบรรทุกจร 79,500 kg จุดต่อยึดที่ปีกๆ ละสองแถว ด้วยสลักเกลียวขนาด 32 mm ดังรูป P3.6-6 แต่ละแถวใช้สลักเกลียวอย่างน้อย 2 ตัวขึ้นไป ความยาวของชิ้นส่วน 9.00 เมตร เหล็กชนิด ASTM A242 มี $F_y = 3150\ \text{ksc}, F_u = 4600\ \text{ksc}$

FIGURE P3.6-6

[31] ให้ออกแบบท่อนเหล็กกลมทำเกลียว (เช่น เหล็กยึดแป :sag rod) ให้รับแรงดึงน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 20,500 kg เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500\ \text{ksc}, F_u = 4050\ \text{ksc}$

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

[32] เหล็กรูปตัด $W - 350 \times 49.6$ ยึดด้วยท่อนเหล็กกลม AB กับ CD ดังรูป P3.7-2 น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 9000 kg ให้ใช้วิธี AISC-LRFD ออกแบบท่อนเหล็กกลมทำเกลียวทั้งสอง ซึ่งเป็นเหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500\ \text{ksc}, F_u = 4050\ \text{ksc}$ สำหรับกรณีน้ำหนักบรรทุกดังนี้

(ก) เมื่อน้ำหนัก 9000 kg ตรึงอยู่ในตำแหน่งที่แสดงนี้เท่านั้น

(ข) เมื่อน้ำหนัก 9000 kg สามารถเลื่อนไปอยู่ตำแหน่งใดก็ได้ระหว่าง A กับ D

FIGURE P3.7-2

[33] เหล็กรูปตัด $W-350\times 49.6$ ยึดด้วยท่อนเหล็กกลม AB กับ CD ดังรูป P3.7-2 น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 9000 kg ให้ใช้วิธี AISC-ASD ออกแบบท่อนเหล็กกลมทำเกลียวทั้งสอง ซึ่งเป็นเหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500\ \text{ksc}, F_u = 4050\ \text{ksc}$ สำหรับกรณีน้ำหนักบรรทุกดังนี้

(ก) เมื่อน้ำหนัก 9000 kg ตรึงอยู่ในตำแหน่งที่แสดงนี้เท่านั้น

(ข) เมื่อน้ำหนัก 9000 kg สามารถเลื่อนไปอยู่ตำแหน่งใดก็ได้ระหว่าง A กับ D

FIGURE P3.7-2

[34] ในรูป P3.7-4 ชิ้นส่วน AC และ BD เป็นท่อนรับแรงดึงโดยยึดกับโครงสร้างด้วยปลายยึดหมุน ใช้รับแรงลมขนาด 4500 kg ชิ้นส่วนทั้งสองไม่สามารถรับแรงอัด ดังนั้นหากพิจารณาตามรูปแล้ว ชิ้นส่วน AC จะทำหน้าที่รับแรงดึง ส่วนชิ้นส่วน BD ไม่รับแรงใดๆ เลย ให้ใช้วิธี AISC-LRFD ออกแบบท่อนรับแรงดึงทำเกลียวทั้งสองท่อนนี้ ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500\ \text{ksc}, F_u = 4050\ \text{ksc}$

FIGURE P3.7-4

[35] จงออกแบบท่อนรับแรงดึงท่อนเหล็กกลมทำเกลียว AB ที่แสดงในรูป P3.7-5 ชนิดเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc น้ำหนักบรรทุกที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ไม่คิดน้ำหนักของท่อน CB

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

FIGURE P3.7-5

[36] ท่อที่แสดงรองรับด้วยสลักเกลียวตัว U ทุกๆ ระยะ 3.00 เมตร ขนาดของท่อเส้นผ่านศูนย์กลางภายใน 250 mm หนา 6 mm หนัก 37 kg/m บรรจุเต็มด้วยน้ำ สลักเกลียวทำจากเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc จงออกแบบสลักเกลียว

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

FIGURE P3.7-6

[37] รูปที่ P3.8-1 เป็นโครงหลังคาต่อโดยวิธีเชื่อม ท่อนบนเป็นตัว T เหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc จุดต่อทุกจุดมีรอยเชื่อมทั้งขนานแรงและตั้งฉากแรง ความยาวจุดต่อ 280 mm ระยะห่างระหว่างโครงหลังคา (ระยะ bay) 3.75 m จงออกแบบท่อนบนตัว T ให้รับน้ำหนักบรรทุกดังนี้

หิมะ 100 kg/m^2 บนพื้นระนาบ

วัสดุมุง 60 kg/m^2

แป $W-100\times9.3$

น้ำหนักโครงหลังคาประมาณ 450 kg

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

FIGURE P3.8-1

[38] จงออกแบบท่อนเอียงในโครงหลังคาซึ่งเป็นโครงสร้างส่วนรับแรงดึง ในรูป P3.8-2 น้ำหนักบรรทุกที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่าแล้ว การออกออกแบบจึงต้องใช้วิธี AISC-LRFD สมมติว่าจุดต่อเป็นสลักเกลียวแถวเดียวขนาด 19 mm อย่างน้อย 4 ตัว ใช้เหล็ก ASTM A572 Grade 50 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4570$ ksc

FIGURE P3.8-2

[39] ให้คำนวณหาน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่าลงจุดต่อแต่ละจุดของโครงหลังคาในข้อ [38] จากเงื่อนไขต่อไปนี้

ระยะห่างระหว่างโครงหลังคา (ระยะ bay) 4.50 เมตร

น้ำหนักวัสดุมุง 60 kg/m^2

แป $W-100\times9.3$ วางเฉพาะที่จุดต่อ

หิมะ 90 kg/m^2 บนพื้นราบ

น้ำหนักโครงหลังคาโดยประมาณ 2250 kg

[40] ให้ออกแบบชิ้นส่วนรับแรงดึงในโครงหลังคาตามรูป P3.8-4 ทุกชิ้นส่วนให้เป็นเหล็กฉากคู่ แผ่นประกับหนา 9 mm ต่อโดยการเชื่อม ให้ตัวคูณลดค่า U = 0.85 ระยะห่างของโครงหลังคา (bay) 7.60 เมตร ใช้เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4570$ ksc โดยมีน้ำหนักบรรทุกต่างๆ ดังนี้

วัสดุมุงแผ่นเหล็กเคลือบรีดลอน 20 kg/m^2 บนพื้นผิวเอียงหลังคา

วัสดุกันร้อนและเสียง 60 kg/m^2 บนพื้นผิวเอียงหลังคา

แปประมาณ 30 kg/m^2 บนพื้นผิวเอียงหลังคา

หิมะ 90 kg/m^2 บนพื้นราบ

โครงหลังคาประมาณ 25 kg/m^2 บนพื้นราบ

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

FIGURE P3.8-4

[41] จากโจทย์ข้อ [40] ให้ออกแบบเหล็กยึดแปซึ่งเป็นเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc โดยเมื่อติดตั้งวัสดุมุงกับส่วนประกอบในการกันร้อนและเสียงเข้าไปจะทำหน้าที่ยันแปไว้แล้ว ดังนั้นเหล็กยึดแปจึงยึดเฉพาะน้ำหนักของแปเอง

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC-LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC-ASD

บทที่ 3 โครงสร้างส่วนรับแรงอัด

3.1 โครงสร้างส่วนรับแรงอัด (Compression Members)

โครงสร้างส่วนรับแรงอัดมีตัวอย่างที่เห็นชัดเจนที่สุดคือ เสา (column) จันทันเอก (top chord หรือ rafter) ของโครงหลังคา โครงสะพาน ค้ำยัน รวมทั้งปีกคานรับแรงอัดในหน้าตัดเหล็กรูปพรรณหรือคานประกอบ

แรงดึงจะพยายามทำให้ชิ้นส่วนเหยียดตรงขณะที่แรงอัดจะพยายามทำให้วัตถุโก่งเดาะ

ในชิ้นส่วนรับแรงดึง รูเจาะทำให้โครงสร้างมีเนื้อที่ในการรับแรงลดลง แต่ในชิ้นส่วนรับแรงอัด ตัวยึดเช่นหมุดย้ำ สลักเกลียวจะเข้าไปทำให้เนื้อเต็ม ดังนั้นจึงใช้เนื้อที่เต็ม A_g ในการคำนวณชิ้นส่วนรับแรงอัด

สมมติให้แรงอัด P กระทำบนเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด A_g ซึ่งตั้งฉากกับแรงอัด P หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้น f_a แผ่กระจายสม่ำเสมอบนเนื้อที่หน้าตัด ดังนั้น

$$f_a = \frac{P}{A_g}$$

ถ้าให้ F_a เป็นหน่วยแรงอัดที่หน้าตัดนั้นรับได้ และให้ P เป็นแรงอัดสูงสุดที่หน้าตัดนั้นรับได้ จะมีความสัมพันธ์ว่า

$$P = F_a A_g$$

นั่นคือ ในการออกแบบโครงสร้างส่วนรับแรงอัด อาจจะตรวจสอบว่า $f_a \le F_a$ หรือ $P \le F_a A_g$ หรือค่าที่เกิดขึ้นต้องไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้

ในขณะที่เสากำลังรับน้ำหนักตามแนวแกน P อยู่นั้น เสาอาจจะโก่งจากแนวเดิมไประยะ Δ ทำให้เกิดโมเมนต์ขนาด $P\Delta$ ทำให้ความสามารถในการรับแรงอัดลดลง เรียกลักษณะเช่นนี้ว่า $P\Delta$ effect ในการออกแบบอาคารที่มีแรงด้านข้างกระทำเช่นแรงลม แผ่นดินไหว จะต้องระวัง $P\Delta$ effect ให้ตรวจสอบด้วยโดยเฉพาะอย่างยิ่งในเสา

3.2 รูปตัดของโครงสร้างรับแรงอัด

รูปตัดโครงสร้างเหล็กที่ใช้รับแรงอัด ควรพยายามให้สติฟเนสรอบแกนหลักแกนรองใกล้เคียงกัน เพราะขณะที่รับแรงอัดนั้นการโก่งเดาะจะเกิดรอบแกนที่มีสติฟเนสน้อยกว่าเสมอ หรือกำลังการรับแรงอัดของโครงสร้างจะแปรผกผันกับความยาวหรือแปรผกผันกับอัตราส่วนความชะลูด ซึ่งคืออัตราส่วนความยาวประสิทธิผลต่อรัศมีไจเรชันของรูปตัด

เหล็กฉากเดี่ยว (single angle) ใช้ในโครงข้อหมุน เหมาะกับโครงเล็กรับแรงน้อยๆ เนื่องจากมีการเยื้องศูนย์มาก การโก่งเดาะเกิดง่ายมาก

เหล็กฉากคู่ (double angle) จะดีกว่าเหล็กฉากเดี่ยว เนื่องจากการเยื้องศูนย์จะชดเชยจากการประกบกัน

รูปที่ 3.1 รูปตัดของโครงสร้างส่วนรับแรงอัด

เหล็กรูปตัดรูปตัวที มักจะใช้เป็นท่อนบนของโครงข้อหมุนที่ใช้รับแรงอัด

เหล็กราง (Channel) เหมาะกับโครงหลังคาโดยทำเป็นท่อนบนและล่างของโครงหลังคา แล้วใช้ท่อเป็นท่อนตั้งท่อนเอียง

รูปตัดปีกกว้าง (Wide flange) และรูปตัดคานเอช (H-beam) ใช้ทำเสา และโครงสร้างสะพาน เนื่องจากรัศมีไจเรชันของทั้งสองแกนใกล้เคียงกัน

ท่อกลมกลวง (pipe) ใช้ทำโครงข้อหมุน หรือเสารับน้ำหนักน้อยถึงปานกลาง

ท่อเหลี่ยม (square and rectangular tube) ใช้ทำโครงข้อหมุน มักต่อโดยวิธีเชื่อมมากกว่าจะใช้สลักเกลียว

ในโครงสร้างขนาดใหญ่เช่นสะพาน หรือโครงหลังคาช่วงยาวมาก จะใช้เหล็กรูปพรรณมาประกอบกันขึ้น หรืออาจจะเป็นโครงข้อหมุนซ้อนโครงข้อหมุน การเขียนแสดงสัญลักษณ์ของรูปตัด เส้นประ หมายถึงชิ้นส่วนแผ่นยึด (lacing) ที่ยึดเป็นช่วงๆ แต่ถ้าเป็นเส้นทึบจะเป็นแผ่นเหล็กยึดตลอดความยาว

3.3 พฤติกรรมการรับน้ำหนักและลักษณะการวิบัติ

เมื่อเสารับน้ำหนักจะเกิดหน่วยแรงอัด และหากความยาวมากพอจะเกิดการโก่งตัว หน่วยแรงอัดบางจุดจะมากกว่าจุดอื่นๆ หากหน่วยแรงอัดสูงสุดนี้ยังไม่มากกว่าหน่วยแรงที่จุดยืดหยุ่น (ค่าเกือบเท่าจุดคราก) ถ้าเอาแรงออกไปเสาจะเหยียดกลับสภาพเดิม แต่ถ้ารับน้ำหนักมากขึ้นจนเท่ากับหน่วยแรงวิกฤต (critical stress) หรือถ้าพิจารณาอย่างละเอียด หน่วยแรงที่สูงสุดเท่ากับหน่วยแรงที่จุดคราก เสาจะเริ่มเสียเสถียรภาพและเริ่ม

การวิบัติแบบโก่งเดาะเนื่องจากการดัด (flexural buckling)

กำลังรับน้ำหนักสูงสุดของเสาขึ้นกับ ความยาว รัศมีไจเรชัน (ที่น้อยที่สุด) ลักษณะการยึดปลายเสา ความสัมพันธ์ KL/r หรือความยาวประสิทธิผล KL ต่อรัศมีไจเรชัน r เรียกว่าความชะลูด หากความชะลูดมาก เสารับน้ำหนักได้น้อย และหากความชะลูดน้อยเสารับน้ำหนักได้มาก

เสาสั้น (short column) มีความชะลูดน้อย หน่วยแรงในเสาจะกระจายสม่ำเสมอและมากขึ้นเรื่อยๆ จนถึงจุดครากก็จะเริ่มวิบัติโดยการยู่ หรือในกรณีที่ส่วนผสมของคาร์บอนเหมาะสมจะเกิดการแข็งตัวเพิ่ม แต่ทั่วไปนั้นจะถือว่าเสาวิบัติเมื่อหน่วยแรงเท่ากับหน่วยแรงจุดคราก

เสายาวปานกลาง (intermediate column) มีการวิบัติแบบโก่งเดาะช่วงอินอิลาสติก (inelastic buckling) คือบางส่วนของหน้าตัดที่ริมเกิดหน่วยแรงเท่ากับหน่วยแรงจุดครากแล้วลามเข้าไปด้านใน แต่ฝั่งตรงกันข้ามอาจจะยังไม่ถึงจุดคราก

เสายาว (long column) การวิบัติเป็นการโก่งเดาะช่วงอิลาสติก (elastic buckling) โดยหน่วยแรงอัดวิกฤตที่เกิดขึ้นตลอดหน้าตัดไม่เกินกว่าค่าพิกัดยืดหยุ่น

ปัจจัยที่ทำให้เสามีกำลังรับแรงอัดน้อยลง เช่นการโก่งของเสาก่อนการใช้งาน การยึดปลายเสา หน่วยแรงอัดคงค้างจากการเย็นตัวไม่สม่ำเสมอจากการรีดร้อน อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วน รวมทั้งตำแหน่งที่แรงอัดกระทำจริงไม่ตรงศูนย์ถ่วงของหน้าตัด

3.4 กำลังรับน้ำหนักของเสาเดี่ยว

น้ำหนักวิกฤตของเสายาวหรือน้ำหนักแบบออยเลอร์ (Euler critical load)

เมื่อปี ค.ศ.1757 เลียวนาร์ดออยเลอร์ (Leonhard Euler) เสนอวิธีพิจารณากำลังรับน้ำหนักของเสา โดยสมมติว่า เสามีแนวตรงและรับน้ำหนักตามแนวแกน (axially loaded column) เสามีเนื้อที่หน้าตัดสม่ำเสมอเนื้อเดียวกันตลอดความยาว ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน (pin)

รูปที่ 3.2

กำหนดให้

E = โมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุที่ใช้ทำเสา, ksc

L = ความยาวของเสา, cm

I = โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดรอบแกนรับแรงดัด, cm^4

A = เนื้อที่หน้าตัดของเสา , cm^2

P_e = น้ำหนักวิกฤตที่ทำให้เสาเกิดการโก่งเดาะเนื่องจากแรงดัด, kg

ตั้งแกน x โยงจากปลายล่างขึ้นไปหาปลายบนของเสา ตั้งแกน y ไปทางขวาตามทิศทางการโก่งตัวของเสา พิจารณารอยตัดที่ตำแหน่ง x ใดๆ จากปลายล่าง ระยะที่เสาโก่งจากตำแหน่งดั้งเดิมก่อนการโก่งคือระยะ y ดังนั้นโมเมนต์ที่รอยตัดดังกล่าวคือ $M = P_e y$ จากความรู้ในวิชากำลังวัสดุ (Strength of materials หรือ Mechanics of materials) ได้ความสัมพันธ์โดยประมาณระหว่างความโค้งกับโมเมนต์ดัด เมื่อระบบแกนสวนทางกับระบบแกนปกติในรูปว่า

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI} = -\frac{P_e y}{EI} \tag{3.4.1}$$

หรือ

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{P_e y}{EI} = 0 \tag{3.4.2}$$

สมมติให้

$$k^2 = \frac{P_e}{EI}$$

แทนค่าได้

$$\frac{d^2y}{dx^2} + k^2 y = 0 \tag{3.4.3}$$

สมการ 3.4.3 เป็นสมการดิฟเฟอเรนเชียลอันดับสอง รูปทรงการโก่งตัวของเสาจะเป็นครึ่งรอบของกราฟ sine การแก้สมการหาคำตอบ $y = f(x)$ จึงเป็นเรื่องในวิชา Differential Equation ที่ปัจจุบันอาจจะเรียกว่า Calculus III ในขั้นแรกสมมติคำตอบของสมการ 3.4.3 ดังกล่าวคือ

$$y = e^{mx}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{de^{mx}}{dx} = e^{mx}\frac{dmx}{dx} = me^{mx}$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = m\frac{de^{mx}}{dx} = me^{mx}\frac{dmx}{dx} = m^2e^{mx}$$

แทนค่าลงในสมการ 3.4.3

$$m^2e^{mx} + k^2e^{mx} = 0$$

$$(m^2 + k^2)e^{mx} = 0$$

แต่ $e^{mx} \neq 0$ ดังนั้น

$$m^2 + k^2 = 0$$

$$m^2 = -k^2 = (-1)k^2$$

$$m = \pm\sqrt{-1}k = \pm ik$$

โดยที่ $i = \sqrt{-1}$ เป็นค่าจินตภาพ

คำตอบสมการดิฟเฟอเรนเชียล จะต้องมีค่าคงที่บวกหรือคูณอยู่เสมอ และหากเป็นไปได้หลายกรณีจะนำแต่ละกรณีมาบวกกันแล้วพิจารณาตามเงื่อนไขแวดล้อม ดังนั้นคำตอบของสมการ 3.4.3 จึงเป็น

$$y = C_1 e^{ikx} + C_2 e^{-ikx}$$

มีความสัมพันธ์ทางคณิตศาสตร์ที่สำคัญอย่างหนึ่งว่า

$$e^{ikx} = \cos kx + i \sin kx \quad \text{และ} \quad e^{-ikx} = \cos kx - i \sin kx$$

เมื่อแทนในคำตอบจะได้ว่า

$$y = C_1(\cos kx + i \sin kx) + C_2(\cos kx - i \sin kx)$$

$$y = (C_1 + C_2)\cos kx + (iC_1 - iC_2)\sin kx$$

จัดรูปใหม่ได้ $$y = A \cos kx + B \sin kx \tag{3.4.4}$$

ค่าของ A และ B เป็นค่าคงที่ซึ่งหาได้จากเงื่อนไขจากรูปดังนี้

เมื่อ x = 0 ที่ปลายล่าง ค่า y = 0 แทนค่า

$$y = A \cos 0 + B \sin 0 = A \times 1 + B \times 0$$

$$0 = A + 0$$

นั่นคือ A = 0 เป็นเงื่อนไขแรก ดังนั้นสมการคำตอบคือ

$$y = B \sin kx \tag{3.4.5}$$

เมื่อ x = L ที่ปลายบน การโก่งยังคงเป็น 0 หรือ y = 0 แทนค่า

$$0 = B \sin kL$$

ค่าที่เป็นไปได้คือ $B = 0$ หรือ $\sin kL = 0$ โดยพิจารณาดังนี้

เมื่อ B = 0 แสดงว่าขณะเสารับน้ำหนัก เสาไม่โก่งเลย ซึ่งเป็นไปไม่ได้ เหลือกรณีเดียวคือ

$$\sin kL = 0$$

กรณีที่ค่า sine จะเป็น 0 เมื่อมุมอยู่ในแกนราบหรือ 0, 180, 360, …. องศา หรือหากมุมเป็นเรเดียนก็จะเป็น $0, \pi, 2\pi, 3\pi, \ldots, n\pi$ นั่นคือ

$$kL = n\pi \text{ เมื่อ } n = 0,1,2,3,\ldots$$

แต่ขณะที่ $n = 0$ คือปลายล่างที่พิจารณาไปแล้ว จึงใช้ $n = 1,2,3,\ldots$ แทนค่า $k^2 = \frac{P_e}{EI}$

$$\sqrt{\frac{P_e}{EI}} L = n\pi$$

$$\sqrt{\frac{P_e}{EI}} = \frac{n\pi}{L}$$

$$\frac{P_e}{EI} = \frac{n^2\pi^2}{L^2}$$

น้ำหนักวิกฤต $$P_e = \frac{n^2\pi^2 EI}{L^2} \tag{3.4.6}$$

ค่าการโก่งของเสา $$y = A \sin \frac{n\pi x}{L} \tag{3.4.7}$$

จะเห็นว่าเมื่อ $n = 1$ น้ำหนักวิกฤตที่น้อยที่สุดที่ทำให้เกิดการโก่งเดาะคือ

น้ำหนักวิกฤตน้อยสุด $$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \qquad (3.4.8)$$

เรียกสมการนี้ว่าสมการออยเลอร์ (Euler equation) และน้ำหนักวิกฤตจากสมการนี้เรียกว่า น้ำหนักออยเลอร์ (Euler load)

เนื่องจาก $I = Ar^2$ เมื่อ I เป็นโมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนการดัด A เป็นเนื้อที่หน้าตัดของเสา และ r เป็นรัศมีไจเรชันรอบแกนการดัด แทนค่าในสมการ 3.4.8

$$P_e = \frac{\pi^2 EAr^2}{L^2}$$

$$\frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

เทอม $\frac{P_e}{A}$ เรียกหน่วยแรงอัดวิกฤต ขณะที่ $\frac{L}{r}$ เรียกอัตราส่วนความชะลูด (slenderness ratio) ของเสา

พิจารณาจากสมการ 3.4.8 ค่า E เป็นสมบัติของวัสดุ ส่วน I เป็นสมบัติของหน้าตัด ดังนั้นหากเสายาวเท่ากัน น้ำหนักวิกฤตของเสาขึ้นกับความแข็งแรงของวัสดุ EI และถ้าเป็นวัสดุเดียวกัน (E เท่ากัน) น้ำหนักวิกฤตของเสาขึ้นกับโมเมนต์อินเนอร์เชีย I ของหน้าตัดเสา

ในงานจริงหน้าตัดจะมี $I_x > I_y$ หาก $L_x = L_y$ จะทำให้เกิดการวิบัติรอบแกน y ดังนั้นจึงมักจะลดความยาวของ L_y ให้สั้นลงโดยใส่คานค้ำยันเป็นระยะ ทำให้การโก่งเดาะอยู่ทางแกน x ดังที่ออกแบบไว้

จากการทดลองพบว่า สมการออยเลอร์ให้น้ำหนักวิกฤตกับเสาที่ยาวมากหรือความชะลูดมากนั่นเอง และเป็นการโก่งเดาะในช่วงอิลาสติกทั้งสิ้น โดยหน่วยแรงอัดวิกฤตที่เกิดขึ้นบนหน้าตัดเสาไม่เกินกว่าหน่วยแรงพิกัดยืดหยุ่นของวัตถุ

ถ้า F_p เป็นหน่วยแรงที่พิกัดยืดหยุ่น แทนค่าได้ว่า

$$F_p = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

$$\frac{L}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_p}}$$

ดังนั้นถ้า $\frac{L}{r} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_p}}$ เสาจะโก่งเดาะในช่วงอิลาสติกตามสมการของออยเลอร์ แต่ถ้า $\frac{L}{r} < \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_p}}$ เสาจะโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติก

น้ำหนักวิกฤตของเสายาวปานกลาง

เสาที่มีความยาวปานกลาง หรือ $\frac{L}{r} < \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_p}}$ จึงเกิดการโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติก ดังนั้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับการโก่งตัวของวัสดุช่วงนี้ไม่เป็นเส้นตรง ด้วยเหตุที่โมดูลัยยืดหยุ่นในช่วงนี้มีค่าลดลงตามขนาดของหน่วยแรงอัดที่เพิ่มขึ้น ดังนั้นค่า E จึงแปรเปลี่ยนไปเรื่อยๆ การวิเคราะห์จึง

อาจจะใช้ทฤษฎีโมดูลัสสัมผัส (Tangent Modulus Theory) หรือ ทฤษฎีโมดูลัสลด (Reduced Modulus Theory) ซึ่งเสนอโดย Freidrich Engesser ในปี ค.ศ. 1889 และปี ค.ศ.1895 ตามลำดับ

ทฤษฎีโมดูลัสสัมผัส อาศัยสมมติฐานว่า เสาจะยังไม่โก่งตัวจนกว่าจะรับน้ำหนักถึงน้ำหนักวิกฤต และขณะที่เสาเกิดการโก่งเดาะนั้น หน่วยแรงอัดวิกฤตในเสาเป็นไปตามค่าโมดูลัสสัมผัส E_T

รูปที่ 3.3

ค่าโมดูลัสสัมผัส E_T เป็นค่าความชันของเส้นสัมผัสที่จุดต่างๆ บนเส้นความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดกับอัตราการหดตัว ดังรูปที่ 3.3 มีค่าเท่ากับหน่วยแรงอัดที่จุดพิกัดยืดหยุ่น แล้วลดค่าลงเรื่อยๆ จนเป็น 0 เมื่อถึงจุดคราก

Engesser ได้หากำลังรับแรงอัดของเสาด้วยสมการของออยเลอร์ แต่ใช้ค่าโมดูลัสสัมผัสแทนโมดูลัสยืดหยุ่นดังนี้

กำลังรับน้ำหนักวิกฤต $$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_T I}{L^2} \qquad (3.4.9)$$

ทฤษฎีโมดูลัสลด มีสมมติฐานว่า ขณะที่เสาเกิดการโก่งเดาะนั้นจะมีทั้งส่วนที่เพิ่มขึ้นด้านเว้าและลดลงทางด้านนูน หน่วยแรงอัดวิกฤตที่เพิ่มขึ้นให้เพิ่มตามค่าของโมดูลัสสัมผัส E_T ส่วนหน่วยแรงอัดวิกฤตที่ลดลงให้ลดตามค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E ดังนั้นถ้าให้ E_R แทนค่าโมดูลัสลด (reduced modulus) ซึ่งเป็นฟังก์ชันของ E กับ E_T จะได้ว่า

กำลังรับน้ำหนักวิกฤต $$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_R I}{L^2} \qquad (3.4.10)$$

สำหรับรูปตัด I และ WF ที่ไม่คิดแผ่นตั้ง (web) ให้

$$E_R = \frac{2E \cdot E_T}{E + E_T}$$

สำหรับรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า

$$E_R = \frac{4E \cdot E_T}{\left(\sqrt{E} + \sqrt{E_T}\right)^2}$$

เนื่องจากโมดูลัสลด E_R ขึ้นกับโมดูลัสยืดหยุ่น E กับโมดูลัสสัมผัส E_T บางครั้งจึงเรียกทฤษฎีนี้ว่า ทฤษฎีโมดูลัสคู่ (Double Modulus Theory)

การใช้งานทฤษฎีทั้งสองยากพอสมควร เนื่องจากค่าของ E_T เปลี่ยนแปลงไปเรื่อยๆ การทดลองต้องใช้วิธี ลองผิดลองถูก (trial and error)

เมื่อปี ค.ศ.1947 F.R.Shanley ได้ทดลองและสรุปว่า ทฤษฎีโมดูลัสสัมผัสให้ค่าคาดหมายของกำลังรับน้ำหนักของเสาที่เกิดการโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติกได้ถูกต้องมากกว่าทฤษฎีโมดูลัสลด แม้ว่าค่าที่ได้จะต่ำไปกว่าค่าจริงบ้างก็ตาม

ผลการยึดปลายเสาที่มีต่อกำลังรับน้ำหนักของเสา

กำลังรับน้ำหนักของเสายาวจากกรณีที่ยึดปลายเสาต่างๆ กัน สามารถหาได้ตามวิธีการของออยเลอร์

รูปที่ 3.4 ลักษณะต่างๆ ของการยึดปลายเสา

(ก) ปลายเสาเป็นแบบยึดหมุนไม่มีการเซ ระยะการโก่งของครึ่งกราฟ sine คือความยาว L น้ำหนักวิกฤตของเสาหาได้จาก

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

(ข) ปลายเสาเป็นแบบยึดแน่นทั้งสองปลายไม่มีการเซ ระยะการโก่งของครึ่งกราฟ sine คือความยาวครึ่งหนึ่งของความยาว L ของเสา แทน L ด้วย $\frac{L}{2}$ ดังนี้

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} = 4\frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

นั่นคือ เสาที่มีการยึดแน่นทั้งสองปลายไม่มีการเซ จะรับน้ำหนักวิกฤตได้ 4 เท่าของเสาที่ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุนไม่เซ

(ค) เมื่อปลายเสาข้างหนึ่งเป็นแบบยึดแน่นและปลายเสาอีกข้างเป็นแบบยึดหมุนและไม่เซด้วย ความยาวของครึ่งกราฟ sine จะเป็น $\frac{L}{\sqrt{2}} \approx 0.7L$ ดังนั้น

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{\left(\frac{L}{\sqrt{2}}\right)^2} = 2\frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

นั่นคือ เสาที่ปลายข้างหนึ่งยึดแน่นอีกปลายยึดหมุนไม่เซ จะรับน้ำหนักได้ 2 เท่าของเสาที่มีปลายยึดหมุนทั้งสองข้างและไม่เซ

(ง) เมื่อปลายข้างหนึ่งเป็นแบบยึดแน่น และอีกปลายอิสระ เช่น เสาธง ความยาวของครึ่งกราฟจะเป็น 2L ดังนั้นกำลังรับน้ำหนักวิกฤตของเสาคือ

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(2L)^2} = \frac{1}{4}\frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

ดังนั้นเสาที่ปลายหนึ่งยึดแน่นอีกปลายอิสระ จะรับน้ำหนักได้ 1 ใน 4 ของเสาที่ยึดหมุนทั้งสองปลายไม่เซ

ดังนั้นสมการของออยเลอร์ จึงเป็นสมการในการหากำลังรับน้ำหนักวกฤตของเสายาว เมื่อมีลักษณะการยึดปลายต่างๆ กัน โดยเขียนเป็นสมการทั่วไปว่า

สำหรับการโก่งเดาะในช่วงอิลาสติก (เสายาวมาก)

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \tag{3.4.11}$$

สำหรับการโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติก (เสายาวปานกลาง)

$$P_e = \frac{\pi^2 E_T I}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 E_T A}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \tag{3.4.12}$$

โดยที่ KL = ความยาวประสิทธิผล (effective length) ตามสภาพของการยึดปลาย

K = ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล (effective length factor)

เส้นโค้งแสดงความสามารถในการรับน้ำหนักของเสา (Column Strength Curve)

จากกำลังของเสาในการรับแรงอัดที่ช่วงความยาวต่างๆ กัน สามารถนำมาเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงอัดวิกฤต $F_{cr} = \frac{P_e}{A}$ กับอัตราส่วนความชะลูด $SR = \frac{KL}{r}$ ดังรูปที่ 3.5

รูปที่ 3.5

ส่วนโค้ง BC แสดงหน่วยแรงอัดวิกฤตเมื่อเสาโก่งเดาะในช่วงอิลาสติกที่คล้ายกราฟไฮเพอโบลา เป็นไปตามสมการของออยเลอร์เมื่อความชะลูด $SR = \frac{KL}{r} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_p}}$ ส่วนโค้ง AB แสดงหน่วยแรงอัดวิกฤตเมื่อเสาโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติก รูปร่างคล้ายกับโค้งพาราโบลาคว่ำ เป็นไปตามสมการของ Engesser เมื่ออัตราส่วนความชะลูด $SR = \frac{KL}{r} < \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_p}}$ สังเกตว่าทฤษฎีโมดูลัสลดให้ค่าพิกัดบน (upper limit) และทฤษฎีโมดูลัสสัมผัสให้ค่าพิกัดล่าง

ในปี ค.ศ.1952 Bleich ได้เสนอสมการอย่างง่ายที่ใช้คำนวณหาค่าหน่วยแรงอัดวิกฤตเมื่อเสาโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติก โดยให้ช่วง AB เป็นโค้งพาราโบลาคว่ำซึ่งเป็นสมการที่ใช้จนถึงปัจจุบันนี้คือ

$$F_{cr} = \frac{P_e}{A} = F_y - \frac{F_y - F_p}{\left(\frac{KL}{r}\right)_p^2}\left(\frac{KL}{r}\right)^2 \qquad (3.4.12)$$

ถ้าให้หน่วยแรงที่พิกัดยืดหยุ่น $F_p = \frac{F_y}{2}$ ดังนั้นอัตราส่วนความชะลูด

$$SR = \frac{KL}{r} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{F_p}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = C_c$$

เมื่อเสามีความชะลูด $SR = \frac{KL}{r} \geq C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$ เสาจะโก่งเดาะในช่วงอิลาสติก โดยหน่วยแรงอัดวิกฤตมีค่าเท่ากับ $F_{cr} = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$ ถ้าให้ส่วนปลอดภัยประมาณ $\frac{23}{12}$ ดังนั้นหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ในช่วงนี้คือ

$$F_a = \frac{12}{23}\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

ถ้าให้ $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$ จะได้หน่วยแรงอัดที่ยอมให้คือ

$$F_a = \frac{F_y}{\lambda_c^2}$$

เมื่อเสามีอัตราส่วนความชะลูด $SR = \frac{KL}{r} < C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$ เสาจะโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติก โดยหน่วยแรงอัดวิกฤตมีค่าเท่ากับ

$$F_{cr} = \frac{P_e}{A} = F_y - \frac{F_y - \frac{F_y}{2}}{C_c^2}\left(\frac{KL}{r}\right)^2$$

$$F_{cr} = F_y - \frac{1}{2}F_y\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2 = \left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right]F_y$$

หากให้ส่วนปลอดภัยเป็น

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3$$

ซึ่งจากการกระจายอนุกรม แล้วหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ในช่วงการโก่งเดาะแบบอินอิลาสติก คือ

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right]F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

3.5 กำลังรับน้ำหนักของเสาในโครงเฟรม

รูปที่ 3.6 กำลังรับน้ำหนักของเสาในโครงเฟรม

เสาในโครงเฟรมเป็นเสาในสถานการณ์จริงที่ใช้ในอาคาร การโก่งเดาะที่เกิดขึ้นหากเป็นโครงเฟรมที่มีการยึดโยงแข็งแรง (braced frame) จะไม่มีการเซทางข้าง ลักษณะเช่นนี้การโก่งเดาะจะเป็นแบบสมมาตร (symmetrical buckling) แต่ถ้าการยึดโยงไม่พอมีการเซเกิดขึ้น การโก่งเดาะจะเป็นแบบไม่สมมาตร (antisymmetrical buckling) ดังรูปที่ 3.6

การวิเคราะห์หากำลังรับน้ำหนักของเสาในโครงเฟรมทำได้หลายวิธี เช่น Modified slope deflection ปัจจุบันนิยมใช้ Finite element method ซึ่งต้องใช้คอมพิวเตอร์คำนวณ สำหรับวิธีแรกที่กล่าวถึงจะรวมผลของแรงตามแนวแกนเข้าไปด้วย พบว่า กำลังรับน้ำหนักวิกฤตในช่วงอิลาสติกคือ

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

ซึ่งดูเหมือนสมการออยเลอร์ไม่ผิดเพี้ยน แต่มีความแตกต่างที่ค่าตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K ไม่ใช่หาจากลักษณะการยึดปลายดังเสาเดี่ยวๆ ที่กล่าวมาแล้ว ค่า K จะขึ้นกับอัตราส่วนสติฟเนสแฟกเตอร์ของเสา (ห้อย c) ต่อสติฟเนสแฟกเตอร์ของคาน (ห้อย g) โดยแทนด้วยสัญลักษณ์ G กล่าวคือ

$$G = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_g I_g}{L_g}}$$

รูปที่ 3.7 ตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผลของเสาในโครงเฟรม

รูปที่ 3.7 แสดงความสัมพันธ์ระหว่างค่า K กับค่า G ซึ่งแสดงอยู่สองแบบคือ ปลายล่างของเสาเป็นแบบยึดหมุน กับปลายล่างของเสาเป็นแบบยึดแน่น วัสดุของเสากับคานชนิดเดียวกันจึงไม่ปรากฏค่า E ในการหาค่า G มีการระบุค่า K ในกรณีที่ $G = \infty$ แต่ในการใช้งานจริงจะหาค่า K โดยหาค่า G ของปลายเสาทั้งสองปลายแล้วใช้ Alignment chart หาค่า K ซึ่งแม่นยำกว่ามาก

ในเสาที่มีการเซ กำลังรับน้ำหนักของเสาต้องไม่เกินกว่า $\frac{\pi^2 EI}{L^2}$ ที่ค่า K = 1

3.6 การป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง

เมื่อพิจารณาอย่างละเอียดพบว่า อัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความหนา (width-thickness ratio) ของส่วนหน้าตัดเสา มีผลต่อการรับน้ำหนักของเสา กล่าวคือ หากส่วนใดส่วนหนึ่งของหน้าตัดบางเกินไป ส่วนนั้นจะเกิดการโก่งเดาะก่อนที่หน้าตัดทั้งหมดจะโก่งเดาะ (overall buckling) เมื่อส่วนที่บางเกินไปโก่งเดาะแล้วก็จะพาให้ทั้งหมดวิบัติตามไปด้วย ลักษณะการโก่งเดาะของส่วนบางนี้เรียกว่า การโก่งเดาะเฉพาะแห่ง (local buckling)

รูปที่ 3.8 ค่าสัมประสิทธิ์ k ของแผ่นแบนบางเมื่อรับแรงอัด

การพิจารณาหาอัตราส่วนสูงสุดระหว่างความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วน เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ทั้งในช่วงอิลาสติกและอินอิลาสติก ทำโดยทฤษฎีของแผ่นบาง (Theory of plates) คือ แผ่นเหล็กบางยาว a กว้าง b หนา t แรงกระทำบนด้านกว้าง b แนวแรงขนานขอบยาว a สภาพการยึดขอบต่างๆ กัน สามารถหาหน่วยแรงวิกฤตในช่วงอิลาสติกได้ดังนี้

$$F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{หรือ} \quad \frac{b}{t} = \sqrt{\frac{\pi^2}{12\left(1-\mu^2\right)}}\sqrt{\frac{kE}{F_{cr}}} \tag{3.6.1}$$

เมื่อ k = ค่าคงที่ ขึ้นกับลักษณะการรับแรง อัตราส่วน $\frac{a}{b}$ และการยึดขอบดังรูปที่ 3.8

E = โมดูลัสยืดหยุ่นของวัสดุ

μ = อัตราส่วนปัวซอง (มีค่า 0.3 สำหรับเหล็กทั่วไป)

ในกรณีของหน่วยแรงอัดวิกฤตในช่วงอินอิลาสติก ให้แทนค่า E ในสมการ 3.6.1 ด้วยโมดูลัสสัมผัส E_T

เมื่อกำหนดค่าหน่วยแรงอัดวิกฤตที่ต้องการ F_{cr} ก็จะหาอัตราส่วนความกว้างต่อความหนา $\frac{b}{t}$ สูงสุดของส่วนนั้นเพื่อป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะแห่งได้ เช่นให้ $F_{cr} = F_y$ หน่วยแรงวิกฤตเท่ากับหน่วยแรงที่จุดคราก

$$\frac{b}{t} \le \sqrt{\frac{\pi^2}{12\left(1-\mu^2\right)}}\sqrt{\frac{kE}{F_y}} \tag{3.6.2}$$

แต่จากผลกระทบของหน่วยแรงคงค้างและการโค้งงอเริ่มแรกของแผ่นเหล็กจากการผลิต จึงต้องปรับค่า $\frac{b}{t}$ เป็น

$$\frac{b}{t} \le 0.70\sqrt{\frac{\pi^2}{12\left(1-\mu^2\right)}}\sqrt{\frac{kE}{F_y}} = 0.67\sqrt{\frac{kE}{F_y}} \ (\text{เมื่อ } \mu = 0.3) \tag{3.6.3}$$

ดังนั้น ถ้าขอบด้านข้างข้างหนึ่งที่ขนานกับแนวแรงเป็นขอบอิสระไม่ยึดกับชิ้นส่วนอื่น และอีกขอบยึดกับชิ้นส่วนอื่น เรียกว่า unstiffened element

เมื่อ k = 0.425 (จากรูปที่ 3.8) จะได้ $\frac{b}{t} \le 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ เป็นกรณีของเหล็กฉากเดี่ยว

เมื่อ k = 1.277 (จากรูปที่ 3.8) จะได้ $\frac{b}{t} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ เป็นกรณีของแผ่นตั้งของเหล็กตัว T

เมื่อ k = 0.70 (ค่าระหว่าง 0.425 กับ 1.277 (จากรูปที่ 3.8) จะได้ $\frac{b}{t} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ที่เป็นกรณีสมมติของปีกคานของหน้าตัดปีกกว้าง (wide flange) หรือตัว H

ในทำนองเดียวกัน สามารถพิจารณากรณีที่ขอบคานด้านข้างที่สองข้างที่ขนานกับแนวแรงถูกยึด เรียกว่า stiffened element เช่นแผ่นตั้งของของหน้าตัดปีกกว้างหรือตัว H

มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ให้ข้อกำหนดในการจำแนกประเภทของรูปตัดของส่วนโครงสร้างรับแรงอัดเป็น *แบบคอมแพค* (compact) *แบบไม่คอมแพค* (noncompact) และ *แบบชะลูด* (slender) เพื่อป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะแห่งของส่วนโครงสร้าง โดยพิจารณาจากอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของแต่ละชิ้นส่วนของหน้าตัด

รูปตัดที่เป็นแบบคอมแพค ต้องมีปีกคานเชื่อมติดกับแผ่นตั้งตลอดความยาวที่ติดกัน อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของแต่ละชิ้นส่วนต้องไม่เกินกว่าอัตราส่วนที่กำหนดสำหรับหน้าตัดแบบคอมแพค

รูปตัดที่เป็นแบบไม่คอมแพค ต้องมีปีกคานเชื่อมติดกับแผ่นตั้งตลอดความยาวที่ติดกัน อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนใดชิ้นส่วนหนึ่งหรือทุกชิ้นส่วน เกินกว่าอัตราส่วนที่กำหนดสำหรับหน้าตัดแบบคอมแพค แต่ไม่เกินกว่าอัตราส่วนที่กำหนดสำหรับหน้าตัดแบบไม่คอมแพค

รูปตัดแบบชะลูด ต้องมีปีกคานเชื่อมติดกับแผ่นตั้งตลอดความยาวที่ติดกัน อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนใดชิ้นส่วนหนึ่งหรือทุกชิ้นส่วน เกินกว่าอัตราส่วนที่กำหนดสำหรับหน้าตัดแบบไม่คอมแพค

ตารางที่ 10 ในภาคผนวก ให้ค่าอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนที่รับแรงอัดเพื่อจำกัดประเภทของรูปตัด ตามข้อกำหนดในมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

3.7 การออกแบบส่วนโครงสร้างรับแรงอัดตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

การออกแบบเสาเหล็กรับน้ำหนักตามแนวแกน มาตรฐาน AISC กำหนดไว้สองวิธีคือ วิธี ASD (Allowable Stress Design) และ วิธี LRFD (Load and Resistance Factor Design) แต่ละวิธีมาตรฐานให้สูตรคำนวณออกแบบและตรวจสอบค่าต่างๆ โดยพิจารณาถึงพฤติกรรมของเสา หน่วยแรงคงค้าง การโก่งงอของเสาก่อนการรับน้ำหนัก การยึดปลายเสาที่มีผลต่อความยาวประสิทธิผล KL อัตราส่วนความชะลูด KL/r และคุณภาพของเหล็กโดยดูจากค่าโมดูลัสยืดหยุ่น E หน่วยแรงจุดคราก F_y ที่สำคัญเสาหรือโครงสร้างหลักที่รับแรงอัดต้องมีอัตราส่วนความชะลูดไม่เกิน 200

ในรูปตัดของโครงสร้างที่มีอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของชิ้นส่วนหน้าตัด ไม่เกินกว่าค่าที่กำหนดสำหรับหน้าตัดแบบไม่คอมแพค ดังรูปที่ 3.9 ให้พิจารณาดังนี้

ก) เมื่อขอบด้านข้างข้างหนึ่งที่ขนานกับแนวแรงไม่ถูกยึด (unstiffened element)

โดยทั่วไปให้ใช้

$$\frac{b}{t} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

เหล็กฉากเดี่ยวหรือเหล็กฉากคู่ที่มีแผ่นแทรก

$$\frac{b}{t} \le 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

เหล็กแผ่นตั้งของหน้าตัดตัว T ให้ใช้

$$\frac{b}{t} \le 0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

ข) เมื่อขอบด้านข้างทั้งสองข้างที่ขนานกับแนวแรงถูกยึด (stiffened element) โดยทั่วไปให้ใช้

$$\frac{b}{t} \le 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

ท่อเหล็กรูปตัดสี่เหลี่ยม

$$\frac{b}{t} \le 1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

รูปที่ 3.9 อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของรูปตัดเสา

หน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่ผลิตขายนั้นได้ทำให้เป็นไปตามข้อกำหนดของมาตรแล้ว ยกเว้นที่จะประกอบขึ้นจากเหล็กแผ่น

เสาที่มีรูปตัดแบบชะลูด การออกแบบตามมาตรฐาน AISC จะยังไม่กล่าวไว้ในที่นี้ อาจจะหาอ่านจากหนังสือของ William T. Segui บทที่ 4

การออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้บนเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด ขึ้นกับการโก่งเดาะของเสาทั้งในช่วงอิลาสติกและอินอิลาสติก โดยใช้อัตราส่วนความชะลูด C_c เป็นตัวแบ่งช่วงระหว่างอินอิลาสติกกับอิลาสติด

กำหนดให้

F_y = กำลังที่จุดครากของเหล็ก, ksc

E = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กโครงสร้าง = 2,040,000 ksc

A_g = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของโครงสร้างรับแรงอัด, cm^2

F_a = หน่วยแรงอัดที่ยอมให้

$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$ = ความชะลูดขณะหน่วยแรงพิกัดยืดหยุ่นเป็น $\frac{F_y}{2}$

K = ตัวประกอบความยาวประสิทธิผลจากลักษณะการยึดปลาย หรือจาก Alignment chart

L = ความยาวของเสาหรือท่อนรับแรงอัด , cm

$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = รัศมีไจเรชันรอบแกนการโก่งเดาะ, cm

$\frac{KL}{r}$ = อัตราส่วนความชะลูดของเสา ≤ 200

เมื่อ $\frac{KL}{r} \leq C_c$ เป็นช่วงอินอิลาสติก สมการแบบโค้งพาราโบลาคว่ำ หน่วยแรงอัดที่ยอมให้คือ

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]} \tag{3.7.1}$$

เมื่อ $\frac{KL}{r} > C_c$ เป็นช่วงอิลาสติก สมการออยเลอร์คล้ายไฮเพอโบลา หน่วยแรงอัดที่ยอมให้คือ

$$F_a = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \tag{3.7.2}$$

น้ำหนักบรรทุกที่ยอมให้ของเสาหรือท่อนรับแรงอัดคือ $P_a = F_a A_g \geq P$ ต้องมากกว่าหรือเท่ากับน้ำหนักบรรทุกที่กระทำจริง จึงจะถือว่าปลอดภัย

ตารางที่ 11 ในภาคผนวกเป็นค่าของ F_a ของเหล็ก ASTM A36 ที่มี $F_y = 2500$ ksc

รูปที่ 3.10 หน่วยแรงอัดที่ยอมให้สำหรับการออกแบบโดยวิธี ASD

การออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

กำลังรับแรงอัดประลัย $\phi_c P_n$ หาได้จากสมการ

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \geq P_u$$

เมื่อ P_n = กำลังต้านทานแรงอัดประลัยทางทฤษฎี (nominal compressive strength) , kg

$\phi_c = 0.85$ = ตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงอัด (compressive reduction factor)

A_g = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเสาหรือท่อนรับแรงอัด , cm^2

$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$ = น้ำหนักบรรทุกประลัยที่กระทำต่อเสาหรือท่อนรับแรงอัด, kg

P_D = น้ำหนักบรรทุกจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน, kg

P_L = น้ำหนักบรรทุกจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน , kg

$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$ = พารามิเตอร์ความชะลูด

F_{cr} = หน่วยแรงอัดวิกฤต, ksc

รูปที่ 3.11 หน่วยแรงอัดวิกฤตสำหรับการออกแบบโดยวิธี LRFD

โดยที่

เมื่อ $\lambda_c \le 1.5$ $$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = e^{-0.419\lambda_c^2} F_y \quad (3.7.3)$$

เมื่อ $\lambda_c > 1.5$ $$F_{cr} = \frac{0.877\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \quad (3.7.4)$$

ตารางที่ 12 ในภาคผนวกให้ค่าหน่วยแรงอัดประลัย $\phi_c F_{cr}$ สำหรับการออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD สำหรับเหล็ก ASTM A36 ที่มี $F_y = 2500$ ksc

ตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผล (Effective length factor : K)

มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ให้ข้อกำหนดทั่วไปในการออกแบบโครงสร้างรับแรงอัดดังนี้

อาจจะใช้ตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผล K ตามลักษณะการยึดปลายดังรูปที่ 3.12 หรือใช้ Alignment chart ดังรูปที่ 3.13

	(ก)	(ข)	(ค)	(ง)	(จ)	(ฉ)
ลักษณะการโค้งงอของเสา แสดงโดยเส้นประ						
ค่า K ตามทฤษฎี	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
ค่า K ที่ใช้ในการออกแบบ	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
สัญลักษณ์ของการยึดปลาย		การหมุนที่ปลายเสา		การเคลื่อนที่ของปลายเสา		
		ไม่มี		ไม่มี		
		มี		ไม่มี		
		ไม่มี		มี		
		มี		มี		

รูปที่ 3.12 ตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผลของเสา

รูปที่ 3.12 แสดงค่าตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผล K ทั้งค่าตามทฤษฎี และค่าที่ใช้จริงในการออกแบบเมื่อพิจารณาเสมือนว่าเป็นเสาเดียวโดดๆ ทั้งที่มีการเซและไม่มีการเซ ค่าทางทฤษฎีจะน้อยกว่าที่ใช้จริง เนื่องจากไม่สามารถยึดปลายเสาให้เป็นดังทฤษฎีเต็มที่

มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD แนะนำให้ใช้ค่า K = 1 สำหรับเสาในโครงเฟรมที่ไม่มีการเซทางข้าง เว้นแต่จะวิเคราะห์ได้ว่าค่า K < 1 และกำหนดให้ต้องวิเคราะห์หาค่าของ K สำหรับเสาในโครงเฟรมที่มีการเซทางข้างแต่ค่า K ต้องไม่น้อยกว่า 1

รูปที่ 3.13 Alignment Chart

รูปที่ 3.13 เป็น Alignment chart เพื่อใช้หาค่าตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผล K ของเสาในโครงเฟรมทั้งที่มีการเซและไม่มีการเซ โดยต้องหาค่า G ที่ปลายทั้งสองข้าง แล้วนำไปกำหนดใน Alignment chart ก็จะหาค่า K ได้ โดยลากเส้นตรงระหว่างค่า G ทั้งสองปลายตัดค่า K ที่เส้นกลาง

เมื่อปลายเสาเป็นแบบยึดหมุน ให้ใช้ G = 10

เมื่อปลายเสาเป็นแบบยึดแน่น ให้ใช้ G = 1

ในกรณีที่ทราบการยึดปลายคานด้านไกลที่แน่นอน (เมื่อพิจารณาจุดต่อใด ปลายคานที่อยู่จุดต่อนั้นเป็นปลายด้านใกล้ ส่วนปลายที่เหลือเป็นปลายด้านไกล) ให้คูณค่าสติฟเนสแฟกเตอร์ของคาน $\sum \frac{E_g I_g}{L_g}$ ด้วยตัวคูณต่อไปนี้

เมื่อโครงสร้างไม่มีการเซ

ปลายคานด้านไกลเป็นแบบยึดหมุน คูณด้วย 1.5

ปลายคานด้านไกลเป็นแบบยึดแน่น คูณด้วย 2.0

เมื่อโครงสร้างมีการเซ

ปลายคานด้านไกลเป็นแบบยึดหมุน คูณด้วย 0.5

ปลายคานด้านไกลเป็นแบบยึดแน่น คูณด้วย 0.67

(a) Sidesway prevented

(b) Sidesway uninhibited

ตัวคูณลดค่าสติฟเนสแฟกเตอร์ (Stiffness Reduction Factor : SRF)

มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ให้ข้อสังเกตว่า Alignment chart นี้พัฒนาจากสมมติฐานตามทฤษฎีอิลาสติกเพียงอย่างเดียว ดังนั้นเมื่อจะนำไปใช้กับเสาที่เกิดการโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติกซึ่งเป็นกรณีที่

ตามวิธี AISC/ASD เป็นช่วงอินอิลาสติกเมื่อ $f_a = \frac{P}{A_g} > 0.26F_y$

ตามวิธี AISC/LRFD เป็นช่วงอินอิลาสติกเมื่อ $\frac{P_u}{A_g} > 0.39F_y$

มาตรฐาน AISC ให้ปรับแก้ตัวคูณลดค่าสติฟเนสแฟกเตอร์ (Stiffness Reduction Factor : SRF) เสียก่อนจะนำไปหาค่า G ทำให้ค่า G ที่ปลายเสาลดค่าลงบ้าง โดยที่

ให้อัตราส่วนสติฟเนสของเสาต่อสติฟเนสแฟกเตอร์ของคาน

$$G' = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_g I_g}{L_g}} = \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}} \text{ เมื่อวัสดุคานและเสาเหมือนกัน}$$

ดังนั้น $G = G'(SRF)$

โดยที่ I_c = โมเมนต์อินเนอร์เชียของเสารอบแกนดัด, cm^4

I_g = โมเมนต์อินเนอร์เชียของคานรอบแกนดัด , cm^4

L_c = ความยาวของเสา, cm

L_g = ความยาวของคาน, cm

เมื่อเสาโก่งเดาะในช่วงอิลาสติก

$$SRF = 1.0$$

เมื่อออกแบบโดยวิธี AISC/ASD และเสาโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติก

$$SRF = \frac{F_{a,inelastic}}{F_{a,elastic}}$$

เมื่อออกแบบโดยวิธี AISC/LEFD และเสาโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติก

$$SRF = \frac{F_{cr,inelastic}}{F_{cr,elastic}}$$

ตารางที่ 13 และ 14 ในภาคผนวก ให้ค่าตัวคูณลดค่าสติฟเนสแฟกเตอร์ SRF สำหรับการออกแบบท่อนรับแรงอัดโดยวิธี AISC/ASD และ AISC/LRFD ตามลำดับ สำหรับเหล็ก ASTM A36 ที่มี $F_y = 2500$ ksc

3.8 วิธีออกแบบโครงสร้างส่วนรับแรงอัด

การออกแบบตามวิธี AISC/ASD

1. สมมติค่าหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ F_a ไม่ควรจะเกินกว่า $0.5F_y$
2. หาเนื้อที่หน้าตัดโดยประมาณจาก $A = \frac{P}{F_a}$
3. เลือกรูปตัดโดยให้มี $A_g \geq A$ หารัศมีไจเรชันจากตารางเหล็ก โดยพิจารณาความยาว L และค่า K ด้วย
4. หาค่า C_c แล้วหาค่า F_a ตามสมการ 3.7.1 หรือ 3.7.2
5. ถ้าค่า F_a ในข้อ 4 มากกว่า F_a ในข้อ 1 ประมาณไม่เกิน 3-5 % แสดงว่าหน้าตัดที่เลือกเหมาะสมและประหยัด ถ้ามากกว่าเกิน 5 % แสดงว่าเลือกหน้าตัดโตเกินไป ควรเลือกใหม่และทำจากข้อ 3 มาใหม่ (จะใช้เลยก็ได้แต่ไม่ประหยัด) หากน้อยกว่าแสดงว่าเลือกหน้าตัดเล็กเกินไป ให้เลือกใหม่และทำจากข้อ 3 มาใหม่
6. ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง หากไม่ผ่านก็เลือกหน้าตัดใหม่ ทำจากข้อ 3 มาใหม่

การออกแบบตามวิธี AISC/LRFD

1. สมมติค่าหน่วยแรงวิกฤต $F_{cr} = 0.8F_y$
2. หาเนื้อที่หน้าตัดโดยประมาณ $A = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{P_u}{0.85F_{cr}}$
3. เลือกรูปตัดโดยให้มี $A_g \geq A$ หารัศมีไจเรชันจากตารางเหล็ก โดยพิจารณาความยาว L และค่า K ด้วย
4. หาค่า λ_c แล้วหาค่าของ F_{cr} ตามสมการ 3.7.3 และ 3.7.4
5. หากำลังรับแรงอัดประลัย $\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$ ถ้ามากกว่า P_u ไม่มากนักแสดงว่าหน้าตัดที่เหลือกเหมาะสม แต่ถ้ามากกว่าเยอะแสดงว่าหน้าตัดที่เลือกโตเกินไป อาจจะเลือกใหม่ให้เล็กลง แต่ถ้าน้อยกว่าแสดงว่าหน้าตัดที่เลือกนั้นเล็กเกินไป ให้เลือกใหม่โตกว่าเดิม ตรวจสอบจากข้อ 3 มาใหม่
6. ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง หากไม่ผ่านก็เลือกหน้าตัดใหม่ ทำจากข้อ 3 มาใหม่

ตัวอย่างที่ 3.1 จงหากำลังรับน้ำหนักของเสาขนาด $W350\times136$ โดยวิธี AISC/ASD และวิธี AISC/LRFD ความยาวเสา 6.00 เมตร ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc และ $E = 2{,}040{,}000$ ksc

วิธีทำ เป็นโจทย์เชิงวิเคราะห์ คือให้ข้อมูลมาแล้ววิเคราะห์หากำลังของเสา

จากตารางที่ 1 ภาคผนวก หน้าตัด $W350\times136$ มีความลึก d = 350 mm ความกว้างปีก b_f = 350 mm ความหนาแผ่นตั้ง t_w = 12 mm ความหนาปีก t_f = 19 mm รัศมีความโค้ง fillet = 20 mm เนื้อที่หน้าตัด A_g = 173.9 cm^2 น้ำหนัก w = 136 kg/m โมเมนต์อินเนอร์เชีย I_x = 40,300 cm^4 และ I_y = 13,600 cm^4 รัศมีไจเรชัน r_x = 15.2 cm และ r_y = 8.84 cm โมดูลัสหน้าตัดอิลาสติก S_x = 2300 cm^3 และ S_y = 776 cm^3 โมดูลัสหน้าตัดพลาสติก Z_x = 2493.18 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{350}{2} = 175$ mm

$$\frac{b}{t_f} = \frac{175}{19} = 9.21 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 350 - 2\times19 - 2\times20 = 272$ mm

$$\frac{h}{t_w} = \frac{272}{12} = 22.67 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

โจทย์กำหนดปลายทั้งสองแบบยึดหมุน ดังนั้นใช้ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K = 1.0 รัศมีไจเรชันรอบแกน y น้อยกว่ารอบแกน x ดังนั้นเสาจะโก่งเดาะรอบแกน y ของหน้าตัด รัศมีไจเรชันในการคำนวณความชะลูดใช้ $r = r_y$ = 8.84 cm

วิเคราะห์ตามวิธี AISC/ASD

ความชะลูดจริง $\frac{KL}{r} = \frac{1.0\times600}{8.84} = 67.873$

ความชะลูดกำหนดชนิดการโก่งเดาะ $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2\times2{,}040{,}000}{2500}} = 126.914 > \frac{KL}{r}$

อัตราส่วนความชะลูด $\frac{KL}{rC_c} = \frac{67.873}{126.914} = 0.53479709$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right]F_y}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\times 0.53479709^2\right]\times 2500}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\times 0.53479709-\frac{1}{8}\times 0.53479709^3\right]} = \frac{2142.490091}{1.84809605} = 1159.295855 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดใช้งาน $P = F_a A_g$

$$P = 1159.295855 \times 173.9 = 201{,}601.5493 \text{ kg} \Rightarrow 202{,}000 \text{ kg}$$

วิเคราะห์ตามวิธี AISC/LRFD

พารามิเตอร์ความชะลูด $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.0\times 600}{8.84\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}040{,}000}} = 0.756317297 < 1.5$

หน่วยแรงอัดวิกฤต

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.756317297^2} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.658^{0.572015855} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.787086256 \times 2500 = 1967.715641 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดประลัย

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 1967.715641 \times 173.9$$

$$\phi_c P_n = 290{,}857.8875 \text{ kg} \Rightarrow 291{,}000 \text{ kg}$$

ตัวอย่างที่ 3.2 จงคำนวณหากำลังรับน้ำหนักของเสาขนาด $W350\times 136$ เมื่อมีช่วงความยาวประสิทธิผลทางแกนหลัก $K_x L_x = 12$ เมตร และทางแกนรอง $K_y L_y = 6$ เมตร โดยใช้มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc และ $E = 2{,}040{,}000$ ksc

วิธีทำ เป็นโจทย์เชิงวิเคราะห์ คือให้ข้อมูลมาแล้ววิเคราะห์หากำลังของเสา

จากตารางที่ 1 ภาคผนวก หน้าตัด $W350\times 136$ มีความลึก d = 350 mm ความกว้างปีก b_f = 350 mm ความหนาแผ่นตั้ง t_w = 12 mm ความหนาปีก t_f = 19 mm รัศมีความโค้ง fillet = 20 mm เนื้อที่หน้าตัด A_g = 173.9 cm^2 น้ำหนัก w = 136 kg/m โมเมนต์อินเนอร์เชีย I_x = 40,300 cm^4 และ I_y = 13,600 cm^4 รัศมีไจเรชัน r_x = 15.2 cm และ r_y = 8.84 cm โมดูลัสหน้าตัดอิลาสติก S_x = 2300 cm^3 และ S_y = 776 cm^3 โมดูลัสหน้าตัดพลาสติก Z_x = 2493.18 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{350}{2} = 175$ mm

$$\frac{b}{t_f} = \frac{175}{19} = 9.21 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 350 - 2\times 19 - 2\times 20 = 272$ mm

$$\frac{h}{t_w} = \frac{272}{12} = 22.67 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

วิเคราะห์ตามวิธี AISC/ASD

ความชะลูดกำหนดชนิดการโก่งเดาะ $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 126.914 > \frac{KL}{r}$

ความชะลูดทางแกนหลัก $\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1200}{15.2} = 78.94736842 < C_c = 126.9141221$

ความชะลูดทางแกนรอง $\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{600}{8.84} = 67.87330317 < C_c = 126.9141221$

ทางแกนหลักมีความชะลูดมากกว่าทางแกนรอง ดังนั้นการโก่งเดาะจะเกิดรอบแกนหลัก

อัตราส่วนความชะลูด $\frac{KL}{rC_c} = \frac{78.94736842}{126.9141221} = 0.622053457$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times 0.622053457^2\right] \times 2500}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times 0.622053457 - \frac{1}{8} \times 0.622053457^3\right]} = \frac{2016.31187}{1.869848726}$$

$F_a = 1078.328874$ ksc

กำลังรับแรงอัดที่ยอมให้

$P = F_a A_g = 1078.328874 \times 173.9 = 187{,}521.3911 \text{ kg} \Rightarrow 188{,}000 \text{ kg}$

วิเคราะห์ตามวิธี AISC/LRFD

ความชะลูดทางแกนหลัก $\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1200}{15.2} = 78.94736842$

ความชะลูดทางแกนรอง $\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{600}{8.84} = 67.87330317$

ทางแกนหลักมีความชะลูดมากกว่าทางแกนรอง ดังนั้นการโก่งเดาะจะเกิดรอบแกนหลัก

พารามิเตอร์ความชะลูด $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1200}{15.2\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}040{,}000}} = 0.879716435 < 1.5$

หน่วยแรงอัดวิกฤต

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.879716435^2} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.658^{0.773901007} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.72331061 \times 2500 = 1808.276526 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดประลัย

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 1808.276526 \times 173.9 = 267{,}290.3947 \text{ kg} \Rightarrow 267{,}000 \text{ kg}$$

ตัวอย่างที่ 3.3 จงหาช่วงความยาวประสิทธิผลของเสาแต่ละต้นในโครงเฟรมที่แสดง ซึ่งยอมให้เซทางข้างได้

วิธีทำ เปิดตารางที่ 1 ในภาคผนวก และสรุปข้อมูลของหน้าตัดเสาและคานดังนี้

หน้าตัด $W300\times94$ มี d = 300 mm, b_f = 300 mm,t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm, A_g = 119.8 cm^2, w = 94 kg/m, I_x = 20,400 cm^4, I_y = 6,750 cm^4, r_x = 13.1 cm, r_y = 7.51 cm, S_x = 1360 cm^3, S_y = 450 cm^3, Z_x = 1464.75 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b=\frac{b_f}{2}=\frac{300}{2}=150\ \text{mm}$

$$\frac{b}{t_f}=\frac{150}{15}=10<0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}}=15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h=d-2t_f-2r=300-2\times15-2\times18=234\ \text{mm}$

$$\frac{h}{t_w}=\frac{234}{10}=23.4<1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}=1.49\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}}=42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

หน้าตัด $W400\times66$ มี d = 400 mm, b_f = 200 mm, t_w = 8 mm, t_f = 13 mm, r =16 mm,A_g = 84.12 cm^2, w = 66 kg/m, I_x = 23,700 cm^4, I_y = 1,740 cm^4, r_x = 16.8 cm, r_y = 4.54 cm, S_x = 1190 cm^3, S_y = 174 cm^3, Z_x = 1285.95 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{100}{13} = 7.69 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 400 - 2\times13 - 2\times16 = 342 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{342}{8} = 42.75 > 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าเกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งที่แผ่นตั้งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

หน้าตัด $W500\times89.7$ มี d = 500 mm, b_f = 200 mm, t_w = 10 mm, t_f = 16 mm, r = 20 mm, A_g = 114.2 cm^2, w = 89.7 kg/m, I_x = 47,800 cm^4, I_y = 2,140 cm^4, r_x = 20.5 cm, r_y = 4.33 cm, S_x = 1910 cm^3, S_y = 214 cm^3, Z_x = 2096.36 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{100}{16} = 6.25 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 500 - 2\times16 - 2\times20 = 428 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42.8 > 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าเกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งที่แผ่นตั้งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

คาน B_1 มี $\frac{I_g}{L_g} = \frac{I_x}{L} = \frac{47{,}800}{600} = 79.667$

คาน B_2 มี $\frac{I_g}{L_g} = \frac{I_x}{L} = \frac{23{,}700}{600} = 39.5$

เสา C_1 และ C_4 มี $\frac{I_c}{L_c} = \frac{20{,}400}{400} = 51$

เสา C_2 และ C_3 มี $\frac{I_c}{L_c} = \frac{20{,}400}{350} = 58.286$

หาค่า G_A สำหรับปลายบน และ G_B สำหรับปลายล่าง โดย $G = \dfrac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$

เสา C_1 ปลายบนมีเสา C_1 กับ C_2 ต่ออยู่ คาน B_1 ปลายล่างยึดแน่น

ปลายบน $G_A = \frac{51 + 58.286}{79.667} = 1.372$

ปลายล่าง $G_B = 1.0$

เสา C_2 ปลายบนมีเสา C_2 คาน B_2 ปลายล่างมีเสา C_1 กับ C_2 คาน B_1

ปลายบน $G_A = \frac{58.286}{39.5} = 1.476$

ปลายล่าง $G_B = \frac{51+58.286}{79.667} = 1.372$

เสา C_3 ปลายบนมีเสา C_3 คาน B_2 ปลายล่างมีเสา C_3 กับ C_4 คาน B_1

ปลายบน $G_A = \frac{58.286}{39.5} = 1.476$

ปลายล่าง $G_B = \frac{51+58.286}{79.667} = 1.372$

เสา C_4 ปลายบนมีเสา C_3 กับ C_4 คาน B_1 ปลายล่างแบบยึดหมุน

ปลายบน $G_A = \frac{51+58.286}{79.667} = 1.372$

ปลายล่าง $G_B = 10$

ใช้ Alignment chart รูป 3.13 ที่ขยายแล้วแบบเซได้ (Sidesway uninhibited) จะได้ตัวประกอบความยาวประสิทธิผลรอบแกน x ดังนี้

เสา C_1 มี $K_x = 1.38$, เสา C_2 และ C_3 มี $K_x = 1.44$, เสา C_4 มี $K_x = 1.98$

ตัวอย่างที่ 3.4 จงออกแบบเสาเหล็กรูปพรรณที่มีหน้าตัดแบบปีกกว้าง (W-shape) ยาว 5.00 เมตร ให้รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 41.5 ตัน น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 125 ตัน ตามมาตรฐาน AISC ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc เมื่อ

(ก) ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน

(ข) ปลายทั้งสองด้านเป็นแบบยึดแน่น

วิธีทำ

ออกแบบวิธี AISC/ASD

หาน้ำหนักบรรทุกใช้งาน $P = P_D + P_L = 41.5 + 125 = 166.5$ ตัน

(ก) เมื่อปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K = 1.0

สมมติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $F_a = 0.5F_y = 0.5 \times 2500 = 1250$ ksc

ประมาณเนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการ $A_g = \frac{P}{F_a} = \frac{166.5 \times 1000}{1250} = 133.2 \text{ cm}^2$

เลือกรูปตัดจากตารางที่ 1 ภาคผนวก ชื่อ $W344 \times 115$ มี d = 344 mm, b_f = 348 mm, t_w = 10 mm, t_f = 16 mm, r = 20 mm, A_g = 146 cm^2, w = 115 kg/m, I_x = 33,300 cm^4, I_y = 11,200 cm^4, r_x = 15.1 cm, r_y = 8.78 cm, S_x = 1940 cm^3, S_y = 646 cm^3, Z_x = 2069.66 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{348}{2} = 174$ mm

$$\frac{b}{t_f} = \frac{174}{16} = 10.875 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 344 - 2\times16 - 2\times20 = 272$ mm

$$\frac{h}{t_w} = \frac{272}{10} = 27.2 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

ความชะลูดแบ่งชนิดการโก่งเดาะ

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2,040,000}{2500}} = 126.9141221$$

ความชะลูดของเสา โดยใช้รัศมีไจเรชันค่าน้อยคือ $r_y = 8.78$ cm

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0\times500}{8.78} = 56.9476082 < C_c = 126.9141221$$

อัตราส่วนความชะลูด

$$\frac{KL}{rC_c} = \frac{56.9476082}{126.9141221} = 0.448709783$$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right]F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\times0.448709783^2\right]\times2500}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\times0.448709783 - \frac{1}{8}\times0.448709783^3\right]} = \frac{2248.324413}{1.823639906}$$

$$F_a = 1232.877393 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดของเสาที่ออกแบบ

$$P = F_a A_g = 1232.877393\times146$$

$$P = 180,000.0994 \text{ kg} \Rightarrow 180 \text{ tonne} > 166.5 \text{ tonne} \quad \text{OK}$$

(ข) เมื่อปลายเสาทั้งสองปลายเป็นแบบยึดแน่น ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K = 0.65

สมมติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $F_a = 0.5F_y = 0.5\times2500 = 1250$ ksc

ประมาณเนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการ $A_g = \frac{P}{F_a} = \frac{166.5\times1000}{1250} = 133.2 \text{ cm}^2$

เลือกรูปตัดจากตารางที่ 1 ภาคผนวก ชื่อ $W390\times107$ มี d = 390 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 16 mm, r = 22 mm, A_g = 136 cm^2, w = 107 kg/m, I_x = 38,700 cm^4, I_y = 7,210 cm^4, r_x = 16.9 cm, r_y = 7.28 cm, S_x = 1980 cm^3, S_y = 481 cm^3, Z_x = 2115.61 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{16} = 9.375 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 390 - 2\times16 - 2\times22 = 314 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{314}{10} = 31.4 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

ความชะลูดแบ่งชนิดการโก่งเดาะ

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 126.9141221$$

ความชะลูดของเสา โดยใช้รัศมีไจเรชันค่าน้อยคือ $r_y = 7.28 \text{ cm}$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65\times500}{7.28} = 44.64285714 < C_c = 126.9141221$$

อัตราส่วนความชะลูด

$$\frac{KL}{rC_c} = \frac{44.64285714}{126.9141221} = 0.351756419$$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right]F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\times0.351756419^2\right]\times2500}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\times0.351756419 - \frac{1}{8}\times0.351756419^3\right]} = \frac{2345.334277}{1.793134858}$$

$$F_a = 1307.951974 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดของเสาที่ออกแบบ

$$P = F_a A_g = 1307.951974\times136$$

$$P = 177{,}881.4685 \text{ kg} \Rightarrow 178 \text{ tonne} > 166.5 \text{ tonne} \quad \text{OK}$$

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

หาน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า (Factored load)

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2\times41.5 + 1.6\times125 = 249.8 \text{ tonne}$$

(ก) เมื่อปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K = 1.0

สมมติหน่วยแรงอัดวิกฤต $F_{cr} = 0.8F_y = 0.8 \times 2500 = 2000$ ksc

เนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการโดยประมาณ

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{249.8 \times 1000}{0.85 \times 2000} = 146.94 \text{ cm}^2$$

เลือกรูปตัดจากตารางที่ 1 ภาคผนวก ชื่อ $W344 \times 115$ มี d = 344 mm, b_f = 348 mm, t_w = 10 mm, t_f = 16 mm, r = 20 mm, A_g = 146 cm^2, w = 115 kg/m, I_x = 33,300 cm^4, I_y = 11,200 cm^4, r_x = 15.1 cm, r_y = 8.78 cm, S_x = 1940 cm^3, S_y = 646 cm^3, Z_x = 2069.66 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{348}{2} = 174$ mm

$$\frac{b}{t_f} = \frac{174}{16} = 10.875 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 344 - 2 \times 16 - 2 \times 20 = 272$ mm

$$\frac{h}{t_w} = \frac{272}{10} = 27.2 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

พารามิเตอร์ความชะลูด $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.0 \times 500}{8.78\pi}\sqrt{\frac{2500}{2,040,000}} = 0.634571461 < 1.5$

หน่วยแรงวิกฤตจริง

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.634571461^2} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.658^{0.402680939} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.844895568 \times 2500 = 2112.238921 \text{ ksc}$$

กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาที่ออกแบบ

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 2112.238921 \times 146 = 262,128.8501 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 262 \text{ tonne} > 249.8 \text{ tonne OK}$$

(ข) เมื่อปลายเสาทั้งสองปลายเป็นแบบยึดแน่น ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K = 0.65

สมมติหน่วยแรงอัดวิกฤต $F_{cr} = 0.8F_y = 0.8 \times 2500 = 2000$ ksc

เนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการโดยประมาณ

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{249.8 \times 1000}{0.85 \times 2000} = 146.94 \text{ cm}^2$$

เลือกรูปตัดจากตารางที่ 1 ภาคผนวก ชื่อ $W390 \times 107$ มี d = 390 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 16 mm, r = 22 mm, A_g = 136 cm^2, w = 107 kg/m, I_x = 38,700 cm^4, I_y = 7,210 cm^4, r_x = 16.9 cm, r_y = 7.28 cm, S_x = 1980 cm^3, S_y = 481 cm^3, Z_x = 2115.61 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{16} = 9.375 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 390 - 2\times16 - 2\times22 = 314 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{314}{10} = 31.4 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

พารามิเตอร์ความชะลูด $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{0.65\times500}{7.28\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}040{,}000}} = 0.497458698 < 1.5$

หน่วยแรงวิกฤตจริง

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.497458698^2} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.658^{0.247465157} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.901606932 \times 2500 = 2254.01733 \text{ ksc}$$

กำลังรับน้ำหนักประลัยของเสาที่ออกแบบ

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 2254.01733 \times 136 = 260{,}564.4034 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 261 \text{ tonne} > 249.8 \text{ tonne} \quad \text{OK}$$

ตัวอย่างที่ 3.5 จงออกแบบเสารูปตัดแบบปีกกว้าง เมื่อมีช่วงความยาวประสิทธิผลทางแกนหลัก $K_xL_x = 12$ เมตร และทางแกนรอง $K_yL_y = 6$ เมตร ให้รับแรงอัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 41.5 ตัน และจากน้ำหนักจรใช้งาน 125 ตัน โดยใช้มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ชนิดเหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500 \text{ ksc}, E = 2{,}040{,}000 \text{ ksc}$

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

น้ำหนักบรรทุกลงเสา $P = P_D + P_L = 41.5 + 125 = 166.5 \text{ tonne}$

สมมติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $F_a = 0.5F_y = 0.5 \times 2500 = 1250$ ksc

เนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการโดยประมาณ $A_g = \frac{P}{F_a} = \frac{166.5 \times 1000}{1250} = 133.2 \text{ cm}^2$

เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวกเลือกหน้าตัดที่มีเนื้อที่หน้าตัดใกล้เคียง คือ $W390 \times 107$ มี d = 390 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 16 mm, r = 22 mm, A_g = 136 cm^2, w = 107 kg/m, I_x = 38,700 cm^4, I_y = 7,210 cm^4, r_x = 16.9 cm, r_y = 7.28 cm, S_x = 1980 cm^3, S_y = 481 cm^3, Z_x = 2115.61 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150$ mm

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{16} = 9.375 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 390 - 2 \times 16 - 2 \times 22 = 314$ mm

$$\frac{h}{t_w} = \frac{314}{10} = 31.4 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

ความชะลูดแบ่งชนิดการโก่งเดาะ

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2,040,000}{2500}} = 126.9141221$$

ความชะลูดรอบแกนหลัก $\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1200}{16.9} = 71.00591716 < C_c$

ความชะลูดรอบแกนรอง $\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{600}{7.28} = 82.41758242 < C_c$

พบว่า $\frac{K_y L_y}{r_y} > \frac{K_x L_x}{r_x}$ แสดงว่าเกิดการโก่งเดาะทางด้านแกนรอง

อัตราส่วนความชะลูด $\frac{K_y L_y}{r_y C_c} = \frac{82.41758242}{126.9141221} = 0.649396466$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times 0.649396466^2\right] \times 2500}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times 0.649396466 - \frac{1}{8} \times 0.649396466^3\right]} = \frac{1972.855287}{1.87595775}$$

$$F_a = 1051.652302 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดของเสาที่ออกแบบ

$$P = F_a A_g = 1051.652302 \times 136$$

$$P = 143{,}024.7131 \text{ kg} \Rightarrow 143 \text{ tonne} < 166.5 \text{ tonne} \quad \text{No good}$$

ประมาณหน้าตัดใหม่ $A_g = \dfrac{P}{F_a} = \dfrac{166.5 \times 1000}{1051.652302} = 158.3 \text{ cm}^2$

เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวกเลือกหน้าตัดที่มีเนื้อที่หน้าตัดใกล้เคียง คือ $W488 \times 128$ มี d = 488 mm, b_f = 300 mm, t_w = 11 mm, t_f = 18 mm, r = 26 mm, A_g = 163.5 cm^2, w = 128 kg/m, I_x = 71,000 cm^4, I_y = 8,110 cm^4, r_x = 20.8 cm, r_y = 7.04 cm, S_x = 2910 cm^3, S_y = 541 cm^3, Z_x = 3099.84 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \dfrac{b_f}{2} = \dfrac{300}{2} = 150 \text{ mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{18} = 8.33 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 488 - 2 \times 18 - 2 \times 26 = 400 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{400}{11} = 36.36 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งที่แผ่นตั้งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

ความชะลูดแบ่งชนิดการโก่งเดาะ

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 126.9141221$$

ความชะลูดรอบแกนหลัก $\dfrac{K_x L_x}{r_x} = \dfrac{1200}{20.8} = 57.69230769 < C_c$

ความชะลูดรอบแกนรอง $\dfrac{K_y L_y}{r_y} = \dfrac{600}{7.04} = 85.22727273 < C_c$

พบว่า $\dfrac{K_y L_y}{r_y} > \dfrac{K_x L_x}{r_x}$ แสดงว่าเกิดการโก่งเดาะทางด้านแกนรอง

อัตราส่วนความชะลูด $\dfrac{K_y L_y}{r_y C_c} = \dfrac{85.22727273}{126.9141221} = 0.671534982$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\times 0.671534982^2\right]\times 2500}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\times 0.671534982-\frac{1}{8}\times 0.671534982^3\right]} = \frac{1936.30096}{1.880637922}$$

$$F_a = 1029.597955 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดของเสาที่ออกแบบ

$$P = F_a A_g = 1029.597955 \times 163.5$$

$$P = 168{,}339.2657 \text{ kg} \Rightarrow 168 \text{ tonne} > 166.5 \text{ tonne} \quad \text{OK}$$

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2\times 41.5 + 1.6\times 125 = 249.8 \text{ tonne}$$

ประมาณหน่วยแรงอัดวิกฤต $F_{cr} = 0.8F_y = 0.8\times 2500 = 2000$ ksc

ประมาณเนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการ

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{249.8\times 1000}{0.85\times 2000} = 146.94 \text{ cm}^2$$

เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวกเลือกหน้าตัดที่มีเนื้อที่หน้าตัดใกล้เคียง คือ $W440\times 124$ มี d = 440 mm, b_f = 300 mm, t_w = 11 mm, t_f = 18 mm, r = 24 mm, A_g = 157.4 cm^2, w = 124 kg/m, I_x = 56,100 cm^4, I_y = 8,110 cm^4, r_x = 18.9 cm, r_y = 7.18 cm, S_x = 2550 cm^3, S_y = 541 cm^3, Z_x = 2727.64 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150$ mm

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{18} = 8.33 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 440 - 2\times 18 - 2\times 24 = 356$ mm

$$\frac{h}{t_w} = \frac{356}{11} = 32.36 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

ความชะลูดรอบแกนหลัก $\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1200}{18.9} = 63.49206349$

ความชะลูดรอบแกนรอง $\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{600}{7.18} = 83.56545961$

พบว่า $\frac{K_y L_y}{r_y} > \frac{K_x L_x}{r_x}$ แสดงว่าเกิดการโก่งเดาะทางด้านแกนรอง

พารามิเตอร์ความชะลูด $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{600}{7.18\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}040{,}000}} = 0.931176171 < 1.5$

หน่วยแรงอัดวิกฤต

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$$

$$F_{cr} = 0.658^{0.931176171^2} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.658^{0.867089062} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.695641784 \times 2500$$

$$F_{cr} = 1739.104461 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดวิกฤต

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 1739.104461 \times 157.4$$

$$\phi_c P_n = 232{,}674.47859 \text{ kg} = 233 \text{ tonne} < P_u = 249.8 \text{ tonne No good}$$

ประมาณเนื้อที่หน้าตัดใหม่

$$A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{249.8 \times 1000}{0.85 \times 1739.104461} = 168.98 \text{ cm}^2$$

เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวกเลือกหน้าตัดที่มีเนื้อที่หน้าตัดใกล้เคียง คือ $W350 \times 136$ มี d = 350 mm, b_f = 350 mm, t_w = 12 mm, t_f = 19 mm, r = 20 mm, A_g = 173.9 cm^2, w = 136 kg/m, I_x = 40,300 cm^4, I_y = 13,600 cm^4, r_x = 15.2 cm, r_y = 8.84 cm, S_x = 2300 cm^3, S_y = 776 cm^3, Z_x = 2493.18 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{350}{2} = 175 \text{ mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{175}{19} = 9.21 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 350 - 2 \times 19 - 2 \times 20 = 272 \text{ mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{272}{12} = 22.67 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

ความชะลูดรอบแกนหลัก $\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1200}{15.2} = 78.94736842$

ความชะลูดรอบแกนรอง $\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{600}{8.84} = 67.87330317$

พบว่า $\frac{K_y L_y}{r_y} < \frac{K_x L_x}{r_x}$ แสดงว่าเกิดการโก่งเดาะทางด้านแกนหลัก

พารามิเตอร์ความชะลูด $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1200}{15.2\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}040{,}000}} = 0.879716435 < 1.5$

หน่วยแรงอัดวิกฤต

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$$

$$F_{cr} = 0.658^{0.879716435^2} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.658^{0.773901007} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.72331061 \times 2500$$

$$F_{cr} = 1808.276526 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดวิกฤต

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 1808.276526 \times 173.9$$

$$\phi_c P_n = 267{,}290.3947 \text{ kg} = 267 \text{ tonne} > P_u = 249.8 \text{ tonne OK}$$

หมายเหตุ ตัวค้ำยันทางข้างของเสาต้องสามารถรับแรงอัดได้ไม่น้อยกว่า 0.02 เท่าของแรงอัดในเสา ดังนั้นการเลือกหน้าตัดสำหรับค้ำยันทางข้างของเสาต้องออกแบบเหมือนกับเป็นเสาต้นหนึ่งที่ K = 1.0 แต่แรงอัดในค้ำยันเท่ากับ 0.02 ของแรงอัดในเสาที่ไปค้ำยันนั้น

ตัวอย่างที่ 3.6 จงออกแบบเสาในโครงเฟรมที่ยอมให้เซได้ (unbraced frame) ตามวิธี AISC/ASD/LRFD เพื่อให้รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 65 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 65 ตัน ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500 \text{ ksc}, E = 2{,}040{,}000 \text{ ksc}$ และสมมติเสามีค้ำยันทางข้างเป็นระยะๆ ในระนาบที่ตั้งฉากกับโครงเฟรมทำให้ไม่มีการโก่งเดาะรอบแกนรอง

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

แรงอัดที่เสาต้องรับ $P = P_D + P_L = 65 + 65 = 130$ tonne

สมมติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $F_a = 0.45F_y = 0.45 \times 2500 = 1125$ ksc

เนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการโดยประมาณ $A_g = \frac{P}{F_a} = \frac{130 \times 1000}{1125} = 115.56\ \text{cm}^2$

จากตารางที่ 1 ภาคผนวก เลือก $W300 \times 94$ มี มี d = 300 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm, A_g = 119.8 cm^2, w = 94.0 kg/m, I_x = 20,400 cm^4, I_y = 6,750 cm^4, r_x = 13.1 cm, r_y = 7.51 cm, S_x = 1360 cm^3, S_y = 450 cm^3, Z_x = 1464.75 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150\ \text{mm}$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{15} = 10 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 300 - 2 \times 15 - 2 \times 18 = 234\ \text{mm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{234}{10} = 23.4 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

หา Effective length factor K_x

หน่วยแรงอัดที่เกิดจริง $f_a = \frac{P}{A_g} = \frac{130 \times 1000}{119.8} = 1085.141903\ \text{ksc}$

ขีดจำกัดสูงสุดของค่าหน่วยแรงอัดช่วงอิลาสติกพิจารณาจากสมการ

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

โดยสมมติให้ $\frac{KL}{rC_c} = 1$

$$F_{a,elasticmax} = \frac{1 - \frac{1}{2}}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} - \frac{1}{8}} F_y = 0.260869565F_y \approx 0.26 \times 2500 = 650\ \text{ksc}$$

จะเห็นว่า $(f_a = 1085.141903\ \text{ksc}) > (0.26F_y = 650\ \text{ksc})$ แสดงว่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นอยู่ในช่วงอินอิลาสติก จึงต้องตัวประกอบลดค่าความชะลูด SRF คือหาค่า KL ที่ทำให้ $f_a = F_a$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 126.9141221$$

สมมติให้ $R = \frac{KL}{r}$ ดังนั้น

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right]F_y}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$1085.141903 = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{R}{126.9141221}\right)^2\right]\times 2500}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{R}{126.9141221}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{R}{126.9141221}\right)^3\right]}$$

$$\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{R}{126.9141221}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{R}{126.9141221}\right)^3 = \left[1-0.5\left(\frac{R}{126.9141221}\right)^2\right]\frac{2500}{1085.141903}$$

$$\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{R}{126.9141221}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{R}{126.9141221}\right)^3 = 2.303846154\left[1-0.5\left(\frac{R}{126.9141221}\right)^2\right]$$

คูณตลอดด้วย 24

$$40+\frac{9R}{126.9141221}-\frac{3R^3}{126.9141221^3} = 55.2923077-\frac{27.64615385R^2}{126.9141221^2}$$

$$f(R) = \frac{3R^3}{126.9141221^3}-\frac{27.64615385R^2}{126.9141221^2}-\frac{9R}{126.9141221}+15.2923077 = 0$$

แก้สมการโดยวิธี Trial and error โดยให้ทางซ้ายเป็นฟังก์ชัน f(R) สมมติค่า R แทนลงไป หาก ค่า f(R) เปลี่ยนเครื่องหมาย แสดงว่า คำตอบอยู่ในช่วงดังกล่าว หากใช้ Excel ช่วยจะเร็วขึ้นมาก

R	f®	R	f®	R	f®
10	14.413	75	0.938203	78	0.014946
15	13.84736	76	0.633211	78.01	0.011827
20	13.19921	77	0.325456	78.02	0.008708
25	12.46964	78	0.014946	78.03	0.005588
30	11.65976	79	-0.29831	78.04	0.002468
35	10.77066	80	-0.6143	78.05	-0.00065
40	9.80345			78.06	-0.00377
45	8.759223	R	f®	78.07	-0.00689
50	7.639083	78	0.014946	78.08	-0.01001
55	6.444129	78.1	-0.01626	78.09	-0.01313
60	5.175464	78.2	-0.04749	78.1	-0.01626
65	3.834188	78.3	-0.07874		
70	2.4214	78.4	-0.11003		
75	0.938203	78.5	-0.14134		
80	-0.6143	78.6	-0.17268		
85	-2.23502	78.7	-0.20405		
90	-3.92284	78.8	-0.23544		
95	-5.67667	78.9	-0.26686		
100	-7.49541	79	-0.29831		

ค่า $R = \frac{KL}{r} = 78.05$ จะได้ค่าใกล้เคียง ใช้ในการหาหน่วยแรงที่สภาวะอิลาสติก

$$F_{a,elastic} = \frac{12}{23}\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{12}{23} \times \frac{\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{78.05^2} = 1724.39799 \text{ ksc}$$

$$SRF = \frac{F_{a,inelastic}}{F_{a,elastic}} = \frac{f_a}{F_{a,elastic}} = \frac{1085.141903}{1724.39799} = 0.629287385 \Rightarrow 0.629$$

ปลายบน $$G_{elastic(top)} = \frac{\frac{I_c}{L_c}}{\frac{I_g}{L_g}} = \frac{\frac{20400}{500}}{\frac{24000}{600}} = 1.02$$

$$G_{inelastic(top)} = (SRF)G_{elastic(top)} = 0.629 \times 1.02 = 0.64158$$

ส่วนปลายล่างเป็นข้อหมุน ดังนั้น

$$G_{inelastic(bottom)} = G_{elastic(bottom)} = 10$$

ใช้ Alignment chart สำหรับ Sidesway uninhibited โดยโยงระหว่าง $G_A = 0.64$ กับ $G_B = 10$ จะได้ค่า $K_x = 1.8$

คำนวณหา F_a และกำลังรับแรงอัดใช้งาน

ความชะลูด $\frac{KL}{r} = \frac{1.8 \times 500}{13.1} = 68.70229008 < C_c = 126.9141221$

อัตราส่วนความชะลูด $\frac{KL}{rC_c} = \frac{68.70229008}{126.9141221} = 0.541328962$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times 0.541328962^2\right] \times 2500}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times 0.541328962 - \frac{1}{8} \times 0.541328962^3\right]}$$

$$F_a = \frac{2133.703693}{1.849836348} = 1153.455383 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดใช้งาน

$$P = F_a A_g = 1153.455383 \times 119.8 = 138{,}183.9549 \text{ kg} \Rightarrow 138 \text{ tonne}$$

$$P = 138 \text{ tonne} > 130 \text{ tonne} \quad \text{OK}$$

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า $P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2 \times 65 + 1.6 \times 65 = 182$ tonne

ประมาณหน่วยแรงอัดวิกฤต $F_{cr} = 0.7F_y = 0.7 \times 2500 = 1750$ ksc

ประมาณเนื้อที่หน้าตัด $A_g = \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}} = \frac{182 \times 1000}{0.85 \times 1750} = 122.35\ cm^2$

จากตารางที่ 1 ภาคผนวก เลือก $W300 \times 94$ มี มี d = 300 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm, A_g = 119.8 cm^2, w = 94.0 kg/m, I_x = 20,400 cm^4, I_y = 6,750 cm^4, r_x = 13.1 cm, r_y = 7.51 cm, S_x = 1360 cm^3, S_y = 450 cm^3, Z_x = 1464.75 cm^3

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง ดูรูปที่ 3.9

ส่วนปีกคาน $b = \frac{b_f}{2} = \frac{300}{2} = 150\ mm$

$$\frac{b}{t_f} = \frac{150}{15} = 10 < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 15.997$$

ส่วนแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f - 2r = 300 - 2 \times 15 - 2 \times 18 = 234\ mm$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{234}{10} = 23.4 < 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.49\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 42.56$$

แสดงว่าไม่เกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งก่อนที่ทั้งหน้าตัดจะวิบัติ

หาตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K_x

วิธีแรก

หน่วยแรงอัดวิกฤตจริง $f_{cr} = \frac{P_u}{\phi_c A_g} = \frac{182 \times 1000}{0.85 \times 119.8} = 1787.292546\ ksc$

สมมติ $\lambda_c = \frac{KL}{r} = 1.5$ ใช้สมการ 3.7.4 หาหน่วยแรงอัดวิกฤตในสถานะอิลาสติก

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} F_y = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y = \frac{0.877}{1.5^2} \times 2500 = 974.44\ ksc$$

พบว่า $f_{cr} = 1787\ ksc > F_{cr} = 974\ ksc$ แสดงว่าหน่วยแรงของเสาอยู่ในช่วงอินอิลาสติก ต้องใช้ค่า K ของช่วงอินอิลาสติกที่ต้องมีการหา SRF มาคูณค่า G ช่วงอิลาสติกก่อนนำไปใช้ Alignment chart เพื่อหาค่า K ต่อไป

วิธีที่สอง

ปลายล่างเสาเป็นแบบยึดหมุน ปลายบนเป็นข้อแข็ง หากคานไม่โก่งงอเลย รูปร่างการโก่งของเสาเมื่อเซจะเป็นครึ่งหนึ่งของเสาที่ไม่เซและทั้งสองปลายยึดหมุน หรือความยาวจะเป็น 2.0 เท่าหรือ Kx = 2.0 เป็นค่าสูงสุด

เนื่องจาก $\lambda_c = \frac{K_x L}{r_x \pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{2.0 \times 500}{13.1\pi}\sqrt{\frac{2500}{2,040,000}} = 0.85 < 1.50$

แสดงว่าหน่วยแรงของเสาอยู่ในช่วงอินอิลาสติก ต้องใช้ค่า K ของช่วงอินอิลาสติกที่ต้องมีการหา SRF มาคูณค่า G ช่วงอิลาสติกก่อนนำไปใช้ Alignment chart เพื่อหาค่า K ต่อไป

จากสมการ 3.7.3 หน่วยแรงในช่วงอินอิลาสติกคือ

$$F_{cr,inelastic} = \frac{P_u}{\phi_c A_g} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$$

แทนค่า $$1787.292546 = 0.658^{\lambda_c^2} \times 2500$$

$$0.658^{\lambda_c^2} = \frac{1787.292546}{2500} = 0.714917018$$

$$\ln 0.658^{\lambda_c^2} = \ln 0.714917018$$

$$\lambda_c^2 \ln 0.658 = \ln 0.714917018$$

$$\lambda_c^2 (-0.418550347) = -0.335588801$$

$$\lambda_c^2 = \frac{-0.335588801}{-0.418550347} = 0.80178837$$

ดังนั้นจากสมการ 3.7.4 หน่วยแรงในช่วงอิลาสติกคือ

$$F_{cr,elastic} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y = \frac{0.877}{0.80178837} \times 2500 = 2734.512101 \text{ ksc}$$

ดังนั้น $$SRF = \frac{F_{cr,inelastic}}{F_{cr,elastic}} = \frac{1787.292546}{2734.512101} = 0.653605645$$

ดังนั้นอัตราส่วนสติฟเนสเสาต่อคานที่ปลายบนของเสาคือ

$$G_{inelastic,top} = SRF \times G_{elastic,top} = SRF \times \frac{\sum \frac{I_c}{L_c}}{\sum \frac{I_g}{L_g}}$$

$$G_{inelastic,top} = 0.653605645 \times \frac{\frac{20400}{500}}{\frac{24000}{600}} = 0.666677758 \Rightarrow 0.67$$

ปลายล่างของเสาเป็นแบบยึดหมุน ดังนั้น

$$G_{inelastic,bottom} = G_{elastic,bottom} = 10$$

ใช้ Alignment chart ชุด Sidesway uninhibited ให้ $G_A = 0.67$ และ $G_B = 10$ ตัดแกนค่า K ได้ค่า

$$K = 1.8$$

คำนวณหาค่า F_{cr} ***และกำลังรับแรงอัดประลัย***

พารามิเตอร์ความชะลูดจริง $\lambda_c = \frac{K_x L_x}{r_x \pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.8 \times 500}{13.1\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}040{,}000}} = 0.765554761$

หน่วยแรงอัดวิกฤตจริง $F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$

$$F_{cr} = 0.658^{0.765554761^2} \times 2500 = 0.658^{0.586074092} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.782468576 \times 2500 = 1956.171442 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดประลัย

$$\phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 1956.171442 \times 119.8$$

$$\phi_c F_{cr} A_g = 199{,}196.9379 \text{ kg} \Rightarrow 199 \text{ tonne} > 182 \text{ tonne}$$

ตัวอย่างที่ 3.7 จงใช้วิธี AISC/ASD ออกแบบเสาประกอบ (built-up column) ที่ได้จากการใช้เหล็กราง (channel) ความยาวเสา 6.00 เมตร ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน รับน้ำหนักใช้งาน 135 ตัน ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc เสามีค้ำยันไม่ให้โก่งรอบแกน x ของตัวเหล็กราง แล้วให้ออกแบบแผ่นยึดเดี่ยวแบบเฉียง และแผ่นยึดขวางที่ปลายเสา ด้วย

วิธีทำ สมมติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ $F_a = 0.5F_y = 0.5 \times 2500 = 1250$ ksc

เนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการ $A_g = \dfrac{P}{F_a} = \dfrac{135 \times 1000}{1250} = 108 \text{ cm}^2$

ใช้เหล็กรางสองตัว เนื้อที่ตัวละ $A = \dfrac{A_g}{2} = \dfrac{108}{2} = 54 \text{ cm}^2$

เปิดตารางที่ 6 เลือกเหล็กราง [$-300 \times 90 \times 10$ mm มี A = 300 mm, B = 90 mm , t_1 = 10 mm, t_2 = 15.5 mm ,r_1 = 19 mm, r_2 = 9.5 mm, Area = 55.74 cm^2, w = 43.8 kg/m ,C_x = 0, C_y = 2.34 cm, I_x = 7410 cm^4, I_y = 360 cm^4, r_x = 11.5 cm, r_y = 2.54 cm, S_x = 494 cm^3, S_y = 54.1 cm^3

จัดวางให้แผ่นหันหน้าเข้าหากัน ขอบหลังห่างกัน 30 cm เพื่อให้หน้าตัดดูเหมือนสี่เหลี่ยมจัตุรัส ดังรูป

ดังนั้น $A_g = 2 \times 55.74 = 111.48 \text{ cm}^2$

เนื่องจากเสามีค้ำยันไม่ให้โก่งรอบแกน x ของเหล็กราง โก่งได้เฉพาะรอบแกน y ของเหล็กราง ดังนั้นต้องหาโมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกน y ใหม่ซึ่งอยู่กึ่งกลางตามทฤษฎีแก้ขนาน กล่าวคือ

$$I_y = \sum \bar{I}_y + \sum Ad^2$$

เมื่อ $\bar{I}_y = 360\ \text{cm}^4 =$ โมเมนต์อินเนอร์เชียของเหล็กรางแต่ละตัวรอบแกน y ผ่านเซนทรอยด์หน้าตัด

$A = 55.74\ \text{cm}^2 =$ เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กรางแต่ละตัว

$d = \frac{30}{2} - C_y = 15 - 2.34 = 12.66\ \text{cm} =$ ระยะห่างระหว่างแกนใหม่กับแกนผ่านเซนทรอยด์

ดังนั้น $I_y = (2 \times 360) + 2 \times (55.74 \times 12.66^2) = 18{,}587.52389\ \text{cm}^4$

จาก $I = Ar^2$ ดังนั้นรัศมีไจเรชันของหน้าตัดรอบแกนใหม่คือ

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{18{,}587.52389}{2 \times 55.74}} = 12.91255813\ \text{cm}$$

ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน $K_y = 1.0$ ความยาวเสา $L_y = 6.00\ \text{m} = 600\ \text{cm}$

อัตราส่วนความชะลูด $\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 \times 600}{12.91255813} = 46.46639293$

พิกัดความชะลูด $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 126.9141221 > \frac{K_y L_y}{r_y}$

$$\frac{KL}{rC_c} = \frac{46.46639293}{126.9141221} = 0.366124684$$

ดังนั้น หน่วยแรงอัดที่ยอมให้คือ

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - 0.5 \times 0.366124684^2\right] \times 2500}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times 0.366124684 - \frac{1}{8} \times 0.366124684^3\right]}$$

$$F_a = \frac{2332.440894}{1.797828671} = 1297.365501\ \text{ksc}$$

เสารับน้ำหนักได้

$$P = F_a A_g = 1297.365501 \times (2 \times 55.74)$$

$$P = 144{,}630.306\ \text{kg} = 144.6\ \text{tonne} > 135\ \text{tonne}\ \ \text{OK}$$

ดังนั้นใช้เสารูปตัด $2 - [-300 \times 90 \times 10$ mm จัดระยะห่างดังรูป

ออกแบบแผ่นยึดเดี่ยวแบบเฉียง (single lacing)

ทำการแผ่นยึดเฉียงด้วยสลักเกลียวที่เจาะตรงกึ่งกลางความกว้างของปีกหรือระยะ $\frac{9}{2} = 4.5\ \text{cm}$ ดังนั้น ระยะห่างระหว่างรูเจาะคือ $30 - 4.5 - 4.5 = 21\ \text{cm}$ เมื่อให้แผ่นยึดเฉียงเอียงทำมุม 60 องศากับแกนเสา ความยาวของแผ่นยึดเฉียงระหว่างสลักเกลียวคือ

$$L = \frac{21}{\cos 30^\circ} = 24.24871131\ \text{cm} \approx 24.25\ \text{cm}$$

มาตรฐาน AISC กำหนดให้แผ่นยึดเฉียงต้องรับแรงเฉือนได้อย่างน้อย 0.02 เท่าของแรงอัดตามแนวแกนเสา แต่แผ่นยึดเฉียงมีสองด้านของเสา ดังนั้นแรงเฉือนที่แผ่นยึดเฉียงต้องรับคือ

$$V = 0.02 \times \frac{135 \times 1000}{2} = 1350 \text{ kg}$$

แรงเฉือนนี้อาจจะทำให้เกิดแรงในแผ่นยึดเฉียงทั้งแรงดึงและแรงอัด แต่เหล็กแผ่นจะรับแรงอัดได้น้อยกว่าแรงดึง และแนวของแผ่นยึดเฉียงจะเอียงทำมุม 30 องศา กับแนวแรงเฉือน ดังนั้นแรงอัดในแผ่นยึดเฉียงคือ

$$P = \frac{V}{\cos 30^{o}} = \frac{1350}{\cos 30^{o}} = 1558.845727 \text{ kg}$$

มาตรฐาน AISC กำหนดความชะลูดของแผ่นยึดไม่เกิน 140 หรือ $\frac{L}{r} \le 140$ สมมติแผ่นยึดเฉียงนี้กว้าง b หนา t หารัศมีไจเรชันได้ดังนี้

$$I = \frac{bt^3}{12}$$

$$A = bt$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bt^3}{12bt}} = \sqrt{\frac{t^2}{4 \times 3}} = \frac{t}{2\sqrt{3}} = 0.288675134t$$

ดังนั้น

$$\frac{24.24871131}{0.288675134t} \le 140$$

$$t \ge \frac{24.24871131}{0.288675134 \times 140} = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

แผ่นยึดเฉียงรับแรงอัดปลายยึดด้วยสลักเกลียวให้ถือว่าเป็นแบบยึดหมุน นั่นคือค่า K = 1.0

อัตราส่วนความชะลูด $\frac{KL}{r} = \frac{1.0 \times 24.24871131}{0.288675134 \times 0.6} = 140$

พิกัดความชะลูด $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 126.9141221 < \frac{KL}{r} = 140$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้คือ $F_a = \frac{12}{23}\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{12}{23}\frac{\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{140^2} = 535.9536729$ ksc

เนื้อที่หน้าตัดที่ต้องการ $A_g = bt = \frac{P}{F_a} = \frac{1558.845727}{535.9536729} = 2.908545656\ cm^2$

แต่ความหนา $t = 6\ mm = 0.6\ cm$ ดังนั้น $b = \frac{2.908545656}{0.6} = 4.847576093\ cm$

สมมติใช้เหล็กยึดเกลียว $d_b = 22\ mm = 2.2\ cm$ ระยะห่างขอบอย่างน้อย $1.5d_b = 1.5 \times 2.2 = 3.3\ cm$ สองข้างรวมกับขนาดของสลักเกลียวด้วย คือ $3.3 + 3.3 + 2.2 = 8.8$ cm เผื่อระยะเกลียวอีก 1.5 mm เป็น 8.95 cm ใช้กว้าง 9 cm = 90 cm

ความยาวของแผ่นยึดเฉียง $= 24.25 + \frac{2.2}{2} + 3.3 + \frac{2.2}{2} + 3.3 = 33.05\ cm \approx 330\ mm$

ใช้แผ่นยึดเฉียงขนาด $6 \times 90 \times 330\ mm$

ออกแบบแผ่นยึดปลายแบบขวาง (End tie plate) เป็นแผ่นยึดในแนวตั้งฉากแกนเสาที่ปลายทั้งสองข้าง

มาตรฐาน AISC กำหนดความหนาอย่างน้อย $\frac{1}{50}$ ของระยะห่างระหว่างศูนย์กลางสลักเกลียว ดังนั้นความหนาอย่างน้อย $t \geq \frac{21}{50} = 0.42\ cm$ ใช้ $t = 6\ mm = 0.6\ cm$

ความกว้างของแผ่นยึดขวางไม่น้อยกว่าระยะห่างระหว่างสลักเกลียว = 21 cm = 210 mm ใช้ 250 mm

ความยาวใช้เต็มถึงขอบเสา = 300 mm

ดังนั้นใช้แผ่นยึดขวางขนาด $6 \times 250 \times 300\ mm$

แบบฝึกหัดบทที่ 3 โครงสร้างส่วนรับแรงอัด

เกี่ยวกับข้อกำหนดของ AISC หรือ ว.ส.ท.

[1][4.3-1 Segui] ให้ตรวจสอบความชะลูดตามสมการ 3.7.3 และ 3.7.4 จากนั้นหากำลังรับแรงอัดระบุตามแกนของเสา เมื่อให้ $F_y = 3500\ \text{ksc}, E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$

(ก) $L = 3.00\ \text{m}$

(ข) $L = 9.00\ \text{m}$

[2][4.3-2 Segui] จงหากำลังรับแรงอัดระบุตามแกนของชิ้นส่วน เมื่อใช้สมการ 3.7.3 หรือ 3.7.4 ให้ท่อขนาด 10 นิ้ว ASTM A53 เกรด B มี $F_y = 2460\ \text{ksc}, E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$

[3][4.3-3 Segui] จงหากำลังรับแรงอัดระบุของชิ้นส่วน ใช้สมการ 3.7.3 หรือ 3.7.4 เหล็กหน้าตัด $HP250 \times 72.4$ ASTM A53 เกรด B มี $F_y = 2460\ \text{ksc}, E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$

[4][4.3-4 Segui] จงหากำลังใช้งาน $\phi_c P_{cr}$ ของชิ้นส่วนรับแรงอัดในรูป โดยใช้สมการ 3.7.3 หรือ 3.7.4 ทั้งวิธี AISC/ASD และ AISC/LRFD หน้าตัดเหล็ก $HSS250 \times 125 \times 29.6$ เหล็ก ASTM A500 เกรด B มี $F_y = 3230\ \text{ksc}, E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$

[5][4.3-5 Segui] จงหากำลังรับแรงอัด โดยใช้สมการ 3.7.3 หรือ 3.7.4 โดยวิธี AISC/LRFD และหากำลังอัดที่ยอมให้ตามวิธี AISC/ASD กำหนดให้ $F_y = 3500\ \text{ksc}, E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$ หน้าตัด $W350 \times 137$ เหล็ก ASTM A992

[6][4.3-6 Segui] ชิ้นส่วนรับแรงอัดหน้าตัด $W450 \times 124$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 ความยาวชิ้นส่วน 3.60 เมตร ใช้สมการ 3.7.3 หรือ 3.7.4 หากำลังรับแรงอัดทั้ง AISC/LRFD และ AISC/ASD กำหนดให้ $F_y = 3500\ \text{ksc},\ E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$

[7][4.3-7 Segui] เสา $HSS250 \times 125 \times 29.6$ รับแรงอัดโดยปลายข้างหนึ่งยึดหมุนและปลายอีกข้างตรึงแน่นไม่หมุนแต่เลื่อนได้ ความยาวเสา 3.60 เมตร ชนิดเหล็ก ASTM A500 เกรด B มี $F_y = 3230\ \text{ksc},\ E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$ (เสาแบบชะลูดต้องใช้ SRF)

[8][4.3-8 Segui] หน้าตัดเหล็กรูปพรรณ $W500 \times 200 \times 59.6$ ทำเป็นเสา ปลายข้างหนึ่งตรึงแน่น ปลายอีกข้างอิสระ ความยาว 3.00 เมตร ให้ $F_y = 3500\ \text{ksc},\ E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$ (เสาแบบชะลูดต้องใช้ SRF)

[9][4.3-9 Segui] เสา $HSS200 \times 100 \times 21.3$ เหล็ก ASTM A500 เกรด B มี $F_y = 3200$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc จงหากำลังรับแรงอัดใช้งานสูงสุดที่รับได้ ถ้าน้ำหนักบรรทุกจรเป็นสองเท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ ใช้สมการ 3.7.3 หรือ 3.7.4

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

[10][4.3-10 Segui] จงตรวจสอบว่าเสาขนาดหน้าตัดดังรูปสามารถรับน้ำหนักบรรทุกนี้ได้หรือไม่ กำหนดให้ $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc โดยให้

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

แบบฝึกหัดการออกแบบท่อนรับแรงอัด

[11][4.6-1 Segui] เสาที่ปรากฏในรูปใช้เหล็ก ASTM A992 มี $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ให้ออกแบบเสาโดยวิธีลองผิดลองถูก (trial and error)

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

โดยให้เลือกหน้าตัด W350 ในครั้งแรก แล้วเลือกหน้าตัด W400 ในครั้งหลัง

[12][4.6-2 Segui] เสายาว 6.00 เมตร ปลายล่างยึดหมุน ปลายบนไม่หมุนแต่เลื่อนได้ น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 50 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 50 ตัน ชนิดเหล็ก ASTM A992 มี $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

ครั้งแรกให้เลือกหน้าตัด W300 ครั้งหลังให้เลือกหน้าตัด W450

[13][4.6-3 Segui] ให้เลือกหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ห้ามเลือกหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัส) ของ HSS มีสมบัติวัสดุเป็น $F_y = 3230$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ออกแบบเสาโดยวิธี

(ก) AISC/LRFD

(ข) AISC/ASD

[14][4.6-4 Segui] ให้เลือกท่อ ASTM A58 Grade B มี $F_y = 2460$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ให้บอกด้วยว่าหน้าตัดที่เลือกมานั้นเป็นแบบ มาตรฐาน (standard), แข็งแรงพิเศษ (extra-strong) หรือ แข็งแรงพิเศษสองชั้น (double-extra strong) ทั้งนี้ใช้ใช้วิธี

(ก) AISC/LRFD

(ข) AISC/ASD

[15][4.6-5 Segui] จากข้อ [13][4.6-3 Segui] ให้เลือกหน้าตัดเป็น HP (H-pile หน้าตัดที่หนาพิเศษใช้ทำเสาเข็มเหล็ก) โดยให้ $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

[16][4.6-6 Segui] ให้ออกแบบเป็นหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ห้ามเลือกหน้าตัดจัตุรัส) ของ HSS ตามข้อมูลข้อ [14][4.6-4 Segui] โดยที่ $F_y = 3230$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ให้บอกด้วยว่าหน้าตัดที่เลือกมานั้นเป็นแบบ มาตรฐาน (standard), แข็งแรงพิเศษ (extra-strong) หรือ แข็งแรงพิเศษสองชั้น (double-extra strong) ทั้งนี้ใช้ใช้วิธี

[17][4.6-7 Segui] จากรูป จงออกแบบเสาด้วยวิธี AISC/LRFD ให้ $E = 2{,}040{,}000$ ksc

(ก) เลือก W300 เหล็ก ASTM A992, $F_y = 3500$ ksc,

(ข) เลือกท่อเหล็ก $F_y = 2500$ ksc,

(ค) เลือก HSS จัตุรัส $F_y = 3230$ ksc,

(ง) เลือก HSS สี่เหลี่ยมผืนผ้า $F_y = 3230$ ksc,

[18][4.6-8 Segui] จากรูป จงออกแบบเสาด้วยวิธี AISC/ASD ให้ $E = 2{,}040{,}000$ ksc

(ก) เลือก W300 เหล็ก ASTM A992, $F_y = 3500$ ksc,

(ข) เลือกท่อเหล็ก $F_y = 2500$ ksc,

(ค) เลือก HSS จัตุรัส $F_y = 3230$ ksc,

(ง) เลือก HSS สี่เหลี่ยมผืนผ้า $F_y = 3230$ ksc,

[19][4.6-9 Segui] จากรูป ให้ใช้เหล็ก ASTM A992, $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ให้ออกแบบโดยเลือกหน้าตัด W600 ด้วย

(ก) วิธี AISC/LRFD

(ข) วิธี AISC/ASD

แบบฝึกหัดเกี่ยวกับเรื่องความยาวประสิทธิผล (Effective length)

[20][4.7-1 Segui] หน้าตัด $W400 \times 66.0$ มี $F_y = 4200$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc เป็นท่อนรับแรงอัดความยาว 4.00 เมตร จงหากำลังรับแรงอัดระบุ P_n เมื่อ $K_x = 2.1, K_y = 1.0$

[21][4.7-2 Segui] เหล็ก $HSS - 250 \times 150 \times 9$ mm มี $F_y = 3230$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc เป็นเสายาว 4.50 เมตร ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน มีการยึดด้านแกนอ่อนที่ระยะ 1.80 เมตร จากปลายบน จงหา

(ก) กำลังออกแบบ $\phi_c P_n$ ตามวิธี AISC/LRFD

(ข) หน่วยแรงที่ยอมให้ F_a ตามวิธี AISC/ASD

[22][4.7-3 Segui] หน้าตัด $W300 \times 94$ เหล็ก ASTM A572 เกรด 60 มีกำลังคราก $F_y = 4200$ ksc, และ $E = 2{,}040{,}000$ ksc เป็นท่อนรับแรงอัดยาว 8.50 เมตร ยึดหมุนทั้งสองปลาย มีคานยึดทางแกนอ่อนที่ระยะ 3.60 เมตรจากปลายบน ชิ้นส่วนนี้รับแรงอัดได้หรือไม่ เมื่อน้ำหนักคงที่ใช้งาน 80 ตัน และน้ำหนักจรใช้งาน 145 ตัน ทั้งนี้ให้ออกแบบตาม

(ก) วิธี AISC/LRFD

(ข) วิธี AISC/ASD

[23][4.7-4 Segui] ให้ใช้เหล็กชนิด ASTM A992 มี $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc เลือกหน้าตัด W350 เป็นเสายาว 6.70 เมตร ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน มีการยึดทางแกนอ่อนที่ระยะ 3.00 เมตร จากปลายบน น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 65 ตัน น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 160 ตัน

(ก) ออกแบบตามวิธี AISC/LRFD

(ข) ออกแบบตามวิธี AISC/ASD

[24][4.7-5 Segui] ให้ใช้เหล็กชนิด ASTM A992 มี $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ให้ออกแบบโดยเลือกหน้าตัด W โดย

(ก) ออกแบบตามวิธี AISC/LRFD

(ข) ออกแบบตามวิธี AISC/ASD

[25][4.7-6] ให้เลือกท่อสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ไม่ใช่จัตุรัส) HSS สำหรับทำชิ้นส่วนรับแรงอัดยาว 4.50 เมตร รับแรงอัดคงที่ใช้งาน 16 ตัน และแรงอัดจรใช้งาน 36 ตัน ปลายทั้งสองเป็นแบบยึดหมุน และมีการยึดทางแกนอ่อนที่กึ่งกลาง ใช้เหล็ก ASTM A500 เกรด B มี $F_y = 3230$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc

(ก) ออกแบบตามวิธี AISC/LRFD

(ข) ออกแบบตามวิธี AISC/ASD

[26][4.7-7 Segui] ให้เลือกท่อสี่เหลี่ยมผืนผ้า (ไม่ใช่จัตุรัส) HSS ที่ดีที่สุด (ประหยัดที่สุด) ทำเป็นเสารับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 15 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 37 ตัน ความยาวเสา 8.25 เมตร ยึดหมุนทั้งสองปลาย มีการยึดทางแกนอ่อนที่ระยะ 3.60 เมตร จากปลายบน ให้ $F_y = 3230$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc

(ก) ออกแบบตามวิธี AISC/LRFD

(ข) ออกแบบตามวิธี AISC/ASD

[27][4.7-8 Segui] โครงเฟรมตามรูปเป็นแบบเซได้ โมเมนต์ดัดเกิดรอบแกน x ของหน้าตัด คานทุกตัวเป็น $W450 \times 76$ และเสาทุกต้นเป็น $W250 \times 66.5$

(ก) จงหาตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K_x ของเสา AB ไม่ต้องคิดผลของตัวประกอบลดค่าสติฟเนส

(ข) จงหาตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K_x ของเสา BC ไม่ต้องคิดผลของตัวประกอบลดค่าสติฟเนส

(ค) ถ้า $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc จะต้องจะต้องคิดผลของตัวประกอบลดค่าสติฟเนสสำหรับเสาทั้งสองต้นหรือไม่

[28][4.7-9 Segui] โครงเฟรมในรูปเซได้ การดัดเกิดรอบแกน x ของหน้าตัดชิ้นส่วนทุกชิ้น น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานที่เสา AB รับไว้ 92.5 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 185 ตัน เป็นแรงตามแนวแกน จงหาค่า K_x ของ AB หากจำเป็นใช้ใช้ตัวประกอบลดค่าสติฟเนส กำหนดกำลังคราก $F_y = 3500$ ksc, โมดูลัสยืดหยุ่น $E = 2{,}040{,}000$ ksc

(ก) ตามวิธี AISC/LRFD

(ข) ตามวิธี AISC/ASD

[29][4.7-10 Segui] โครงข้อแข็งในรูปเป็นแบบเซได้ โมเมนต์ดัดเกิดรอบแกนแข็งหรือแกนหลักของหน้าตัดจุดรองรับในรูปทำให้ $K_y = 1.0$ คานเป็นหน้าตัด $W450 \times 76$ และเสาเป็นหน้าตัด $W300 \times 94$ ให้เหล็ก ASTM A992 มี $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc แรงอัดจรใช้งานตามแกน 68 ตัน

(ก) จงหากำลังรับแรงอัดตามแกนระบุ P_n ของเสา AB ใช้ตัวประกอบลดค่าสติฟเนสได้

(ข) จงหากำลังรับแรงอัดตามแกนที่ยอมให้ของเสา AB ใช้ตัวประกอบลดค่าสติฟเนสได้

[30][4.7-11] โครงที่แสดงเซได้ ค่าความสัมพันธ์ของโมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนหลักของโครงสร้างดังแสดงเพื่อใช้ประมาณค่าขั้นต้นในการออกแบบ ให้ใช้ alignment chart หาค่า K_x ของชิ้นส่วน AB, BC, DE และ EF

[31][4.7-12 Segui] โครงเฟรมในรูปเซได้ เสาทุกต้นขนาด $W350\times137$ คานทุกตัวขนาด $W400\times172$ เหล็ก ASTM A992 มี $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc การดัดจะเกิดรอบแกน x ของหน้าตัด ให้ $K_y = 1.0$

(ก) ใช้ alignment chart หา K_x ของ GF ใช้ตัวประกอบลดค่าสติฟเนสได้ น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 36 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 72 ตัน

(ข) คำนวณกำลังรับแรงอัดระบุของ GF

[32][4.7-13 Segui] โครงเฟรมในรูปเป็นแบบเซได้ เสาเป็นท่อจัตุรัสขนาด $HSS-150\times150\times15$ mm คานเป็นหน้าตัด $W300\times36.7$ เหล็กสำหรับเสาชนิด ASTM A500 เกรด B มี $F_y=3230$ ksc, $E=2{,}040{,}000$ ksc เหล็กสำหรับคานมี $F_y=3500$ ksc, $E=2{,}040{,}000$ ksc การดัดเกิดรอบแกน x ของหน้าตัด ให้ $K_y=1.0$

(ก) ใช้ alignment chart หา K_x ของเสา AB ใช้ตัวประกอบลดค่าสติฟเนสได้ น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 7.7 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 22.7 ตัน

(ข) คำนวณกำลังรับแรงอัดระบุของเสา AB

[33][4.7-14 Segui] โครงข้อแข็งในรูปเซได้ ทุกจุดในแนวตั้งฉากจะมีคานยึดแบบยึดหมุน (ไม่มีโมเมนต์) คานหลังคา $W350\times49.6$ คานพื้น $W400\times66$ ชิ้น BC เป็น $W250\times72.4$ ใช้เหล็ก ASTM A992 มี $F_y=3500$ ksc, $E=2{,}040{,}000$ ksc เสา AB ให้เป็นรูปตัด W สมมติควบคุมแรงกระทำจน AB ไม่มีโมเมนต์ น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 11.3 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 34 ตัน จงออกแบบชิ้นส่วน AB โดย

(ก) วิธี AISC/LRFD

(ข) วิธี AISC/ASD

แบบฝึกหัดเกี่ยวกับการบิด การโก่งเดาะจากการดัดร่วมการบิด

(Torsional and Flexural-Torsional Buckling)

[34][4.8-1 Segui] ให้คำนวณหากำลังอัดระบุ P_n ของหน้าตัด $WT-250\times125\ mm\times14.8\ kg/m$ ความยาวประสิทธิผล 5.50 เมตร เหล็กชนิด ASTM A992 มี $F_y=3500\ ksc, F_u=4500\ ksc$

[35][4.8-2 Segui] ให้ใช้เหล็ก ASTM A572 Grade 50 มี $F_y=3500\ ksc, F_u=4500\ ksc$ จงหากำลังรับแรงอัดระบุ P_n ของเสาในรูป ปลายทั้งสองตรึงแน่นทุกทิศทาง (x, y และ z)

[36][4.8-3 Segui] ให้เลือกหน้าตัด WT สำหรับท่อนรับแรงอัด น้ำหนักบรรทุกที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานรวม โดยอัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกจรต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 2.5:1 ใช้ $F_y=3500\ ksc$, $F_u=4500\ ksc, E=2{,}040{,}000\ ksc$

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

[37][4.8-4 Segui] ให้เลือกเหล็กราง (channel) สำหรับท่อรับแรงอัดที่แสดง ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 ซึ่งมี $F_y = 2500\ \text{ksc}, F_u = 4050\ \text{ksc}, E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$ ปลายทั้งสองข้างตรึงแน่นทุกทิศทาง (x, y และ z)

(ก) ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

(ข) ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

แบบฝึกหัดเกี่ยวกับเสาหน้าตัดประกอบ (Composite Section Column)

[38][4.9-1 Segui] ให้หาค่าของ r_y ของเหล็กฉากคู่ $2L-125\times90\times13$ mm LLBB โดยมีแผ่นประกับแทรกกลางหนา 9 mm

[39][4.9-2 Segui] ให้หาค่าของ y_2, r_x และ r_y ที่เกิดจาก $WT-300\times150\ \text{mm}\times18.4\ \text{kg/m}$ ครอบด้วย $[-250\times90\times9\times13\ \text{mm}\times34.8\ \text{kg/m}$ ทางแผ่นตั้ง

[40][4.9-3 Segui] เสาประกอบจากเหล็กฉาก $L-150\times150\times15$ mm สี่ท่อน มีแผ่นเหล็กยึดเป็นช่วงๆ ให้เหล็กฉากทรวงตัวอยู่ได้โดยไม่มีผลต่อคุณสมบัติของหน้าตัด จงหา r_x และ r_y

[41][4.9-4 Segui] ท่อนรับแรงอัดหน้าตัดไม่สมมาตร ปีกบนขนาด 300 mm หนา 12 mm ปีกล่างกว้าง 175 mm หนา 12 mm และแผ่นตั้งสูง 400 mm หนา 9 mm (หน้าตัดสมมาตรรอบแกนตั้ง) จงหารัศมีไจเรชันรอบแกนหลักแต่ละแกน

[42][4.9-5 Segui] เสาของอาคารประกอบจากแผ่น ASTM A588 มี $F_y = 3150$ ksc, $F_u = 4600$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc จงคำนวณหากำลังรับแรงอัดระบุที่พิจารณาเฉพาะการดัด (ไม่คิดผลการบิด) สมมติว่าการเชื่อมต่อดีมากจนหน้าตัดทำงานเต็มประสิทธิภาพ

[43][4.9-6 Segui] จงหากำลังรับแรงอัดระบุโดยพิจารณาเฉพาะการดัด (ไม่คิดผลการบิด) การเชื่อมต่อดีมากจนหน้าตัดเต็มประสิทธิภาพ ใช้เหล็ก ASTM A242 มี $F_y = 3150$ ksc, $F_u = 4600$ ksc, และ $E = 2{,}040{,}000$ ksc

[44][4.9-7 Segui] เชื่อมแผ่นเหล็กขนาดกว้าง 250 mm หนา 15 mm เข้ากับ $W250 \times 72.4$ ให้เป็นหน้าตัดประกอบดังรูป สมมติการเชื่อมดีมากจนหน้าตัดมีกำลังเต็มประสิทธิภาพ กำหนด $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc และ $K_xL = K_yL = 7.60$ m จงหา

(ก) คำนวณกำลังรับแรงอัดระบุ P_n โดยพิจารณาเฉพาะผลการโก่งเดาะจากการดัด (ไม่คิดผลการโก่งเดาะจากการบิด)

(ข) ให้หาว่ากำลังรับแรงอัดระบุ P_n เพิ่มขึ้นร้อยละเท่าใดจากหน้าตัด $W250 \times 72.4$ ที่ไม่ได้เสริมแผ่นเหล็กประกบข้างดังรูป

[45][4.9-8 Segui] รูปตัด T ทำจากการตัด HP350×156 ที่กึ่งกลางแผ่นตั้งดังรูป จงหากำลังรับแรงอัดระบุ P_n โดยพิจารณาผลการโก่งเดาะจากการดัดโดยไม่พิจารณาผลการโก่งเดาะจากการบิด ให้คิดผลของส่วนโค้ง (fillet R = 20 mm) ตรงรอยต่อระหว่างแผ่นตั้งกับปีกเข้าไปด้วย เหล็กชนิด ASTM A572 มี $F_y = 3450$ ksc, $F_u = 4500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ความยาวประสิทธิผล 3.00 เมตรทั้งสองแกน

[46][4.9-9 Segui] เสาประกอบจากเหล็กฉาก $L-130\times130\times15$ mm สี่ท่อนดังรูป โดยยึดด้วยแผ่นเหล็กเพื่อตรึงให้อยู่ในตำแหน่ง แต่แผ่นเหล็กไม่ได้ช่วยเพิ่มเนื้อที่หน้าตัดให้เหล็กฉากจึงแสดงเป็นเส้นประในรูปตัด ความยาวประสิทธิผล 9.00 เมตร ทั้งสองแกน ใช้เหล็ก ASTM A572 Grade 50 มี $F_y = 3500$ ksc, $F_u = 4500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ให้พิจารณาผลการโก่งเดาะจากการดัด ไม่พิจารณาผลการโก่งเดาะจากการบิด จงคำนวณ

(ก) กำลังรับแรงอัดออกแบบ ตามวิธี AISC/LRFD

(ข) กำลังรับแรงอัดที่ยอมให้ ตามวิธี AISC/ASD

[47][4.9-10 Segui] ให้คำนวณกำลังรับแรงอัดทั้งวิธี AISC/LRFD และ AISC/ASD ของเหล็กฉากคู่ขนาด $2L-150\times100\times15$ mm ขายาวประกบกันคั่นด้วยแผ่นประกับหนา 9 mm ให้ $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ความยาวประสิทธิผล KL = 5.40 m ทั้งสองแกน ยึดปลายด้วยสลักเกลียว 2 ขัน แน่นระดับกลาง ให้เปรียบเทียบกำลังเมื่อพิจารณาการโก่งเดาะจากการดัดอย่างเดียว กับ เมื่อพิจารณาการโก่งเดาะจากการดัดร่วมกับการบิด

[48][4.9-11 Segui] จากเงื่อนไขตามรูป จงหาหน้าตัดเหล็กฉากคู่ (มีแผ่นเหล็กหนา 9 mm คั่นกลาง) เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc ให้กำหนดจำนวนจุดต่อช่วงกลางระหว่างปลายทั้งสองข้าง

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

[49][4.9-12 Segui] ให้ใช้วิธี AISC/LRFD ออกแบบโดยใช้เหล็กฉากคู่เป็นท่อนบนของโครงข้อหมุนที่แสดงในรูป กำหนด $K_x = K_y = 1.0$ แผ่นประกับหนา 9 mm เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc

[50] เสาโรงงานยาว 9.00 เมตร ปลายบนยึดกับโครงหลังคาซึ่งมีสภาพเหมือนเป็นจุดยึดหมุน ส่วนปลายล่างยึดกับตอม่อ ค.ส.ล. จึงถือว่าเป็นปลายแบบตรึงแน่น ค่า $K_x = K_y = 0.8$ ที่ระดับความสูง 6.00 เมตร มีคานยึดทางแกน y ของหน้าตัด น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 4 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 9 ตัน ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500\ \text{ksc}, F_u = 4050\ \text{ksc}, E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$ จงออกแบบเสาโดยใช้หน้าตัด W

บทที่ 4 คานเหล็กรูปพรรณ

4.1 คาน (Beams หรือ Girders)

คานเป็นโครงสร้างที่รับน้ำหนักบรรทุกหรือแรงในแนวที่ไม่ขนานแกนคานจึงทำให้เกิดการโก่งตัว แรงหลักที่กระทำต่อคานคือ โมเมนต์ดัดหรือแรงดัด แรงเฉือน โครงสร้างที่มีชื่อแตกต่างออกไปแต่ทำหน้าที่ในการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนเช่น ตง (joist) รับน้ำหนักจากพื้น คานเอก (main beam) เป็นคานที่รับน้ำหนักจากตง หรือเป็นคานสะพาน คานขอบ (spandrel beam) เป็นคานริมนอกของอาคารรับน้ำหนักจากพื้นและผนัง คานแม่บันได (stringer) แป รับน้ำหนักจากวัสดุมุงเช่นกระเบื้องมาถ่ายลงบน จันทัน และจันทันถ่ายลง อกไก่และอเส หรือถ่ายลงเสา จากอกไก่ถ่ายน้ำหนักผ่าน ดั้ง ซึ่งเป็นเสาชนิดหนึ่งลงที่ ขื่อ ขื่อถ่ายน้ำหนักลงเสา

รูปที่ 4.1 คานต่างๆ ที่ใช้ในชื่อที่แตกต่างกัน

คานเหล็กรูปพรรณหรือคานเหล็กรูป เป็นคานเหล็กที่ผลิตขึ้นจากโรงงาน ส่วนใหญ่จะสมมาตรทั้งสองแกน เช่นรูปตัดตัว W หรือ I รูปตัดที่ความสมมาตรเพียงแกนเดียวเช่น รูปตัดตัว T หรือเหล็กราง [หรือ C นอกจากนี้ยังอาจจะนำเหล็กรูปพรรณต่างๆ รวมทั้งเหล็กแผ่นมาประกอบกันขึ้น ยึดติดกันด้วยตัวยึดหรือการเชื่อม

การออกแบบคานที่จะกล่าวในบทนี้ จำกัดเฉพาะคานที่รับโมเมนต์ดัดทางเดียว ซึ่งเป็นพื้นฐานที่ง่ายสุด สำหรับคาน น้ำหนักบรรทุกหรือแรงกระทำต้องผ่านศูนย์กลางแรงเฉือน (shear center) จึงจะไม่เกิดโมเมนต์บิดบนหน้าตัดคาน ส่วนคานที่รับโมเมนต์ดัดสองทาง (รอบแกน x และแกน y) รับโมเมนต์บิด (รอบแกน z) หรือมีแรงกระทำในแนวแกนทั้งแรงดึงและแรงอัด จะกล่าวถึงในบทต่อๆ ไป

4.2 โมเมนต์ดัด แรงเฉือน และการโก่งตัว

ในการออกแบบคานเหล็กนั้น ไม่ว่าจะใช้วิธี AISC/LRFD หรือ AISC/ASD ในขั้นแรกต้องหาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนจากน้ำหนักบรรทุก (ที่รวมน้ำหนักตัวเองซึ่งเดาเอา) ออกมาก่อน วิธีการหาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนนั้น ใช้ทฤษฎีอิลาสติก เช่น การกระจายโมเมนต์ (moment distribution method) สมการสมดุล ส่วนมากผลการวิเคราะห์ขั้นแรกจะได้โมเมนต์ที่ปลายชิ้นส่วน จากนั้นจึงนำไปหาแรงเฉือน และเขียนแผนภาพแรงเฉือน (SFD : Shear Force Diagram) แผนภาพโมเมนต์ดัด (BMD : Bending Moment Diagram) นำค่าโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนไปใช้ออกแบบคานต่อไป

คานที่มีช่วงความยาวไม่มากนัก นิยมเลือกใช้หน้าตัดเหล็กรูปพรรณ W หรือ S ที่มีผลิตขายอยู่แล้ว การออกแบบจะพิจารณาหน้าตัดที่สามารถรับโมเมนต์ดัดสูงสุดได้ก่อน จากนั้นจึงตรวจสอบว่าหน้าตัดที่เลือกมานั้นสามารถรับแรงเฉือนสูงสุดได้หรือไม่ หากรับได้ ต้องตรวจสอบการโก่งงอสูงสุดไม่เกินค่ามาตรฐาน หากโก่งงอมากเกินไป จะมีรอยแตกร้าวของผนัง ประตูหน้าต่างเปิดปิดไม่ได้ ดังนั้นการออกแบบคานต้องตรวจสอบสามอย่างคือ การรับโมเมนต์ดัด การรับแรงเฉือน และการโก่งตัว

โมเมนต์ดัด (M) ที่กระทำตรงหน้าตัดใดๆ ของคาน อาจจะหาโดยรวมผลทั้งหมด หรือ แยกหาจากน้ำหนักบรรทุกแต่ละตัว ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่หาได้ (M_{max}) อาจจะเขียนในรูปสมการดังนี้

$$M_{max} = C_{dm}WL$$

เมื่อ W = น้ำหนักทั้งหมดที่กระทำบนช่วงคาน หรือที่กำหนดตามตารางที่ 4.1

L = ช่วงความยาวของคานระหว่างฐานรองรับที่ปลายทั้งสอง

C_{dm} = ค่าสัมประสิทธิ์ ขึ้นกับลักษณะของน้ำหนักที่กระทำและลักษณะการยึดปลายคาน ดังตารางที่ 4.1

สำหรับหน่วยแรงดัดสูงสุด f_b ในช่วงอิลาสติกหาได้จาก $f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S}$ มีค่าสูงสุดที่หลังคานและท้องคาน ค่า c เป็นระยะจากแกนสะเทินถึงหลังคานหรือถึงท้องคาน I เป็นโมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดคานรอบแกนสะเทิน และ $S = \frac{I}{c}$ เป็นโมดูลัสหน้าตัด รอบแกนที่รับโมเมนต์ดัด

แรงเฉือน (V) เป็นแรงกระทำในแนวตั้งฉากแกนคานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุก

หน่วยแรงเฉือนในแนวนอน f_v ที่เกิดจากแรงเฉือนในแนวดิ่ง หาได้จาก $f_v = \frac{VQ}{It}$ ค่าสูงสุดที่แกนสะเทินของหน้าตัดคาน โดยที่ Q เป็นโมเมนต์ของเนื้อที่นอกรอยต่อที่พิจารณาหน่วยแรงเฉือนรอบแกนสะเทิน และ t เป็นความกว้างของรอยต่อตรงจุดที่จะหาหน่วยแรงเฉือน

ในคานที่มีปีกคานเช่นหน้าตัด W หรือ C แรงเฉือนในปีกคานจะน้อย จึงถือว่าบริเวณแผ่นตั้งเป็นผู้รับแรงเฉือนทั้งหมดไป โดยพิจารณาจากค่าเฉลี่ย $f_v = \frac{V}{dt_w}$ เมื่อ V เป็นแรงเฉือนในแนวดิ่ง d เป็นความลึกของหน้าตัดคาน และ t_w เป็นความหนาของแผ่นตั้ง (web)

ตารางที่ 4.1 ค่าสัมประสิทธิ์ c_{dm} และ c_d

แบบของคานและการรับน้ำหนัก	C_{dm}	C_d
	$\frac{1}{8}$	$\frac{5}{384}$
	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{48}$
	$\frac{1}{3}$	$\frac{23}{648}$
	$\frac{1}{2}$	$\frac{19}{384}$
	$\frac{ab}{L^2}\frac{1}{9\sqrt{3}}$	$\frac{a}{L}\left(1-\frac{a^2}{L^2}\right)^{\frac{3}{2}}$
	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{60}$
	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{8}$
	1	$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{324}$
	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{192}$
	$\frac{5}{48}$	$\frac{7}{1920}$
	$\frac{ab^2}{L^3}$	

การโก่งตัวในแนวดิ่ง Δ วิเคราะห์จากทฤษฎีอิลาสติก โดยไม่ต้องเพิ่มค่าน้ำหนักกระทำ ซึ่งแม้ว่าการโก่งตัวของคานจะเกิดจากผลของโมเมนต์ดัด แรงเฉือน โมเมนต์บิด แต่ส่วนใหญ่ถึงประมาณ 98% จะเกิดจากโมเมนต์ดัด ดังนั้นการพิจารณาการโก่งตัวสูงสุด Δ_{max} จึงพิจารณาเฉพาะผลของโมเมนต์ดัดอย่างเดียว คือ

$$\Delta_{max} = C_d \frac{WL^3}{EI}$$

เมื่อ W = น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดหรือที่แสดงไว้ในตารางที่ 4.1

L = ช่วงความยาวของคานระหว่างจุดรองรับที่ปลายทั้งสอง

E = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

I = โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดคานรอบแกนสะเทินที่รับโมเมนต์ดัด

C_d = ค่าสัมประสิทธิ์ ขึ้นกับลักษณะของน้ำหนักกระทำและลักษณะของการยึดปลายคาน ดังตารางที่ 4.1

4.3 พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดของคาน

- พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดของคานเหล็กที่จะพิจารณาต่อไปนี้ อาศัยสมมติฐานว่า
- คานมีความสมมาตรทั้งสองแกน
- คานมีรูปตัดแบบคอมแพค (compact section) ตามที่จะกล่าวในหัวข้อ 4.5.1 หรือ 4.6.1
- มีการค้ำยันทางข้าง (lateral support) ที่ปีกรับแรงอัดอย่างพอเพียง
- ไม่มีการบิดและโก่งตัวทางข้าง
- ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงดึงและหน่วยแรงอัดกับหน่วยการยืดหดตัวของเหล็กโครงสร้างเป็นแบบอิลาสติก และพลาสติกโดยสมบูรณ์
- หน่วยแรงสูงสุดเท่ากับค่าหน่วยแรงที่จุดคราก ของเหล็ก ดังรูปที่ 4.2

รูปที่ 4.2 ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงกับหน่วยการยืดหดตัวของเหล็กโครงสร้าง

พฤติกรรมการรับโมเมนต์ดัดของคานเหล็กรอบแกนหลัก มี 2 ช่วง คือ ช่วงอิลาสติก และช่วงพลาสติก ตามความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงและหน่วยการยืดหดตัว ดังนี้

พฤติกรรมในช่วงอิลาสติก

เมื่อคานเริ่มรับน้ำหนักบรรทุกไม่มากนัก ความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรง (stress) กับหน่วยการยืดหดตัว (strain) แปรเป็นเส้นตรง ค่าหน่วยแรงดัดที่ตำแหน่งใดๆ บนหน้าตัดคานจะหาได้จาก

$$f_b = \frac{My}{I}$$

เมื่อ $f_b =$ หน่วยแรงดัดที่ตำแหน่งใดๆ บนหน้าตัดคาน

$M =$ โมเมนต์ดัดในคานที่ตำแหน่งหน้าตัดนั้น

$I =$ โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดคานรอบแกนสะเทิน

$y =$ ระยะจากแกนสะเทินถึงจุดที่ต้องการหาหน่วยแรงดัด

ค่า y สูงสุดอยู่ที่ผิวบนสุดและผิวล่างสุดของคาน แทนด้วย c_t หรือ c_b ตามลำดับ ซึ่งส่งผลให้ f_b สูงสุด

เนื่องจากหน่วยแรง f_b แปรตามระยะจากแกนสะเทิน กล่าวคือเป็น 0 ที่แกนสะเทินและมากที่สุดตรงผิวบนและผิวล่างของคาน ผิวใดระหว่างผิวบนและผิวล่างที่อยู่ห่างจากแกนสะเทินมากกว่าย่อมมีหน่วยแรงมากกว่าด้วย และจะมีค่าถึงขีดจำกัดสูงสุดก่อน

หากแทน c_t หรือ c_b ด้วย c ให้ $S_x = \frac{I_x}{c}$ จะได้ว่า $M_x = f_b S_x$

เมื่อ $S_x = \frac{I_x}{c} =$ โมดูลัสอิลาสติกของหน้าตัด

เนื่องจากสมมติฐานในการรับแรงดัดของคานนี้มีว่า คานมีความสมมาตรทั้งสองแกน นั่นคือ $c_t = c_b = \frac{d}{2} = c$

เมื่อน้ำหนักบรรทุกบนคานมีค่ามากขึ้น หน่วยแรงดัดและหน่วยการยืดหดตัวของคานก็จะยิ่งมากขึ้นจนกระทั่งหน่วยแรงดัดที่ผิวบนและผิวล่างของคานมีค่าถึงจุดคราก ค่าโมเมนต์ดัดขณะที่ผิวบนและผิวล่างเริ่มครากเรียกว่า yield moment M_y มีค่าเท่ากับ $S_x F_y$ เป็นค่าโมเมนต์สูงสุดของช่วงอิลาสติกที่หน้าตัดนั้นจะรับได้ แต่ในการผลิตเหล็กรูปพรรณ การทำให้เย็นลงที่อาจจะไม่สม่ำเสมอจะทำให้เกิดหน่วยแรงคงค้าง (residual stress) F_r ดังนั้นโมเมนต์ดัดที่ทำให้คานเหล็กเริ่มครากคือ

$$M_y = S_x\left(F_y - F_r\right)$$

พฤติกรรมในช่วงพลาสติก

เมื่อคานเหล็กเกิดการครากที่ผิวบนและผิวล่างแล้ว ยังคงให้คานรับน้ำหนักบรรทุกเพิ่มขึ้นอีกการครากของเหล็กจะกินลึกเข้าหาแกนสะเทินโดยหน่วยการยืดหดตัวเพิ่มขึ้นแต่หน่วยแรงจะไม่เกินจุดคราก F_y เมื่อโมเมนต์ดัดเพิ่มขึ้นอีก การครากจะกินลึกจนครากตลอดทั้งหน้าตัด (full plastification) โมเมนต์ดัดนี้จะเป็นค่าสูงสุดที่หน้าตัดคานเหล็กจะรับได้ก่อนที่จะวิบัติเป็นข้อหมุนพลาสติก (plastic hinge เกิดบริเวณที่มีโมเมนต์ดัดสูงสุด) เรียกโมเมนต์นี้ว่า โมเมนต์ดัดพลาสติก (plastic moment : M_p) มีค่า

$$M_p = Z_x F_y$$

เมื่อ $Z_x =$ โมดูลัสพลาสติกของหน้าตัด (plastic section modulus)

รูปที่ 4.3 การกระจายของหน่วยแรงดัดและหน่วยการยืดหดตัว

ตัวประกอบรูปตัด (shape factor) เป็นอัตราส่วนระหว่างโมเมนต์ดัดพลาสติก M_p ต่อโมเมนต์ดัดที่จุดเริ่มคราก M_y โดยที่

รูปตัดสี่เหลี่ยมตัน shape factor = 1.50

เหล็กรูปพรรณมาตรฐาน shape factor = 1.10 – 1.20

ข้อสังเกตมีว่า หน่วยแรงคงค้าง ไม่มีผลต่อโมเมนต์ดัดพลาสติก

ในกรณีที่คานไม่มีการค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดอย่างพอเพียงแล้ว หน้าตัดคานจะรับโมเมนต์ได้ไม่ถึงค่า M_p เพราะอาจจะเกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง (local buckling) ปีกคานรับแรงอัดจะโค้งพลิ้วเป็นลูกคลื่น หรืออาจจะเกิดการบิดและโก่งทางข้าง การหากำลังรับโมเมนต์ดัดทั้งในช่วงอิลาสติกและในช่วงพลาสติกของคานลักษณะนี้ได้ว่า

โมเมนต์ดัดวิกฤตในช่วงอิลาสติก

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b}\sqrt{EI_yGJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_yC_w}$$

โมเมนต์ดัดวิกฤตในช่วงอินอิลาสติก

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b}\sqrt{E_TI_yG_TJ + \left(\frac{\pi E_T}{L_b}\right)^2 I_yC_w}$$

ค่าตัวแปรต่างๆ จะกล่าวโดยละเอียดในหัวข้อที่ 4.6.3

ค่าโมเมนต์ดัดวิกฤตที่ได้ จะนำไปพิจารณาหาข้อกำหนดเกี่ยวกับระยะค้ำยันทางข้าง ดังที่กำหนดไว้ในมาตรฐาน AISC/LRFD/ASD

4.4 ลักษณะการวิบัติของคาน

คานทำหน้าที่รับโมเมนต์ดัด โดยในหน้าตัดส่วนหนึ่งจะรับแรงดึงและอีกส่วนรับแรงอัด การวิบัติจึงเกิดจากแรงดึงและแรงอัด หากโมเมนต์ดัดที่กระทำเป็นโมเมนต์บวกคานโก่งแบบกระทะหงาย ผิวบนเป็นแรงอัดและผิวล่างเป็นแรงดึง ส่วนแรงดึงจะวิบัติจากการครากของเหล็ก แต่ส่วนแรงอัดจะวิบัติจากการครากของเหล็ก หรือการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง หรือเกิดการบิดและโก่งตัวทางข้าง

การวิบัติของลักษณะการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง (local buckling) มักจะเกิดที่ปีกคานด้านรับแรงอัด (เรียกว่า Flange Local Buckling : FLB) หรืออาจจะเกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่งที่แผ่นตั้ง (เรียกว่า Web Local Buckling : WLB) โดยเกิดขึ้นก่อนที่คานจะรับโมเมนต์ดัดสูงสุดเท่ากับโมเมนต์ดัดพลาสติก M_p การโก่งเดาะเฉพาะแห่งขึ้นกับอัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความหนาของแต่ละชิ้นส่วน ดังที่กล่าวไว้แล้วในบทที่ 3 เรื่องโครงสร้างรับแรงอัด หากหน้าตัดคานเป็นแบบคอมแพค อัตราส่วนระหว่างความกว้างต่อความหนาจะมีค่าน้อย และมีค้ำยันทาวข้าวของปีกรับแรงอัดอย่างพอเพียงแล้ว คานจะรับโมเมนต์ดัดสูงสุดถึงค่า M_p

การวิบัติของลักษณะการบิดและโก่งตัวทางข้าง (Lateral Torsional Buckling : LTB) เกิดขึ้นเมื่อคานไม่มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดหรือมีแต่ไม่พอเพียง ปีกคานด้านรับแรงอัดจะมีสภาพเหมือนเสาแบนๆ จึงโก่งเดาะออกทางข้าง ขณะเดียวกันปีกคานด้านรับแรงดึงจะเหยียดตรง ตัวคานจึงบิดตัวออกทางข้างทำให้ความสามารถในการรับโมเมนต์ดัดลดลง

การบิดและการโก่งตัวทางข้างเกิดขึ้นได้ทั้งในช่วงอิลาสติกและในช่วงอินอิลาสติก โดยขึ้นกับระยะห่างของค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด หากระยะห่างของค้ำยันทางข้างมากเกินไป คานจะเกิดการบิดและโก่งตัวทางข้างในช่วงอิลาสติก หน่วยแรงดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นจะน้อยกว่าขีดพิกัดยืดหยุ่น แต่ถ้าค้ำยันทางข้างมีระยะห่างน้อยลง การบิดและโก่งตัวทางข้างจะเกิดขึ้นในช่วงอินอิลาสติก

จากในเรื่องเสา หากทำค้ำยันในระนาบที่เกิดการโก่งเดาะจะทำให้เสารับน้ำหนักได้มากขึ้น ในคานก็เช่นเดียวกัน หากทำค้ำยันในปีกรับแรงอัดก็จะทำให้คานรับโมเมนต์ได้มากขึ้น

การค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดอาจจะทำตลอดความยาวคาน เช่นหล่อพื้นอมปีกคาน (ทำงานยาก) หรือใส่สลักรับแรงเฉือน (stud) ที่ปีกคานแล้วหล่อพื้นยึดกับตัวสลัก หรือทำค้ำยันเป็นระยะๆ ตลอดความยาวคาน เช่นเชื่อมเหล็กแผ่นแล้วมีเหล็กไขว้ หรือใช้คานยึดระหว่างคาน ป้องกันการพลิกทางข้าง

รูปที่ 4.4 ลักษณะการบิดและโก่งตัวออกทางข้าง (LTB)

รูปที่ 4.5 การค้ำยันทางข้างที่ปีกรับแรงอัด

4.5 การออกแบบโครงสร้างรับแรงดัด – มาตรฐาน AISC/ASD

4.5.1 การจำแนกประเภทของรูปตัดคาน

มาตรฐาน AISC/ASD จำแนกประเภทของหน้าตัดคานเป็น 3 ประเภท คือ

หน้าตัดแบบคอมแพค (compact section)

หน้าตัดแบบไม่คอมแพค (noncompact section)

หน้าตัดแบบชะลูด (slender section)

การแบ่งประเภทหน้าตัดจะพิจารณาจากอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของแต่ละชิ้นส่วน ตารางที่ 4.2 ใช้สำหรับเหล็กรูปพรรณรูปตัด I และ W ส่วนรูปตัดอื่นให้ดูจากตารางที่ 10 ในภาคผนวก

ตารางที่ 4.2 อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาสำหรับเหล็กรูปพรรณตัว I และตัว W

ชิ้นส่วน	อัตราส่วน	คอมแพค	ไม่คอมแพค
ปีกคาน	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
แผ่นตั้ง	$\frac{d}{t_w}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$4.46\sqrt{\frac{E}{F_b}}$

เมื่อ b_f = ความกว้างของปีกคาน

t_f = ความหนาของปีกคาน

d = ความลึกของหน้าตัดคาน

t_w = ความหนาของแผ่นตั้ง

$E = 2{,}040{,}000$ ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

F_y = กำลังครากของเหล็ก

$F_b = 0.6F_y$

หน้าตัดเป็นแบบคอมแพค เมื่อปีกคานเชื่อมต่อเนื่องกับแผ่นตั้งตลอดความยาว โดยที่มีอัตราส่วน

$$\frac{b_f}{2t_f} \le 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ และ } \frac{d}{t_w} \le 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

หน้าตัดเป็นแบบไม่คอมแพค เมื่ออัตราส่วน

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ และ } 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_w} \le 4.46\sqrt{\frac{E}{0.6F_y}}$$

หน้าตัดเป็นแบบชะลูด เมื่ออัตราส่วน

$$\frac{b_f}{2t_f} > 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ และ } \frac{d}{t_w} > 4.46\sqrt{\frac{E}{0.6F_y}}$$

4.5.2 ระยะค้ำยันทางข้าง

ระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด L คือความยาวระหว่างปลายคาน หรือมีการเพิ่มค้ำยันเข้าไปอีก ระยะ L ก็จะสั้นลง มาตรฐาน AISC/ASD กำหนดให้นำค่า L ไปเปรียบเทียบกับระยะ L_c โดยที่ต้องเลือกจากค่าน้อยของสองค่าต่อไปนี้

$$L_c \le 0.444 b_f \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_c \le \frac{0.69E}{\left(d\frac{F_y}{A_f}\right)} = \frac{0.69EA_f}{dF_y}$$

นั่นคือ เมื่อ $L \le L_c$ แสดงว่าระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด ***พอเพียง***

เมื่อ $L > L_c$ แสดงว่าระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด ***ไม่พอเพียง***

4.5.3 หน่วยแรงดัดที่ยอมให้

มาตรฐาน AISC/ASD กำหนดค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของเหล็กรูปตัด I,W หรือตัว C ที่ผลิตแบบรีดร้อน โดยดูจากระยะค้ำยันพอเพียงหรือไม่

(ก) เมื่อระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดพอเพียง $L \le L_c$

(1) สำหรับรูปตัดแบบคอมแพค ที่มีความสมมาตรทางแกนรองและรับน้ำหนักในระนาบของแกนรอง

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลัก $F_b = 0.66F_y$ (4.5.1)

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนรอง $F_b = 0.75F_y$ (4.5.2)

(2) สำหรับรูปตัดไม่อัดแน่น

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลัก $F_b = F_y\left[0.79 - 0.34\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}}\right]$ (4.5.3)

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนรอง $F_b = F_y\left[1.075 - 0.85\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right]$ (4.5.4)

(3) สำหรับรูปตัดชะลูด

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลักและรอบแกนรอง $F_b = 0.60F_y$ (4.5.5)

รูปที่ 4.6 หน่วยแรงดัดรอบแกนหลักที่ยอมให้ เมื่อระยะค้ำยันทางข้างพอเพียง

(ข) เมื่อระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดไม่พอเพียง $L > L_c$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ของรูปตัดแบบคอมแพคหรือไม่คอมแพคขึ้นอยู่กับอัตราส่วน $\frac{L}{r_T}$ ดังนี้

(1) เมื่อ $\frac{L}{r_T} \le \sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}}$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลัก

$$F_b = 0.60F_y \tag{4.5.6}$$

(2) เมื่อ $\frac{L}{r_T} > \sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}}$ ให้พิจารณา*ใช้ค่ามากที่สุด*ของหน่วยแรงดัดที่ยอมให้จากสามกรณีต่อไปนี้

(2.1) เมื่อ $\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} \le \frac{L}{r_T} \le \sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}}$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลัก

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y}{52.759EC_b}\left(\frac{L}{r_T}\right)^2\right]F_y \le 0.60F_y \tag{4.5.7}$$

(2.2) เมื่อ $\frac{L}{r_T} > \sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}}$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลัก

$$F_b = \frac{5.862EC_b}{\left(\frac{L}{r_T}\right)^2} \le 0.60F_y \tag{4.5.8}$$

(2.3) เมื่อเหล็กปีกคานที่รับแรงอัดเป็นแผ่นตันรูปตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้า ซึ่งมีเนื้อที่หน้าตัดไม่น้อยกว่าเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กปีกคานที่รับแรงดึง หรือกรณีของเหล็กรูปรางน้ำ (ไม่ขึ้นกับค่าของ $\frac{L}{r_T}$)

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลัก

$$F_b = \frac{0.414EC_b}{\left(\frac{Ld}{A_f}\right)} = \frac{0.414EC_bA_f}{Ld} \le 0.60F_y \tag{4.5.9}$$

เมื่อ L = ช่วงความยาวที่ไม่มีค้ำยันทางข้างที่ปีกคานรับแรงอัด, cm

d = ความลึกของคาน , cm

r_T = รัศมีไจเรชันรอบแกนในระนาบของเหล็กแผ่นตั้ง (web) ของหน้าตัดที่ประกอบด้วยเหล็กปีกคานรับแรงอัด และหนึ่งในสามของเนื้อที่เหล็กแผ่นตั้งส่วนที่รับแรงอัด (มีค่าประมาณ $0.26b_f$), cm

$A_f = b_f t_f$ = เนื้อที่หน้าตัดของปีกคานรับแรงอัด, cm^2

C_b = ค่าสัมประสิทธิ์ ขึ้นกับโมเมนต์ M_1 และ M_2

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \le 2.3 \qquad (4.5.10)$$

M_1, M_2 = โมเมนต์ดัดรอบแกนหลักตรงตำแหน่งที่ทำค้ำยัน โดยให้ $M_1 \le M_2$ ดังนั้น $\frac{M_1}{M_2} \le 1.0$ เสมอ หากทิศทางของ M_1 และ M_2 ไปทางเดียวกันจะเกิดการดัดสองทาง ค่า $\frac{M_1}{M_2}$ เป็นบวก แต่ถ้าทิศทางของ M_1 และ M_2 สวนทางกันจะเกิดการดัดทางเดียว ค่า $\frac{M_1}{M_2}$ เป็นลบ เราสามารถใช้ $C_b = 1.0$ เพราะทำให้ต้องใช้หน้าตัดโตกว่าที่ต้องการจริง

$C_b = 1.0$ สำหรับคานยื่น หรือเมื่อโมเมนต์ดัดภายในระหว่างจุดที่ทำค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดมีค่ามากกว่าโมเมนต์ดัดที่จุดทำค้ำยัน เช่น คานช่วงเดียวมีค้ำยันที่ปลายคานซึ่งโมเมนต์เป็น 0 แต่กลางช่วงมีโมเมนต์สูงสุด

รูปที่ 4.7 หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ เมื่อระยะค้ำยันทางข้างไม่พอเพียง

รูปที่ 4.8 ตัวอย่างค่าของ C_b ตามสมการ (4.5.10)

4.5.4 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ F_V

แรงเฉือนมากที่สุดที่ยอมให้สำหรับเหล็กรูปพรรณ คือ

$$V = dt_w F_v$$

เมื่อ $\frac{h}{t_w} \le \sqrt{\frac{5E}{F_y}}$ หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้

$$F_v = 0.4F_y \tag{4.5.11}$$

เมื่อ $\frac{h}{t_w} > \sqrt{\frac{5E}{F_y}}$ หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้

$$F_v = \frac{F_y C_v}{2.89} \le 0.4F_y \tag{4.5.12}$$

เมื่อ d = ความลึกทั้งหมดของคาน, cm

t_f = ความหนาของปีกคานรับแรงอัดและปีกคานรับแรงดึง, cm

t_w = ความหนาของแผ่นตั้ง, cm

r = รัศมีของส่วนพอก (fillet), cm

$h = d - 2t_f - 2r$ = ขนาดลึกของแผ่นตั้งที่ผลิตแบบรีดร้อน, cm

$h = d - 2t_f$ = ขนาดลึกของแผ่นตั้งที่ทำจากนำแผ่นเหล็กมาเชื่อมประกอบกันขึ้น, cm

$$C_v = \frac{1.55k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad \text{เมื่อ } C_v \le 0.8$$

$$C_v = \frac{1.12}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad \text{เมื่อ } C_v > 0.8$$

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 4.00 + 5.34\left(\frac{h}{a}\right)^2 \text{ เมื่อ } \frac{a}{h} \le 1.0$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5.34 + 4.00\left(\frac{h}{a}\right)^2 \text{ เมื่อ } \frac{a}{h} > 1.0$$

a = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมข้างคาน, cm

4.6 การออกแบบส่วนโครงสร้างรับแรงดัด มาตรฐาน AISC/LRFD

4.6.1 การจำแนกประเภทของรูปตัด

มาตรฐาน AISC/LRFD จำแนกประเภทของรูปตัดเป็น 3 ประเภท คือ

- หน้าตัดแบบคอมแพค (compact section)
- หน้าตัดแบบไม่คอมแพค (noncompact section)
- หน้าตัดแบบชะลูด (slender section)

โดยใช้อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาแทนด้วยสัญลักษณ์ λ เป็นตัวกำหนด ดังตารางที่ 4.3 (เหล็กรูปตัดอื่นให้หาจากตารางที่ 10 ภาคผนวก) ให้ λ_p เป็นพิกัดสูงสุดของหน้าตัดแบบคอมแพค และ λ_r เป็นพิกัดสูงสุดของหน้าตัดแบบไม่คอมแพค โดยเปรียบเทียบดังนี้

หน้าตัดเป็นแบบคอมแพค ปีกคานเชื่อมต่อกับแผ่นตั้งตลอดความยาว และ

$$\lambda \le \lambda_p$$

หน้าตัดเป็นแบบไม่คอมแพค เมื่อ

$$\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$$

หน้าตัดเป็นแบบชะลูด เมื่อ

$$\lambda > \lambda_r$$

ตารางที่ 4.3 พารามิเตอร์ของความกว้างต่อความหนาสำหรับเหล็กรูปพรรณตัว I และตัว H

ชิ้นส่วน	อัตราส่วน λ	คอมแพค λ_p	ไม่คอมแพค λ_r
ปีกคาน	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.83\sqrt{\frac{E}{F_y - F_r}}$
แผ่นตั้ง	$\frac{h}{t_w}$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

เมื่อ b_f = ความกว้างของปีกคาน, cm

t_f = ความหนาของปีกคาน, cm

d = ความลึกของคาน, cm

r = รัศมีความโค้งของรอยพอก (fillet), cm

$h = d - 2t_f - 2r$ = ระยะช่วงว่างระหว่างรอยพอก, cm

$E = 2{,}040{,}000$ ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็กรูปพรรณ

F_y = กำลังครากของเหล็กรูปพรรณ, ksc

F_r = หน่วยแรงคงค้างในปีกคาน = 700 ksc สำหรับเหล็กรูปพรรณ เท่ากับ 1150 ksc สำหรับคานประกอบ

4.6.2 ระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด

มาตรฐาน AISC/LRFD ให้พิจารณาระยะที่ทำค้ำยันทางข้าง L_b ซึ่งจะทำให้เกิดการวิบัติลักษณะต่างๆ กัน ดังนี้

ถ้า $L_b \le L_p$ การวิบัติของคานเกิดจากการครากตลอดหน้าตัด

ถ้า $L_b > L_r$ การวิบัติของคานเกิดจากการบิดและโก่งทางข้างในช่วงอิลาสติก

ถ้า $L_p < L_b \le L_r$ การวิบัติของคานเกิดจากการบิดและการโก่งทางข้างในช่วงอินอิลาสติก

ระยะ L_p และ L_r มีวิธีหายุ่งยากพอควร ซึ่งจะกล่าวต่อไป

4.6.3 กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย M_n

มาตรฐาน AISC/LRFD ให้พิจารณาออกแบบโครงสร้างรับโมเมนต์ดัด โดยให้

$$M_u \le \phi_b M_n \tag{4.6.1}$$

เมื่อ M_u = โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า, kg.cm

$\phi_b = 0.90$ = ตัวคูณลดกำลังสำหรับโมเมนต์ดัด

M_n = กำลังระบุในการรับโมเมนต์ดัด หรือ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย, kg.cm

(ก) กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยของรูปตัดแบบคอมแพค

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยของหน้าตัดแบบคอมแพค ขึ้นกับระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด L_b ดังนี้

(1) ถ้าระยะค้ำยันทางข้าง $L_b \le L_p$

กรณีรับโมเมนต์ดัดรอบแกนหลัก

$$M_{nx} = M_p = Z_x F_y \le 1.5 M_y \tag{4.6.2}$$

ทั้งนี้ค่า $M_y = S_x F_y$ ค่า $\frac{Z_x}{S_x} \le 1.5$ ป้องกันไม่ให้โก่งตัวมากเกินไปเมื่อรับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

กรณีรับโมเมนต์ดัดรอบแกนรอง กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย M_{ny} จะไม่ขึ้นกับระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด L_b กล่าวคือ

$$M_{ny} = M_{py} = Z_y F_y \tag{4.6.3}$$

(2) ถ้าระยะค้ำยันทางข้าง $L_p < L_b \le L_r$ การวิบัติจะเป็นการบิดและโก่งทางข้าง LTB ในช่วงอินอิลาสติก

$$M_{nx} = C_b\left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \tag{4.6.4}$$

เมื่อ $C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$ = ค่าสัมประสิทธิ์

M_{max} = เป็นค่าสัมบูรณ์ (absolute คิดแต่ค่าตัวเลข ถือเป็นค่าบวกไม่ว่าค่าจริงจะบวกหรือลบ) ของโมเมนต์ดัดที่มากที่สุดในช่วงที่ไม่มีค้ำยัน

M_A = เป็นค่าสัมบูรณ์ของโมเมนต์ดัดตรงจุด $\frac{1}{4}$ ในช่วงที่ไม่มีค้ำยัน

M_B = เป็นค่าสัมบูรณ์ของโมเมนต์ดัดตรงจุด $\frac{1}{2}$ ในช่วงที่ไม่มีค้ำยัน

M_C = เป็นค่าสัมบูรณ์ของโมเมนต์ดัดตรงจุด $\frac{3}{4}$ ในช่วงที่ไม่มีค้ำยัน

หรือในทุกกรณีอาจจะเลือกใช้ $C_b = 1.0$ แต่จะต้องใช้หน้าตัดที่ใหญ่ขึ้น

$C_b = 1.0$ สำหรับคานยื่น หรือเมื่อโมเมนต์ดัดในระหว่างค้ำยันมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่ามากของโมเมนต์ดัดที่จุดมีค้ำยัน

$M_p = Z_x F_y$ = โมเมนต์ดัดพลาสติกหรือโมเมนต์ดัดสูงสุดเมื่อตลอดหน้าตัดเกิดการคราก

$M_r = \left(F_y - F_r\right)S_x$ = โมเมนต์เริ่มครากที่หักผลของหน่วยแรงคงค้างออกไป สำหรับคาน I,W,H

มาตรฐาน AISC/LRFD ปี ค.ศ.1986 ใช้ค่า

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

โดยที่ $M_1 \le M_2$ อัตราส่วน $\frac{M_1}{M_2}$ เป็นบวกเมื่อโก่งสองทางหรือทิศทาง M_1 กับ M_2 ไปทางเดียวกัน และจะเป็นลบหาทิศทางสวนกันและโก่งทางเดียว สังเกตว่า C_b ในวิธี AISC/ASD จะเหมือนกับค่าหลังนี้

การหาระยะ L_p และ L_r

คานรูปตัด I หรือคานที่ใช้เหล็กซึ่งมีจุดครากต่างกัน (hybrid section) และคานรูปตัด C หรือเหล็กราง

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

ท่อนเหล็กรูปตัดสี่เหลี่ยมตัน คานรูปตัดคล้ายกล่อง (box beam)

$$L_p = \frac{0.13 r_y E}{F_y Z_x} \sqrt{JA}$$

เมื่อ $A =$ เนื้อที่หน้าตัดคาน

$Z_x =$ โมดูลัสพลาสติกของหน้าตัดรอบแกนหลัก

$J = \dfrac{2b_f t_f^3 + dt_w^3}{3} =$ ค่าคงที่ของการบิด (torsional constant)

คานที่มีรูปตัดแบบตัว I หรือคานที่มีความสมมาตรแกนเดียวหรือทั้งสองแกนโดยมีเนื้อที่หน้าตัดของปีกคานรับแรงอัดมากกว่าหรือเท่ากับเนื้อที่หน้าตัดของปีกคานรับแรงดึง และสำหรับคานรูปตัว C

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

กรณีนี้ให้ใช้ $M_r = (F_y - F_r) S_x$ ในสมการ 4.6.4

คานที่เป็นท่อนเหล็กสี่เหลี่ยมตัน

$$L_r = \frac{2 r_y E \sqrt{JA}}{M_r}$$

กรณีนี้ให้ใช้ $M_r = S_x F_y$

*คานที่มีรูปตัดคล้ายกล่อง*ที่มีความสมมาตรและรับน้ำหนักในระนาบที่สมมาตร

$$L_r = \frac{2 r_y E \sqrt{JA}}{M_r}$$

กรณีนี้ให้ใช้ $M_r = (F_y - F_r) S_x$

เมื่อ $X_1 = \dfrac{\pi}{S_x} \sqrt{\dfrac{EGJA}{2}}$

$X_2 = 4 \dfrac{C_w}{I_y} \left(\dfrac{S_x}{GJ} \right)^2$

$S_x =$ โมดูลัสอิลาสติกของหน้าตัดรอบแกนหลัก

E = 2,040,000 ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

G = โมดูลัสการเฉือนของเหล็ก (shear modulus)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615 \text{ ksc}$$

J = ค่าคงที่ของการบิด (torsional constant) ดูตารางที่ 21 ภาคผนวก

$F_y =$ กำลังจัดครากของเหล็ก

$I_y =$ โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกน y

$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} =$ รัศมีไจเรชันรอบแกน y

$C_w =$ ค่าคงที่ของการบิดเบี้ยว (warping constant) ดูตารางที่ 21 ภาคผนวก

$F_r =$ หน่วยแรงอัดคงค้าง (residual stress)

$F_r = 700$ ksc สำหรับเหล็กรูปพรรณรีดร้อน

$F_r = 1150$ ksc สำหรับเหล็กรูปตัดที่ประกอบขึ้นจากการเชื่อมแผ่นเหล็ก

(3) ถ้าระยะค้ำยัน $L_b > L_r$ การวิบัติเป็นแบบการบิดและโก่งทางข้าง LTB ในช่วงอิลาสติก

$$M_{nx} = M_{cr} \le M_p \tag{4.6.5}$$

สำหรับคานรูปตัดแบบตัว I หรือคานที่มีความสมมาตรแกนเดียวหรือทั้งสองแกน โดยมีเนื้อที่หน้าตัดปีกคานรับแรงอัดมากกว่าหรือเท่ากับเนื้อที่หน้าตัดปีกคานรับแรงดึง หรือคานที่ใช้เหล็กที่มีจุดครากต่างกัน (hybrid section) และสำหรับคานรูปตัดตัว C

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_yGJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_yC_w}$$

$$M_{cr} = \frac{C_bS_xX_1\sqrt{2}}{\left(\frac{L_b}{r_y}\right)} \sqrt{1 + \frac{X_1^2X_2}{2\left(\frac{L_b}{r_y}\right)^2}}$$

สำหรับคานรูปตัดสี่เหลี่ยมตัน หรือคานรูปตัดคล้ายกล่อง

$$M_{cr} = \frac{2C_bE\sqrt{JA}}{\left(\frac{L_b}{r_y}\right)}$$

รูปที่ 4.9 กำลังต้านทานแรงดัดประลัยรอบแกนหลักของรูปตัดแบบคอมแพค

รูปที่ 4. 10 ตัวอย่างของค่า $C_b = \dfrac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$

(ข) กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยของรูปตัดแบบไม่คอมแพค

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกนหลักของรูปตัดแบบไม่คอมแพค เป็นค่าที่น้อยที่สุดของกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยที่ได้จากการพิจารณาลักษณะของการวิบัติต่างๆ 3 กรณีคือ

ก) การบิดและการโก่งทางข้าง (Lateral Torsional Buckling : LTB)

ข) การโก่งเฉพาะแห่งของปีกคาน (Flange Local Buckling : FLB)

ค) การโก่งเฉพาะแห่งของแผ่นตั้ง (Web Local Buckling : WLB)

(1) เมื่อ $\lambda \le \lambda_p$ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย

$$M_n = M_p$$

(2) เมื่อ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$

สำหรับการวิบัติเนื่องจากการบิดและโก่งทางข้าง (LTB) ในช่วงอินอิลาสติก กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยคือ

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \le M_p \qquad (4.6.6)$$

สำหรับการวิบัติเนื่องจากการโก่งเฉพาะแห่งของปีกคาน (FLB) หรือแผ่นตั้ง (WLB) ในช่วงอินอิลาสติก กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยคือ

$$M_n = \left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \qquad (4.6.7)$$

ถ้าระยะค้ำยัน $L_b > L_r$ ให้หากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยจากสมการ 4.6.5 เนื่องจากการวิบัติอยู่ในช่วงอิลาสติก

ตารางที่ 4.4 ให้ค่าของ $M_p, M_r, \lambda, \lambda_p$ และ λ_r สำหรับการวิบัติของคานรูปตัดแบบไม่คอมแพคในแต่ลักษณะ สังเกตว่าสัญลักษณ์ของ λ, λ_p และ λ_r มีความหมายต่างกัน

รูปที่ 4.11 ตัวอย่างการหากำลังต้านทานแรงดัดประลัยของรูปตัดแบบไม่คอมแพค

รูปที่ 4.11 แสดงตัวอย่างการหากำลังต้านทานแรงดัดประลัยของรูปตัดแบบไม่คอมแพค ซึ่งสามารถหาค่าได้จากตารางที่ 4.4 แล้วนำค่าที่ได้ในแต่ละกรณีมาประมาณหาค่าของ M_n สำหรับตัวพารามิเตอร์ที่ต้องการ λ ที่ต้องการ ค่าน้อยที่สุดของ M_n เป็นกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยของรูปตัดแบบไม่คอมแพค

ตารางที่ 4.4 ตัวแปรเพื่อหากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยของรูปตัดแบบไม่คอมแพค

Cross Section	M_p	Limit State	M_r	λ	λ_p	λ_r
Channels and doubly and singly symmetric I-shaped beams bending about major axis	F_yZ_x	LTB: doubly symmetric members and channels	$(F_y-F_r)S_x$	L_b/r_y	$1.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	* (see below)
		LTB: singly symmetric members	$(F_y-F_r)S_{xc} \leq F_yS_{xt}$	L_b/r_y	$1.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Value of λ for which $M_{cr}=M_r$, with $C_b=1$
		FLB	$(F_y-F_r)S_x$	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.83\sqrt{\frac{E}{F_y-700}}$ for rolled shapes; $0.62\sqrt{\frac{E}{F_y-1150}}$ for welded shapes
		WLB	F_yS_x	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Channels and doubly symmetric I-shaped members bending about minor axis	F_yZ_y	FLB	F_yS_y	Same as for major-axis bending		
Solid rectangular bars bending @major axis	F_yZ_x	LTB	F_yS_x	L_b/r_y	$\frac{0.123E\sqrt{JA}}{M_p}$	$\frac{1.97E\sqrt{JA}}{M_r}$
Symmetric box sec-tions loaded in a plane of symmetry	F_yZ	LTB	$(F_y-F_r)S_x$	L_b/r_y	$\frac{0.123E\sqrt{JA}}{M_p}$	$\frac{1.97E\sqrt{JA}}{M_r}$
		FLB	F_yS_x	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{E/(F_y-F_r}$
		WLB	F_yS_x	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$

* $\lambda_r = \frac{X_1}{(F_y-F_r)}\sqrt{1+\sqrt{1+X_2(F_y-F_r)^2}}$ where $X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}}$ $X_2 = 4\frac{C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2$

4.6.4 กำลังรับแรงเฉือนประลัย

ในหน้าตัดคานจะให้เหล็กแผ่นตั้งเป็นผู้รับแรงเฉือนประลัย ถ้าไม่มีเหล็กเสริมข้างคานและอัตราส่วน $\frac{h}{t_w} < 260$ กำลังรับแรงเฉือนประลัยของเหล็กแผ่นตั้งคือ

$$V_u \le \phi_v V_n$$

เมื่อ V_u = แรงเฉือนประลัยที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า

$\phi_v = 0.90$ = ตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงเฉือน

V_n = กำลังต้านทานแรงเฉือนระบุ หรือ กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัย ของหน้าตัด

ถ้า $\frac{h}{t_w} \le 1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}}$ เหล็กแผ่นตั้งไม่สูญเสียเสถียรภาพ กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัย

$$V_n = 0.6F_yA_w \tag{4.6.8}$$

ถ้า $1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{5E}{F_y}}$ เหล็กแผ่นตั้งจะโก่งเดาะในช่วงอินอิลาสติก กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัย

$$V_n = 0.6F_yA_w \frac{1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \tag{4.6.9}$$

ถ้า $1.37\sqrt{\frac{5E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} < 260$ เหล็กแผ่นตั้งจะโก่งเดาะในช่วงอิลาสติก กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัยคือ

$$V_n = A_w \frac{4.55E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \tag{4.6.10}$$

เมื่อ $A_w = dt_w$ = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กแผ่นตั้ง

d = ความลึกทั้งหมดของคาน

t_w = ความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

$h = d - 2t_f - 2r$ = ความสูงของแผ่นตั้งระหว่างรอยพอกในคานรูปพรรณรีดร้อน

$h = d - 2t_f$ = ความสูงของแผ่นตั้งหากประกอบหน้าตัดจากการเชื่อมแผ่นเหล็ก

F_y = กำลังจุดครากของเหล็กแผ่นตั้ง

E = 2,040,000 ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

ในกรณีที่ $\frac{h}{t_w} > 260$ ให้เสริมเหล็กข้างคานที่เหล็กแผ่นตั้ง (web stiffener) โดยให้เป็นตัวเดียวกับที่ค้ำยันปีกรับแรงอัดด้วย

รูปที่ 4.12 กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัย

4.7 ระยะโก่งตัวที่ยอมให้ ตามมาตรฐาน AISC/LRFD/ASD

มาตรฐาน AISC/LRFD/ASD กำหนดระยะโก่งตัวมากที่สุดที่ยอมให้ภายใต้การบรรทุกของน้ำหนักคงที่ใช้งานและน้ำหนักจรใช้งาน ดังนี้

สำหรับงานก่อสร้างต่างๆ ที่มีการฉาบผิว (plastered construction)

$$\Delta \le \frac{L}{360}$$

สำหรับงานพื้นที่ไม่ฉาบผิว (unplastered floor construction)

$$\Delta \le \frac{L}{240}$$

สำหรับงานหลังคาที่ไม่ฉาบผิว (unplastered roof construction)

$$\Delta \le \frac{L}{180}$$

เมื่อ $\Delta =$ ระยะโก่งตัวสูงสุดของคาน

$L =$ เป็นช่วงความยาวคาน

มาตรฐาน AISC ยังให้ข้อสังเกตว่า อาจไม่ต้องคำนวณการโก่งตัวของคาน ถ้าใช้อัตราส่วนระหว่างความลึกของคานต่อช่วงความยาวคาน ไม่น้อยกว่าค่าต่อไปนี้

สำหรับคานที่รองรับพื้น

$$\frac{d}{L} \ge \frac{F_y}{0.027E}$$

สำหรับคานที่รองรับหลังคา

$$\frac{d}{L} \ge \frac{F_y}{0.035E}$$

4.8 ผลการกระทำของน้ำหนักแบบจุด (Concentrated Loads on Beams)

การกระทำของน้ำหนักแบบจุดบนคาน เช่นที่ฐานรองรับแรงปฏิกิริยา ระหว่างช่วงรับน้ำหนักจากตงคานฝาก และเสาตั้งบนคานเช่นดั้งในโครงหลังคาตั้งบนขื่อ ดังแสดงในรูปที่ 4.13

รูปที่ 4.13 ผลการกระทำของน้ำหนักแบบจุด

สมมติให้แรงหรือน้ำหนักกระทำกระจายออกไปสู่เหล็กแผ่นตั้ง น้ำหนักระหว่างช่วงคานสามารถกระจายออกสองด้าน แต่บริเวณจุดรองรับจะกระจายไปได้ด้านเดียว

พิจารณาให้เหล็กแผ่นตั้งเริ่มรับที่ระยะ $k = b_f + r$ เท่ากับความหนาของปีกรวมกับระยะพอก ตรงนี้ความหนาของเหล็กแผ่นตั้งจะสม่ำเสมอ แนวเอียงจะเป็นอัตราส่วน 1 ต่อ 2.5 ดังนั้นความยาวส่วนที่เลยจากขอบของแผ่นรองรับเท่ากับ 2.5k ถ้า N เป็นความยาวของแผ่นรองรับ ความยาวของเนื้อที่รองรับแรงกดคือ N+5k ที่บริเวณกลางช่วงคาน และเท่ากับ N+2.5k บริเวณปลายคาน ได้เนื้อที่รองรับแรงกด $(N + 5k)t_w$ และ $(N + 2.5k)t_w$ ตามลำดับ

หากแรงกดมีค่ามากพอ เหล็กแผ่นตั้งจะเกิดการโก่งและวิบัติที่ตำแหน่งนั้นๆ ได้ ลักษณะการวิบัติของเหล็กแผ่นตั้งอาจจะเกิดการคราก (yielding) หรือเกิดการยู่ (cripping) เมื่อแผ่นตั้งมีความชะลูดมาก หรือเซออกทางข้าง (sidesway buckling) เมื่อไม่ทำค้ำยันตรงตำแหน่งที่รับน้ำหนักที่ปีกคานด้านรับแรงอัดและด้านรับแรงดึง การป้องกันมิให้เกิดการวิบัติในเหล็กแผ่นตั้งในลักษณะดังกล่าว โดยการเพิ่มความหนาเหล็กแผ่นตั้งให้มากขึ้น หรือเสริมเหล็กแผ่นตั้งด้วยเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด (bearing stiffener) โดยให้มีเนื้อที่รับแรงกดตรงปีกคานมากพอ (อธิบายในบทที่ 8)

มาตรฐาน AISC มีข้อกำหนดเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการวิบัติในเหล็กแผ่นตั้งตามลักษณะดังกล่าวข้างต้น กล่าวคือ

มาตรฐาน AISC/ASD

(1) กรณีที่เหล็กแผ่นตั้งจะเกิดการคราก หน่วยแรงใช้งานที่กระทำจะต้องไม่เกินกว่าหน่วยแรงที่ยอมให้ เมื่อ

(ก) น้ำหนักแบบจุดกระทำในช่วงคาน (ห่างจากปลายคานไม่น้อยกว่าความลึกคาน)

$$\frac{R}{(N+5k)t_w} \le 0.66F_y \tag{4.8.1}$$

(ข) น้ำหนักแบบจุดกระทำใกล้กับหรือที่ปลายคาน

$$\frac{R}{(N+2.5k)t_w} \le 0.66F_y \tag{4.8.2}$$

หรือ

$$R = 0.66F_y(N+2.5k)t_w = 0.66F_y t_w N + 1.65kF_y t_w = R_2 N + R_1$$

$$N = \frac{R - R_1}{R_2}$$

$$R_1 = 1.65kF_y t_w$$

$$R_2 = 0.66F_y t_w$$

สำหรับใช้ในการออกแบบระยะ N เมื่อทราบค่าของ R แล้ว

เมื่อ $k = b_f + r =$ ระยะจากผิวนอกของปีกคานถึงรอบพอกที่เหล็กแผ่นตั้ง

$N =$ ความยาวของที่รับแรงกด ต้องไม่น้อยกว่า k

(2) กรณีที่เหล็กแผ่นตั้งจะเกิดการยู่ น้ำหนักหรือแรงกระทำใช้งานต้องไม่เกินกว่าค่าต่อไปนี้ มิฉะนั้นต้องใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

(ก) น้ำหนักแบบจุดกระทำห่างจากปลายคานไม่น้อยกว่า $\frac{d}{2}$

$$R = 0.40t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} \tag{4.8.3}$$

(ข) น้ำหนักแบบจุดกระทำห่างจากปลายคานน้อยกว่า $\frac{d}{2}$

$$R = 0.20t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} \tag{4.8.4}$$

เมื่อ $d =$ ความลึกทั้งหมดของคาน

$t_f =$ ความหนาของปีกคาน

$t_w =$ ความหนาของแผ่นตั้ง

(3) กรณีที่เหล็กแผ่นตั้งจะเกิดการเซ น้ำหนักหรือแรงกระทำใช้งานต้องไม่เกินกว่าค่าต่อไปนี้

(ก) เมื่อทำค้ำยันที่ปีกคานด้านที่รับน้ำหนัก โดยที่ $\frac{d_c b_f}{t_w \ell} \le 2.3$

$$R = \frac{0.234Et_w^3}{h}\left[1 + 0.4\left(\frac{d_c b_f}{t_w \ell}\right)^3\right] \tag{4.8.5}$$

(ข) เมื่อไม่ทำค้ำยันที่ปีกคานด้านที่รับน้ำหนัก และมี $\frac{d_c b_f}{t_w \ell} \le 1.7$

$$R = \frac{0.234Et_w^3}{h}\left[0.4\left(\frac{d_c b_f}{t_w \ell}\right)^3\right] \tag{4.8.6}$$

เมื่อ ℓ = ช่วงระยะที่ไม่มีการทำค้ำยันที่ปีกคานด้านใดๆ เมื่อต้องรับน้ำหนักแบบจุด

b_f = ความกว้างของปีกคาน

t_w = ความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

$d_c = d - 2k$ = ความลึกของเหล็กแผ่นตั้งเมื่อหักความหนาของปีกและรอยพอกแล้ว

มาตรฐาน AISC/LRFD

(1) กรณีที่เหล็กแผ่นตั้งจะเกิดการคราก กำลังรับแรงของเหล็กแผ่นตั้งตรงรอยพอกเท่ากับ ϕR_n เมื่อตัวคูณลดกำลัง $\phi = 1.0$ และกำลังต้านทานแรงกด R_n หาได้จาก

(ก) น้ำหนักแบบจุดกระทำในช่วงคาน ห่างจากปลายคานไม่น้อยกว่าความลึกของคาน

$$R_n = (N + 5k)t_w F_y \tag{4.8.7}$$

(ข) น้ำหนักแบบจุดกระทำใกล้กับหรือที่ปลายคาน

$$R_n = (N + 2.5k)t_w F_y \tag{4.8.8}$$

(2) กรณีที่เหล็กแผ่นตั้งจะเกิดการยู่ น้ำหนักหรือแรงกระทำต้องไม่เกินกว่า ϕR_n เมื่อ กำลัง $\phi = 0.75$ และกำลังต้านทานแรงกด R_n หาได้จาก

(ก) น้ำหนักแบบจุดกระทำห่างจากปลายคานไม่น้อยกว่า $\frac{d}{2}$

$$R_n = 0.80t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} \tag{4.8.9}$$

(ข) น้ำหนักแบบจุดกระทำห่างจากปลายคานน้อยกว่าระยะ $\frac{d}{2}$

$$R_n = 0.40t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}} \tag{4.8.10}$$

ในกรณีที่เสริมเหล็กข้างคานยาวอย่างน้อยครึ่งหนึ่งของความลึกเหล็กแผ่นตั้ง ไม่ต้องตรวจสอบการวิบัติจากการยู่ของเหล็กแผ่นตั้ง

(3) ***กรณีที่เหล็กแผ่นตั้งจะเกิดการเซ*** น้ำหนักหรือแรงที่กระทำต้องไม่เกินกว่าค่าต่อไปนี้

(ก) เมื่อทำค้ำยันที่ปีกคานด้านรับน้ำหนัก โดยมี $\frac{d_c b_f}{t_w \ell} \le 2.3$

$$R_n = \frac{0.40Et_w^3}{h}\left[1+0.4\left(\frac{d_c b_f}{t_w \ell}\right)^3\right] \tag{4.8.11}$$

(ข) เมื่อไม่ทำค้ำยันที่ปีกคานด้านรับน้ำหนัก และมี $\frac{d_c b_f}{t_w \ell} \le 1.7$

$$R_n = \frac{0.40Et_w^3}{h}\left[0.4\left(\frac{d_c b_f}{t_w \ell}\right)^3\right] \tag{4.8.12}$$

หมายเหตุ

1) ไม่ต้องตรวจสอบทั้งสองกรณีข้างต้น เมื่อ $\frac{d_c b_f}{t_w \ell}$ มีค่าเกินกว่า 2.3 หรือ 1.7 แล้วแต่กรณี หรือในกรณีที่รับน้ำหนักแบบแผ่

2) ตรงตำแหน่งที่รับน้ำหนักแบบจุด แต่หน่วยแรงดัดในเหล็กแผ่นตั้งที่เกิดขึ้นจากการเพิ่มค่าน้ำหนักบรรทุกใช้งานแล้วไม่เกินกว่ากำลังที่จุดคราก ให้ใช้ค่า 0.80E แทนค่าของ 0.40E ที่ปรากฏในสองสมการข้างต้น

4.9 วิธีออกแบบคาน

การออกแบบคานเหล็ก จะใช้วิธีประมาณหน้าตัดขึ้นมาแล้วตรวจสอบว่ารับโมเมนต์ดัดได้หรือไม่ เมื่อผ่านการรับโมเมนต์ดัดแล้วจึงตรวจสอบการรับแรงเฉือน การโก่งตัว การครากหรือยู่ของแผ่นตั้งที่จุดรองรับหรือที่จุดรับน้ำหนักแบบจุด

การออกแบบคานเหล็กรูปพรรณ กระทำตามลำดับดังนี้

ขั้นตอนที่ 1 เลือกรูปตัดคาน คำนวณหาน้ำหนักบรรทุกใช้งาน เมื่อใช้วิธี AISC/ASD หรือน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 2 คำนวณหาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนที่มากที่สุดที่คานต้องรับ

ขั้นตอนที่ 3 หาระยะที่ทำค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด

ขั้นตอนที่ 4 คำนวณหาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ (หากใช้วิธี AISC/ASD) หรือกำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย (หากใช้วิธี AISC/LRFD) ขึ้นกับประเภทของรูปตัด และระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด

ขั้นตอนที่ 5 คำนวณหาโมดูลัสอิลาสติกของหน้าตัด S_x ถ้าใช้วิธี AISC/ASD หรือโมดูลัสพลาสติกของหน้าตัด Z_x ถ้าใช้วิธี AISC/LRFD แล้วเปรียบเทียบกับรูปตัดที่เลือกมาในขั้นตอนที่ 1 หากไม่เหมาะสมเช่นที่ต้องการเกิดมากกว่าที่เลือกมาแสดงว่าหน้าตัดที่เลือกมานั้นเล็กเกินไปให้เลือกที่โตขึ้น แต่ถ้าที่ต้องการน้อยกว่าที่เลือกไว้มากก็อาจจะสิ้นเปลืองเกินไปให้เลือกใหม่ใกล้เคียงแต่มากกว่าที่ต้องการเล็กน้อยแล้วย้อนไปขั้นตอนที่ 1 มาใหม่

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบการรับแรงเฉือน การโก่งตัว การครากและการยู่ของเหล็กแผ่นตั้งที่จุดรองรับหรือที่จุดรับน้ำหนักเป็นจุด

ตัวอย่างที่ 4.1 จงตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดของเหล็กรูปตัด $W300\times36.7$

(ก) เมื่อทำค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดตลอดความยาว

(ข) เมื่อระยะค้ำยันทางข้างที่ปีกรับแรงอัดเท่ากับ 3 เมตร

(ค) เมื่อระยะค้ำยันทางข้างเท่ากับ 6 เมตร และให้ค่า $C_b = 1.75$

กำหนดให้ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500\ \text{ksc}, E = 2{,}040{,}000\ \text{ksc}$

วิธีทำ เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวก ข. ตารางช่วยการออกแบบ หาคุณสมบัติต่างๆ ของ $W300\times36.7$

$W300\times36.7, d = 300\ \text{mm}, b_f = 150\ \text{mm}, t_w = 6.5\ \text{mm}, t_f = 9\ \text{mm}, r = 13\ \text{mm},$

$A = 46.78\ \text{cm}^2, w = 36.7\ \text{kg/m}, I_x = 7210\ \text{cm}^4, I_y = 508\ \text{cm}^4, r_x = 12.4\ \text{cm},$

$r_y = 3.29\ \text{cm}, S_x = 481\ \text{cm}^3, S_y = 67.7\ \text{cm}^3, Z_x = 522.08\ \text{cm}^3$

ตรวจสอบตามวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 ตรวจสอบประเภทของหน้าตัด

ปีกคาน $\dfrac{b_f}{2t_f} = \dfrac{150}{2\times9} = 8.333$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.855$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.997$$

พบว่า $\dfrac{b_f}{2t_f} < 0.38\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$ อาจจะเป็นหน้าตัดแบบคอมแพค

แผ่นตั้ง $\dfrac{d}{t_w} = \dfrac{300}{6.5} = 46.154$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 107.407$$

$$4.46\sqrt{\frac{E}{0.6F_y}} = 4.46\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{0.6\times2500}} = 164.477$$

พบว่า $\dfrac{d}{t_w} < 3.76\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$ หน้าตัดที่กำหนดเป็นแบบคอมแพคแน่นอน

ขั้นตอนที่ 2 หากำลังรับโมเมนต์ดัด กรณีที่หน้าตัดเป็นแบบคอมแพค

(ก) เมื่อคานมีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดตลอดความความยาว นั้นคือค้ำยันต้องพอเพียงหน่วยแรงดัดที่ยอมให้เมื่อค้ำยันพอเพียงของหน้าตัดประเภทคอมแพคคิเ

$$F_b = 0.66F_y = 0.66\times2500 = 1650\ \text{ksc}$$

กำลังรับโมเมนต์ดัด $M = F_b S_x = 1650 \times 481 = 793{,}650 \text{ kg.cm} = 7936.5 \text{ kg.m}$

(ข) เมื่อระยะค้ำยันทางข้าง $L = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$

หาระยะค้ำยัน L_c จากค่าน้อยของ

$$L_c = 0.444 b_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.444 \times 15.0 \times \sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 190.2476533 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{0.69 E A_f}{d F_y} = \frac{0.69 \times 2{,}040{,}000 \times (15.0 \times 0.9)}{30.0 \times 2500} = 253.368 \text{ cm}$$

ดังนั้น $L_c = 190.2476533 \text{ cm} = 1.902476533 \text{ m}$

พบว่า $(L = 300 \text{ cm}) > (L_c = 190.2476533 \text{ cm})$ ค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้จะขึ้นกับค่าของ $\frac{L}{r_T}$

เมื่อพบว่า
$$r_T = \sqrt{\frac{I_y}{2\left(A_f + \frac{1}{6}A_w\right)}} = \sqrt{\frac{I_y}{2\left(b_f t_f + \frac{1}{6}(d - 2t_f)t_w\right)}}$$

$$r_T = \sqrt{\frac{508}{2 \times \left(15.0 \times 0.9 + \frac{1}{6}(30.0 - 2 \times 0.9) \times 0.65\right)}}$$

$$r_T = 3.916988223 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{300}{3.916988223} = 76.58945673$$

แต่เนื่องจาก
$$\sqrt{3.517 \frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517 \times \frac{2{,}040{,}000 \times 1.0}{2500}} = 53.57118629$$

$$\sqrt{17.586 \frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{17.586 \times \frac{2{,}040{,}000 \times 1.0}{2500}} = 119.7922201$$

ใช้ $C_b = 1.0$ ซึ่งเป็นค่าที่ทำให้หน้าตัดมีประสิทธิภาพในการรับแรงต่ำสุด

พบว่า
$$\sqrt{3.517 \frac{EC_b}{F_y}} < \frac{L}{r_T} < \sqrt{17.586 \frac{EC_b}{F_y}}$$

ดังนั้นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้คือ

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y}{52.76 EC_b}\left(\frac{L}{r_T}\right)^2\right] F_y$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2500}{52.76 \times 2{,}040{,}000 \times 1.0} \times (76.58945673)^2\right] \times 2500$$

$$F_b = 1326.036552 \text{ ksc}$$

และจาก
$$F_b = \frac{0.414 EC_b A_f}{Ld} = \frac{0.414 \times 2{,}040{,}000 \times 1.0 \times (15.0 \times 0.9)}{300 \times 30.0}$$

$$F_b = 1266.84 \text{ ksc}$$

ดังนั้นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 1326.036552$ ksc

กำลังรับโมเมนต์ดัด

$$M = F_b S_x = 1326.036552 \times 481 = 637{,}823.5814 \text{ kg.cm} = 6378.235814 \text{ kg.m}$$

(ค) เมื่อระยะค้ำยันทางข้างเท่ากับ 6.00 เมตร และ $C_b = 1.75$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{600}{3.916988223} = 153.1789135$$

$$\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517 \times \frac{2{,}040{,}000 \times 1.75}{2500}} = 70.86801817$$

$$\sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{17.586 \times \frac{2{,}040{,}000 \times 1.75}{2500}} = 158.4702117$$

พบว่า $\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} < \frac{L}{r_T} < \sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}}$ ดังนั้นหาค่าหน่วยแรงดัดที่ยอมให้จาก

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y}{52.76EC_b}\left(\frac{L}{r_T}\right)^2\right]F_y$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2500}{52.76 \times 2{,}040{,}000 \times 1.75} \times 153.1789135^2\right] \times 2500$$

$$F_b = 888.0835466 \text{ ksc}$$

และ

$$F_b = \frac{0.414EC_bA_f}{Ld} = \frac{0.414 \times 2{,}040{,}000 \times 1.75 \times (15.0 \times 0.9)}{600 \times 30.0}$$

$$F_b = 1108.485 \text{ ksc}$$

ดังนั้นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้คือ $F_b = 1108.485$ ksc

กำลังรับโมเมนต์ดัด $M = F_b S_x = 1108.485 \times 481 = 533{,}181.285 \text{ kg.m} = 5331.81285 \text{ kg.m}$

ตรวจสอบตามวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 ตรวจสอบชนิดของหน้าตัด

ปีกคาน $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{15.0}{2 \times 0.9} = 8.333333333$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\lambda_r = 0.83\sqrt{\frac{E}{F_y - F_r}} = 0.83\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500 - 700}} = 27.94196366$$

พบว่า $\lambda < \lambda_p$ หน้าตัดอาจจะเป็นแบบคอมแพค

แผ่นตั้ง $\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{30.0 - 2 \times 0.9 - 2 \times 1.3}{0.65} = 26.94736842$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 107.4070836$$

$$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 162.8245682$$

พบว่า $\frac{h}{t_w} < 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ แสดงว่าหน้าตัดนี้เป็นประเภทคอมแพค

ขั้นตอนที่ 2 หากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

(ก) เมื่อค้ำยันทางข้างตลอดความยาว

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 2500 \times 522.08 = 1,305,200 \text{ kg.cm} = 13,052 \text{ kg.m}$$

$$M_n \le 1.5M_y = 1.5F_y S_x = 1.5 \times 2500 \times 481 = 1,803,750 \text{ kg.cm} = 18,037.5 \text{ kg.m}$$

ดังนั้นกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย $M_n = 13,052$ kg.m

กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 13,052 = 11,746.8 \text{ kg.m}$$

(ข) เมื่อระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด $L_b = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$

ข้อมูลของคานที่ต้องใช้คือ

$$I_y = 508 \text{ cm}^4, r_y = 3.29 \text{ cm}, S_x = 481 \text{ cm}^3, b_f = 15 \text{ cm}, t_f = 0.9 \text{ cm}$$

$$d = 30 \text{ cm}, t_w = 0.65 \text{ cm}, r = 1.3 \text{ cm}, A = 46.76 \text{ cm}^2, E = 2,040,000 \text{ ksc}$$

$$r_x = 12.4 \text{ cm}, r_y = 3.29 \text{ cm}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,040,000}{2(1+0.3)} = 784,615.3846 \text{ ksc}$$

$$J = \frac{1}{3}\left(2b_f t_f^3 + dt_w^3\right) = \frac{1}{3} \times \left(2 \times 15 \times 0.9^3 + 30 \times 0.65^3\right) = 10.03625 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{I_y d^2}{4} = \frac{508 \times 30^2}{4} = 114,300 \text{ cm}^6$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{481}\sqrt{\frac{2,040,000 \times 784,615.3846 \times 10.03625 \times 46.76}{2}}$$

$$X_1 = 126,577.4315 \text{ ksc}$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = \frac{4 \times 114,300}{508} \times \left(\frac{481}{784,615.3846 \times 10.03625}\right)^2$$

$$X_2 = 0.000003357 \ (\text{ksc})^{-2}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 3.29\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 165.4069087 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2\left(F_y - F_r\right)^2}}$$

$$L_r = \frac{3.29 \times 126,577.4315}{2500 - 700}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.000003357(2500 - 700)^2}}$$

$$L_r = 487.8394313 \text{ cm}$$

แสดงว่า $L_p < L_b < L_r$ เพราะ $L_b = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right]$$

เนื่องจาก $M_p = F_y Z_x = 2500 \times 522.08 = 1{,}305{,}200 \text{ kg.cm} = 13{,}052 \text{ kg.m}$

$M_r = (F_y - F_r)S_x = (2500 - 700) \times 481 = 865{,}800 \text{ kg.cm} = 8{,}658 \text{ kg.m}$

$C_b = 1.0, L_b = 3.00 \text{ m}, L_p = 1.654069087 \text{ m}, L_r = 4.878394313 \text{ m}$

แทนค่าได้

$$M_n = 1.0 \times \left[13{,}052 - (13{,}052 - 8{,}658) \times \frac{3.00 - 1.654069087}{4.878394313 - 1.654069087}\right]$$

$M_n = 11{,}217.81144 \text{ kg.m}$

ดังนั้น กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

$\phi_b M_n = 0.9 \times 11{,}217.81144 = 10{,}096.0303 \text{ kg.m} = 10{,}096 \text{ kg.m}$

(ค) เมื่อระยะค้ำยันทางข้าง $L_b = 6.00 \text{ m}, C_b = 1.75$

ข้อมูลของคานที่ต้องใช้คือ

$I_y = 508 \text{ cm}^4, r_y = 3.29 \text{ cm}, S_x = 481 \text{ cm}^3, b_f = 15 \text{ cm}, t_f = 0.9 \text{ cm}$

$d = 30 \text{ cm}, t_w = 0.65 \text{ cm}, r = 1.3 \text{ cm}, A = 46.76 \text{ cm}^2, E = 2{,}040{,}000 \text{ ksc}$

$r_x = 12.4 \text{ cm}, r_y = 3.29 \text{ cm}$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615.3846 \text{ ksc}$$

$$J = \frac{1}{3}\left(2b_f t_f^3 + dt_w^3\right) = \frac{1}{3} \times \left(2 \times 15 \times 0.9^3 + 30 \times 0.65^3\right) = 10.03625 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{I_y d^2}{4} = \frac{508 \times 30^2}{4} = 114{,}300 \text{ cm}^6$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{481}\sqrt{\frac{2{,}040{,}000 \times 784{,}615.3846 \times 10.03625 \times 46.76}{2}}$$

$X_1 = 126{,}577.4315 \text{ ksc}$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = \frac{4 \times 114{,}300}{508} \times \left(\frac{481}{784{,}615.3846 \times 10.03625}\right)^2$$

$X_2 = 0.000003357 \ (\text{ksc})^{-2}$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 3.29\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 165.4069087 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = \frac{3.29 \times 126{,}577.4315}{2500 - 700}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.000003357(2500 - 700)^2}}$$

$L_r = 487.8394313 \text{ cm}$

แสดงว่า $L_b = 6.00 \text{ m} > L_r = 4.878394313 \text{ m}$

$$M_n = M_{cr} = C_b\left[\frac{\pi}{L_b}\sqrt{EI_yGJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_yC_w}\right] \le M_p$$

แทนค่า

$$M_n = 1.75\left[\frac{\pi}{600}\sqrt{2{,}040{,}000\times 508\times 784{,}615.3846\times 10.03625 + \left(\frac{\pi\times 2{,}040{,}000}{600}\right)^2\times 508\times 114{,}300}\right]$$

$$M_n = 1{,}114{,}171.527 \text{ kg.cm} = 11{,}141.71527 \text{ kg.m} < M_p = 13{,}052 \text{ kg.m}$$

ดังนั้น $\phi_b M_n = 0.90\times 11{,}141.71527 = 10{,}027.54375 \text{ kg.m} = 10{,}027 \text{ kg.m}$

ตัวอย่างที่ 4.2 คานช่วงเดียวยาว 12 เมตร มีการค้ำยันที่จุดรองรับตรงปลายทั้งสองข้าง รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 800 kg/m (รวมน้ำหนักคานไว้ด้วยแล้ว) และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 1275 kg/m ถ้าเลือกใช้หน้าตัด $W350\times 136$ ทำด้วยเหล็กกล้าประสมกำลังสูง ASTM A542 มี $F_y = 3500$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc คานจะรับโมเมนต์ดัดประลัยตามวิธี AISC/LRFD ได้หรือไม่

วิธีทำ

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า แล้วหาโมเมนต์ดัดประลัยที่เกิดขึ้น

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า

$$w_u = 1.2D + 1.6L = 1.2\times 800 + 1.6\times 1275 = 3000 \text{ kg/m}$$

โมเมนต์ดัดประลัยที่เกิดขึ้น

$$M_u = \frac{w_uL^2}{8} = \frac{3000\times 12^2}{8} = 54{,}000 \text{ kg.m} = 5{,}400{,}000 \text{ kg.cm}$$

ขั้นตอนที่ 2 ตรวจสอบชนิดของหน้าตัดที่เลือก $W350\times 136$ จากตารางที่ 1 ภาคผนวก

$W350\times 136, d = 350 \text{ mm}, b_f = 350 \text{ mm}, t_f = 19 \text{ mm}, t_w = 12 \text{ mm}, r = 20 \text{ mm},$

$A = 173.6 \text{ cm}^2, w = 136 \text{ kg/m}, I_x = 40{,}300 \text{ cm}^4, I_y = 13{,}600 \text{ cm}^4, r_x = 15.2 \text{ cm},$

$r_y = 8.84 \text{ cm}, S_x = 2300 \text{ cm}^3, S_y = 776 \text{ cm}^3, Z_x = 2493.18 \text{ cm}^3$

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{350}{2\times 19} = 9.210526316$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{3500}} = 9.174125104$$

$$\lambda_r = 0.83\sqrt{\frac{E}{F_y - F_r}} = 0.83\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{3500-700}} = 22.40341173$$

พบว่า $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ แสดงว่าหน้าตัดเป็นประเภทไม่คอมแพค

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย โดยใช้ค่าน้อยระหว่างการวิบัติแบบ FLB และแบบ LTB

(ก) สำหรับการวิบัติแบบการโก่งเดาะทางข้างของปีกรับแรงอัด FLB คำนวณจาก

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)$$

เมื่อ $M_p = Z_x F_y = 2493.18 \times 3500 = 8{,}726{,}130 \text{ kg.cm} = 87{,}261.3 \text{ kg.m}$

$1.5M_y = 1.5F_y S_x = 1.5 \times 3500 \times 2300 = 12{,}075{,}000 \text{ kg.cm} = 120{,}750 \text{ kg.m}$

ใช้ $M_p = 87{,}261.3 \text{ kg.m}$

$M_r = (F_y - F_r)S_x = (3500 - 700) \times 2300 = 6{,}440{,}000 \text{ kg.cm} = 64{,}400 \text{ kg.m}$

$$M_n = 87{,}261.3 - (87{,}261.3 - 64{,}400)\left[\frac{9.210526316 - 9.174125104}{22.40341173 - 9.174125104}\right]$$

$M_n = 87{,}198.3957 \text{ kg.m}$

(ข) สำหรับการวิบัติแบบการบิดและโก่งเดาะทางข้าง LTB

ต้องตรวจดูว่าระยะค้ำยันทางข้างอยู่ในช่วงใด ดังนั้นหาค่าต่างๆ ที่จำเป็นก่อน

$W350 \times 136, d = 350 \text{ mm}, b_f = 350 \text{ mm}, t_f = 19 \text{ mm}, t_w = 12 \text{ mm}, r = 20 \text{ mm},$

$A = 173.6 \text{ cm}^2, w = 136 \text{ kg/m}, I_x = 40{,}300 \text{ cm}^4, I_y = 13{,}600 \text{ cm}^4, r_x = 15.2 \text{ cm},$

$r_y = 8.84 \text{ cm}, S_x = 2300 \text{ cm}^3, S_y = 776 \text{ cm}^3, Z_x = 2493.18 \text{ cm}^3$

$$J = \frac{1}{3}\left(2b_f t_f^3 + dt_w^3\right) = \frac{1}{3}\left(2 \times 35 \times 1.9^3 + 35 \times 1.2^3\right) = 180.2033333 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{I_y d^2}{4} = \frac{13{,}600 \times 35^2}{4} = 4{,}165{,}000 \text{ cm}^6$$

$E = 2{,}040{,}000 \text{ ksc}$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615.3846 \text{ ksc}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{2300}\sqrt{\frac{2{,}040{,}000 \times 784{,}615.3846 \times 180.2033333 \times 173.6}{2}}$$

$X_1 = 216{,}125.894 \text{ ksc}$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = \frac{4 \times 4{,}165{,}000}{13{,}600} \times \left(\frac{2300}{784{,}615.3846 \times 180.2033333}\right)^2$$

$X_2 = 0.000000324$

จะได้ $L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 8.84 \sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{3500}} = 375.6176527 \text{ cm}$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = \frac{8.84 \times 216{,}125.894}{3500 - 700}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.000000324 \times (3500 - 700)^2}}$$

$L_r = 1{,}158.27773 \text{ cm}$

ค้ำยันที่ปลายทั้งสองข้างเท่านั้น $L_b = 12 \text{ m} = 1200 \text{ cm} > L_r$

ดังนั้นคำนวณค่า M_n จากสมการ

$$M_n = M_{cr} = C_b\left[\frac{\pi}{L_b}\sqrt{EI_yGJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_yC_w}\right] \le M_p$$

โดยที่ $C_b = 1.0$

$M_p = Z_xF_y = 87{,}261.3 \ \text{kg.m}$

$EI_yGJ = 2{,}040{,}000 \times 13{,}600 \times 784{,}615.3846 \times 180.2033333$

$EI_yGJ = 3.922732696 \times 10^{18}$

$$\left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_yC_w = \left(\frac{\pi \times 2{,}040{,}000}{1200}\right)^2 \times 13{,}600 \times 4{,}165{,}000$$

$$\left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_yC_w = 1.615665689 \times 10^{18}$$

$$M_n = 1.0\left[\frac{\pi}{1200}\sqrt{3.922732696 \times 10^{18} + 1.615665689 \times 10^{18}}\right]$$

$M_n = 6{,}161{,}134.967 \ \text{kg.cm} = 61{,}611.34967 \ \text{kg.m} < M_p = 87{,}261.3 \ \text{kg.m}$

กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยของคาน

$\phi_bM_n = 0.9 \times 61{,}611.34967 = 55{,}450.2147 = 55{,}450 \ \text{kg.m} > M_u = 54{,}000 \ \text{kg.m}$

คานที่เลือกรับโมเมนต์ได้โดยปลอดภัย

สมมติโจทย์ให้ตรวจสอบด้วยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาโมเมนต์ดัดที่กระทำบนคาน

น้ำหนักบรรทุกรวม $w = DL + LL = 800 + 1275 = 2075 \ \text{kg/m}$

โมเมนต์ดัดสูงสุด $M = \frac{wL^2}{8} = \frac{2075 \times 12^2}{8} = 37{,}350 \ \text{kg.m}$

ขั้นตอนที่ 2 ตรวจสอบชนิดหน้าตัด

$W350 \times 136, d = 350 \ \text{mm}, b_f = 350 \ \text{mm}, t_f = 19 \ \text{mm}, t_w = 12 \ \text{mm}, r = 20 \ \text{mm},$

$A = 173.6 \ \text{cm}^2, w = 136 \ \text{kg/m}, I_x = 40{,}300 \ \text{cm}^4, I_y = 13{,}600 \ \text{cm}^4, r_x = 15.2 \ \text{cm},$

$r_y = 8.84 \ \text{cm}, S_x = 2300 \ \text{cm}^3, S_y = 776 \ \text{cm}^3, Z_x = 2493.18 \ \text{cm}^3$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{350}{2 \times 19} = 9.210526316$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{3500}} = 9.174125104$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{3500}} = 13.51976331$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{350}{12} = 29.16666667$$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2,040,000}{3500}} = 90.77555366$$

$$4.46\sqrt{\frac{E}{F_b}} = 4.46\sqrt{\frac{E}{0.6F_y}} = 4.46\sqrt{\frac{2,040,000}{0.6\times 3500}} = 139.0081601$$

พบว่า $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ แต่ $\frac{d}{t_w} < 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ เข้าเกณฑ์เพียงเฉพาะส่วนปีกอย่างเดียว ยังคงเป็นหน้าตัดแบบไม่คอมแพค

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบระยะค้ำยันทางข้าง

ระยะค้ำยันทางข้างจริงมีที่ปลายเท่านั้น L = 12.00 m = 1200 cm

ระยะค้ำยันที่ใช้ตรวจสอบเลือกจากค่าน้อยของสองค่าต่อไปนี้

$$L_c \le 0.444b_f\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.444\times 35.0\sqrt{\frac{2,040,000}{3500}} = 375.1734319 \text{ cm}$$

$$L_c \le \frac{0.69EA_f}{dF_y} = \frac{0.69\times 2,040,000\times(35.0\times 1.9)}{35.0\times 3500} = 764.1257143 \text{ cm}$$

ดังนั้น ระยะค้ำยันที่ใช้ในการตรวจสอบคือ $L_c = 375.1734319$ cm

ตรวจสอบพบว่า $(L = 1200 \text{ cm}) < (L_c = 375.1734319 \text{ cm})$ แสดงว่าค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดไม่พอเพียง

ขั้นตอนที่ 4 หาหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ กรณีที่ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดไม่พอเพียง

$C_b = 1.0$ เนื่องจากโมเมนต์ดัดที่กลางช่วงมากกว่าที่ปลายทั้งสองข้างซึ่งมีค้ำยันทางข้างอยู่

$$r_T = \sqrt{\frac{\frac{I_y}{2}}{A_f + \frac{1}{6}A_w}} = \sqrt{\frac{I_y}{2\left[b_f t_f + \frac{1}{6}(d-2t_f)t_w\right]}} = \sqrt{\frac{3I_y}{6b_f t_f + (d-2t_f)t_w}}$$

$$r_T = \sqrt{\frac{3\times 13,600}{6\times 35\times 1.9 + (35-2\times 1.9)\times 1.2}} = 9.668693829 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{1200}{9.668693829} = 124.111904$$

$$\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517\times\frac{2,040,000\times 1.0}{3500}} = 45.27591602$$

$$\sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{17.586\times\frac{2,040,000\times 1.0}{3500}} = 101.2429045$$

ตรวจสอบพบว่า $\frac{L}{r_T} > \sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}}$ ดังนั้นหาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้จาก

$$F_b = \frac{5.862EC_b}{\left(\frac{L}{r_T}\right)^2} \le 0.60F_y$$

$$F_b = \frac{5.862 \times 2{,}040{,}000 \times 1.0}{124.111904^2} = 776.334891 \text{ ksc}$$

$$0.60F_y = 0.60 \times 3500 = 2100 \text{ ksc}$$

และเนื่องจากปีกคานเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้า ตรวจสอบตามสมการ 4.5.9

$$F_b = \frac{0.414EC_bA_f}{Ld} \le 0.60F_y$$

$$F_b = \frac{0.414 \times 2{,}040{,}000 \times 1.0 \times (35 \times 1.9)}{1200 \times 35} = 1337.22 \text{ ksc} < 0.60F_y$$

ดังนั้นเลือกค่ามากเป็น $F_b = 1337.22$ ksc

โมเมนต์ดัดที่คานรับได้

$$M = F_bS_x = 1337.22 \times 2300 = 3{,}075{,}606 \text{ kg.cm} = 30{,}756.06 \text{ kg.m}$$

$$(M = 30{,}756.06 \text{ kg.m}) < 37{,}350 \text{ kg.m}$$

หน้าตัดนี้รับน้ำหนักบรรทุกที่กำหนดไม่ได้

สังเกตว่า เมื่อตรวจสอบด้วยวิธี AISC/LRFD หน้าตัดรับน้ำหนักได้ แต่พอตรวจสอบด้วยวิธี AISC/ASD หน้าตัดนี้กลับรับน้ำหนักไม่ได้ ดูเหมือนว่าวิธี AISC/LRFD จะประหยัดกว่าวิธี AISC/ASD ซึ่งอาจจะไม่จริงไปทุกกรณี

ตัวอย่างที่ 4.3 จงออกแบบคานช่วงเดียว ยาว 7.50 เมตร ตามมาตรฐาน AISC ให้รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 800 kg/m (ไม่รวมน้ำหนักคาน) และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 3000 kg/m มีการค้ำยันทางข้างที่ปีกรับแรงอัดตลอดความยาวคาน กำหนดให้การโก่งของคานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน ไม่เกิน $\frac{L}{360}$ ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc

วิธีทำ

หากพิจารณาเงื่อนไขการโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานไม่เกิน $\frac{L}{360}$ ก็จะจำกัดจำนวนขนาดหน้าตัดคานที่จะเลือกไปได้มาก และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 3000 kg/m เป็นน้ำหนักแผ่ การโก่งตัวสูงสุดในคานช่วงเดียวที่กึ่งกลางช่วงคือ

$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI}$$

โดยที่ E มีหน่วยเป็น $\frac{kg}{cm^2}$ ค่า I มีหน่วยเป็น cm^4 ค่า L และ Δ จึงมีหน่วยเป็น cm ดังนั้น w ต้องมีหน่วยเป็น kg/cm ในขณะที่กำหนดให้นั้นเป็น kg/m ดังนั้น

$$w = 3000\ \frac{kg}{m} \times \frac{1\ m}{100\ cm} = 30\ \frac{kg}{cm}$$

$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{30 \times 750^4}{2{,}040{,}000I} \le \frac{L}{360} = \frac{750}{360}$$

$$I \ge \frac{5}{384} \times \frac{30 \times 750^4}{2{,}040{,}000} \times \frac{360}{750} = 29{,}081.4568\ cm^4$$

เมื่อเปิดตารางที่ 1 ภาคผนวก ข เหล็ก W ต้องใช้ขนาดตั้งแต่ $W450 \times 76$ ขึ้นไป ดังนั้นควรจะประมาณน้ำหนักคานตั้งแต่ 76 kg/m ขึ้นไป ในที่นี้จะประมาณที่ 100 kg/m

ออกแบบตามวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 สมมติน้ำหนักของคาน 100 kg/m

น้ำหนักบรรทุกแผ่รวมบนคาน

$$w = 100 + 800 + 3000 = 3900\ \ kg/m$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดที่กลางคาน

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{3900 \times 7.50^2}{8} = 27{,}421.875\ \ kg.m$$

$$M = 2{,}742{,}187.5\ \ kg.cm$$

ขั้นตอนที่ 2 ประมาณขนาดคาน เนื่องจากปีกรับแรงอัดมีการค้ำยันทางข้างตลอดความยาว (เช่นหล่อพื้นอมปีกคาน) สมมติว่าจะให้หน้าตัดเป็นแบบคอมแพค หน่วยแรงดัดที่ยอมให้สำหรับหน้าตัดแบบคอมแพคที่มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดอย่างพอเพียงคือ $F_b = 0.66F_y$

ดังนั้น โมเมนต์ดัดที่รับได้ $M_x = F_bS_x = 0.66F_yS_x$

$$M_x \ge M$$

$$0.66 \times 2500S_x \ge 2{,}742{,}187.5$$

$$S_x \ge \frac{2{,}742{,}187.5}{0.66 \times 2500} = 1661.931818 \Rightarrow 1662\ \ cm^3$$

เมื่อดูในตารางที่ 1 ภาคผนวก ข หน้าตัดที่เบาที่สุดโดยที่ยังคงมี $I > 29{,}081\ cm^4, S_x > 1662\ cm^3$ คือหน้าตัด $W500 \times 89.7$ เลือกหน้าตัดนี้มาตรวจสอบ

$W500 \times 89.7, d = 500\ mm, b_f = 200\ mm, t_w = 10\ mm, t_f = 16\ mm, r = 20\ mm, A = 114.2\ \ cm^2,$
$w = 89.7\ kg/m, I_x = 47{,}800\ cm^4, I_y = 2{,}140\ cm^4, r_x = 20.5\ cm, r_y = 4.33\ cm, S_x = 1910\ \ cm^3,$
$S_y = 214\ cm^3, Z_x = 2096.36\ \ cm^3$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 16} = 6.25$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.85497121$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 15.99679968$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{500}{10} = 50$$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 107.4070836$$

$$4.46\sqrt{\frac{E}{F_b}} = 4.46\sqrt{\frac{E}{0.6F_y}} = 4.46\sqrt{\frac{2,040,000}{0.6\times 2500}} = 164.4766731$$

$$\frac{d}{t_w} < 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แสดงว่าหน้าตัด $W500\times 89.7$ เป็นหน้าตัดชนิดคอมแพคดังที่สมมติไว้ น้ำหนักยังน้อยกว่าที่สมมติด้วย จึงไม่จำเป็นต้องตรวจสอบหน่วยแรงดัดอีก ค่าโมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดก็มากกว่าที่ต้องการจากการโก่งตัว

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบการรับแรงเฉือน

น้ำหนักบรรทุกรวมจริง $w = 89.7 + 800 + 3000 = 3889.7 \ \text{kg/m}$

แรงเฉือนสูงสุดที่จุดรองรับ $V = \frac{wL}{2} = \frac{3889.7\times 7.5}{2} = 14,586.375 \ \text{kg}$

ระยะระหว่างรอยพอก $h = d - 2t_f - 2r = 500 - 2\times 16 - 2\times 20 = 428 \ \text{mm} = 42.8 \ \text{cm}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42.8$$

$$\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = \sqrt{\frac{5\times 2,040,000}{2500}} = 63.87487769$$

$$\frac{h}{t_w} < \sqrt{\frac{5E}{F_y}}$$

ดังนั้น หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้คือ

$$F_v = 0.4F_y = 0.4\times 2500 = 1000 \ \text{ksc}$$

แรงเฉือนที่หน้าตัดรับได้คือ

$$dt_wF_v = 50.0\times 1.0\times 1000 = 50,000 \ \text{kg} > V = 14,586.375 \ \text{kg}$$

หน้าตัดรับแรงเฉือนได้โดยปลอดภัย

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 สมมติน้ำหนักคาน 100 kg/m

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า $w_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2(100+800) + 1.6 \times 3000 = 5880$ kg.m

โมเมนต์ดัดประลัยที่เกิดขึ้นสูงสุดตรงกลางช่วงคาน

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{5880 \times 7.50^2}{8} = 41{,}343.75 \text{ kg.m} = 4{,}134{,}375 \text{ kg.cm}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของหน้าตัด หากต้องการให้หน้าตัดเป็นแบบคอมแพค มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดพอเพียง (เพราะค้ำยันตลอดความยาว) นั่นคือ

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x \geq M_u$$

$$0.9 \times 2500 Z_x \geq 4{,}134{,}375$$

$$Z_x \geq \frac{4{,}134{,}375}{0.9 \times 2500} = 1837.5 \text{ cm}^3$$

เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวก ข ดูที่ช่อง Z_x หาค่าที่มากกว่าหรือเท่ากับ 1837.5 พบว่าหน้าตัด $W500 \times 89.7$ เป็นหน้าตัดที่เบาที่สุดแล้ว

$W500 \times 89.7, d = 500 \text{ mm}, b_f = 200 \text{ mm}, t_w = 10 \text{ mm}, t_f = 16 \text{ mm}, r = 20 \text{ mm}, A = 114.2 \text{ cm}^2,$
$w = 89.7 \text{ kg/m}, I_x = 47{,}800 \text{ cm}^4, I_y = 2{,}140 \text{ cm}^4, r_x = 20.5 \text{ cm}, r_y = 4.33 \text{ cm}, S_x = 1910 \text{ cm}^3,$
$S_y = 214 \text{ cm}^3, Z_x = 2096.36 \text{ cm}^3$

$$w_u = 1.2(89.7+800) + 1.6 \times 3000 = 5867.64 \text{ kg/m}$$

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{5867.64 \times 7.50^2}{8} = 41{,}256.84375 \text{ kg.m} = 4{,}125{,}684.375 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{5867.64 \times 7.50}{2} = 22{,}003.65 \text{ kg}$$

ตรวจสอบชนิดหน้าตัด

ปีกคาน

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 16} = 6.25$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\lambda_r = 0.83\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.83\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 23.70954238$$

$$\lambda < \lambda_p$$

แผ่นตั้ง

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{500 - 2\times16 - 2\times20}{10} = \frac{428}{10} = 42.8$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 107.4070836$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 162.8245682$$

$$\lambda < \lambda_p$$

ดังนั้นหน้าตัดนี้เป็นแบบคอมแพคที่มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดอย่างพอเพียง กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยคือ

$$M_n = M_p = F_y Z_x = 2500\times2096.36 = 5{,}240{,}900 \text{ kg.cm} = 52{,}409 \text{ kg.m}$$

$$\phi_b M_n = 0.9\times52{,}409 = 47{,}168.1 \text{ kg.m} > M_u = 41{,}256.84375 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

แรงเฉือนประลัยสูงสุด $V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{5867.64\times7.50}{2} = 22{,}003.65 \text{ kg}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{50.0 - 2\times1.6 - 2\times2.0}{1.0} = 42.8$$

$$1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = 1.10\sqrt{\frac{5\times2{,}040{,}000}{2500}} = 70.26236546$$

$$1.37\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = 1.37\sqrt{\frac{5\times2{,}040{,}000}{2500}} = 87.50858244$$

เนื่องจาก $\frac{h}{t_w} < 1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}}$ ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนระบุคือ

$$V_n = 0.6F_y A_w = 0.6F_y d t_w = 0.6\times2500\times50.0\times1.0 = 75{,}000 \text{ kg}$$

กำลังรับแรงเฉือนประลัย

$$\phi_v V_n = 0.9\times75{,}000 = 67{,}500 \text{ kg} > V_u = 22{,}003.65 \text{ kg}$$

ตัวอย่างที่ 4.4 จงออกแบบคานช่วงเดียวยาว 3.00 เมตร ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ให้รับน้ำหนักแผ่จากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 275 kg/m (รวมน้ำหนักคานไว้แล้ว) และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 275 kg/m มีน้ำหนักจากตงซึ่งวางช่วง 1.00 เมตร ดังรูป เป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 2750 kg และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 2750 kg ถ้ามีค้ำยันทางข้างที่ปีกรับแรงอัดเฉพาะตรงปลายคานหรือที่จุดรองรับ กำหนดให้การโก่งของคานเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานไม่เกิน $\frac{L}{300}$ ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc

วิธีทำ

ตรวจสอบการโก่งตัวเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยอาศัยตาราง 4.1

กรณีที่ 1 น้ำหนักบรรทุกแผ่ มี $C_d = \frac{5}{384}, W = wL = 550 \times 3 = 1650$ kg, $L = 300$ cm

$$\Delta_1 = C_d \frac{WL^3}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{1650 \times 300^3}{2{,}040{,}000I} = \frac{284.3520221}{I}$$

กรณีที่ 3 น้ำหนักบรรทุกเท่ากัน 2 จุดแบ่งคานเป็น 3 ช่วงย่อยเท่ากัน มี $C_d = \frac{23}{648}, W = 5500$ kg และ $L = 300$ cm

$$\Delta_3 = C_d \frac{WL^3}{EI} = \frac{23}{648} \times \frac{5500 \times 300^3}{2{,}040{,}000I} = \frac{2583.74183}{I}$$

ดังนั้นระยะโก่งรวม

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_3 = \frac{284.3520221 + 2583.74183}{I} = \frac{2868.093852}{I}$$

แต่โจทย์กำหนดว่า

$$\Delta \le \frac{L}{300}$$

$$\frac{2868.093852}{I} \le \frac{300}{300}$$

$$I \ge 2868.093852 \text{ cm}^4$$

จากตารางที่ 1 ภาคผนวก ข หน้าตัดที่เบาที่สุดและมีค่า $I_x = 4{,}050$ cm^4 > 2868 cm^4 คือ $W250 \times 29.6$

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักรวมและโมเมนต์ดัด

น้ำหนักแผ่นที่กระทำ $w = DL + LL = 275 + 275 = 550 \ \ kg/m$

ตารางที่ 4.1 มี $W = wL = 550 \times 3.00 = 1650 \ \ kg, C_{dm} = \frac{1}{8}$

$$M_1 = C_{dm}WL = \frac{1}{8} \times 1650 \times 3.00 = 618.75 \ \ kg.m$$

น้ำหนักเป็นจุดที่กระทำแต่ละจุด $W = 2750 + 2750 = 5500 \ \ kg$

ตารางที่ 4.1 มี $W = 5500 \ kg, C_{dm} = \frac{1}{3}$

$$M_3 = C_{dm}WL = \frac{1}{3} \times 5500 \times 3.00 = 5500 \ \ kg.m$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดที่กระทำ

$$M = M_1 + M_3 = 618.75 + 5500 = 6118.75 \ \ kg.m = 611{,}875 \ \ kg.cm$$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดหน้าตัดที่ต้องการในการรับโมเมนต์ดัด

สมมติหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 0.6F_y = 0.6 \times 2500 = 1500 \ \ ksc$

โมดูลัสหน้าตัดที่ต้องการ $S_x \geq \frac{M}{F_b} = \frac{611{,}875}{1500} = 407.9166667 \ \ cm^3 \Rightarrow 408 \ \ cm^3$

จากตารางที่ 1 ภาคผนวก ข หน้าตัดที่มี $I_x \geq 2868 \ cm^4, S_x \geq 408 \ cm^3$ คือ $W200 \times 49.9$ และ $W300 \times 36.7$ ในการเลือกควรจะเลือกหน้าตัดที่เบากว่าเพื่อความประหยัด จึงเลือก $W300 \times 36.7$

$W300 \times 36.7, d = 300 \ mm, b_f = 150 \ \ mm, t_w = 6.5 \ mm, t_f = 9 \ mm, r = 13 \ mm, A = 46.78 \ cm^2,$
$w = 36.7 \ kg/m, I_x = 7210 \ cm^4, I_y = 508 \ cm^4, r_x = 12.4 \ cm, r_y = 3.29 \ cm, S_x = 481 \ cm^3,$
$S_y = 67.7 \ cm^3, Z_x = 522.08 \ cm^3$

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบชนิดของหน้าตัดและหากำลังในการรับโมเมนต์ดัด

ปีกคาน

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.333333333$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.85497121$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.99679968$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แผ่นตั้ง

$$\frac{d}{t_w} = \frac{300}{6.5} = 46.15384615$$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 107.4070836$$

$$4.46\sqrt{\frac{E}{F_b}} = 4.46\sqrt{\frac{E}{0.6F_y}} = 4.46\sqrt{\frac{2,040,000}{0.6\times 2500}} = 164.4766731$$

$$\frac{d}{t_w} < 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แสดงว่าหน้าตัด เป็นหน้าตัดแบบคอมแพค

ตรวจสอบระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด ซึ่งคานที่ออกแบบนี้มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดที่ปลายทั้งสองข้าง ระยะห่างของค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด

$$L = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$L_c \le 0.444b_f\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.444\times 15.0\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 190.2476533 \text{ cm}$$

$$L_c \le \frac{0.69EA_f}{dF_y} = \frac{0.69\times 2,040,000\times(15.0\times 0.9)}{30.0\times 2500} = 253.368 \text{ cm}$$

$$L_c = 190.2476533 \text{ cm}$$

$$L > L_c$$

คานนี้เป็นกรณีที่ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดไม่พอเพียง การหาค่า F_b จะพิจารณาจาก $\frac{L}{r_T}$

r_T = รัศมีไจเรชันรอบแกนในระนาบของเหล็กแผ่นตั้งของหน้าตัดที่ประกอบด้วยปีกรับแรงอัดกับ 1 ใน 6 ของหน้าตัดแผ่นตั้ง

$$r_T = \sqrt{\frac{I_y/2}{A_f + A_w/6}} = \sqrt{\frac{3I_y}{6A_f + A_w}} = \sqrt{\frac{3I_y}{6b_f t_f + (d-2t_f)t_w}}$$

$$r_T = \sqrt{\frac{3\times 508}{6\times 15.0\times 0.9 + (30.0 - 2\times 0.9)\times 0.65}} = 3.916988223 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{300}{3.916988223} = 76.58945673$$

$$\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517\times\frac{2,040,000\times 1.0}{2500}} = 53.57118629$$

$$\sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{17.586\times\frac{2,040,000\times 1.0}{2500}} = 119.7922201$$

$$\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} < \frac{L}{r_T} < \sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}}$$

ค่า $C_b = 1.0$ เนื่องจากเป็นคานช่วงเดียว มีค้ำยันทางข้างที่ปีกรับแรงอัดที่ปลายซึ่งโมเมนต์ดัดเป็น 0 แต่กลางช่วงมีโมเมนต์ดัดมากกว่า และจากผลการพิจารณาค่า $\frac{L}{r_T}$ จะต้องหาค่ามากระหว่าง

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y}{52.759EC_b}\left(\frac{L}{r_T}\right)^2\right] F_y \le 0.6F_y$$

$$F_b = \frac{0.414EC_bA_f}{Ld} \le 0.6F_y$$

ดังนั้น $0.6F_y = 0.6 \times 2500 = 1500 \text{ ksc}$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2500}{52.759 \times 2{,}040{,}000 \times 1.0} \times 76.58945673^2\right] \times 2500$$

$$F_b = 1326.030095 \text{ ksc}$$

$$F_b = \frac{0.414 \times 2{,}040{,}000 \times 1.0 \times (15.0 \times 0.9)}{300 \times 30.0}$$

$$F_b = 1266.84 \text{ ksc}$$

เลือกค่ามากระหว่าง 1326.030095 ksc กับ 1266.84 ksc

$$F_b = 1326.030095 \text{ ksc}$$

โมเมนต์ดัดที่หน้าตัดรับได้

$$M = F_bS_x = 1326.030095 \times 481 = 637{,}820.4757 \text{ kg.cm}$$

$$M = 6{,}378.2 \text{ kg.m} > 6{,}118.75 \text{ kg.m}$$

หน้าตัดที่เลือกมานี้สามารถรับโมเมนต์ดัดได้โดยปลอดภัย

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบการรับแรงเฉือน

แรงเฉือนที่กระทำสูงสุดที่จุดรองรับ

$$V = \frac{wL}{2} + W = \frac{550 \times 3.00}{2} + 5500 = 6325 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{300 - 2 \times 9 - 2 \times 13}{6.5} = \frac{256}{6.5} = 39.38461538$$

$$\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = \sqrt{\frac{5 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 63.87487769$$

$$\frac{h}{t_w} < \sqrt{\frac{5E}{F_y}}$$

นั่นคือหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้

$$F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 2500 = 1000 \text{ ksc}$$

$$V = dt_wF_v = 30.0 \times 0.65 \times 1000 = 19{,}500 \text{ kg} > 6325 \text{ kg}$$

หน้าตัดนี้รับแรงเฉือนได้อย่างปลอดภัย

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบเหล็กแผ่นตั้งเมื่อรับน้ำหนักแบบจุด

ถ้าใช้แผ่นรองที่จุดรองรับและที่รับน้ำหนักแบบจุดยาว $N = 150\ mm = 15\ cm$ ที่จุดรองรับมีแรงกระทำ 6325 kg ขณะที่ตรงจุดแรงกระทำเป็นจุดมีแรงกระทำ 5500 kg ขณะที่เนื้อที่เหล็กในการรับแรงตรงจุดรองรับน้อยกว่าที่กระทำเป็นจุด การวิบัติจะเกิดที่จุดรองรับก่อนที่รับแรงเป็นจุด พิจารณาที่จุดรองรับเท่านั้น

(ก) เพื่อไม่ให้เกิดการครากที่เหล็กแผ่นตั้ง

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

$$\frac{6325}{(2.5(0.9+1.3)+15)\times 0.65} \le 0.66\times 2500$$

$$\frac{6325}{13.325} \le 1650$$

$$474.6716698 \le 1650$$

แสดงว่าไม่เกิดการครากที่เหล็กแผ่นตั้งตรงจุดรองรับ

(ข) เพื่อไม่ให้เกิดการยู่ที่เหล็กแผ่นตั้ง

$$R = 0.2t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_y t_f}{t_w}}$$

$$R = 0.2\times 0.65^2\left[1+3\times\frac{15}{30}\times\left(\frac{0.65}{0.9}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2{,}040{,}000\times 2500\times 0.9}{0.65}}$$

$$R = 13{,}638.16778\ \ kg > 6325\ \ kg$$

แสดงว่าไม่เกิดการยู่ที่เหล็กแผ่นตั้ง

(ค) เพื่อไม่ให้เหล็กแผ่นตั้งเซออกทางข้าง

$$\frac{d_c b_f}{t_w \ell} = \frac{(d-2t_f-2r)b_f}{t_w \ell} = \frac{(30.0-2\times 0.9-2\times 1.3)\times 15.0}{0.65\times 300} = 1.969230769 > 1.7$$

$$\frac{d_c b_f}{t_w \ell} < 2.3$$

แต่ที่ปลายคานมีการเสริมค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดอยู่แล้วตามที่กำหนดไว้ จึงไม่มีการเซออกทางข้าง

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบการโก่งตัว ได้ตรวจสอบไว้แล้ว ค่า $I_x = 7210\ \ cm^4 > 2868\ \ cm^4$

ออกแบบตามวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักและโมเมนต์ดัดที่กระทำ

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า น้ำหนักแผ่กระจาย

$$w_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2\times 275 + 1.6\times 275 = 770\ \ kg/m$$

น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า น้ำหนักกระทำเป็นจุด

$$W_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times 2750 + 1.6 \times 2750 = 7700 \text{ kg}$$

โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} + \frac{WL}{3} = \frac{770 \times 3.00^2}{8} + \frac{7700 \times 3.00}{3} = 8566.25 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 856{,}625 \text{ kg.cm}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของหน้าตัด

ประมาณหน่วยแรงดัดประลัยที่ยอมให้ $0.8F_y = 0.8 \times 2500 = 2000$ ksc

โมดูลัสพลาสติกของหน้าตัด

$$Z_x \approx \frac{M_u}{0.8F_y} = \frac{856{,}625}{2000} = 428.3125 \text{ cm}^3$$

เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวก ข เลือกหน้าตัดที่มี $I_x \geq 2868 \text{ cm}^4, Z_x \geq 428.3 \text{ cm}^3$ คือ $W200 \times 49.9$ และ $W300 \times 36.7$ ในการเลือกควรจะเลือกหน้าตัดที่เบากว่าเพื่อความประหยัด จึงเลือก $W300 \times 36.7$

$W300 \times 36.7, d = 300 \text{ mm}, b_f = 150 \text{ mm}, t_w = 6.5 \text{ mm}, t_f = 9 \text{ mm}, r = 13 \text{ mm}, A = 46.78 \text{ cm}^2,$
$w = 36.7 \text{ kg/m}, I_x = 7210 \text{ cm}^4, I_y = 508 \text{ cm}^4, r_x = 12.4 \text{ cm}, r_y = 3.29 \text{ cm}, S_x = 481 \text{ cm}^3,$
$S_y = 67.7 \text{ cm}^3, Z_x = 522.08 \text{ cm}^3$

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ดัด

แผ่นปีกคาน

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{150}{2 \times 9} = 8.333333333$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.85497121$$

$$0.83\sqrt{\frac{E}{F_y - F_r}} = 0.83\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500 - 700}} = 27.94196366$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แผ่นตั้ง

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{300 - 2 \times 9 - 2 \times 13}{6.5} = \frac{256}{6.5} = 39.38461538$$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 107.4070836$$

$$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 162.8245682$$

$$\frac{h}{t_w} < 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

หน้าตัดเป็นแบบคอมแพค

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,040,000}{2(1+0.3)} = 784,615.3846 \text{ ksc}$$

$$J = \frac{1}{3}\left(2b_f t_f^3 + dt_w^3\right) = \frac{1}{3}\times\left(2\times 15.0\times 0.9^3 + 30.0\times 0.65^3\right) = 10.03625 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{I_y d^2}{4} = \frac{508\times 30.0^2}{4} = 114,300 \text{ cm}^6$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{481}\sqrt{\frac{2,040,000\times 784,615.3846\times 10.03625\times 46.76}{2}}$$

$$X_1 = 126,577.4315 \text{ ksc}$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = \frac{4\times 114,300}{508}\times\left(\frac{481}{784,615.3846\times 10.03625}\right)^2$$

$$X_2 = 0.000003357 \ (\text{ksc})^{-2}$$

$$L_p = 1.76 r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\times 3.29\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 165.4069087 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r}\sqrt{1+\sqrt{1+X_2\left(F_y - F_r\right)^2}}$$

$$L_r = \frac{3.29\times 126,577.4315}{2500-700}\sqrt{1+\sqrt{1+0.000003357(2500-700)^2}}$$

$$L_r = 487.8394313 \text{ cm}$$

ระยะระหว่างค้ำยันของปีกรับแรงอัด $L_b = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$ นั่นคือ

$$L_p < L_b < L_r$$

ดังนั้นกำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยระบุหาได้จากสมการ

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

เมื่อ

$$M_p = Z_x F_y = 522.08\times 2500 = 1,305,200 \text{ kg.cm}$$

$$M_r = \left(F_y - F_r\right)S_x = (2500-700)\times 481 = 865,800 \text{ kg.cm}$$

$C_b = 1.0$ เนื่องจากโมเมนต์ในช่วงกลางมากกว่าโมเมนต์ที่ปลายซึ่งเป็นค้ำยันทางข้าง

แทนค่า

$$M_n = 1.0\left[1,305,200 - (1,305,200 - 865,800)\left(\frac{300-165.4069087}{487.8394313-165.4069087}\right)\right]$$

$$M_n = 1,121,781.144 \text{ kg.cm} = 11,217.81144 \text{ kg.m} < M_p = 13,052 \text{ kg.m}$$

กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

$$\phi_b M_n = 0.9\times 11,217.81144 = 10,096.0303 \text{ kg.m} > M_u = 8566.25 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

แรงเฉือนประลัยที่กระทำ $V_u = \frac{w_u L}{2} + W_u = \frac{770 \times 3.00}{2} + 7700 = 8855 \text{ kg}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{300 - 2\times 9 - 2\times 13}{6.5} = \frac{256}{6.5} = 39.38461538$$

$$1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = 1.10\sqrt{\frac{5\times 2{,}040{,}000}{2500}} = 70.26236546$$

$$1.37\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = 1.37\sqrt{\frac{5\times 2{,}040{,}000}{2500}} = 87.50858244$$

$$\frac{h}{t_w} < 1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}}$$

$$V_n = 0.6F_yA_w = 0.6F_ydt_w = 0.6\times 2500\times 30.0\times 0.65 = 29{,}250 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 0.9\times 29{,}250 = 26{,}325 \text{ kg} > 8855 \text{ kg}$$

หน้าตัดรับแรงเฉือนได้อย่างปลอดภัย

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบเหล็กแผ่นตั้งในการรับน้ำหนักแบบจุด

สมมติใช้แผ่นรองที่จุดรองรับและที่รับน้ำหนักเป็นจุด ยาว N = 10 cm ที่จุดรองรับมีแรง 8855 kg ส่วนที่น้ำหนักเป็นจุดมีแรง 7700 kg เนื้อที่รับแรงที่จุดรองรับน้อยกว่า จึงพิจารณาที่จุดรองรับเท่านั้น

(ก) เพื่อไม่ให้เหล็กแผ่นตั้งเกิดการคราก

สมการที่ 4.8.8 $R_n = (N + 2.5k)t_wF_y$ ค่า $\phi = 1.0$

$$\phi R_n = 1.0(N + 2.5k)t_wF_y = 1.0(10 + 2.5(0.9 + 1.3))\times 0.65\times 2500$$

$$\phi R_n = 25{,}187.5 \text{ kg} > 8855 \text{ kg}$$

(ข) เพื่อไม่ให้เหล็กแผ่นตั้งเกิดการยู่

สมการที่ 4.8.10 $R_n = 0.40t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_yt_f}{t_w}}$ ค่า $\phi = 0.75$

$$\phi R_n = 0.75\times 0.40\times 0.65^2\times\left[1 + 3\left(\frac{10}{30}\right)\left(\frac{0.65}{0.9}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{2{,}040{,}000\times 2500\times 0.9}{0.65}}$$

$$\phi R_n = 17{,}188.56036 \text{ kg} > 8855 \text{ kg}$$

(ค) เพื่อไม่ให้เหล็กแผ่นตั้งเซออกทางข้าง

$$\frac{d_cb_f}{t_w\ell} = \frac{(30 - 2\times 0.9 - 2\times 1.3)\times 15}{0.65\times 300} = 1.969230769 > 1.7$$

ไม่ต้องตรวจสอบตามสมการ 4.8.12

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบการโก่งตัวของคานจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

ได้ตรวจสอบในตอนแรกก่อนการออกแบบทั้งสองวิธีแล้ว

ใช้คานขนาด $W300\times 36.7$ ในการรับน้ำหนัก

ตัวอย่างที่ 4.5 จงออกแบบคานต่อเนื่องสองช่วง ความยาวแต่ละช่วง 8.00 เมตร ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ให้รับน้ำหนักแผ่เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 1500 kg/m (รวมน้ำหนักคานแล้ว) และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 1000 kg/m สมมติให้มีการค้ำยันทางข้างของปีกคานรับแรงอัดตลอดความยาวคานโดยการหล่อพื้น ค.ส.ล. อมปีกคานบน และมีเหล็กเสริมข้างคานบริเวณจุดรองรับกลางที่ปีกล่างรับแรงอัด ให้การโก่งตัวสูงสุดจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานไม่เกิน $\frac{L}{290}$ ใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc, $E = 2{,}040{,}000$ ksc

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักและโมเมนต์ดัดที่กระทำ ในที่นี้จะใช้วิธี slope-deflection กำหนดให้จุดรองรับเป็นชื่อ A,B, C เรียงจากซ้ายไปขวา

$$w = DL + LL = 1500 + 1000 = 2500 \ \text{kg/m}$$

$$FEM_{AB} = -\frac{wL^2}{12} = -\frac{2500 \times 8^2}{12} = -\frac{40{,}000}{3} \ \text{kg.m}$$

$$FEM_{BA} = +\frac{wL^2}{12} = +\frac{2500 \times 8^2}{12} = +\frac{40{,}000}{3} \ \text{kg.m}$$

$$FEM_{BC} = -\frac{wL^2}{12} = -\frac{2500 \times 8^2}{12} = -\frac{40{,}000}{3} \ \text{kg.m}$$

$$FEM_{CB} = +\frac{wL^2}{12} = +\frac{2500 \times 8^2}{12} = +\frac{40{,}000}{3} \ \text{kg.m}$$

เขียนสมการ slope-deflection

$$M_{NF} = \frac{2EI}{L}\left(2\theta_N + \theta_F - 3\phi_{NF}\right) + FEM_{NF}$$

$$M_{AB} = \frac{2EI}{8}\left(2\theta_A + \theta_B - 3\times 0\right) - \frac{40,000}{3} = \frac{EI\theta_A}{2} + \frac{EI\theta_B}{4} - \frac{40,000}{3}$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{8}\left(2\theta_B + \theta_A - 3\times 0\right) + \frac{40,000}{3} = \frac{EI\theta_A}{4} + \frac{EI\theta_B}{2} + \frac{40,000}{3}$$

$$M_{BC} = \frac{2EI}{8}\left(2\theta_B + \theta_C - 3\times 0\right) - \frac{40,000}{3} = \frac{EI\theta_B}{2} + \frac{EI\theta_C}{4} - \frac{40,000}{3}$$

$$M_{CB} = \frac{2EI}{8}\left(2\theta_C + \theta_B - 3\times 0\right) + \frac{40,000}{3} = \frac{EI\theta_B}{4} + \frac{EI\theta_C}{2} + \frac{40,000}{3}$$

พิจารณาเงื่อนไขที่จุดต่อ

จุด A เงื่อนไข $M_{AB} = 0$

$$\frac{EI\theta_A}{2} + \frac{EI\theta_B}{4} - \frac{40,000}{3} = 0$$

$$6EI\theta_A + 3EI\theta_B - 160,000 = 0$$

$$6EI\theta_A + 3EI\theta_B = 160,000 \qquad (1)$$

จุด B เงื่อนไข $M_{BA} + M_{BC} = 0$

$$\frac{EI\theta_A}{4} + \frac{EI\theta_B}{2} + \frac{40,000}{3} + \frac{EI\theta_B}{2} + \frac{EI\theta_C}{4} - \frac{40,000}{3} = 0$$

$$\frac{EI\theta_A}{4} + \frac{EI\theta_B}{2} + \frac{EI\theta_B}{2} + \frac{EI\theta_C}{4} = 0$$

$$\frac{EI\theta_A}{4} + EI\theta_B + \frac{EI\theta_C}{4} = 0$$

$$EI\theta_A + 4EI\theta_B + EI\theta_C = 0 \qquad (2)$$

จุด C เงื่อนไข $M_{CB} = 0$

$$\frac{EI\theta_B}{4} + \frac{EI\theta_C}{2} + \frac{40,000}{3} = 0$$

$$3EI\theta_B + 6EI\theta_C + 160,000 = 0$$

$$3EI\theta_B + 6EI\theta_C = -160,000 \qquad (3)$$

สรุปสมการทั้งสามสมการ

$$6EI\theta_A + 3EI\theta_B + 0EI\theta_C = 160,000 \qquad (1)$$

$$1EI\theta_A + 4EI\theta_B + 1EI\theta_C = 0 \qquad (2)$$

$$0EI\theta_A + 3EI\theta_B + 6EI\theta_C = -160,000 \qquad (3)$$

แก้สมการโดยใช้ determinant

$$EI\theta_A = \frac{\begin{vmatrix} 160{,}000 & 3 & 0 \\ 0 & 4 & 1 \\ -160{,}000 & 3 & 6 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 6 & 3 & 0 \\ 1 & 4 & 1 \\ 0 & 3 & 6 \end{vmatrix}} = \frac{\begin{matrix}(160{,}000)(4)(6)+(3)(1)(-160{,}000)+(0)(0)(3) \\ -(-160{,}000)(4)(0)-(0)(3)(6)-(160{,}000)(3)(1)\end{matrix}}{\begin{matrix}(6)(4)(6)+(3)(1)(0)+(0)(1)(3) \\ -(0)(4)(0)-(1)(3)(6)-(6)(3)(1)\end{matrix}}$$

$$EI\theta_A = \frac{3{,}840{,}000-480{,}000+0-0-0-480{,}000}{144+0+0-0-18-18} = \frac{2{,}880{,}000}{108} = \frac{80{,}000}{3}$$

$$EI\theta_B = \frac{\begin{vmatrix} 6 & 160{,}000 & 0 \\ 1 & 0 & 1 \\ 0 & -160{,}000 & 6 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 6 & 3 & 0 \\ 1 & 4 & 1 \\ 0 & 3 & 6 \end{vmatrix}} = \frac{\begin{matrix}(6)(0)(6)+(160{,}000)(1)(0)+(0)(1)(-160{,}000) \\ -(0)(0)(0)-(1)(160{,}000)(6)-(-160{,}000)(1)(6)\end{matrix}}{\begin{matrix}(6)(4)(6)+(3)(1)(0)+(0)(1)(3) \\ -(0)(4)(0)-(1)(3)(6)-(6)(3)(1)\end{matrix}}$$

$$EI\theta_B = \frac{0+0+0-0-960{,}000+960{,}000}{144+0+0-0-18-18} = \frac{0}{108} = 0$$

$$EI\theta_C = \frac{\begin{vmatrix} 6 & 3 & 160{,}000 \\ 1 & 4 & 0 \\ 0 & 3 & -160{,}000 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 6 & 3 & 0 \\ 1 & 4 & 1 \\ 0 & 3 & 6 \end{vmatrix}} = \frac{\begin{matrix}(6)(4)(-160{,}000)+(3)(0)(0)+(160{,}000)(1)(3) \\ -(0)(4)(160{,}000)-(6)(3)(0)-(1)(3)(-160{,}000)\end{matrix}}{\begin{matrix}(6)(4)(6)+(3)(1)(0)+(0)(1)(3) \\ -(0)(4)(0)-(1)(3)(6)-(6)(3)(1)\end{matrix}}$$

$$EI\theta_C = \frac{-3{,}840{,}000+0+480{,}000-0-0+480{,}000}{144+0+0-0-18-18} = -\frac{2{,}880{,}000}{108} = -\frac{80{,}000}{3}$$

แทนค่ากลับ

$$M_{AB} = \frac{EI\theta_A}{2} + \frac{EI\theta_B}{4} - \frac{40{,}000}{3} = \frac{80{,}000}{3\times 2} + 0 - \frac{40{,}000}{3} = 0$$

$$M_{BA} = \frac{EI\theta_A}{4} + \frac{EI\theta_B}{2} + \frac{40{,}000}{2} = \frac{80{,}000}{3\times 4} + \frac{0}{2} + \frac{40{,}000}{3} = \frac{60{,}000}{3} = 20{,}000 \text{ kg.m}$$

$$M_{BC} = \frac{EI\theta_B}{2} + \frac{EI\theta_C}{4} - \frac{40{,}000}{3} = \frac{0}{2} - \frac{80{,}000}{3\times 4} - \frac{40{,}000}{3} = -\frac{60{,}000}{3} = -20{,}000 \text{ kg.m}$$

$$M_{CB} = \frac{EI\theta_B}{4} + \frac{EI\theta_C}{2} + \frac{40{,}000}{3} = \frac{0}{4} - \frac{80{,}000}{2\times 3} + \frac{40{,}000}{3} = 0$$

$$V_A = \frac{wL}{2} - \frac{M_{BA}}{2} = \frac{2500\times 8}{2} - \frac{20{,}000}{8} = 7500 \text{ kg}$$

$$V_{BA} = -\frac{wL}{2} - \frac{M_{BA}}{L} = -\frac{2500\times 8}{2} - \frac{20{,}000}{8} = -12{,}500 \text{ kg}$$

$$V_{BC} = \frac{wL}{2} + \frac{|M_{BC}|}{L} = \frac{2500\times 8}{2} + \frac{|-20{,}000|}{8} = 12{,}500 \text{ kg}$$

$$V_{CB} = -\frac{wL}{2} + \frac{|M_{BC}|}{L} = -\frac{2500 \times 8}{2} + \frac{|-20,000|}{8} = -7500 \text{ kg}$$

$$M^{+}_{max} = 0 + \frac{V^2}{2w} = \frac{7500^2}{2 \times 2500} = 11,250 \text{ kg.m}$$

เขียนกราฟแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด ได้ดังรูป

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของหน้าตัด

ในการออกแบบคานต่อเนื่อง มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ให้ออกแบบส่วนของโครงสร้างที่รับโมเมนต์ลบสูงสุดลดค่าลง 10% และที่รับโมเมนต์บวกสูงสุดที่เพิ่มค่า 10% ของค่าเฉลี่ยของโมเมนต์ลบ

พิจารณาโมเมนต์ลบที่ลดค่าลง 10% (เหลือ 90 % หรือ 0.9)

$$M = 0.9 \times 20,000 = 18,000 \text{ kg.m}$$

พิจารณาโมเมนต์บวกที่เพิ่มค่าอีก 10% ของค่าเฉลี่ยโมเมนต์ลบ

$$M = 11,250 + 0.10 \times \frac{0 + 20,000}{2} = 12,250 \text{ kg.m}$$

นั่นคือ โมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบเป็นค่าที่มากกว่า

$$M = 18,000 \text{ kg.m}$$

เนื่องจากมีการค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดตลอดความยาวของคาน จึงพอเพียง และหากจะออกแบบหน้าตัดให้เป็นแบบคอมแพคซึ่งหน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลักคือ $F_b = 0.66F_y$ ดังนั้นโมดูลัสหน้าตัดรอบแกนหลักอย่างน้อยต้องเป็น

$$S_x \geq \frac{M}{F_b} = \frac{18,000 \times 100}{0.66 \times 2500} = 1090.91 \text{ cm}^3$$

เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวก ข เลือกหน้าตัด $W400 \times 66$ มีสมบัติหน้าตัดดังนี้

$W400 \times 66, d = 400 \text{ mm}, b_f = 200 \text{ mm}, t_w = 8 \text{ mm}, t_f = 13 \text{ mm}, r = 16 \text{ mm}, A = 84.128$ $\text{cm}^2, w = 66.0 \text{ kg/m}, I_x = 23,708 \text{ cm}^4, I_y = 1,736.4 \text{ cm}^4, r_x = 16.787 \text{ cm}, r_y = 4.5431 \text{ cm},$ $S_x = 1185.4 \text{ cm}^3, S_x = 173.64 \text{ cm}^3, Z_x = 1326.4 \text{ cm}^3, Z_y = 267.66 \text{ cm}^3$

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบชนิดของหน้าตัดและกำลังรับโมเมนต์ดัด

ปีกคาน

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.692307692$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2,040,000}{2,500}} = 10.85497121$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2,500}} = 15.99679968$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แผ่นตั้ง

$$\frac{d}{t_w} = \frac{400}{8} = 50$$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2,040,000}{2,500}} = 107.4070836$$

$$4.46\sqrt{\frac{E}{F_b}} = 4.46\sqrt{\frac{2,040,000}{0.6 \times 2,500}} = 164.4766731$$

$$\frac{d}{t_w} < 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

หน้าตัด $W400 \times 66$ เป็นหน้าตัดชนิดคอมแพคดังที่คาดการณ์เอาไว้แล้ว ค้ำยันตลอดความยาวของปีกรับแรงอัดจึงพอเพียง ดังนั้นกำลังรับโมเมนต์ดัดคือ

$$M = 0.66F_yS_x = 0.66 \times 2500 \times 1185.4 = 1,955,910 \text{ kg.cm}$$

$$M = 19,559.1 \text{ kg.m} > 18,000 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

แรงเฉือนที่เกิดขึ้นสูงสุด $V = 11,250$ kg

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{400 - 2 \times 13 - 2 \times 16}{8} = 42.75$$

$$\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = \sqrt{\frac{5 \times 2,040,000}{2,500}} = 63.87487769$$

$$\frac{h}{t_w} < \sqrt{\frac{5E}{F_y}}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของหน้าตัดคือ

$$V = 0.4F_yA_w = 0.4F_ydt_w = 0.4 \times 2,500 \times 40 \times 0.8 = 32,000 \text{ kg} > 11,250 \text{ kg}$$

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบการโก่งตัว

คานช่วงยาว L รับน้ำหนักบรรทุกแผ่ w ปลายข้างหนึ่งมีโมเมนต์ลบ M จะเกิดการโก่งตัวสูงสุด

$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI} - \frac{ML^2}{16EI}$$

เมื่อ $L = 8.00 \text{ m} = 800 \text{ cm}$

$w = 2.5 \text{ T/m} = 2,500 \text{ kg}/100 \text{ cm} = 25 \text{ kg/cm}$

$M = 20,000 \text{ kg.m} = 2,000,000 \text{ kg.cm}$

$E = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2$

$I = 23,708 \text{ cm}^4$

ดังนั้น

$$\Delta = \frac{5}{384} \times \frac{25 \times 800^4}{2,040,000 \times 23,708} - \frac{2,000,000 \times 800^2}{16 \times 2,040,000 \times 23,708}$$

$$\Delta = 2.756853262 - 1.64111957 = 1.102741305 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{290} = \frac{800}{290} = 2.75862069 \text{ cm}$$

$$\Delta < \frac{L}{290}$$

ดังนั้นใช้คานเหล็ก $W400 \times 66$

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักและโมเมนต์ดัดที่กระทำ

น้ำหนักแผ่เพิ่มค่า $w_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 1500 + 1.6 \times 1000 = 3{,}400 \text{ kg.m}$

หาโมเมนต์ดัดที่ปลายคานตรงจุดรองรับตัวกลางโดยวิธีกระจายโมเมนต์

$$K_{AB} = \frac{3}{4}\frac{I}{L} = \frac{3}{4} \times \frac{I}{8} = \frac{3I}{32}$$

$$K_{BC} = \frac{3}{4}\frac{I}{L} = \frac{3}{4} \times \frac{I}{8} = \frac{3I}{32}$$

$$DF_{AB} = \frac{K_{AB}}{0 + K_{AB}} = 1.0$$

$$DF_{BA} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{BC}} = 0.5$$

$$DF_{BC} = \frac{K_{BC}}{K_{AB} + K_{BC}} = 0.5$$

$$DF_{CB} = \frac{K_{BC}}{K_{BC} + 0} = 1.0$$

$$FEM_{AB} = -\frac{wL^2}{12} = -\frac{3400 \times 8.00^2}{12} = -\frac{54{,}400}{3} \text{ kg.m} = FEM_{BC}$$

$$FEM_{BA} = +\frac{wL^2}{12} = +\frac{3400 \times 8.00^2}{12} = +\frac{54{,}400}{3} \text{ kg.m} = FEM_{CB}$$

ทำการกระจายโมเมนต์

ที่ปลาย A ใส่โมเมนต์ $M = +\frac{54{,}400}{3}$ ให้สมดุล แล้ว Carry over ไปที่ปลาย B ได้ $+\frac{54{,}400}{2 \times 3} = +\frac{27{,}200}{3}$

ที่ปลาย C ใส่โมเมนต์ $M = -\frac{54{,}400}{3}$ ให้สมดุลแล้ว Carry over ไปที่ปลาย B ได้ $-\frac{54{,}400}{2 \times 3} = -\frac{27{,}200}{3}$

ที่ปลาย B มีโมเมนต์รวม $+\frac{54{,}400}{3} - \frac{54{,}400}{3} + \frac{27{,}200}{3} - \frac{27{,}200}{3} = 0$ สมดุลพอดี หยุดการกระจายโมเมนต์ รวมผลได้ดังนี้

$$M_{AB} = M_{CB} = 0$$

$$M_{BA} = +\frac{54{,}400}{3} + \frac{27{,}200}{3} = 27{,}200 \text{ kg.m}$$ ตามเข็มนาฬิกา

$$M_{BC} = -\frac{54{,}400}{3} - \frac{27{,}200}{3} = 27{,}200 \text{ kg.m}$$ ทวนเข็มนาฬิกา

M_B ทำให้คานโก่งแบบกระทะคว่ำจึงเป็นโมเมนต์ลบ

$$V_{AB} = \frac{wL}{2} - \frac{M_B}{L} = \frac{3400 \times 8.00}{2} - \frac{27,200}{8.00} = 10,200 \text{ kg}$$

$$V_{BA} = -\frac{wL}{2} - \frac{M_B}{L} = -\frac{3400 \times 8.00}{2} - \frac{27,200}{8.00} = -17,000 \text{ kg}$$

$$V_{BC} = \frac{wL}{2} + \frac{M_B}{L} = \frac{3400 \times 8.00}{2} + \frac{27,200}{8.00} = 17,000 \text{ kg}$$

$$V_{CB} = -\frac{wL}{2} + \frac{M_B}{L} = -\frac{3400 \times 8.00}{2} + \frac{27,200}{8.00} = -10,200 \text{ kg}$$

$$M_u^+ = 0 + \frac{V_{AB}^2}{2w} = 0 + \frac{10,200^2}{2 \times 3400} = 15,300 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของหน้าตัด

การออกแบบคานต่อเนื่อง มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD อนุญาตให้ออกแบบคานรับโมเมนต์ลบที่ลดค่าลง 10% หรือโมเมนต์บวกที่เพิ่ม 10% ของค่าเฉลี่ยของโมเมนต์ลบ

โมเมนต์ลบ $M_u = 0.90 \times 27,200 = 24,480 \text{ kg.m} = 2,448,000 \text{ kg.cm}$

โมเมนต์บวก $M_u = 15,300 + 0.10 \times \frac{0 + 27,200}{2} = 16,660 \text{ kg.m} = 1,666,000 \text{ kg.cm}$

เลือกค่ามากมาใช้ออกแบบคือ $M_u = 24,480 \text{ kg.m} = 2,448,000 \text{ kg.cm}$

เนื่องจากมีค้ำยันปีกรับแรงอัดตลอดความยาว ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดจึงพอเพียงแน่นอน สมมติให้หน้าตัดที่จะใช้เป็นแบบคอมแพค

$$M_u \le \phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x$$

$$Z_x \ge \frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{2,448,000}{0.9 \times 2500} = 1,088 \text{ cm}^3$$

เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวก ข เลือกหน้าตัดที่มี $Z_x > 1,088 \text{ cm}^3$ พบ $W400 \times 66.0$ มี

$W400 \times 66.0, d = 400 \text{ mm}, b_f = 200 \text{ mm}, t_w = 8 \text{ mm}, t_f = 13 \text{ mm}, r = 16 \text{ mm},$

$A = 84.128 \text{ cm}^2, I_x = 23,708 \text{ cm}^4, I_y = 1,736.4 \text{ cm}^4, S_x = 1,185.4 \text{ cm}^3, S_y = 173.64 \text{ cm}^3,$

$r_x = 16.787 \text{ cm}, r_y = 4.5431 \text{ cm}, Z_x = 1,326.4 \text{ cm}^3, Z_y = 267.66 \text{ cm}^3, J = 42.2 \text{ cm}^4,$

$Z_t = 21.2 \text{ cm}^3, C_w = 643,000 \text{ cm}^6$

(ค่าที่แสดงได้จากการหาสมบัติหน้าตัดด้วยโปรแกรม PROKON)

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบชนิดหน้าตัด และกำลังรับโมเมนต์ดัด ดูตารางที่ 4.3

ปีกคาน

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.692307692$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\lambda_r = 0.83\sqrt{\frac{E}{F_y - F_r}} = 0.83\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500-700}} = 27.94196366$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow \text{ compact section}$$

แผ่นตั้ง

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{400 - 2\times 13 - 2\times 16}{8} = 42.75$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 107.4070836$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 162.8245682$$

$$\lambda < \lambda_p \Rightarrow \text{ compact section}$$

หน้าตัดเป็นชนิดคอมแพคดังที่สมมติเอาไว้

$$\phi_b M_n = \phi_b F_y Z_x = 0.9\times 2500\times 1{,}326.4 = 2{,}984{,}400 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b M_n = 29{,}844 \text{ kg.m} > M_u = 24{,}480 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบการรับแรงเฉือนประลัย

แรงเฉือนประลัยสูงสุด $V_u = 17{,}000$ kg

ต้องตรวจสอบให้ $V_u \le \phi_v V_n = 0.9V_n$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{400 - 2\times 13 - 2\times 16}{8} = 42.75$$

$$1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = 1.10\sqrt{\frac{5\times 2{,}040{,}000}{2500}} = 70.26236546$$

$$1.37\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = 1.37\sqrt{\frac{5\times 2{,}040{,}000}{2500}} = 87.50858244$$

ถ้า $\frac{h}{t_w} \le 1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}}$ แล้ว $V_n = 0.6F_yA_w = 0.6F_y(dt_w)$

ถ้า $1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{5E}{F_y}}$ แล้ว $V_n = 0.6F_yA_w \dfrac{1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}$

ถ้า $1.37\sqrt{\frac{5E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 260$ แล้ว $V_n = A_w \dfrac{4.55E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$

ถ้า $\frac{h}{t_w} > 260$ แล้ว $V_n = 0$

กรณีนี้คือ $\frac{h}{t_w} \le 1.10\sqrt{\frac{5E}{F_y}}$ ดังนั้น

$$V_n = 0.6F_yA_w = 0.6F_y(dt_w) = 0.6 \times 2500 \times (40.0 \times 0.8)$$

$$V_n = 48{,}000 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 0.9 \times 48{,}000 = 43{,}200 \text{ kg} >> V_u = 17{,}000 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบการโก่งตัวจากน้ำหนักบรรทุกใช้งาน น้ำหนักบรรทุกแผ่ทำให้คานโก่งลง $\frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI}$ ส่วนโมเมนต์ลบที่ปลายข้างหนึ่งทำให้คานโก่งขึ้น $\frac{ML^2}{16EI}$

โดยที่ $w = 2500 \text{ kg/m} = 25 \text{ kg/cm}$

$L = 8.00 \text{ m} = 800 \text{ cm}$

$M = 20{,}000 \text{ kg.m} = 2{,}000{,}000 \text{ kg.cm}$

$E = 2{,}040{,}000 \text{ kg/cm}^2$

$I = 23{,}708 \text{ cm}^4$

แทนค่า

$$\Delta = \frac{5}{384}\frac{wL^4}{EI} - \frac{ML^2}{16EI}$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \times \frac{25 \times 800^4}{2{,}040{,}000 \times 23{,}708} - \frac{2{,}000{,}000 \times 800^2}{16 \times 2{,}040{,}000 \times 23{,}708}$$

$$\Delta = 2.756853262 - 1.654111957$$

$$\Delta = 1.102741305 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{290} = \frac{800}{290} = 2.75862069 \text{ cm}$$

$$\Delta < \frac{L}{290} \quad \text{OK}$$

ดังนั้นใช้คานหน้าตัด $W400 \times 66.0$ สามารถรับน้ำหนักได้อย่างปลอดภัย

ตัวอย่างที่ 4.6 จงออกแบบคานต่อเนื่องในตัวอย่างที่ 4.5 ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD โดยมีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดทุกๆ ระยะ 4.00 เมตร

วิธีทำ

ออกแบบตามวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักกระทำ และโมเมนต์ดัดกระทำที่จุดต่างๆ

น้ำหนักแผ่กระทำ $w = D + L = 1500 + 1000 = 2500 \text{ kg/m}$

คานต่อเนื่องสองช่วงที่มีช่วงยาวเท่ากันคือ L = 8.00 m ที่จุดรองรับริมมีโมเมนต์เป็น 0 แต่ที่จุดรองรับกลางจะมีโมเมนต์ลบ โดยมีขนาด $M = \frac{wL^2}{8}$ เหมือนกับโมเมนต์บวกสูงสุดในคานช่วงเดียว

$$M_B = -\frac{wL^2}{8} = -\frac{2500 \times 8.00^2}{8} = -20{,}000 \text{ kg.m}$$

$$V_A = \frac{wL}{2} + \frac{M_B}{L} = \frac{2500 \times 8.00}{2} + \frac{-20{,}000}{8.00} = 7{,}500 \text{ kg}$$

$$V_{BL} = V_A - wL = 7{,}500 - 2500 \times 8.00 = -12{,}500 \text{ kg}$$

$$M_A = 0$$

$$M^+_{max} = \frac{V_A^2}{2w} = \frac{7{,}500^2}{2 \times 2500} = 11{,}250 \text{ kg.m}$$

ที่จุดกึ่งกลางช่วงมีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด หาแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด

$$V_{mid} = V_A - wx = 7{,}500 - 2500 \times 4.00 = -2500 \text{ kg}$$

$$M_{mid} = M^+_{max} - \frac{V_{mid}^2}{2w} = 11{,}250 - \frac{(-2500)^2}{2 \times 250} = 10{,}000 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของหน้าตัด

เนื่องจากมีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดห่างกัน 4 เมตร ซึ่งน่าจะไม่พอเพียง หน่วยแรงดัดสูงสุดกรณีที่ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดไม่พอเพียงสูงสุดที่ $0.6F_y = 0.6 \times 2500 = 1500$ ksc

ดังนั้นโมดูลัสหน้าตัดอย่างน้อย $S_x \geq \frac{M}{F_b} = \frac{20{,}000 \times 100}{1500} = 1333 \text{ cm}^3$

เปิดตารางที่ 1 ภาคผนวก ข เลือกหน้าตัดที่มี $S_x > 1333 \text{ cm}^3$ ขึ้นไป คือตั้งแต่ $W300 \times 94.0$ ลองเลือกมาสองขนาดคือ

$W300 \times 94.0, d = 300 \text{ mm}, b_f = 300 \text{ mm}, t_w = 10 \text{ mm}, t_f = 15 \text{ mm}, r = 18 \text{ mm},$

$A = 119.79 \text{ cm}^2, w = 94.0 \text{ kg/m}, I_x = 20{,}412 \text{ cm}^4, I_y = 6{,}754.9 \text{ cm}^4, r_x = 13.054 \text{ cm},$

$r_y = 7.5091 \text{ cm}, S_x = 1{,}360.8 \text{ cm}^3, S_y = 450.32 \text{ cm}^3, Z_x = 1{,}501.3 \text{ cm}^3, Z_y = 684.27 \text{ cm}^3,$

$J = 88.303 \text{ cm}^4, Z_t = 38.938 \text{ cm}^3, C_w = 1{,}353{,}800 \text{ cm}^6$

$W450 \times 76.0, d = 450 \text{ mm}, b_f = 200 \text{ mm}, t_w = 9 \text{ mm}, t_f = 14 \text{ mm}, r = 18 \text{ mm},$

$A = 96.774 \text{ cm}^2, w = 76.0 \text{ kg/m}, I_x = 33{,}456 \text{ cm}^4, I_y = 1{,}871.6 \text{ cm}^4, r_x = 18.593 \text{ cm},$

$r_y = 4.3977 \text{ cm}, S_x = 1{,}486.9 \text{ cm}^3, S_y = 187.16 \text{ cm}^3, Z_x = 1{,}679.3 \text{ cm}^3, Z_y = 290.93 \text{ cm}^3,$

$J = 56.702 \text{ cm}^4, Z_t = 25.319 \text{ cm}^3, C_w = 878{,}040 \text{ cm}^6$

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบชนิดของหน้าตัด และกำลังรับโมเมนต์ดัด

ตรวจสอบ $W300\times94.0$

ปีกคาน

$$\frac{b_f}{2t_f}=\frac{300}{2\times15}=10$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.38\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}}=10.85497121$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}}=15.99679968$$

$$\frac{b_f}{2t_f}<0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แผ่นตั้ง

$$\frac{d}{t_w}=\frac{300}{10}=30$$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}=3.76\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}}=107.4070836$$

$$4.46\sqrt{\frac{E}{F_b}}=4.46\sqrt{\frac{2,040,000}{0.6\times2500}}=164.4766731$$

$$\frac{d}{t_w}<3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แสดงว่าหน้าตัดเป็นชนิดคอมแพค

ระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด $L=4.00\ \text{m}=400\ \text{cm}$ ระยะที่ใช้ตรวจสอบระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดเลือกจากค่าน้อยของ

$$L_c=0.444b_f\sqrt{\frac{E}{F_y}}=0.444\times30.0\times\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}}=380.4953067\ \text{cm}$$

$$L_c=\frac{0.69EA_f}{dF_y}=\frac{0.69\times2,040,000\times(30.0\times1.5)}{30.0\times2500}=844.56\ \text{cm}$$

ดังนั้นระยะค้ำยันทางข้างจะพอเพียงเมื่อไม่เกิน $L_c=380.4953067\ \text{cm}$

แต่ $L=400\ \text{cm}>L_c$ แสดงว่าค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดไม่พอเพียง

เมื่อค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดไม่พอเพียงจะต้องหาค่า $\frac{L}{r_T}$ โดยที่

$$r_T=\sqrt{\frac{I_y}{2\left(A_f+\frac{1}{6}A_w\right)}}=\sqrt{\frac{I_y}{2\left(b_ft_f+\frac{1}{6}(d-2t_f)t_w\right)}}$$

$$r_T = \sqrt{\frac{6754.9}{2\left(30.0\times1.5+\frac{1}{6}\times(30.0-2\times1.5)\times1.0\right)}} = 8.260224763 \text{ cm} > 0.26b_f$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{400}{8.260224763} = 48.42483243$$

การพิจารณาหาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้จะต้องแบ่งการพิจารณาเป็นสองช่วง ช่วงแรกจากปลายซ้ายถึงกลางคานที่มีการยึดปีกรับแรงอัด กับกลางคานถึงฐานรองรับกลาง เนื่องจากสัมประสิทธิ์ C_b ต่างกัน

ช่วงที่ 1 ค่า $C_b = 1.0$ เนื่องจากโมเมนต์สูงสุดอยู่ระหว่างปลายสองข้างของช่วง

$$\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517\times\frac{2{,}040{,}000\times1.0}{2500}} = 53.57118629$$

$$\sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{17.586\times\frac{2{,}040{,}000\times1.0}{2500}} = 119.7922201$$

$$\frac{L}{r_T} < \sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}}$$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลัก $F_b = 0.60F_y = 0.60\times2500 = 1500$ ksc

กำลังรับโมเมนต์ดัด

$$M = F_bS_x = 1500\times1360.8 = 2{,}041{,}200 \text{ kg.cm} = 20{,}412 \text{ kg.m} > 11{,}250 \text{ kg.m}$$

ช่วงที่ 2 ค่า $C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \le 2.3$

ที่กลางคานเป็นโมเมนต์บวก $M_1 = 10{,}000$ kg.m ตามเข็มนาฬิกา ที่จุดรองรับกลางมี $M_2 = 20{,}000$ kg.m ตามเข็มนาฬิกา จึงเกิดการดัดสองทาง อัตราส่วน $\frac{M_1}{M_2} = \frac{10{,}000}{20{,}000} = \frac{1}{2}$ จึงเป็นบวก

$$C_b = 1.75 + 1.05\times\frac{1}{2} + 0.3\times\left(\frac{1}{2}\right)^2 = 2.35 > 2.3$$

$$C_b = 2.3$$

$$\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517\times\frac{2{,}040{,}000\times2.3}{2500}} = 81.2447266$$

$$\sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{17.586\times\frac{2{,}040{,}000\times2.3}{2500}} = 181.6738969$$

$$\frac{L}{r_T} < \sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}}$$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลัก $F_b = 0.60F_y = 0.60\times2500 = 1500$ ksc

กำลังรับโมเมนต์ดัด

$$M = F_bS_x = 1500\times1360.8 = 2{,}041{,}200 \text{ kg.cm} = 20{,}412 \text{ kg.m} > 20{,}000 \text{ kg.m}$$

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักและโมเมนต์ดัดกระทำ

น้ำหนักแผ่ที่กระทำเพิ่มค่า $w_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 1500 + 1.6 \times 1000 = 3400 \text{ kg/m}$

คานต่อเนื่องสองช่วง ความยาวช่วงเท่ากัน ที่จุดรองรับซ้ายและขวาโมเมนต์เป็น 0 แต่ที่จุดรองรับตัวกลางโมเมนต์ในคานเป็นลบ มีขนาด $\frac{w_u L^2}{8} = \frac{3400 \times 8.00^2}{8} = 27{,}200 \text{ kg.m}$

$$V_A = \frac{w_u L}{2} + \frac{M_B}{L} = \frac{3400 \times 8.00}{2} + \frac{-27{,}200}{8.00} = 10{,}200 \text{ kg}$$

$$V_B = V_A - w_u L = 10{,}200 - 3400 \times 8.00 = -17{,}000 \text{ kg}$$

$$V_{mid} = V_A - w_u \frac{L}{2} = 10{,}200 - 3400 \times \frac{8.00}{2} = -3400 \text{ kg}$$

$$M^+_{max} = 0 + \frac{V_A^2}{2w_u} = \frac{10{,}200^2}{2 \times 3400} = 15{,}300 \text{ kg.m}$$

$$M_{mid} = M^+_{max} - \frac{V_{mid}^2}{2w_u} = 15{,}300 - \frac{(-3400)^2}{2 \times 3400} = 13{,}600 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดหน้าตัด

เนื่องจากมีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดทุกระยะ 4.00 เมตร สมมติว่าหน้าตัดเป็นแบบคอมแพคและค้ำยันพอเพียง

$$M_n = M_p = Z_x F_y \le 1.5 M_y$$

$$M_u \le \phi_b M_n = 0.9 Z_x F_y$$

$$Z_x \ge \frac{M_u}{0.9F_y} = \frac{27{,}200 \times 100}{0.9 \times 2500} = 1208.888889 \text{ cm}^3$$

เลือกหน้าตัดที่มี $Z_x > 1209 \text{ cm}^3$ ขึ้นไป คือขนาด $W400 \times 66.0$ มีสมบัติดังนี้

$W400 \times 66.0, d = 400 \text{ mm}, b_f = 200 \text{ mm}, t_w = 8 \text{ mm}, t_f = 13 \text{ mm}, r = 16 \text{ mm},$

$A = 84.128 \text{ cm}^2, w = 66.0 \text{ kg/m}, I_x = 23{,}708 \text{ cm}^4, I_y = 1{,}736.4 \text{ cm}^4, r_x = 16.787 \text{ cm},$

$r_y = 4.5431 \text{ cm}, S_x = 1{,}185.4 \text{ cm}^3, S_y = 292.08 \text{ cm}^3, Z_x = 1{,}326.4 \text{ cm}^3, Z_y = 267.66 \text{ cm}^3,$

$J = 42.203 \text{ cm}^4, Z_t = 21.212 \text{ cm}^3, C_w = 643{,}230 \text{ cm}^6$

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบชนิดหน้าตัด และกำลังรับโมเมนต์ดัด

ปีกคาน

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 13} = 7.692307692$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\lambda_r = 0.83\sqrt{\frac{E}{F_y - F_r}} = 0.83\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500 - 700}} = 27.94196366$$

$$\lambda < \lambda_p$$

แผ่นตั้ง

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{400 - 2\times 13 - 2\times 16}{8} = 42.75$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 107.4070836$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 162.8245682$$

$$\lambda < \lambda_p$$

หน้าตัด $W400\times 66.0$ เป็นชนิดคอมแพค

หาระยะ L_p, L_r

$$L_p = 1.76 r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\times 4.5431\times\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 228.4073334 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)}\sqrt{1+\sqrt{1+X_2(F_y - F_r)}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615.3846$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{1{,}185.4}\sqrt{\frac{2{,}040{,}000\times 784{,}615.3846\times 42.203\times 84.128}{2}}$$

$$X_1 = 141{,}271.771$$

$$X_2 = 4\frac{C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = 4\times\frac{643{,}230}{1{,}736.4}\times\left(\frac{1{,}185.4}{784{,}615.3846\times 42.203}\right)^2$$

$$X_2 = 1.89891736\times 10^{-6}$$

$$F_y - F_r = 2500 - 700 = 1800$$

$$L_r = \frac{4.5431\times 141{,}271.771}{1800}\sqrt{1+\sqrt{1+1.89891736\times 10^{-6}\times 1800}}$$

$$L_r = 504.4701763 \text{ cm}$$

$$L_b = 4.00 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

$$L_p < L_b < L_r$$

หากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดดังนี้

ช่วงที่ 1 $C_b = 1.0$ เนื่องจากโมเมนต์สูงสุดอยู่ระหว่างปลายของช่วง

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

เมื่อ $C_b = 1.0$

$M_p = Z_x F_y = 1326.4 \times 2500 = 3{,}316{,}000 \text{ kg.cm} = 33{,}160 \text{ kg.m}$

$M_r = (F_y - F_r)S_x = (2500 - 700) \times 1185.4 = 2{,}133{,}720 \text{ kg.cm} = 21{,}337.2 \text{ kg.m}$

$L_b - L_p = 400 - 228.4073334 = 171.5926666$

$L_r - L_p = 504.4701763 - 228.4073334 = 276.0628429$

แทนค่าได้

$$M_n = 1.0 \times \left[33{,}160 - (33{,}160 - 21{,}337.2) \times \frac{171.5926666}{276.0628429} \right]$$

$$M_n = 25{,}811.28998 \text{ kg.m} < M_p = 33{,}160 \text{ kg.m}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 25{,}811.28998 = 23{,}230.16099 \text{ kg.m} > 15{,}300 \text{ kg.m}$$

ช่วงที่ 2 มี $M_1 = 13{,}600$ kg.m ตามเข็มนาฬิกา และ $M_2 = 27{,}200$ kg.m ตามเข็มนาฬิกา โก่งสองทาง ดังนั้นอัตราส่วน $\frac{M_1}{M_2} = \frac{13{,}600}{27{,}200} = \frac{1}{2}$ เป็นบวก

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

$$C_b = 1.75 + 1.05 \times \frac{1}{2} + 0.3 \times \left(\frac{1}{2}\right)^2 = 2.35 > 2.3$$

$$C_b = 2.3$$

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p$$

$$M_n = 2.3 \times \left[33{,}160 - (33{,}160 - 21{,}337.2) \times \frac{171.5926666}{276.0628429} \right]$$

$$M_n = 59{,}365.96696 \text{ kg.m} > M_p = 33{,}160 \text{ kg.m}$$

$$M_n = 33{,}160 \text{ kg.m}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 33{,}160 = 29{,}844 \text{ kg.m} > M_u = 27{,}200 \text{ kg.m}$$

ดังนั้นใช้คานเหล็กขนาด $W400 \times 66.0$

การออกแบบคานทั้งสองวิธีนี้ แสดงให้ดูเฉพาะเรื่องการรับโมเมนต์ดัด ที่สมบูรณ์จริงๆ ต้องตรวจสอบการรับแรงเฉือน การโก่งตัว วิธีการเหมือนกับตัวอย่างที่แล้วจึงไม่แสดงซ้ำ

4.10 แผ่นเหล็กรองรับแรงกดสำหรับคาน (Beam Bearing Plate)

เป็นแผ่นเหล็กสำหรับกระจายน้ำหนักตรงบริเวณฐานรองรับหรือบริเวณน้ำหนักกระทำเป็นจุด ทำให้เหล็กแผ่นตั้งไม่เกิดการครากหรือการยู่

รูปที่ 4.14

ดูรูปที่ 4.14 แผ่นเหล็กรองหนา t กว้าง B ในแนวขนานกับความกว้างปีกคาน และยาว N ตามแนวยาวของคาน การออกแบบต้องการหาความหนา t โดยสมมติให้แรงดันขึ้นจากที่รองรับกระจายสม่ำเสมอตลอดแผ่นเหล็ก ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดบนแผ่นเหล็กเหมือนกับคานยื่นยาวเท่ากับ n วัดจากขอบแผ่นรองถึงหน้าตัดวิกฤตโดยที่

$$t = \frac{B}{2} - k$$

การออกแบบตามมาตรฐาน AISC/ASD

ให้ P = แรงดันขึ้นจากฐานรองรับ, kg

B = ความกว้างของแผ่นรอง, cm

N = ความยาวของแผ่นรอง, cm

$f_p = \frac{P}{BN} =$ หน่วยแรงดันขึ้น, ksc

ตัดแผ่นรองกว้าง 1 หน่วย (1 cm) ดังนั้นโมเมนต์ดัดที่กระทำตรงหน้าตัดวิกฤต คือ

$$M = f_p n \cdot \frac{n}{2} = \frac{f_p n^2}{2} \text{ หน่วย kg.cm}$$

แต่เนื่องจาก $S = \frac{M}{F_b}$ หน้าตัดแถบที่พิจารณากว้าง 1 cm หนา t

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times t^3}{12} = \frac{t^3}{12}$$

$$c = \frac{t}{2}$$

$$S = \frac{I}{c} = \frac{\frac{t^3}{12}}{\frac{t}{2}} = \frac{t^3}{12} \times \frac{2}{t} = \frac{t^2}{6}$$

หน่วยแรงดัดรอบแกนรองที่ยอมให้ $F_b = 0.75F_y$ แทนค่าได้

$$\frac{t^2}{6} = \frac{\frac{f_p n^2}{2}}{0.75F_y} = \frac{f_p n^2}{1.5F_y}$$

$$t^2 = 4n^2 \frac{f_p}{F_y} = 4n^2 \frac{P}{BNF_y}$$

ดังนั้น ความหนาของแผ่นเหล็กรองคานที่ต้องการคือ

$$t = 2n\sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 2n\sqrt{\frac{P}{BNF_y}} \qquad (4.10.1)$$

การออกแบบตามมาตรฐาน AISC/LRFD

ให้ $R_u =$ เป็นแรงดันขึ้นของที่รองรับจากน้ำหนักเพิ่มค่า, kg

B = ความกว้างของแผ่นรอง, cm

N = ความยาวของแผ่นรอง, cm

$f_{pu} = \frac{R_u}{BN} =$ หน่วยแรงดันขึ้น, ksc

ตัดแผ่นรองกว้าง 1 หน่วย (1 cm) ดังนั้นโมเมนต์ดัดที่กระทำตรงหน้าตัดวิกฤต คือ

$$M_u = f_{pu} n \times \frac{n}{2} = \frac{R_u n^2}{2BN}$$

กำลังรับแรงดัดประลัยของแผ่นเหล็กหน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้าง 1 cm หนา t cm คือ

$$\phi_b M_n = 0.9F_y Z_x = 0.9F_y\left(\frac{1 \times t^2}{4}\right) = \frac{0.9F_y t^2}{4}$$

ดังนั้น

$$\frac{0.9F_y t^2}{4} = \frac{R_u n^2}{2BN}$$

$$t^2 = \frac{4}{0.9F_y} \times \frac{R_u n^2}{2BN} = \frac{2}{0.9} \cdot \frac{R_u n^2}{BNF_y} = \frac{2.222R_u n^2}{BNF_y}$$

$$t = \sqrt{\frac{2.222R_u n^2}{BNF_y}} \qquad (4.10.2)$$

4.11 กำลังรับแรงแบกทานของคอนกรีต (Concrete Bearing Strength)

ในหัวข้อที่แล้วเป็นการออกแบบแผ่นเหล็กรับแรงกดจากคาน หากแผ่นเหล็กดังกล่าวไปวางอยู่บนคอนกรีตเช่นหูช้าง คอนกรีตต้องรับแรงกดหรือแรงแบกทานนี้ด้วย หน่วยแรงแบกทานที่เกิดขึ้นบนคอนกรีตก็จะเท่ากับหน่วยแรงกดใต้แผ่นรองคาน มาตรฐาน AISC กำหนดกำลังรับแรงแบกทานในกรณีนี้ว่า

มาตรฐาน AISC/ASD

ให้ $A_1 =$ เนื้อที่ของแผ่นเหล็กรับแรงกด, cm^2

$A_2 =$ เนื้อที่ของคอนกรีตที่มีศูนย์กลางร่วมกับ A_1 โดยคิดถึงขอบที่ใกล้กว่า, cm^2

เมื่อแผ่นเหล็กคลุมเต็มเนื้อที่ของคอนกรีต หรือ $A_1 = A_2$

หน่วยแรงแบกทานของคอนกรีตที่ยอมให้ $F_p = 0.35f_c^{'}$ (4.11.1)

เมื่อแผ่นเหล็กคลุมไม่เต็มเนื้อที่ของคอนกรีต หรือ $A_1 < A_2$

หน่วยแรงแบกทานของคอนกรีตที่ยอมให้ $F_p = 0.35f_c^{'}\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 0.7f_c^{'}$ (4.11.2)

เมื่อ $f_c^{'} =$ กำลังต้านทานแรงอัดประลัยของทรงกระบอกคอนกรีตมาตรฐานที่อายุ 28 วัน , ksc

มาตรฐาน AISC/LRFD

ให้ $A_1 =$ เนื้อที่ของแผ่นเหล็กรับแรงกด, cm^2

$A_2 =$ เนื้อที่ของคอนกรีตที่มีศูนย์กลางร่วมกับ A_1 โดยคิดถึงขอบที่ใกล้กว่า, cm^2

$f_c^{'} =$ กำลังต้านทานแรงอัดประลัยของทรงกระบอกคอนกรีตมาตรฐานที่อายุ 28 วัน , ksc

$\phi_c = 0.60 =$ ตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงแบกทาน

$P_p =$ กำลังรับแรงแบกทานระบุของคอนกรีต, kg

$\phi_c P_p =$ กำลังรับแรงแบกทานประลัยของคอนกรีต, kg

เมื่อแผ่นเหล็กคลุมเต็มเนื้อที่ของคอนกรีต หรือ $A_1 = A_2$

กำลังรับแรงแบกทานระบุของคอนกรีต $P_p = 0.85f_c^{'}A_1$ (4.11.3)

เมื่อแผ่นเหล็กคลุมไม่เต็มเนื้อที่ของคอนกรีต หรือ $A_1 < A_2$

กำลังรับแรงแบกทานระบุของคอนกรีต $P_p = 0.85f_c^{'}A_1\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 1.7f_c^{'}A_1$ (4.11.3)

4.12 แผ่นเหล็กรองรับแรงกดสำหรับเสา (Column Base Plate)

รูปที่ 4.15

รูปที่ 4.16

แผ่นเหล็กรองรับแรงกดสำหรับเสา จะกระจายน้ำหนักลงฐานรองรับเช่นตอม่อคอนกรีต ขนาดกว้างยาวหนาของแผ่นเหล็กต้องเหมาะสม โดยหน่วยแรงแบกทานลงฐานรองรับต้องไม่เกินกว่าค่าที่กำหนด ตัวแผ่นเหล็กเองต้องรับโมเมนต์ดัดจากแรงกดนั้นได้ด้วย

ให้ B = ความกว้างของแผ่นเหล็กรับแรงกด, cm

N = ความยาวของแผ่นเหล็กรับแรงกด, cm

t = ความหนาของแผ่นเหล็กที่ต้องการหา, cm

P หรือ Pu = แรงกดอัดจากเสาที่กดลงบนแผ่นเหล็ก, kg

$\frac{P}{BN}$ หรือ $\frac{P_u}{BN}$ = หน่วยแรงกดจากแผ่นเหล็กกระทำต่อฐานรองรับและที่ฐานรองรับตอบโต้ มีค่าสม่ำเสมอตลอดแผ่นเหล็ก, ksc

เมื่อแรงกดอัดมีค่ามาก

ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่แผ่นเหล็กจะต้องรับหาจากคานเหล็กกว้าง 1 cm ยาวเท่ากับ m และ n โดยที่ $m = \frac{N - 0.95d}{2}$ และ $n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$ ดังรูปที่ 4.15

เมื่อแรงกดอัดมีค่าน้อย

พิจารณาค่าโมเมนต์ดัดที่แผ่นเหล็กนั้นต้องรับ โดยถือว่า แผ่นเหล็กเสมือนคานยื่นที่ยาวเท่ากับ λ_n ซึ่งมีค่า $\lambda_n = \frac{\lambda}{4}\sqrt{db_f}$ ดังรูปที่ 4.16

เมื่อ $\lambda = \dfrac{2\sqrt{x}}{1+\sqrt{1-x}} \le 1$

มาตรฐาน AISC/ASD ให้ $x = \dfrac{4db_f}{(d+b_f)^2}\left(\dfrac{P}{A_1F_p}\right)$

มาตรฐาน AISC/LRFD ให้ $x = \dfrac{4db_f}{(d+b_f)^2}\left(\dfrac{P_u}{\phi_c P_p}\right)$

ระยะแขนโมเมนต์ที่มากที่สุด จะนำมาใช้คำนวณหาค่าของความหนาแผ่นเหล็ก

การออกแบบตามมาตรฐาน AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 เนื้อที่ของเหล็กแผ่นที่ต้องการ $A_1 = BN$ เป็นค่ามากที่สุดจากสามค่าต่อไปนี้

$$A_1 = \frac{1}{A_2}\left(\frac{P}{0.35f_c^{'}}\right)^2$$

$$A_1 = \frac{P}{0.7f_c^{'}}$$

$$A_1 = db_f$$

ขั้นตอนที่ 2 ความหนาของแผ่นเหล็ก t ที่ต้องการ หาได้จากค่ามากของ m หรือ n หรือ λ_n ดังนี้

$$t = 2m\sqrt{\frac{P}{BNF_y}}$$

$$t = 2n\sqrt{\frac{P}{BNF_y}}$$

$$t = 2\lambda_n\sqrt{\frac{P}{BNF_y}}$$

การออกแบบตามมาตรฐาน AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 เนื้อที่ของเหล็กแผ่นที่ต้องการ $A_1 = BN$ เป็นค่ามากที่สุดจากสามค่าต่อไปนี้

$$A_1 = \frac{1}{A_2}\left(\frac{P_u}{0.6\times 0.85f_c^{'}}\right)^2$$

$$A_1 = \frac{P_u}{0.6\times 1.7f_c^{'}}$$

$$A_1 = db_f$$

ขั้นตอนที่ 2 ความหนาของแผ่นเหล็ก t ที่ต้องการ หาได้จากค่ามากของ m หรือ n หรือ λ_n ดังนี้

$$t = m\sqrt{\frac{2P_u}{0.9BNF_y}}$$

$$t = n\sqrt{\frac{2P_u}{0.9BNF_y}}$$

$$t = \lambda_n\sqrt{\frac{2P_u}{0.9BNF_y}}$$

เมื่อ $P =$ น้ำหนักกระทำใช้งาน , kg

$P_u =$ น้ำหนักกระทำเพิ่มค่า, kg

$d =$ ความลึกของหน้าตัดเสา , cm

$b_f =$ ความกว้างของปีกหน้าตัดเสา , cm

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.80b_f}{2}$$

$N = \Delta + \sqrt{A_1} =$ ความยาวของแผ่นเหล็ก เพื่อให้รับแรงกดแต่ละทิศทางเท่าๆ กัน, cm

$B = \frac{A_1}{N} =$ ความกว้างของแผ่นเหล็กรับแรงกดที่ปลายเสา , cm

$m = \frac{N - 0.95d}{2} =$ ระยะยื่นปลาย, cm

$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} =$ ระยะยื่นปลาย, cm

$x = \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \frac{P}{A_1 F_p}$ สำหรับการออกแบบตามมาตรฐาน AISC/ASD

$x = \frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \frac{P_u}{\phi_c P_p}$ สำหรับการออกแบบตามมาตรฐาน AISC/LRFD

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1 + \sqrt{1 - x}} \le 1$$

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{4}\sqrt{db_f}$$

ตัวอย่างที่ 4.7 จงออกแบบแผ่นเหล็กรองใต้คานเพื่อกระจายแรงปฏิกิริยาที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 25 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 12.5 ตัน จากคานขนาด $W500 \times 89.7$ สู่หัวเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก สมมติใช้เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc โมดูลัสยืดหยุ่น E = 2,040,000 ksc และหน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต $f_c^{'} = 250$ ksc

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

แรงปฏิกิริยาของที่รองรับ $R = D + L = 25 + 12.5 = 37.5 \text{ tonne} = 37{,}500 \text{ kg}$

คาน

$W500 \times 89.7, d = 500 \text{ mm}, b_f = 200 \text{ mm}, t_w = 10 \text{ mm}, t_f = 16 \text{ mm}, r = 20 \text{ mm}, A = 114.25 \text{ cm}^2,$

$w = 89.7 \text{ kg/m}, I_x = 47{,}854 \text{ cm}^4, I_y = 2{,}140.8 \text{ cm}^4, r_c = 20.466 \text{ cm}, r_y = 4.3288 \text{ cm},$

$S_x = 1{,}914.2 \text{ cm}^3, S_y = 214.08 \text{ cm}^3, Z_x = 2{,}175.5 \text{ cm}^3, Z_y = 334.97 \text{ cm}^3, J = 85.867 \text{ cm}^4,$

$Z_t = 35.462 \text{ cm}^3, C_w = 1{,}236{,}400 \text{ cm}^6$

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดความยาวของที่รองรับ N

1.1 เพื่อป้องกันการครากของเหล็กแผ่นตั้งของคาน (web yielding)

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

$$N = \frac{R}{0.66F_y t_w} - 2.5k$$

$$N = \frac{R}{0.66F_y t_w} - 2.5(t_f + r)$$

$$N = \frac{37,500}{0.66 \times 2500 \times 1.0} - 2.5 \times (1.6 + 2.0) = 13.72727273 \text{ cm}$$

1.2 เพื่อป้องกันการยู่ของเหล็กแผ่นตั้ง (web cripping)

$$R = 0.2t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{EF_y\frac{t_f}{t_w}}$$

$$37,500 = 0.2 \times 1.0^2 \times \left[1 + 3 \times \frac{N}{50.0} \times \left(\frac{1.0}{1.6}\right)^{1.5}\right] \times \sqrt{2,040,000 \times 2500 \times \frac{1.6}{1.0}}$$

$$37,500 = 0.2\left[1 + \frac{3N}{101.1928851}\right]\sqrt{8,160,000,000}$$

$$\frac{3N}{101.1928851} = \frac{37,500}{0.2\sqrt{8,160,000,000}} - 1 = 1.075659888$$

$$N = \frac{1.075659888 \times 101.1928851}{3} = 36.28304249 \text{ cm}$$

ดังนั้นเลือกใช้ความยาวของแผ่นรอง N = 40 cm

ขั้นตอนที่ 2 หาความกว้างของแผ่นเหล็กรองใต้คาน B

สมมติว่าแผ่นเหล็กคลุมเต็มหัวเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

$$R = F_p BN = 0.35f_c' BN$$

$$37,500 = 0.35 \times 250B \times 40$$

$$B = \frac{37,500}{0.35 \times 250 \times 40} = 10.71428571 \text{ cm}$$

ดังนั้นเลือกใช้ความกว้างของแผ่นเหล็กรองใต้คาน B = 25 cm

หน่วยแรงแบกทานของที่รองรับที่เกิดขึ้น

$$f_p = \frac{R}{BN} = \frac{37,500}{25 \times 40} = 37.5 \text{ ksc}$$

ขั้นตอนที่ 3 หาความหนาของแผ่นเหล็ก t

ระยะ $$n = \frac{B}{2} - k = \frac{B}{2} - t_f - r = \frac{25}{2} - 1.6 - 2.0 = 8.9 \text{ cm}$$

ดังนั้น $t \geq 2n\sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 2 \times 8.9\sqrt{\frac{37.5}{2500}} = 2.180045871 \text{ cm} = 21.8 \text{ mm}$

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

แรงปฏิกิริยาประลัย $R_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 25 + 1.6 \times 12.5 = 50 \text{ tonne} = 50{,}000 \text{ kg}$

ขั้นตอนที่ 1 หาความยาวของแผ่นรองรับ N

1.1 เพื่อป้องกันการครากของเหล็กแผ่นตั้ง (web yielding)

$$\phi R_n = \phi(2.5k + N)F_y t_w \geq R_u$$

$$N = \frac{R_u}{\phi F_y t_w} - 2.5k = \frac{R_u}{\phi F_y t_w} - 2.5(t_f + r)$$

$$N = \frac{50{,}000}{1.0 \times 2500 \times 1.0} - 2.5(1.6 + 2.0) = 11 \text{ cm}$$

1.2 เพื่อป้องกันการยู่ของเหล็กแผ่นตั้ง (web cripping)

$$\phi R_n = 0.4\phi t_w^2\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{EF_y\left(\frac{t_f}{t_w}\right)} \geq R_u$$

$$0.4 \times 0.75 \times 1.0^2 \times \left[1 + 3 \times \frac{N}{50.0} \times \left(\frac{1.0}{1.6}\right)^{1.5}\right]\sqrt{2{,}040{,}000 \times 2500 \times \frac{1.6}{1.0}} \geq 50{,}000$$

$$0.3\sqrt{8{,}160{,}000{,}000}\left[1 + 3\frac{N}{101.1928851}\right] \geq 50{,}000$$

$$\frac{3N}{101.1928851} \geq \frac{50{,}000}{0.3\sqrt{8{,}160{,}000{,}000}} - 1 = 0.845031011$$

$$N = 0.845031011 \times \frac{101.1928851}{3} = 28.50370869 \text{ cm}$$

ดังนั้น เลือกใช้ความยาวของแผ่นเหล็กรองคาน N = 30 cm

ขั้นตอนที่ 2 หาความกว้างของแผ่นเหล็กรองใต้คาน B

สมมติว่าแผ่นเหล็กคลุมเต็มพื้นที่ของหัวเสาคอนกรีตเสริมเหล็ก

$$\phi_c 0.85 f_c' A_1 \geq R_u$$

$$0.6 \times 0.85 \times 250 \times (30B) \geq 50{,}000$$

$$B = \frac{50{,}000}{0.6 \times 0.85 \times 250 \times 30} = 13.07189542 \text{ cm}$$

เลือกใช้ความกว้างของแผ่นเหล็กรองใต้คาน B = 25 cm

ขั้นตอนที่ 3 หาความหนาของแผ่นเหล็ก t

ระยะ $n = \frac{B}{2} - k = \frac{B}{2} - t_f - r = \frac{25}{2} - 1.6 - 2.0 = 8.9 \text{ cm}$

$$t \geq \sqrt{\frac{2.222R_u n^2}{BNF_y}} = \sqrt{\frac{2.222 \times 50{,}000 \times 8.9^2}{25 \times 30 \times 2500}} = 2.166438675 \text{ cm} = 21.66 \text{ mm}$$

ใช้แผ่นเหล็กรองใต้คานขนาด $300 \times 250 \times 22$ mm

ตัวอย่างที่ 4.8 จงออกแบบแผ่นเหล็กรองใต้เสาขนาดสี่เหลี่ยจัตุรัส ที่ทำด้วยเหล็กชนิด ASTM A36 เพื่อกระจายแรงอัดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 35 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 70 ตัน จากเสาขนาด $W300\times94$ ลงสู่ตอม่อคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด $90\times90\ cm^2$ กำหนดให้คอนกรีตมีหน่วยแรงอัดประลัย $f_c^{'}=200$ ksc เหล็ก ASTM A36 มี $F_y=2500$ ksc, $F_u=4050$ ksc, โมดูลัสยืดหยุ่น E =2,040,000 ksc

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 น้ำหนักที่ถ่ายจากเสาสู่ตอม่อ

$$P=35+70=105\ \text{Tonne}=105{,}000\ \text{kg}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของแผ่นเหล็กรองใต้เสา โดยพิจารณาจากเนื้อที่แผ่นเหล็กที่ต้องการ A_1 ที่ต้องการ โดยเลือกค่ามากจากสามค่า ดังนี้

$$A_1=\frac{1}{A_2}\left(\frac{P}{0.35f_c^{'}}\right)^2=\frac{1}{90\times90}\times\left(\frac{105{,}000}{0.35\times200}\right)^2=277.78\ cm^2$$

$$A_1=\frac{P}{0.7f_c^{'}}=\frac{105{,}000}{0.7\times200}=750\ cm^2$$

$$A_1=db_f=30\times30=900\ cm^2$$

ดังนั้น $A_1=900\ cm^2$

แต่เนื่องจาก $$N=\Delta+\sqrt{A_1}=\frac{0.95d-0.80b_f}{2}+\sqrt{A_1}$$

$$N=\frac{0.95\times30.0-0.80\times30.0}{2}+\sqrt{900}=32.25\ cm$$

ดังนั้นใช้ $N=35\ cm=350\ mm$

เนื่องจากต้องใช้แผ่นเหล็กสี่เหลี่ยมจัตุรัส ดังนั้น B = 35 cm = 350 mm

ขั้นตอนที่ 3 หาความหนาของแผ่นเหล็ก โดยพิจารณาจากค่ามากของ m, n และ λ_n ดังนี้

$$m=\frac{N-0.95d}{2}=\frac{35-0.95\times30.0}{2}=3.25\ cm=32.5\ mm$$

$$n=\frac{B-0.8b_f}{2}=\frac{35-0.8\times30.0}{2}=5.5\ cm=55\ mm$$

$$x=\left[\frac{4db_f}{(d+b_f)_2}\right]\left[\frac{P}{A_1F_p}\right]=\left[\frac{4\times30.0\times30.0}{(30.0+30.0)^2}\right]\times\left[\frac{105{,}000}{(35\times35)\times(0.7\times200)}\right]$$

$$x=0.612244898$$

$$\lambda=\frac{2\sqrt{x}}{1+\sqrt{1-x}}=\frac{2\sqrt{0.612244898}}{1+\sqrt{1-0.612244898}}=0.96439375$$

$$\lambda_n=\frac{\lambda}{4}\sqrt{db_f}=\frac{0.96439375}{4}\sqrt{30.0\times30.0}=7.232953126$$

ดังนั้น $\lambda_n=7.232953126$

ดังนั้นความหนาที่ต้องการคือ

$$t = 2\lambda_n\sqrt{\frac{P}{BNF_y}} = 2\times 7.232953126\times\sqrt{\frac{105{,}000}{35\times 35\times 2500}}$$

$$t = 2.678565354\ \text{cm} = 26.78565354\ \text{mm} \Rightarrow 28\ \text{mm}$$

ดังนั้นใช้แผ่นเหล็กรองใต้เสาขนาด $350\times 350\times 28$ mm

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักบรรทุกประลัย

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2\times 35 + 1.6\times 70 = 154\ \text{T} = 154{,}000\ \text{kg}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของแผ่นเหล็กรองใต้เสา โดยพิจารณาจากค่ามากในสามค่าต่อไปนี้

$$A_1 = \frac{1}{A_2}\times\left(\frac{P_u}{0.6\times 0.85f_c^{'}}\right)^2 = \frac{1}{90\times 90}\times\left[\frac{154{,}000}{0.6\times 0.85\times 200}\right]^2 = 281.4207261\ \text{cm}^2$$

$$A_1 = \frac{P_u}{0.6\times 1.7f_c^{'}} = \frac{154{,}000}{0.6\times 1.7\times 200} = 754.9019608\ \text{cm}^2$$

$$A_1 = db_f = 30.0\times 30.0 = 900\ \text{cm}^2$$

ดังนั้น $A_1 = 900\ \text{cm}^2$

แต่ $N = \Delta + \sqrt{A_1} = \dfrac{0.95d - 0.80b_f}{2} + \sqrt{A_1}$

$$N = \frac{0.95\times 30.0 - 0.80\times 30.0}{2} + \sqrt{900} = 32.25\ \text{cm}$$

ใช้ N = 35 cm แต่เนื่องจากแผ่นเหล็กเป็นจัตุรัส ดังนั้น B = 35 cm

ขั้นตอนที่ 3 หาความหนาของแผ่นเหล็ก พิจารณาจากค่ามากของ m, n และ λ_n ดังนี้

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{35 - 0.95\times 30}{2} = 3.25\ \text{cm} = 32.5\ \text{mm}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} = \frac{35 - 0.8\times 30.0}{2} = 5.50\ \text{cm} = 55\ \text{mm}$$

$$x = \left[\frac{4db_f}{(d + b_f)^2}\right]\left[\frac{P_u}{\phi_c P_p}\right] = \left[\frac{4\times 30.0\times 30.0}{(30.0 + 30.0)^2}\right]\left[\frac{154{,}000}{0.6\times(1.7\times 200\times 35\times 35)}\right]$$

$$x = 0.616246498$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1 + \sqrt{1 - x}} = \frac{2\sqrt{0.616246498}}{1 + \sqrt{1 - 0.616246498}} = 0.969464845$$

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{4}\sqrt{db_f} = \frac{0.969464845}{4}\sqrt{30.0\times 30.0} = 7.270986338\ \text{cm}$$

ค่ามากคือ $\lambda_n = 7.270986338$ cm

ดังนั้นความหนาที่ต้องการคือ

$$t = \lambda_n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9BNF_y}} = 7.270986338\sqrt{\frac{2\times154{,}000}{0.9\times35\times35\times2500}}$$

$$t = 2.430576997 \text{ cm} = 24.3 \text{ mm} \Rightarrow 25 \text{ mm}$$

ดังนั้น ใช้แผ่นเหล็กรองใต้เสาขนาด $350\times350\times25$ mm

4.13 รูเจาะในคาน

การเจาะรูในคาน หากรูเจาะในเหล็กแผ่นตั้งอยู่ในบริเวณที่มีแรงเฉือนน้อย หรือรูเจาะในปีกคานบริเวณที่มีโมเมนต์ดัดน้อย จะไม่มีผลในการรับน้ำหนักของคาน

มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD กำหนดว่า ถ้า

$$0.5F_uA_{fn} \geq 0.6F_yA_{fg}$$

ไม่ต้องพิจารณาผลกระทบของรูเจาะสำหรับสลักเกลียวที่แผ่นเหล็กปีกคาน แต่ถ้า $0.5F_uA_{fn} < 0.6F_yA_{fg}$ ต้องหาคุณสมบัติในการรับแรงดัดของรูปตัดใหม่ โดยใช้เนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผลของปีกคานด้านรับแรงดึงเป็น

$$A_{fe} = \frac{5F_uA_{fn}}{6F_y}$$

เมื่อ A_{fg} = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของปีกคาน, cm^2

A_{fn} = เนื้อที่หน้าตัดสุทธิของปีกคาน, cm^2

ตัวอย่างที่ 4.9 จงคำนวณหาโมดูลัสหน้าตัดแบบอีลาสติก (S_x) ของคาน เมื่อทำการเจาะรูที่ปีกคาน ดังรูป

วิธีทำ

$W450\times76, d=450\ \text{mm}, b_f=200\ \text{mm}, t_w=9\ \text{mm}, t_f=14\ \text{mm}$ ขนาดสลักเกลียว 25 mm ต้องเผื่อรูเจาะอีก 3 mm จำนวนรูเจาะ 2 รู $F_y=2500\ \text{ksc}, F_u=4050\ \text{ksc}$

$$A_{fg}=b_f t_f=20.0\times1.4=28\ \text{cm}^2$$

$$A_{fn}=A_{fg}-\sum d_n t_f=28-2\times(2.5+0.3)\times1.4=20.16\ \text{cm}^2$$

$$0.5F_uA_{fn}=0.5\times4050\times20.16=40{,}824\ \text{kg}$$

$$0.6F_yA_{fg}=0.6\times2500\times28=42{,}000\ \text{kg}$$

$$0.5F_uA_{fn}<0.6F_yA_{fg}$$

ดังนั้นต้องพิจารณาผลของรูเจาะในการรับโมเมนต์ดัด

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิของปีกคานที่ยอมให้

$$A_{fn}=\frac{5F_uA_{fn}}{6F_y}=\frac{5\times4050\times20.16}{6\times2500}=27.216\ \text{cm}^2$$

ดังนั้นที่หน้าตัดปีกคานลดลง

$$A_{fg}-A_{fn}=28-27.216=0.784\ \text{cm}^2$$

โมดูลัสหน้าตัดจึงลดลงไปด้วย

หาตำแหน่งของแกนสะเทินใหม่โดยวัดจากผิวบน

ปีกคานบนกว้าง 20 cm หนา 1.4 cm มีเซนทรอยด์ห่างขอบบน $\frac{1.4}{2}=0.7$ cm

ปีกคานล่างเจาะรูยุบรวมกันได้ความกว้าง $20-2\times(2.5+0.3)=14.4$ cm หนา 1.4 cm มีเซนทรอยด์ห่างจากขอบบนเป็นระยะ $45-\frac{1.4}{2}=44.3$ cm

แผ่นตั้งกว้าง 0.9 cm ลึก $45-1.4-1.4=42.2$ cm ห่างจากขอบบน $1.4+\frac{42.2}{2}=22.5$ cm

$$\bar{y}=\frac{\sum Ay}{\sum A}=\frac{20\times1.4\times0.7+14.4\times1.4\times44.3+0.9\times42.2\times22.5}{20\times1.4+14.4\times1.4+0.9\times42.2}$$

$$\bar{y}=\frac{1767.238}{86.14}=20.51588112\ \text{cm}$$

หาโมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนสะเทิน ใช้หลักการโมเมนต์อินเนอร์เชียของสี่เหลี่ยมผืนผ้ารอบขอบบนหรือล่างคือ

$$I=\frac{bh^3}{3}$$

ปีกบนมีความกว้าง b = 20 cm เนื้อที่เต็มมี $h=\bar{y}=20.51588112$ cm เนื้อที่เจาะออกมี $h=\bar{y}-1.7=20.51588112-1.4=19.11588112$ cm

$$I=\frac{20\times20.51588112^3}{3}-\frac{20\times19.11588112^3}{3}=10999.30939\ \text{cm}^4$$

ปีกล่างมีความกว้าง $b = 14.4$ cm เนื้อที่เต็มมี $h = 45 - \bar{y} = 45 - 20.51588112 = 24.48411888$ cm เนื้อที่เจาะออกมี $h = 24.48411888 - 1.4 = 23.08411888$ cm ดังนั้น

$$I = \frac{14.4 \times 24.48411888^3}{3} - \frac{14.4 \times 23.08411888^3}{3} = 11407.4885 \text{ cm}$$

แผ่นตั้งกว้าง b = 0.9 cm ส่วนที่อยู่เหนือแกนสะเทินมี $h = \bar{y} - 1.4 = 19.11588112$ cm และส่วนที่อยู่ใต้แกนสะเทินมี $h = 45 - \bar{y} - 1.4 = 23.08411888$ cm ดังนั้น

$$I = \frac{0.9 \times 19.11588112^3}{3} + \frac{0.9 \times 23.08411888^3}{3} = 5785.875519 \text{ cm}^4$$

รวมผลทั้งหมดได้

$$I = 10{,}999.30939 + 11{,}407.4885 + 5{,}785.875519 = 28{,}192.67341 \text{ cm}^4$$

โมดูลัสหน้าตัดที่ผิวบน

$$S_{xT} = \frac{I}{c_t} = \frac{I}{\bar{y}} = \frac{28{,}192.67341}{20.51588112} = 1374.187793 \text{ cm}^3$$

โมดูลัสหน้าตัดที่ผิวล่าง

$$S_{xB} = \frac{I}{c_b} = \frac{I}{45 - \bar{y}} = \frac{28{,}192.67341}{24.48411888} = 1{,}151.467756 \text{ cm}^3$$

4.14 การเสริมคานเหล็กรูปและคานเหล็กประกอบ (Built-up Beams)

การเพิ่มกำลังรับโมเมนต์ดัดของคานรูปพรรณปีกกว้างสามารถทำได้โดยการเสริมแผ่นเหล็กประกบ (cover plate) ที่ปีกคานด้านบนและปีกคานด้านล่าง หรือเฉพาะที่ปีกคานด้านบนของ W หรือ I เพียงอย่างเดียว รูปที่ 4.17 แสดงหน้าตัดของคานที่ได้จากการเสริมแผ่นเหล็กประกบ ซึ่งเรียกว่า Cover-plated Beams การเสริมแผ่นเหล็กประกบอาจจะเสริมบริเวณที่มีโมเมนต์มากๆ เช่น ปีกบนบริเวณกลางคาน หรือปีกล่างบริเวณที่รองรับในคานต่อเนื่อง แผ่นเหล็กประกบที่ใช้ตัวยึดไม่ควรใช้เกิน 4 แผ่น และเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของแผ่นเหล็กประกบต้องไม่เกิน 0.7 เท่าของเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของปีกที่เสริมแผ่นเหล็กประกบนั้น สำหรับแผ่นเหล็กประกบที่ใช้ยึดด้วยการเชื่อมให้ใช้เพียงแผ่นเดียว

รูปที่ 4.17

การหาเนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กเสริมปีกคาน

ถ้าจะต้องเสริมเหล็กปีกคานบนและปีกคานล่างของคานรูปตัด W และ I ดังรูปที่ 4.18 โดยที่หน้าตัดคานยังคงมีความสมมาตรทั้งสองแกน ถ้าใช้เนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กประกบแผ่นบนหรือแผ่นล่างแผ่นละ A และรูปตัดคานมีหน้าตัดแบบคอมแพค และคานก่อนเสริมแผ่นเหล็กประกบมี I_x เป็นโมเมนต์อินเนอร์เชีย S_x เป็นโมดูลัสอีลาสติกของหน้าตัด และ Z_x เป็นโมดูลัสพลาสติกของหน้าตัด และ d เป็นระยะห่างระหว่างศูนย์ถ่วงของแผ่นเหล็กเสริมปีกคาน

รูปที่ 4.18

โดยวิธี AISC/ASD

$$I_{req} = I_x + 2A\left(\frac{d}{2}\right)^2 = I_x + \frac{Ad^2}{2}$$

$$S_{req} = S_x + Ad$$

โดยวิธี AISC/LRFD

$$Z_{req} = Z_x + Ad$$

เป็นสมการใช้หาเนื้อที่หน้าตัดโดยประมาณของแผ่นเหล็กเสริมปีกคาน

นอกจากการเสริมเหล็กปีกคานดังกล่าวแล้ว อาจจะนำแผ่นเหล็กมาประกอบกันให้มีรูปตัดแบบ W หรือรูปกล่อง ยึดแผ่นเหล็กเข้าด้วยกันโดยตัวยึดหรือการเชื่อม เรียกว่า **คานเหล็กประกอบ (Built-up Beams)** แต่มีขีดจำกัดคือ

วิธี AISC/ASD $\frac{h}{t_w} \le 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

วิธี AISC/LRFD $\frac{h}{t_w} \le 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

หากในวิธี AISC/ASD นั้นมี $\frac{h}{t_w} > 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ หรือวิธี AISC/LRFD มี $\frac{h}{t_w} > 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ เรียกคานนั้นว่า **คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่ (Plate Girders)** ซึ่งจะกล่าวโดยละเอียดในบทที่ 8

ตัวอย่างที่ 4.10 จงออกแบบคานประกอบช่วงเดียวยาว 20 เมตร รูปตัดแบบตัว W มีความลึกทั้งหมดเท่ากับ 150 ซม รับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน 4.5 ตัน/เมตร (ไม่รวมน้ำหนักคาน) ถ้ามีค้ำยันทางข้างที่ปีกรับแรงอัดอย่างพอเพียง ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc, E = 2,040,000 ksc

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน

เดาว่าปีกคานกว้าง 300 mm หนา 25 mm แผ่นตั้งสูง 150-2.5-2.5 = 145 cm หนา 1.5 cm เนื้อที่หน้าตัดคานเป็นตารางเมตรคือ

$$A = 2 \times 0.300 \times 0.025 + 1.45 \times 0.015 = 0.03675 \ \ m^2$$

เหล็กมีความหนาแน่นหรือหน่วยน้ำหนัก 7850 kg/m^3 ดังนั้นหน้าตัดคานที่เดาขึ้นมานี้จะหนัก

$$w_G = 7850 \times 0.03675 = 288.4875 \ \ kg/m \Rightarrow 300 \ \ kg/m$$

ดังนั้นประมาณน้ำหนักคานที่ประกอบขึ้นมานี้ 300 kg/m

น้ำหนักบรรทุกรวม $w = 300 + 4500 = 4800 \ \ kg/m$

โมเมนต์ดัดมากที่สุดกลางช่วง $M = \dfrac{wL^2}{8} = \dfrac{4800 \times 20.00^2}{8} = 240{,}000 \ \ kg.m = 24{,}000{,}000 \ kg.cm$

แรงเฉือนมากที่สุดที่ปลายคาน $V = \dfrac{wL}{2} = \dfrac{4800 \times 20.00}{2} = 48{,}000 \ \ kg$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของเหล็กแผ่นตั้ง

เนื่องจากสมมติว่าหน้าตัดเป็นแบบคอมแพคและค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดอย่างพอเพียง

$$\frac{h}{t_w} \le 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.76\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 164.538511$$

$$t_w \ge \frac{h}{164.538511}$$

สมมติปีกคานหนา $t_f = 2.5 \text{ cm} = 25 \ \ \text{mm}$ ดังนั้น

$$h = d - 2t_f = 150 - 2 \times 2.5 = 145 \ \ \text{cm}$$

ดังนั้น $$t_w = \frac{h}{164.538511} = \frac{145}{164.538511} = 0.881252657 \text{ cm} = 8.81252657 \text{ mm}$$

สมมติเลือกความหนา $t_w = 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$

เนื่องจากการต่อแผ่นเหล็กเข้าด้วยกันอาจจะไม่ดี 100 % ดังนั้นส่วนของแผ่นตั้งจึงถือว่าสูงเพียง 145 cm ดังนั้น

$$A_w = ht_w = 145 \times 1.2 = 174 \ \ cm^2$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{145}{1.2} = 120.8333333 < 164.538511$$

ขั้นตอนที่ 3 หาขนาดของปีกคาน

ถ้าคานประกอบเป็นแบบคอมแพค ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดพอเพียง

$$S_x = \frac{M}{0.66F_y} = \frac{24,000,000}{0.66 \times 2500} = 14,545.45455 \text{ cm}^3$$

หน้าตัดที่ประกอบขึ้นมานี้

b_f = ความกว้างปีกคาน ยังไม่ทราบค่า

$t_f = 2.5 \text{ cm} =$ ความหนาปีกคาน

$\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} = \frac{145}{2} + \frac{2.5}{2} = 73.75 \text{ cm} =$ ระยะเซนทรอยด์ของปีกคานจากแกนสะเทินที่กลางหน้าตัด

$$I_f = 2\left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2}\right)^2\right] = 2 \times \left[\frac{b_f \times 2.5^3}{12} + b_f \times 2.5 \times 73.75^2\right]$$

$I_f = 27,197.91667 b_f$ = โมเมนต์อินเนอร์เชียของส่วนปีกคาน

$h = 145 \text{ cm} =$ ความสูงของแผ่นตั้ง

$t_w = 1.2 \text{ cm} =$ ความหนาของแผ่นตั้ง

$I_w = \frac{t_w h^3}{12} = \frac{1.2 \times 145^3}{12} = 304,862.5 \text{ cm}^4 =$ โมเมนต์อินเนอร์เชียของแผ่นตั้ง

$I = I_f + I_w = 27,197.91667 b_f + 304,862.5 \text{ cm}^4 =$ โมเมนต์อินเนอร์เชียรวมทั้งหน้าตัด

$c_t = c_b = \frac{h}{2} + t_f = \frac{145}{2} + 2.5 = 75 \text{ cm} =$ ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวบนและผิวล่าง

$S_x = \frac{I}{c} = \frac{27,197.91667 b_f + 304,862.5}{75} \text{ cm}^3 =$ โมดูลัสอีลาสติกของหน้าตัด

ดังนั้น

$$\frac{27,197.91667 b_f + 304,862.5}{75} = 14,545.45455$$

$$27,197.91667 b_f = 14,545.45455 \times 75 - 304,862.5 = 786,046.5913$$

$$b_f = 28.90098535 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm}$$

ดังนั้น $b_f = 30 \text{ cm}, t_f = 2.5 \text{ cm}, A_f = 30 \times 2.5 = 75 \text{ cm}^2$

ตรวจสอบการโก่งเดาะเฉพาะที่

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30}{2 \times 2.5} = 6$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{OK}$$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบการรับแรงเฉือน

$$\frac{h}{t_w} = \frac{145}{1.2} = 120.8333333$$

$$\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = \sqrt{\frac{5 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 63.87487769$$

$$\frac{h}{t_w} > \sqrt{\frac{5E}{F_y}}$$

ดังนั้น $F_v = \frac{F_y C_v}{2.89} \le 0.4F_y$

เมื่อ a = L = 20.00 m = 2000 cm = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมข้างคาน

$$\frac{a}{h} = \frac{2000}{145} = 13.79310345 > 1.0$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5.34 + 4\left(\frac{h}{a}\right)^2 = 5.34 + 4 \times \left(\frac{145}{2000}\right)^2 = 5.361025$$

$$C_v = \frac{1.55k_vE}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.55 \times 5.361025 \times 2{,}040{,}000}{\left(\frac{145}{1.2}\right)^2 \times 2500} = 0.46440424 < 0.8 \text{ OK}$$

$$F_v = \frac{F_y C_v}{2.89} = \frac{2500 \times 0.46440424}{2.89} = 401.7337724 \text{ ksc}$$

$$0.4F_y = 0.4 \times 2500 = 1000 \text{ ksc} > F_v \quad \text{OK}$$

$$V = F_v A_w = F_v h t_w = 401.7337724 \times 145 \times 1.2 = 69{,}901.6764 \text{ kg} > 48{,}000 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

ดังนั้นใช้เหล็กแผ่นตั้งขนาด 1450×1.2 mm และเหล็กปีกคานขนาด 300×25 mm เชื่อมติดกัน

เนื้อที่หน้าตัดคาน $A = 2 \times 0.30 \times 0.025 + 1.45 \times 0.012 = 0.0324 \text{ m}^2$

น้ำหนักคาน $w = 7850 \times 0.0324 = 254.34 \text{ kg/m}$

แบบฝึกหัดบทที่ 4 คานเหล็กรูปพรรณ

[1][Segui 5.2-1] หน้าตัดคานประกอบขึ้นจากแผ่นเหล็กขนาด $PL-190\times12$ สองแผ่นทำเป็นส่วนปีก และ $PL-430\times9$ เป็นส่วนของแผ่นตั้ง กำลังครากของเหล็ก 3500 ksc

(ก) ให้คำนวณโมดูลัสหน้าตัดพลาสติก Z และโมเมนต์ดัดพลาสติก M_P รอบแกนหลัก

(ข) ให้คำนวณโมดูลัสอิลาสติก S และโมเมนต์ดัดคราก M_y รอบแกนหลัก

[2][Segui 5.2-2] หน้าตัดคานมีปีกบนเป็นแผ่นเหล็กขนาด $PL-300\times12$ ปีกล่างเป็นแผ่นเหล็กขนาด $PL-175\times12$ และแผ่นตั้งเป็นแผ่นเหล็กขนาด $PL-400\times9$

(ก) จงหาระยะ $\bar{y}$ จากผิวบนของปีกบนลงมาถึงแกนสะเทินพลาสติกของหน้าตัด

(ข) ถ้าแผ่นเหล็กเป็นชนิด ASTM A572 Grade 50 จงหาโมเมนต์ดัดพลาสติก MP ของหน้าตัด

(ค) จงหาโมดูลัสพลาสติกรอบแกนรอง

กำลังรับแรงดัดของหน้าตัดคอมแพค

[3][Segui 5.5-1] คานที่แสดงในรูปเป็น $W-250\times72.4$ มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดตลอดความยาว น้ำหนัก P เป็นน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน ถ้ากำลังครากของเหล็ก Fy = 3500 ksc จงหาค่าสูงสุดของ P

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.5-1

[4][Segui 5.5-2] คานที่กำหนดให้มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดตลอดความยาว น้ำหนักบรรทุกจรใช้งานเป็นสองเท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน จงหาค่าสูงสุดของน้ำหนักบรรทุกใช้งานในหน่วย kg/m เหล็กชนิด ASTM A992

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.5-2

[5][Segui 5.5-3] คานช่วงเดียวรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานแผ่สม่ำเสมอขนาด 1,500 kg/m (รวมน้ำหนักคานแล้ว) น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 3,000 kg/m และน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานแบบจุดขนาด 18,000 kg ความยาวคาน 12.00 เมตร น้ำหนักแบบจุดห่างจากปลายซ้ายระยะ 4.50 เมตร คานมีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดตลอดความยาว เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 คานขนาด $W800\times210$ รับน้ำหนักดังกล่าวได้หรือไม่ เมื่อ

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.5-3

[6][Segui 5.5-4] คานในรูป P5.5-4 มีค้ำยันทางข้างทั้งปีกบนและปีกล่างตลอดความยาว น้ำหนักบรรทุกใช้งานแผ่สม่ำเสมอเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 50% และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 50% โดยน้ำหนักบรรทุกคงที่นั้นรวมเอาน้ำหนักคานไว้แล้ว ชนิดเหล็ก ASTM A992 หน้าตัดคานขนาด $W-300\times36.7$ รับน้ำหนักได้หรือไม่ เมื่อ

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.5-4

[7][Segui 5.5-5] คานในรูป P5.5-5 เป็นคานสองช่วง มีสลักหมุนที่กลางช่วงซ้ายทำให้กลายเป็นคานดีเทอร์มิเนต โดยมีค้ำยันของปีกตลอดความยาว น้ำหนักจุดเป็นน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน คานชนิด ASTM A992 หน้าตัด $W-450\times76$ รับน้ำหนักบรรทุกนี้ได้หรือไม่ เมื่อ

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.5-5

[8][Segui 5.5-6] คานหน้าตัด $W-300\times36.7$ ช่วงเดียวยาว 3.00 เมตร ไม่มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด ให้ใช้ $C_b=1.0$

(ก) จงคำนวณระยะ L_p และ L_r

(ข) จงคำนวณหาโมเมนต์ดัดประลัย $\phi_b M_n$

(ค) จงคำนวณหาโมเมนต์ดัดที่ยอมให้ $\dfrac{M_n}{\Omega_b}$

[9][Segui 5.5-7] คานหน้าตัด $W-450\times76$ ช่วงความยาวที่ไม่มีค้ำยันทางข้างของปีกที่รับแรงอัด 3.00 เมตร ให้ F_y = 3,500 ksc และ C_b = 1.0 ให้คำนวณหาโมเมนต์ดัดประลัยระบุ M_n

[10][Segui 5.5-8] คานหน้าตัด $W-450\times76$ ช่วงความยาวที่ไม่มีค้ำยันทางข้างของปีกที่รับแรงอัด 2.70 เมตร ให้ F_y = 4,500 ksc และ C_b = 1.0 ให้คำนวณหาโมเมนต์ดัดประลัยระบุ M_n

[11][Segui 5.5-9] คานในรูปที่ P5.5-9 หน้าตัด $W-900\times243$ มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดที่ปลาย A และปลาย B น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 136,000 kg กระทำที่กึ่งกลางคาน ให้ใช้น้ำหนักบรรทุกใช้งาน

(ก) คำนวณ C_b โดยไม่ต้องคิดน้ำหนักคานเอง

(ข) คำนวณ C_b โดยคิดน้ำหนักของตัวคานเองเข้าไปด้วย

FIGURE P5.5-9

[12][Segui 5.5-10] คานในรูปที่ P5.5-9 หน้าตัด $W-900\times243$ มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดที่ปลาย A, จุดกึ่งกลาง C และปลาย B น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 136,000 kg กระทำที่จุดกึ่งกลาง C จงหา C_b ของช่วง AC (เหมือนช่วง CB) ไม่ต้องคิดน้ำหนักของคานเข้าไปด้วย

(ก) ให้คิดน้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยไม่เพิ่มค่า

(ข) ให้คิดน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า

FIGURE P5.5-9

[13][Segui 5.5-11] คานในรูปที่ P5.5-11 มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดที่จุด a, b, c และ d ให้หาค่าของ C_b ในช่วง b-c

(ก) ให้คิดน้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยไม่เพิ่มค่า

(ข) ให้คิดน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า

FIGURE P5.5-11

[14][Segui 5.5-12] คานหน้าตัด $W-500\times89.6$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 เป็นคานช่วงเดียวยาว 15.00 เมตร น้ำหนักบรรทุกจรใช้งานแบบแผ่สม่ำเสมอกระทำเต็มช่วงคาน ให้ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดทุกๆ ระยะ 3.00 เมตร จงหาน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานสูงสุดที่รับได้ในหน่วย kg/m

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

[15][Segui 5.5-13] คานที่แสดงในรูปที่ P5.5-13 มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดเฉพาะที่ปลายทั้งสองข้าง น้ำหนักบรรทุก 13,500 kg เป็นน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน ใช้ Fy = 3,500 ksc และให้ตรวจสอบว่าหน้าตัดคาน $W-350\times49.6$ จะรับน้ำหนักนี้ได้หรือไม่

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.5-13

[16][Segui 5.5-14] คานที่แสดงในรูปที่ P5.5-13 มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดเฉพาะที่ปลายทั้งสองข้าง น้ำหนักบรรทุก 13,500 kg เป็นน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน ใช้ Fy = 3,500 ksc และให้ตรวจสอบว่าหน้าตัดคาน $MC-380\times67.3$ จะรับน้ำหนักนี้ได้หรือไม่ (ให้แรงกระทำผ่าน shear center ของหน้าตัดคานจึงไม่มีการบิด)

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.5-13

[17][Segui 5.5-15] ให้หาว่าคาน $W-600\times106$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 สามารถรับน้ำหนักตามที่แสดงในรูปที่ P5.5-15 หรือไม่ น้ำหนักบรรทุกแผ่ยังไม่รวมน้ำหนักคานเข้าไปด้วย ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดมีที่ A, B และ C

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.5-15

[18][Segui 5.5-16] คานที่แสดงในรูปที่ P5.5-16 มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดที่ A, B, C, และ D หน้าตัดคาน $W-350\times94$ มี F_y = 3,500 ksc

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.5-16

กำลังรับแรงดัดของหน้าตัดคานแบบไม่คอมแพค

[19][Segui 5.6-1] คานช่วงเดียวหน้าตัด $W-300\times36.7$ ความยาว 15.00 เมตร ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดตลอดความยาว กำลังคราก Fy = 3,500 ksc น้ำหนักบรรทุกใช้งานแบบแผ่สม่ำเสมอ อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกจรต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่ากับ 3 จงหากำลังรับแรงดัดสูงสุด และน้ำหนักบรรทุกใช้งานทั้งหมดที่รับได้ในหน่วย kg/m

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

[20][Segui 5.6-2] คานช่วงเดียวหน้าตัด $W-350\times49.6$ เหล็ก ASTM A992 ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดทุกระยะ 3.00 เมตร ให้ C_b = 1.0 จงหากำลังรับโมเมนต์ดัดระบุ M_n

[21][Segui 5.6-3] คานเหล็กประกอบ ส่วนปีกบนและล่าง $PL-460\times19$ และแผ่นตั้ง $PL-1320\times19$ ชนิดเหล็ก ASTM A572 Grade 50 จงหาโมเมนต์ดัดระบุ M_n จากการพิจารณาการโก่งเดาะเฉพาะที่ของปีก

[22][Segui 5.6-4] คานเหล็กประกอบ ส่วนปีกบนและล่าง $PL-400\times19$ และแผ่นตั้ง $PL-1000\times12$ ชนิดเหล็ก ASTM A572 Grade 50 ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดตลอดความยาว จงหาโมเมนต์ดัดระบุ M_n

กำลังรับแรงเฉือนของคาน

[23][Segui 5.8-1] จงหากำลังรับแรงเฉือนระบุ V_n ของหน้าตัด $W-250\times29.6$ ชนิดเหล็ก ASTM A572 Grade 65

[24][Segui 5.8-2] จงหากำลังรับแรงเฉือนระบุ V_n ของหน้าตัด $W-300\times36.7$ ชนิดเหล็ก ASTM A242

[25][Segui 5.8-3] คานที่แสดงในรูปที่ P5.8-3 หน้าตัด $W-400\times66$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 ค้ำยันทางข้างของปีกคานรับแรงอัด น้ำหนักบรรทุกแบบจุดเป็นน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน หน้าตัดนี้รับน้ำหนักได้หรือไม่

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.8-3

[26][Segui 5.8-4] คานยื่นในรูปที่ P5.8-4 หน้าตัด $W-400\times66$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 ไม่มีค้ำยันของปีกรับแรงอัดยกเว้นที่จุดยึดแน่น ให้ความยาวช่วงไม่มีค้ำยันเท่ากับความยาวคาน จงหาว่าคานรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอซึ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานรวมน้ำหนักคานเอาไว้แล้ว ส่วนน้ำหนักเป็นจุดเป็นน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.8-4

การออกแบบคานเหล็ก

[27][Segui 5.10-1] ให้ใช้เหล็กชนิด ASTM A992 เลือกหน้าตัด W ตามเงื่อนไขต่อไปนี้

(1) เป็นคานช่วงเดียวยาว 9.00 เมตร

(2) ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดที่ปลายทั้งสองข้างเท่านั้น

(3) น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน = 1,100 kg/m

(4) น้ำหนักบรรทุกจรใช้งานเป็นน้ำหนักจุดขนาด 15,000 kg กระทำที่กึ่งกลางคาน

(5) ไม่ต้องตรวจสอบระยะโก่ง

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

[28][Segui 5.10-2] จงออกแบบคานรับน้ำหนักตามรูปที่ P5.10-2 รูปตัด W ชนิด ASTM A992 ที่ประหยัดที่สุด (เบาที่สุด) น้ำหนักของคานยังไม่ได้รวมเข้าไปในน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่แสดงนั้น ไม่ต้องตรวจสอบการโก่งตัว สมมติค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดตลอดความยาวคาน

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.10-2

[29][Segui 5.10-3] จงออกแบบคานรับน้ำหนักตามรูปที่ P5.10-2 รูปตัด W ชนิด ASTM A992 ที่ประหยัดที่สุด (เบาที่สุด) น้ำหนักของคานยังไม่ได้รวมเข้าไปในน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่แสดงนั้น ไม่ต้องตรวจสอบการโก่งตัว สมมติค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดมีเฉพาะที่ปลายและที่น้ำหนักเป็นจุด

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.10-2

[30][Segui 5.10-4] คานในรูปที่ P5.10-4 มีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดเฉพาะที่ปลายคานทั้งสองข้าง น้ำหนักบรรทุกแผ่เป็น SDL (Superimposed dead load = น้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม ในที่นี้เป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน) น้ำหนักเป็นจุดเป็นน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน ให้ใช้เหล็กชนิด ASTM A992 เลือกหน้าตัด W ที่เหมาะสม การโก่งตัวจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานต้องไม่เกิน $\frac{L}{360}$

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.10-4

[31][Segui 5.10-5] คานในรูปมีค้ำยันทางข้างของปีกที่ปลายและระยะ $\frac{1}{3}$ คือตำแหน่ง 1, 2, 3 และ 4 น้ำหนักเป็นจุดคือน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน ให้ F_y = 3,500 ksc เลือกหน้าตัด W ที่เหมาะสม ไม่ต้องตรวจสอบการโก่งตัว

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.10-5

[32][Segui 5.10-6] คานในรูป P5.10-6 มีค้ำยันทางข้างของปีกเฉพาะที่ปลายคานเท่านั้น น้ำหนักจุดเป็นน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน ใช้เหล็กชนิด ASTM A992 ให้เลือกหน้าตัดคานที่เหมาะสม ใช้ $C_b = 1.0$ ไม่ต้องตรวจสอบการโก่งตัว

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.10-6

[33][Segui 5.10-7] คานในรูปที่ P5.10-7 เป็นส่วนหนึ่งของระบบหลังคา สมมติว่าการค้ำยันบางส่วนจนเสมือนว่ามีค้ำยันทางข้างของปีกที่ปลายคานทั้งสองและที่กึ่งกลางช่วง น้ำหนักบรรทุกคงที่ 250 kg/m ไม่รวมน้ำหนักคาน น้ำหนักบรรทุกจร 150 kg/m น้ำหนักหิมะ 420 kg/m สำหรับแรงลม 270 kg/m ยกขึ้น ใช้เหล็กชนิด ASTM A992 จงเลือกหน้าตัดที่เหมาะสม การโก่งตัวจากน้ำหนักบรรทุกหมดไม่เกิน $\frac{L}{180}$

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.10-7

ระบบพื้นและโครงหลังคา

[34][Segui 5.11-1] ให้กำลังคราก F_y = 3,500 ksc จงออกแบบตง AB แผ่นพื้นคอนกรีตทำหน้าที่ค้ำยันทางข้างของปีกคานรับแรงอัดตลอดความยาว ระยะโก่งตัวสูงสุดจากน้ำหนักบรรทุกจรไม่เกิน $\frac{L}{180}$ น้ำหนักบรรทุกจรใช้งานจากแผ่นพื้นคอนกรีตหนา 0.125 เมตร ผนังกั้นห้องให้ถือว่าแผ่กระจายเฉลี่ยที่ 100 kg/m^2 และฝ้าเพดานแขวนอยู่ข้างใต้เฉลี่ย 50 kg/m^2 น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 300 kg/m^2

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.11-1

[35][Segui 5.11-2] ให้เลือกหน้าตัด W ที่เหมาะสมกับคานตามเงื่อนไขต่อไปนี้

(1) ระยะห่างของคานที่ชิดกัน 1.70 เมตร

(2) ความยาวช่วงคาน 9.00 เมตร

(3) แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 0.11 เมตร

(4) น้ำหนักผนังกั้นห้องและวัสดุแต่งผิวพื้น 100 kg/m^2

(5) ฝ้าเพดานใต้พื้น 25 kg/m^2

(6) น้ำหนักบรรทุกจร 730 kg/m^2

(7) F_y = 3500 ksc

(8) ระยะโก่งตัวจากน้ำหนักบรรทุกจรไม่เกิน $\frac{L}{360}$

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

[36][Segui 5.11-3] ให้เลือกหน้าตัด W ที่เหมาะสมกับคานตามเงื่อนไขต่อไปนี้

(1) ระยะห่างของคานที่ชิดกัน 3.50 เมตร

(2) ความยาวช่วงคาน 7.50 เมตร

(3) น้ำหนักพื้นและวัสดุแต่งผิวพื้น 200 kg/m^2

(4) น้ำหนักผนังกั้นห้อง 100 kg/m^2

(5) ฝ้าเพดานใต้พื้น 25 kg/m^2

(6) น้ำหนักบรรทุกจร 780 kg/m^2

(7) F_y = 3500 ksc

(8) ระยะโก่งตัวจากน้ำหนักบรรทุกจรไม่เกิน $\frac{L}{360}$

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

[37][Segui 5.11-4] ให้เลือกหน้าตัด W ที่เหมาะสมกับคานตามเงื่อนไขต่อไปนี้

(1) ระยะห่างของคานที่ชิดกัน 3.00 เมตร

(2) ความยาวช่วงคาน 6.00 เมตร

(3) น้ำหนักพื้นและวัสดุแต่งผิวพื้น 250 kg/m^2

(4) น้ำหนักผนังกั้นห้อง 100 kg/m^2

(5) น้ำหนักบรรทุกคงที่อื่นๆ 50 kg/m^2

(6) น้ำหนักบรรทุกจร 400 kg/m^2

(7) F_y = 3500 ksc

(8) ระยะโก่งตัวจากน้ำหนักบรรทุกจรไม่เกิน $\frac{L}{360}$

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

[38][Segui 5.11-5] ให้เลือกหน้าตัด W ชนิดเหล็ก ASTM A992 สำหรับคาน AB ในรูปที่ P5.11-5 แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหนา 0.125 เมตร น้ำหนักบรรทุกจร 400 kg/m^2 น้ำหนักผนังกำแพง 100 kg/m^2 การโก่งตัวจากน้ำหนักทั้งหมดไม่เกิน $\frac{L}{240}$

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.11-5

[39][Segui 5.11-6] ให้ออกแบบคานหลักในรูป P5.11-5 คานรองรับตงเพียงข้างเดียว น้ำหนักของคาน หลักประมาณ 52 kg/m แรงปฏิกิริยาจากตงเป็นน้ำหนักแบบจุดกระทำบนคานหลัก

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

[40][Segui 5.11-7] ให้ออกแบบคานหลักในรูป P5.11-5 คานรองรับตงเพียงข้างเดียว น้ำหนักของคาน หลักประมาณ 52 kg/m แรงปฏิกิริยาจากตงให้เฉลี่ยเป็นน้ำหนักบรรทุกแผ่กระทำบนคานหลัก

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

รูเจาะในคาน

[41][Segui 5.12-1] คานหน้าตัด $W-400\times66$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 มีรูเจาะปีกละ 2 รูป สำหรับสลักเกลียวขนาด 22 mm

(ก) ให้ค้ำยันทางข้างตลอดความยาว ให้ตรวจสอบว่าผลของรูเจาะมีผลต่อกำลังรับโมเมนต์ดัดอย่างไร

(ข) กำลังรับโมเมนต์ดัดลดลงกี่เปอร์เซ็นต์จากหน้าตัดเต็ม

[42][Segui 5.12-3] คานหน้าตัด $W-500\times89.6$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 มีรูเจาะปีกละ 2 รูป สำหรับสลักเกลียวขนาด 19 mm

(ก) ให้ค้ำยันทางข้างตลอดความยาว ให้ตรวจสอบว่าผลของรูเจาะมีผลต่อกำลังรับโมเมนต์ดัดอย่างไร

(ข) กำลังรับโมเมนต์ดัดลดลงกี่เปอร์เซ็นต์จากหน้าตัดเต็ม

[43][Segui 5.12-3] คานหน้าตัด $W-450\times76$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 มีรูเจาะปีกละ 2 รูป สำหรับสลักเกลียวขนาด 19 mm

(ก) ให้ค้ำยันทางข้างตลอดความยาว ให้ตรวจสอบว่าผลของรูเจาะมีผลต่อกำลังรับโมเมนต์ดัดอย่างไร

(ข) กำลังรับโมเมนต์ดัดลดลงกี่เปอร์เซ็นต์จากหน้าตัดเต็ม

ช่องเปิดในแผ่นตั้งของคาน

[44][Segui 5.13-1] พื้นระบบตงที่มีช่องเปิดในแผ่นตั้ง ระยะห่างระหว่างตง 0.90 เมตร ช่วงยาว 6.00 เมตร น้ำหนักบรรทุกจร 400 kg/m^2 แผ่นพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหล่อในที่หนา 0.10 เมตร ทำหน้าที่เป็นค้ำยันทางข้างของปีกตงตลอดความยาว น้ำหนักบรรทุกคงที่อื่นๆ 25 kg/m^2 ให้เลือกใช้ตงรูปแบบ K ในรูปที่ 5.35 ในหน้าถัดไป

[45][Segui 5.13-2] จากรูปที่ 5.35 ในหน้าถัดไป ให้ออกแบบตงที่มีช่องเปิดในแผ่นตั้งสำหรับระบบพื้นที่มีระยะห่างระหว่างตง 1.20 เมตร ช่วงยาวของตง 6.50 เมตร น้ำหนักบรรทุกจร 300 kg/m^2 น้ำหนักผนังกั้นห้อง 100 kg/m2 น้ำหนักพื้นคอนกรีตเสริมเหล็กหนัก 150 kg/m^2 น้ำหนักเพดานรวมทั้งระบบไฟแสดงสว่างหนัก 25 kg/m^2 แผ่นพื้นเป็นค้ำยันปีกตง ระบบมีปัญหาเรื่องการโก่งตัวหรือไม่ เพราะเหตุใด

แผ่นรองใต้คาน และแผ่นรองใต้เสา

[46][Segui 5.14-1] คาน $W-350\times49.6$ รับแรงปฏิกิริยาจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 38,500 kg กระทำที่ปีกบน สมมติแรงดังกล่าวกระทำที่ระยะครึ่งหนึ่งของความลึกจาก ให้ออกแบบแผ่นรองใต้คาน คานมี F_y = 3500 ksc และแผ่นเหล็กมี F_y = 2500 ksc

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

[47][Segui 5.14-2] ให้ออกแบบแผ่นเหล็กรองใต้คานชนิด ASTM A36 รับแรงปฏิกิริยาของคานจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ 12,700 kg และจากน้ำหนักบรรทุกจร 25,400 kg แผ่นรองใต้คานวางบนแท่นคอนกรีตเสริมเหล็กที่ใหญ่กว่าแผ่นเหล็ก 2.5 cm โดยรอบ คานหน้าตัด $W-800\times210$ มี F_y = 3500 ksc กำลังคอนกรีต $f_c^{'}=210$ ksc

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE 5.35

LRFD

STANDARD LOAD TABLE FOR OPEN WEB STEEL JOISTS, K-SERIES
Based on a 50 ksi Maximum Yield Strength - Loads Shown in Pounds per Linear Foot (plf)

Joist Designation	8K1	10K1	12K1	12K3	12K5	14K1	14K3	14K4	14K6	16K2	16K3	16K4	16K5	16K6	16K7	16K9
Depth (in.)	8	8	8	8	8	14	14	14	14	16	16	16	16	16	16	16
Approx. Wt (lbs./ft.)	5.1	5.0	5.0	5.7	7.1	5.2	6.0	6.7	7.7	5.5	6.3	7.0	7.5	8.1	8.6	10.0
Span (ft.) ↓ 8	825 550															
9	825 550															
10	825 480	825 550														
11	798 377	825 542														
12	666 288	825 455	825 550	825 550	825 550											
13	565 225	718 363	825 510	825 510	825 510											
14	486 179	618 289	750 425	825 463	825 463	825 550	825 550	825 550	825 550							
15	421 145	537 234	651 344	814 428	825 434	766 475	825 507	825 507	825 507							
16	369 119	469 192	570 282	714 351	825 396	672 390	825 467	825 467	825 467	825 550	825 550	825 550	825 550	825 550	825 550	825 550
17		415 159	504 234	630 291	825 366	592 324	742 404	825 443	825 443	768 488	825 526	825 526	825 526	825 526	825 526	825 526
18		369 134	448 197	561 245	760 317	528 272	661 339	795 397	825 408	684 409	762 456	825 490	825 490	825 490	825 490	825 490
19		331 113	402 167	502 207	681 269	472 230	592 287	712 336	825 383	612 347	682 386	820 452	825 455	825 455	825 455	825 455
20		298 97	361 142	453 177	613 230	426 197	534 246	642 287	787 347	552 297	615 330	739 386	825 426	825 426	825 426	825 426
21			327 123	409 153	555 198	385 170	483 212	582 248	712 299	499 255	556 285	670 333	754 373	822 405	822 406	822 406
22			298 106	373 132	505 172	351 147	439 184	529 215	648 259	454 222	505 247	609 289	687 323	747 351	825 385	825 385
23			271 93	340 116	462 150	321 128	402 160	483 188	592 226	415 194	462 216	556 252	627 282	682 307	760 339	825 363
24			249 81	312 101	423 132	294 113	367 141	442 165	543 199	381 170	424 189	510 221	576 248	627 269	697 298	825 346
25						270 100	339 124	408 145	501 175	351 150	390 167	469 195	529 219	576 238	642 263	771 311
26						249 88	313 110	376 129	462 156	324 133	360 148	433 173	489 194	532 211	592 233	711 276
27						231 79	289 98	349 115	427 139	300 119	334 132	402 155	453 173	493 188	549 208	658 246
28						214 70	270 88	324 103	397 124	279 106	310 118	373 138	421 155	459 168	510 186	612 220
29										259 95	289 106	348 124	391 139	427 151	475 167	570 198
30										241 86	270 96	324 112	366 126	399 137	444 151	532 178
31										226 78	252 87	304 101	342 114	373 124	415 137	498 161
32										213 71	237 79	285 92	321 103	349 112	388 124	466 147

Source: *Standard Specifications, Load Tables, and Weight Tables for Steel Joists and Joist Girders.* Myrtle Beach, S.C.: Steel Joist Institute, 2005. Reprinted with permission.

[48][Segui 5.14-3] ออกแบบแผ่นเหล็กรองใต้เสาขนาด $W-300\times94$ รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 29,500 kg และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 88,500 kg ตอม่อคอนกรีตขนาด 400 mm × 400 mm ชนิดแผ่นเหล็ก ASTM A36 ส่วนคอนกรีตมีกำลัง $f_c^{'} = 250$ ksc

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

[49][Segui 5.14-4] จงออกแบบแผ่นเหล็กรองใต้เสา $W-250\times72.4$ รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 9,000 kg และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 22,680 kg ตอม่อขนาด 300 mm × 300 mm แผ่นเหล็กชนิด ASTM A36 และกำลังคอนกรีต $f_c^{'} = 210$ ksc

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

คานรับโมเมนต์ดัดสองแกน

[50][Segui 5.15-1] คาน $W-450\times76$ ในรูปที่ P5.15-1 โดยมีแรงกระทำที่กึ่งกลางช่วงทำให้เกิดโมเมนต์ดัดรอบแกนหลักและแกนรองของหน้าตัด แรงที่กระทำเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจรอย่างละครึ่ง ให้ตรวจสอบว่าเป็นไปตามมาตรฐานของ ว.ส.ท. หรือ AISC หรือไม่ ทั้งนี้การยึดปีกมีเฉพาะที่ปลายคานเท่านั้น เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.15-1

[51][Segui 5.15-2] น้ำหนักจุด 10,800 kg ในรูปที่ P5.15-2 เป็นน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน เหล็กชนิด ASTM A992 การยึดปีกทางข้างมีที่ปลายทั้งสองข้างเท่านั้น จงตรวจสอบว่าคานนี้เป็นไปตามมาตรฐาน ว.ส.ท. หรือ AISC หรือไม่

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.15-2

[52][Segui 5.15-3] คานในรูปที่ P5.15-3 เป็นคาน $W-500\times89.6$ เหล็กชนิด ASTM A992 การยึดทางข้างปีกคานมีที่ปลายคานเท่านั้น จงตรวจสอบว่าคานนี้เป็นไปตามมาตรฐาน ว.ส.ท. หรือ AISC หรือไม่

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.15-3

[53][Segui 5.15-4] คานในรูปที่ P5.15-4 เหล็กชนิด ASTM A992 การยึดทางข้างปีกคานมีที่ปลายคานเท่านั้น น้ำหนักบรรทุกใช้งาน 6,800 kg เป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 30% และน้ำหนักบรรทุกจร 70% จงตรวจสอบว่าคานนี้เป็นไปตามมาตรฐาน ว.ส.ท. หรือ AISC หรือไม่

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.15-4

[54][Segui 5.15-5] คานในรูปที่ P5.15-4 เหล็กชนิด ASTM A992 การยึดทางข้างปีกคานมีที่ปลายคานเท่านั้น ไม่ต้องคิดน้ำหนักคาน น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 1,800 kg/m จงตรวจสอบว่าคานนี้เป็นไปตามมาตรฐาน ว.ส.ท. หรือ AISC หรือไม่

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.15-5

[55][Segui 5.15-6] โครงข้อหมุนในรูป P5.15-6 เป็นโครงหลังคาที่รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 100 kg/m^2 และน้ำหนักบรรทุกจากหิมะ 100 kg/m^2 ระยะห่างระหว่างโครงหลังคา 3.00 เมตร หากไม่คิดแรงลม การยึดปีกคานอยู่ที่ปลายแปขนาด W -150×14 ชนิดเหล็ก ASTM A992 ไม่มีเหล็กยึดแป

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.15-6

[56][Sequi 5.15-7] โครงหลังคาในรูป P5-15-7 ระยะห่าง 6.00 เมตร แปวางที่จุดต่อและกึ่งกลางระหว่างจุดต่อ เหล็กยึดแปอยู่กึ่งกลางช่วงของแป วัสดุมุงหนัก 75 kg/m^2 และน้ำหนักหิมะ 100 kg/m^2 ใช้เหล็ก ASTM A992 ให้เลือกหน้าตัด W สำหรับทำแป

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.15-7

[57][Sequi 5.15-8] โครงหลังคาในรูป P5-15-7 ระยะห่าง 6.00 เมตร แปวางที่จุดต่อและกึ่งกลางระหว่างจุดต่อ เหล็กยึดแปอยู่ที่สองตำแหน่งที่แบ่งช่วงของแปเป็นสามช่วงเท่ากัน วัสดุมุงหนัก 75 kg/m^2 และน้ำหนักหิมะ 100 kg/m^2 ใช้เหล็ก ASTM A992 ให้เลือกหน้าตัด W สำหรับทำแป

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P5.15-7

I Section Properties

H,mm	B,mm	t_1,mm	t_2,mm	r_1,mm	r_2,mm	A,cm^2	w,kg/m	I_x,cm^4	I_y,cm^4	r_x,cm	r_y,cm	S_x,cm^3	S_y,cm^3	Z_x,cm^3	Z_y,cm^3	J,cm^4	Z_t,cm^3	C_w,cm^6
100	75	5	8	7	3.5	16.418	12.9	280.48	46.343	4.1333	1.6801	56.097	12.358	64.619	20.604	3.9	2.89	896
125	75	5.5	9.5	9	4.5	20.44	16.1	536.67	56.516	5.1241	1.6628	85.868	15.071	99.234	25.077	6.4567	4.2001	1742
150	75	5.5	9.5	9	4.5	21.815	17.1	817.41	56.551	6.1213	1.6101	108.99	15.08	125.64	25.266	6.5971	4.3051	2611.8
150	125	8.5	14	13	6.5	46.121	36.2	1761.1	377.78	6.1794	2.862	234.82	60.445	272.57	100.28	34.292	14.761	15733
180	100	6	10	10	5	30.045	23.6	1667	134.49	7.4488	2.1158	185.23	26.898	211.14	45.52	10.7	6.22	9080
200	100	7	10	10	5	33.045	26.0	2168.7	135.4	8.1011	2.0242	216.87	27.08	249.9	46.487	12	6.85	11400
200	150	9	16	15	7.5	64.119	50.4	4453.7	736.66	8.3342	3.3895	445.37	98.222	510.75	163.42	60.689	22.597	57023
250	125	7.5	12.5	12	6	48.765	38.3	5169.7	329.06	10.296	2.5977	413.58	52.65	471.69	89.315	26.3	12.4	43700
250	125	10	19	21	10.5	70.66	55.5	7297.7	530.89	10.163	2.741	583.82	84.942	678.5	142.07	87.426	28.856	65169
300	150	8	13	12	6	61.56	48.3	9466	571.86	12.4	3.0479	631.07	76.248	716.29	130.69	36.662	15.511	111240
300	150	10	18.5	19	9.5	77.694	65.5	12327	856.27	12.596	3.3198	821.81	114.17	930.98	189.35	87.123	29.832	160190
300	150	11.5	22	23	11.5	97.791	76.8	14651	1061.1	12.24	3.294	976.72	141.48	1131.1	235.86	159.31	44.906	189490
350	150	9	15	13	6.5	74.551	58.5	15207	685.51	14.282	3.0324	869	91.401	993.77	155.57	54.615	20.913	183270
350	150	12	24	25	12.5	111.02	87.2	22388	1169.7	14.201	3.2459	1279.6	155.96	1483.6	260.73	205.05	54.294	291430
400	150	10	18	17	8.5	91.684	72.0	24046	848.84	16.195	3.0427	1202.3	113.18	1382.9	191.74	91.622	31.394	294690
400	150	12.5	25	27	13.5	121.99	95.8	31646	1222	16.106	3.165	1582.3	162.93	1839.4	274.79	237.73	61.128	406660
450	175	11	20	19	9.5	116.7	91.7	39179	1482.9	18.323	3.5646	1741.3	169.47	1995.4	286.89	145.88	45.274	653190
450	175	13	26	27	13.5	145.98	115	48759	1994.4	18.276	3.6962	2167.1	227.93	2500.7	382.67	307.57	76.524	847590
600	190	13	25	25	12.5	169.28	133	98273	2422.1	24.095	3.7827	3275.8	254.96	3783	433.43	307.57	76.524	847590
600	190	16	35	38	19	224.22	176	129810	3504.3	24.061	3.9534	4326.9	368.87	5035	624.2	808.3	155.2	2647400

Wide Flange Properties

d,mm	b_f,mm	t_w,mm	t_f,mm	r,mm	A,cm^2	w,kg/m	I_x,cm^4	I_y,cm^4	r_x,cm	r_y,cm	S_x,cm^3	S_y,cm^3	Z_x,cm^3	Z_y,cm^3	J,cm^4	Z_t,cm^3	C_w,cm^6
588	300	12	20	28	192.52	151	118,130	9,020	24.771	6.8448	4,018.1	601.33	4,489.9	928.03	240	75.1	7,180,000
400	400	13	21	22	218.71	172	66,627	22,413	17.454	10.123	3,331.4	1,120.6	3,672.8	1,699.9	305.18	100.43	7,968,200
488	300	11	18	26	163.55	128	70,965	8113.9	20.83	7.0435	2,908.4	540.93	3,228.2	830.27	170.71	59.357	7,968,200
600	200	11	17	22	134.43	106	77,647	2,278.2	24.033	4.1166	2,588.2	227.82	2,979.2	361.47	112.94	42.541	1,907,800
440	300	11	18	24	157.41	124	56,078	8,111.4	18.875	7.1785	2,549	540.76	2,825.3	827.62	162.76	59.607	3,560,400
350	350	12	19	20	173.89	136	40,299	13,586	15.223	8.8391	2,302.8	778.33	2,545.4	1,178.6	199.88	70.605	3,682,100
390	300	10	16	22	135.97	107	38,680	7,207.8	16.866	7.2807	1,983.6	480.52	2,188.3	733.09	113.22	44.655	2,486,900
500	200	10	16	20	114.25	89.7	47,854	2,140.8	20.466	4.3288	1,914.2	214.08	2,175.5	334.97	85.867	35.462	1,236,400
344	348	10	16	20	146.01	115	33,299	11,245	15.102	8.7757	1,936	646.24	2,121.9	979.9	121.05	48.315	2,989,800
450	200	9	14	18	96.774	76.0	33,456	1,871.6	18.593	4.3977	1,486.9	187.16	1,679.3	290.93	56.702	25.319	878,040
300	300	10	15	18	119.79	94.0	20,412	6,754.9	13.054	7.5091	1,360.8	450.32	1,501.3	684.27	88.303	38.938	1,353,800
340	250	9	14	20	101.53	79.7	21,680	3,651	14.613	5.9967	1,275.3	292.08	1,412.3	446.92	66.018	29.585	956,870
400	200	8	13	16	84.128	66.0	23,708	1,736.4	16.787	4.5431	1,185.4	173.64	1,326.4	267.66	42.203	21.212	643,230
250	250	9	14	16	92.188	72.4	10,834	3,648.8	10.841	6.2913	866.7	291.91	960.6	443.78	58.937	27.617	501,600
350	175	7	11	14	63.15	49.6	13,561	984.35	14.654	3.9481	774.91	112.5	868.04	173.58	22.994	13.379	279,660
294	200	8	12	18	72.394	56.8	11,340	1,603.3	12.516	4.706	771.46	160.33	859.19	246.56	35.498	18.092	313,540
244	175	7	11	16	56.248	44.1	6,122.4	984.5	10.433	4.1836	501.83	112.51	558.49	172.72	23.039	13.169	131,120
300	150	6.5	9	13	46.787	36.7	7,210.5	507.54	12.414	3.2936	480.7	67.672	542.2	105.13	12.33	8.6139	106,080
200	200	8	12	13	63.537	49.9	4,716.1	1,601.5	8.6154	5.0206	471.61	160.15	525.55	243.82	29.867	16.256	139,220
175	175	7.5	11	12	51.217	40.2	2,884.2	983.67	7.5042	4.3825	329.62	112.42	368.76	171.39	20.516	12.518	64,999
250	125	6	9	12	37.662	29.6	4,052.4	293.85	10.373	2.7933	324.2	47.016	365.93	73.107	9.6672	6.9455	42,023
394	150	6	9	13	39.017	30.6	2,690.2	507.16	8.3035	3.6053	277.34	67.622	308.62	103.7	10.814	7.47	42,605
150	150	7	10	11	40.143	31.5	1,641.5	562.29	6.3946	3.7459	218.87	75.105	246.1	114.71	13.513	8.8696	27,071
200	100	5.5	8	11	27.163	21.3	1,844.6	133.92	8.2407	2.2204	184.46	26.783	209.5	41.936	5.7469	4.405	12,084
175	90	5	8	9	23.049	18.1	1,214.2	97.528	7.2582	2.057	138.77	21.673	157.25	33.709	4.5052	3.598	6,679
148	100	6	9	11	26.843	21.1	1,021.4	150.59	6.1684	2.3685	138.02	30.118	156.98	46.74	7.3646	5.2662	7,072.7
125	125	6.5	9	10	30.317	23.8	847.47	293.5	5.2871	3.1114	135.59	46.961	153.53	71.916	8.4445	6.1524	9,625.3
150	75	5	7	8	17.852	14.0	666.23	49.475	6.109	1.6647	88.831	13.193	101.85	20.774	2.8143	2.6394	2,470.6
100	100	6	8	10	21.902	17.2	382.71	133.75	4.1801	2.4712	76.542	26.75	87.613	41.208	5.1664	4.1409	2,727.3
125	60	6	8	9	16.839	13.2	413.06	29.192	4.9528	1.3167	66.09	9.73	77.648	15.731	3.7542	3.0134	953.75
100	50	5	7	8	11.852	9.30	187.53	14.787	3.9778	1.117	37.506	5.9149	44.069	9.5244	2.0313	1.888	303.16

บทที่ 5 โครงสร้างส่วนรับแรงในแนวแกน และแรงดัดร่วมกัน

5.1 โครงสร้างส่วนรับแรงในแนวแกน และแรงดัดร่วมกัน

ส่วนต่างๆ ของโครงสร้างจะรับทั้งแรงตามแนวแกน แรงเฉือน และโมเมนต์ดัด เพียงแต่บางครั้งค่าโมเมนต์ดัดมีค่าน้อยหากเทียบกับแรงตามแนวแกนเช่นในโครงข้อหมุน ก็ออกแบบโดยพิจารณาจากผลของแรงตามแนวแกนเพียงอย่างเดียว แต่ในบางกรณีแรงตามแนวแกนกลับมีค่าน้อยเช่นในคานภายในโครงเฟรมที่ยึดปลายแบบหมุนได้ ก็ออกแบบตามผลจากโมเมนต์ดัดและแรงเฉือน แต่เสาในโครงเฟรมที่รับแรงทางข้างเช่นแรงลม แผ่นดินไหว จะต้องรับทั้งแรงในแนวแกนขนาดใหญ่และรับโมเมนต์จากผลของแรงทางข้างเข้าร่วมด้วย การออกแบบจึงต้องพิจารณาผลร่วมกันจึงจะปลอดภัย อย่างไรก็ตาม มาตรฐาน ว.ส.ท.ก็กำหนดความชะลูดเอาไว้ซึ่งเป็นการกำหนดค่าทางด้านโมเมนต์ดัดเผื่อเอาไว้

ชิ้นส่วนโครงสร้างที่รับทั้งแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัด เรียกว่า ***ส่วนโครงสร้างคาน-เสา*** (Beam-column) ค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นในหน้าตัดจะเป็นผลจากแรงตามแนวแกนและผลจากโมเมนต์ดัด

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I}$$

ในกรณีที่โมเมนต์ดัดสองแกน เช่นแปวางตัวตามความเอียงของจันทัน หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในจุดต่างๆ หาได้จาก

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

ค่าของหน่วยแรงที่กล่าวมานั้นยังเป็นค่าโดยประมาณ เนื่องจากยังไม่ได้พิจารณาผล $P-\Delta$ คือ ขณะที่ชิ้นส่วนกำลังรับแรงในแนวแกนอยู่นั้น ผลของโมเมนต์ดัดจะทำให้ชิ้นส่วนโก่งตัว แรงตามแนวแกนจึงเกิดโมเมนต์เพิ่มเติมจากการโก่งตัว ดังนั้นสมการในการวิเคราะห์ออกแบบจริงๆ นั้นจะมีตัวประกอบเพิ่มเติมเข้ามาอีกมาก

5.2 พฤติกรรมการรับน้ำหนักและลักษณะของการวิบัติ

โครงสร้างที่รับทั้งแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน ลักษณะการวิบัติมีได้สองลักษณะคือ หากแรงตามแนวแกนซึ่งเป็นแรงอัดมีค่ามากโมเมนต์ดัดมีค่าน้อย การวิบัติเป็นแบบเสาคือการโก่งเดาะ แต่ในทางตรงกันข้ามแรงอัดตามแนวแกนมีค่าน้อยโมเมนต์ดัดมีค่ามาก การวิบัติเป็นแบบคาน แต่ในกรณีทั่วๆ ไปแรงอัดตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดมีค่ามากทั้งสองอย่าง การวิเคราะห์ออกแบบจะยุ่งยากมากขึ้น

(ก) ส่วนของโครงสร้างที่ไม่ยอมให้เซ (ข) ส่วนของโครงสร้างที่ยอมให้เซ

รูปที่ 5.1 โมเมนต์ขยายค่า

โมเมนต์ดัดสูงสุดที่กระทำบนชิ้นส่วนโครงสร้างประเภท คาน-เสา ทั้งที่มีและไม่มีการเซ วิเคราะห์วิธีอิลาสติก โดยไม่ได้พิจารณาผลของแรงตามแนวแกน เรียกว่า Primary moment หรือ First-order moment โดยอาจจะเป็นโมเมนต์ที่ปลาย หรือจากแรงกระทำทางขวาง (แรงหรือแรงย่อยที่ตั้งฉากกับแกนของชิ้นส่วน)

M_O = โมเมนต์สูงสุดเมื่อพิจารณาแบบคานไม่คิดผลของแรงตามแนวแกน

$M_{lt} = M_O$ = ค่าโมเมนต์สูงสุดแบบคานเมื่อยอมให้เซได้ ดูรูปที่ 5.1

$M_{nt} = M_O$ = ค่าโมเมนต์สูงสุดแบบคานเมื่อไม่มีการเซ ดูรูปที่ 5.1

δ_O = การโก่งตัวสูงสุดทางข้างในระนาบรับโมเมนต์ดัดของชิ้นส่วนที่ไม่มีการเซ

Δ_O = การโก่งตัวสูงสุดทางข้างในระนาบรับโมเมนต์ดัดของชิ้นส่วนที่มีการเซ

P = แรงกดอัดตามแนวแกน

เมื่อแรง P กระทำ ผลของการโก่งทางข้าง δ_O, Δ_O จะทำให้เกิดโมเมนต์ที่ชิ้นส่วนต้องรับเพิ่มขึ้น ชิ้นส่วนก็จะโก่งตัวเพิ่มขึ้น ขณะเดียวกันชิ้นส่วนก็จะสร้างโมเมนต์ต้านทานมากขึ้นเรื่อยๆ จนโมเมนต์ที่กระทำเท่ากับโมเมนต์ต้านทาน เรียกว่า ภาวะสมดุล การโก่งตัวจะหยุด ดังนั้น

δ_{max} = การโก่งตัวสูงสุดทางข้างในระนาบรับโมเมนต์ดัดของชิ้นส่วนที่ไม่มีการเซ ในภาวะสมดุล

Δ_{max} = การโก่งตัวสูงสุดทางข้างในระนาบรับโมเมนต์ดัดของชิ้นส่วนที่มีการเซ ในภาวะสมดุล

ค่าโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เพิ่มขึ้นจากภาวะอิลาสติก เรียกว่า Secondary moment หรือ Second-order moment คือ

$P\delta_{max}$ = โมเมนต์ดัดสูงสุดที่เพิ่มขึ้นจากการโก่งทางข้างของชิ้นส่วนที่ไม่มีการเซ

$P\Delta_{max}$ = โมเมนต์ดัดสูงสุดที่เพิ่มขึ้นจากการโก่งทางข้างของชิ้นส่วนที่เซได้

รวมผลของโมเมนต์ดัดตอนแรกที่ยังไม่คิดผลของแรงตามแกนกับโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เพิ่มขึ้นจากผลของแรงตามแกน เป็นโมเมนต์ดัดสูงสุดในชิ้นส่วน ดังนี้

$M_{max} = M_{nt} + P\delta_{max} = B_1M_{nt}$ = โมเมนต์ดัดสูงสุดของชิ้นส่วนที่ไม่มีการเซ

$M_{max} = M_{lt} + P\Delta_{max} = B_2M_{lt}$ = โมเมนต์ดัดสูงสุดของชิ้นส่วนที่มีการเซ

การพิจารณาที่กล่าวมานั้น ต้องใช้วิธีการทางคณิตศาสตร์ในแต่ละกรณีของการยึดปลาย เช่นยอมให้มีการเซหรือไม่ รวมทั้งการกระทำแบบต่างๆ ของแรงทางขวาง ที่เป็นไปได้ ส่วนหลังนี้เรียกว่า Second-order analysis

สมมติว่าต้องการหาโมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้นในชิ้นส่วนโครงสร้างที่ไม่มีการเซ โดยมีแรงอัดตามแนวแกน P กับแรงทางขวาง Q กระทำตั้งฉากที่กึ่งกลางชิ้นส่วน ดังรูปที่ 5.2

รูปที่ 5.2

วิเคราะห์ขั้นแรกไม่คิดผลของแรงตามแนวแกน เป็นคานช่วงเดียวรับน้ำหนักแบบจุด Q ที่กึ่งกลางคาน โมเมนต์สูงสุดที่กึ่งกลางคานคือ

$$M_O = M_{nt} = \frac{QL}{4}$$

คานช่วงเดียวรับน้ำหนักเป็นจุดที่กึ่งกลางจะเกิดการโก่งตัวสูงสุดที่กึ่งกลางคาน โดยที่

$$\delta_O = \frac{QL^3}{48EI}$$

วิเคราะห์ขั้นที่สอง โดยรวมผลของแรงตามแนวแกนเข้าไปด้วย ตั้งแกน x และ y ตามรูป (สังเกตแกน y ชี้ลง) จากสมการของความสัมพันธ์ระหว่างโมเมนต์กับความโค้ง

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{M}{EI}$$

ที่ระยะ x ใดๆ (มีระยะ y เกิดขึ้นด้วย)

$$M = \frac{Qx}{2} + Py$$

แทนค่าได้

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{1}{EI}\left(\frac{Qx}{2} + Py\right)$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{Py}{EI} = -\frac{Qx}{2EI}$$

แก้สมการ differential โดยเงื่อนไขที่ปลายทั้งสองข้าง $y = 0$ เมื่อ $x = 0$ และ $x = L$ การโก่งตัวสูงสุด

$$\delta_{max} = y_{max} = \frac{QL^3}{48EI}\left(\frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}}\right) = \delta_O\left(\frac{1}{1 - \frac{P}{P_e}}\right)$$

เมื่อ $P_e = \dfrac{\pi^2 EI}{L^2} =$ น้ำหนักออยเลอร์ (จากบทที่ 3)

โมเมนต์ดัดสูงสุดคือ

$$M_{max} = M_{nt} + P\delta_{max} = M_{nt} + P\frac{QL^3}{48EI}\left[\frac{1}{1-\dfrac{P}{P_e}}\right]$$

$$M_{max} = M_{nt} + \frac{QL}{4}\frac{PL^2}{12EI}\left[\frac{1}{1-\dfrac{P}{P_e}}\right]$$

$$M_{max} = M_{nt} + M_{nt}\frac{PL^2}{12EI}\left[\frac{1}{1-\dfrac{P}{P_e}}\right]$$

$$M_{max} = M_{nt}\left[1+\frac{PL^2}{12EI}\frac{1}{1-\dfrac{P}{P_e}}\right] = M_{nt}\left[\frac{1}{1-\dfrac{P}{P_e}}\right]\left[1-\frac{P}{P_e}+\frac{PL^2}{12EI}\right]$$

$$M_{max} = M_{nt}\left[\frac{C_m}{1-\dfrac{P}{P_e}}\right] \tag{5.2.1}$$

โดยที่ $\dfrac{C_m}{1-\dfrac{P}{P_e}} =$ ตัวประกอบส่วนขยายโมเมนต์ (Amplification Factor หรือ Moment magnification factor)

โดยที่

$$C_m = 1+\frac{PL^2}{12EI}-\frac{P}{P_e} = 1+\left(\frac{P_eL^2}{12EI}-1\right)\frac{P}{P_e} = 1+\left(\frac{\pi^2 EIL^2}{12EIL^2}-1\right)\frac{P}{P_e} = 1+\left(\frac{\pi^2}{12}-1\right)\frac{P}{P_e}$$

$$C_m = 1-0.177532966\frac{P}{P_e}$$

ในกรณีทั่วไปนั้น

$$C_m = 1+\left(\frac{\pi^2\delta_O EI}{M_O L^2}-1\right)\frac{P}{P_e} = 1+\varphi\frac{P}{P_e} \quad \text{โดยที่ } \varphi = \frac{\pi^2\delta_O EI}{M_O L^2}-1 \tag{5.2.2}$$

จะเห็นได้ว่าวิธีวิเคราะห์ข้างต้นยุ่งยากมาก ไม่เหมาะสมกับการออกแบบ มาตรฐาน AISC ได้มีข้อกำหนดที่รวมผลจากโมเมนต์ดัดส่วนเพิ่มเข้าไปด้วย ใช้ได้ทั้งกรณีที่แรงตามแนวแกนเป็นแรงอัดหรือแรงดึง แต่วิธี AISC/ASD กับ AISC/LRFD จะไม่เหมือนกัน

5.3 การออกแบบส่วนโครงสร้างคาน-เสา มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

การออกแบบคาน-เสา ตามมาตรฐาน AISC/ASD

มาตรฐาน AISC/ASD กำหนดให้ผลรวมอัตราส่วนของหน่วยแรงตามแกนที่เกิดขึ้นต่อหน่วยแรงที่ยอมให้กับอัตราส่วนของหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นต่อหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ต้องไม่เกิน 1.0 กล่าวคือ

ให้ $P =$ แรงตามแนวแกนซึ่งอาจจะเป็นได้ทั้งแรงดึงและแรงอัดในที่นี้จะเน้นที่แรงอัด, kg

$A =$ เนื้อที่หน้าตัดของชิ้นส่วน, cm^2

$f_a = \frac{P}{A} =$ หน่วยแรงอัดตามแกนที่เกิดขึ้น, ksc

$F_a =$ หน่วยแรงอัดที่ยอมให้, ksc (จากบทที่ 3)

$M =$ โมเมนต์ดัดหรือแรงดัดที่กระทำต่อชิ้นส่วน, kg.cm

$I =$ โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดรอบแกนสะเทิน, cm^4

$c =$ ระยะจากแกนสะเทินของหน้าตัดไปยังผิวบนสุดหรือล่างสุด, cm

$S = \frac{I}{c} =$ โมดูลัสหน้าตัด, cm^3

$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} =$ หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นที่ผิวบนสุดหรือผิวล่างสุด, ksc

$F_b =$ หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ , ksc (จากบทที่ 4)

ความสัมพันธ์พื้นฐานที่ยังไม่ได้พิจารณาผลของ $P-\Delta$ effect คือ

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \le 1.0$$

ข้อน่าสังเกตคืออักขระตัวตามหรือตัวเล็ก ***f*** จะหมายถึงหน่วยแรงที่ "***เกิดขึ้น***" จากการกระทำของแรงหรือโมเมนต์ ส่วนอักขระตัวนำหรือตัวใหญ่ ***F*** จะหมายถึงหน่วยแรงที่ "***ยอมให้***" ตามมาตรฐานกำหนด

สภาพความเป็นจริงของชิ้นส่วนที่มีแรงอัดตามแกนจะเกิดการโก่งเดาะจากแนวแกนตรงไประยะ Δ แรงอัด P ตามแนวแกนจะทำให้มีโมเมนต์ $P\Delta$ ขึ้นทำให้ชิ้นส่วนต้องรับหน่วยแรงเพิ่มมากขึ้นจึงเรียก $P-\Delta$ effect ดังนั้นสมการที่ใช้ในการออกแบบชิ้นส่วนที่รับแรงอัดตามแนวแกนและแรงดัดร่วมกันจึงเป็น

เมื่อ $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \le 1.0 \qquad (5.3.1)$$

และ

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1.0 \qquad (5.3.2)$$

เมื่อ $\frac{f_a}{F_a} \le 0.15$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1.0 \qquad (5.3.3)$$

ในกรณีแรก ต้องให้เป็นไปทั้งตามสมการ (5.3.1) และ (5.3.2) แต่กรณีหลังให้เป็นไปตามสมการ (5.3.3)

ข้อมูลเพิ่มเติมดังนี้

M_x = โมเมนต์ดัดรอบแกน x ของหน้าตัด, kg.cm

M_y = โมเมนต์ดัดรอบแกน y ของหน้าตัด, kg.cm

c_x = ระยะจากแกนสะเทิน y ของหน้าตัดไปยังผิวซ้ายสุดหรือผิวขวาสุดของหน้าตัด,cm

c_y = ระยะจากแกนสะเทิน x ของหน้าตัดไปยังผิวบนสุดหรือล่างสุดของหน้าตัด, cm

I_x = โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดรอบแกนสะเทิน x, cm^4

I_y = โมเมนต์อินเนอร์เชียของหน้าตัดรอบแกนสะเทิน y, cm^4

$f_{bx} = \frac{M_x c_y}{I_x}$ = หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน x , ksc

$f_{by} = \frac{M_y c_x}{I_y}$ = หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดรอบแกน y, ksc

F_{bx} = หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกน x, ksc (ดูบทที่ 4)

F_{by} = หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกน y, ksc (ดูบทที่ 4)

F_y = กำลังครากของเหล็ก, ksc

$E = 2{,}000{,}000 - 2{,}100{,}000$ ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก ปกติใช้ E = 2,040,000 ksc

K_x = ตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผลในระนาบรับ M_x (จากบทที่ 3)

K_y = ตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผลในระนาบรับ M_y (จากบทที่ 3)

L_x = ช่วงความยาวระหว่างค้ำยันของการดัดรอบแกน x, cm

L_y = ช่วงความยาวระหว่างค้ำยันของการดัดรอบแกน y, cm

$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$ = รัศมีไจเรชันของหน้าตัดรอบแกน x, cm

$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ = รัศมีไจเรชันของหน้าตัดรอบแกน y, cm

$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2}$ = หน่วยแรงออยเลอร์หารด้วยส่วนปลอดภัยจากการดัดรอบแกน x, ksc

$F'_{ey} = \dfrac{12\pi^2 E}{23\left(\dfrac{K_y L_y}{r_y}\right)^2}$ = หน่วยแรงออยเลอร์หารด้วยส่วนปลอดภัยจากการดัดรอบแกน y, ksc

C_{mx} = ค่าสัมประสิทธิ์ (modification factor) ขึ้นกับลักษณะการกระทำของโมเมนต์ดัด น้ำหนักบรรทุก และการเซของส่วนของโครงสร้างที่พิจารณา การดัดรอบแกน x (ตารางที่ 5.1)

C_{my} = ค่าสัมประสิทธิ์ (modification factor) ขึ้นกับลักษณะการกระทำของโมเมนต์ดัด น้ำหนักบรรทุก และการเซของส่วนของโครงสร้างที่พิจารณา การดัดรอบแกน y (ตารางที่ 5.1)

การพิจารณาค่าของ C_{mx} ***และ*** C_{my}

(ก) สำหรับเสาในโครงเฟรมที่มีการเซ

$$C_{mx} = 0.85 \text{ และ/หรือ } C_{my} = 0.85$$

(ข) สำหรับเสาในโครงเฟรมที่ไม่มีการเซ และไม่มีแรงกระทำทางขวางอยู่ระหว่างปลายช่วง

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}}\right)$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_{1y}}{M_{2y}}\right)$$

โดยมีเงื่อนไขว่าขนาดของ $M_{1x} \le M_{2x}, M_{1y} \le M_{2y}$

อัตราส่วน $\dfrac{M_{1x}}{M_{2x}}, \dfrac{M_{1y}}{M_{2y}}$ จะเป็นบวกเมื่อ M_{1x}, M_{2x} หรือ M_{1y}, M_{2y} มีทิศทางไปทางเดียวกัน การดัดจะเป็นรูปตัว S หรือโก่งสองทาง (double curvature) และจะเป็นลบถ้าทิศทางสวนกัน การดัดจะเป็นตัว C หรือโก่งทางเดียว (single curvature)

(ค) สำหรับเสาในโครงเฟรมที่ไม่มีการเซ และมีแรงกระทำทางขวางอยู่ระหว่างปลายช่วง

เมื่อปลายตรึงไว้ไม่ให้หมุน (restrained end)

$$C_{mx} = 0.85 \text{ และ/หรือ } C_{my} = 0.85$$

เมื่อปลายหมุนได้ (unrestrained end)

$$C_{mx} = 1.0 \text{ และ/หรือ } C_{my} = 1.0$$

ในตารางที่ 5.2 เป็น C_{mx}, C_{my} อย่างละเอียด โดยที่

$$C_{mx} = 1 + \varphi_x \frac{f_a}{F'_{ex}}$$

$$C_{my} = 1 + \varphi_y \frac{f_a}{F'_{ey}}$$

โดยที่ $\varphi_x = \dfrac{\pi^2 \delta_{0x} E I_x}{M_{0x} L_x^2} - 1$ และ $\varphi_y = \dfrac{\pi^2 \delta_{0y} E I_y}{M_{0y} L_y^2} - 1$

δ_{0x} = ค่าการโก่งตัวมากที่สุดรอบแกน x ของหน้าตัดเนื่องจากแรงทางขวาง

ตารางที่ 5.1 ค่าสัมประสิทธิ์ c_m

กรณี	ลักษณะการรับแรง ($f_a > 0.15F_a$)	f_b	C_m	หมายเหตุ
ก	โมเมนต์ดัดมากที่สุดกระทำที่ปลาย และมีการเคลื่อนที่ที่ปลาย (สำหรับเสาใน frame ที่มี side sway)	$\frac{M_2}{S}$	0.85	$M_1 < M_2$
ข	โมเมนต์ดัดมากที่สุดกระทำที่ปลายและไม่มีการเคลื่อนที่ที่ปลาย (สำหรับเสาใน frame ที่ไม่มี side sway)	$\frac{M_2}{S}$	$0.6 - 0.4(\frac{M_1}{M_2})$	$M_1 < M_2$ อัตราส่วนM_1/M_2มีค่าเป็นบวก ดังรูป
ค	มีน้ำหนักกระทำระหว่างช่วง และไม่มีการเคลื่อนที่ที่ปลาย		$1 + \varphi\frac{f_a}{F'_e}$	ดูค่า φ ในตารางที่ 5.2

ตารางที่ 5.2 ค่าสัมประสิทธิ์ φ และ c_m (สำหรับกรณี ค)

ลักษณะการรับน้ำหนักและการยึดปลาย	φ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4\frac{f_a}{F'_e}$
	-0.4	$1 - 0.4\frac{f_a}{F'_e}$
	-0.2	$1 - 0.2\frac{f_a}{F'_e}$
	-0.3	$1 - 0.3\frac{f_a}{F'_e}$
	-0.2	$1 - 0.2\frac{f_a}{F'_e}$

δ_{0y} = ค่าการโก่งตัวมากที่สุดรอบแกน y ของหน้าตัดเนื่องจากแรงทางขวาง

M_{0x} = โมเมนต์ดัดรอบแกน x ที่มากที่สุดเนื่องจากแรงทางขวางกระทำระหว่างช่วง วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก

M_{0y} = โมเมนต์ดัดรอบแกน y ที่มากที่สุดเนื่องจากแรงทางขวางกระทำระหว่างช่วง วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก

สำหรับหน่วยแรงดัดที่ยอมให้คือ F_{bx}, F_{by} ขึ้นกับประเภทของรูปตัดว่าเป็นคอมแพคหรือไม่คอมแพค ต้องตรวจสอบตามวิธีออกแบบคานในบทที่ 4

สำหรับเหล็กแผ่นตั้งที่ต้องรับแรงอัด ข้อพิจารณาของมาตรฐาน AISC/ASD เป็นดังนี้

เหล็กแผ่นตั้งเป็นแบบคอมแพคเมื่อ

กรณีที่ $\frac{f_a}{F_y} \le 0.16$

$$\frac{d}{t_w} \le 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1-\frac{3.74f_a}{F_y}\right)$$

กรณีที่ $\frac{f_a}{F_y} > 0.16$

$$\frac{d}{t_w} \le 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

เหล็กแผ่นตั้งเป็นแบบไม่คอมแพคเมื่อ

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d-2t_f-2r}{t_w} \ge 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

สำหรับส่วนของโครงสร้างที่รับทั้งแรงดึงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน ให้ออกแบบตามสมการ

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1.0 \qquad (5.3.4)$$

เมื่อ $f_a = \frac{P}{A} =$ หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้น , ksc

$F_a =$ หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ , ksc (จากบทที่ 2)

$f_{bx} = \frac{M_x c_y}{I_x} =$ หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นจากการดัดรอบแกน x, ksc

$f_{by} = \frac{M_y c_x}{I_y} =$ หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นจากการดัดรอบแกน y, ksc

$F_{bx} =$ หน่วยแรงดัดที่ยอมให้จากการดัดรอบแกน x, ksc

$F_{by} =$ หน่วยแรงดัดที่ยอมให้จากการดัดรอบแกน y, ksc

ส่วนของโครงสร้างที่ไม่มีแรงตามแนวแกน มีเฉพาะโมเมนต์ดัด ให้ใช้สมการที่ (5.3.3) หรือ (5.3.4) โดยให้ $f_a = 0$

การออกแบบคาน-เสา ตามมาตรฐาน AISC/LRFD

มาตรฐาน AISC/LRFD ให้สมการในการออกแบบโครงสร้างที่รับแรงตามแนวแกนร่วมกับการดัดว่า

$$\sum \gamma Q \le \phi R \quad \text{หรือ} \quad \sum \frac{\gamma Q}{\phi R} \le 1.0$$

เมื่อ $\gamma Q =$ แรงกระทำที่ได้จากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว

$\phi R =$ กำลังที่ใช้ออกแบบ หรือกำลังต้านทานระบุที่ลดค่าลงด้วยตัวคูณลดกำลัง

ดังนั้นถ้าให้

$P_u =$ แรงในแนวแกนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว, kg

$M_u =$ โมเมนต์ดัดที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว, kg.cm

$\phi_c P_n =$ กำลังต้านทานต่อแรงในแนวแกนที่ลดค่าแล้ว, kg

$\phi_b M_n =$ กำลังต้านทานต่อโมเมนต์ดัดที่ลดค่าแล้ว, kg.cm

$\phi_c = 0.85 =$ ตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงตามแนวแกน

$\phi_b = 0.9 =$ ตัวคูณลดกำลังสำหรับโมเมนต์ดัด

ดังนั้นสมการ Interaction คือ

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \le 1.0$$

ซึ่งเป็นสมการที่ยังไม่รวมผลของ $P-\Delta$ effect ที่เกิดการโก่งตัวทางข้างของชิ้นส่วน หากรวมผลด้วยแล้วจะเป็นสมการดังนี้

เมื่อ $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \ge 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \le 1.0 \qquad (5.3.5)$$

เมื่อ $\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \le 1.0 \qquad (5.3.6)$$

เมื่อ

$P_u =$ แรงอัดประลัยในแนวแกนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว, kg

$M_{ux} =$ โมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน x ที่เกิดขึ้นโดยรวมโมเมนต์ดัดส่วนเพิ่มแล้ว, kg.cm

$M_{uy} =$ โมเมนต์ดัดรอบแกน y ที่เกิดขึ้นโดยรวมโมเมนต์ดัดส่วนเพิ่มแล้ว, kg.cm

$\phi_c P_n =$ กำลังต้านทานแรงอัดประลัยในแนวแกนที่ลดค่าแล้ว, kg

$\phi_b M_{nx} =$ กำลังต้านทานต่อโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน x ที่ลดค่าแล้ว, kg.cm

$\phi_b M_{ny} =$ กำลังต้านทานต่อโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน y ที่ลดค่าแล้ว, kg.cm

$\phi_c = 0.85 =$ ตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงตามแนวแกน

$\phi_b = 0.9 =$ ตัวคูณลดกำลังสำหรับโมเมนต์ดัด

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย (Design Flexural Strength : M_{nx} และ M_{ny})

จากบทที่ 4 การออกแบบคานนั้นมีการตรวจสอบประเภทของหน้าตัดว่าเป็นแบบคอมแพคหรือไม่คอมแพค จากนั้นจึงนำมาหากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัยของรูปตัด M_{nx} หรือ M_{ny}

สำหรับเหล็กแผ่นตั้งที่ต้องรับแรงอัด ข้อพิจารณาของมาตรฐาน AISC/LRFD มีดังนี้

เมื่อให้ $\lambda = \dfrac{h}{t_w} = \dfrac{d - 2t_f - 2r}{t_w}$

เหล็กแผ่นตั้งเป็นแบบคอมแพคเมื่อ $\lambda \le \lambda_p$

เหล็กแผ่นตั้งเป็นแบบไม่คอมแพคเมื่อ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$

เหล็กแผ่นตั้งเป็นแบบชะลูดเมื่อ $\lambda > \lambda_r$

โดยค่าของ λ_p และ λ_r หาได้ดังนี้

เมื่อ $\dfrac{P_u}{\phi_b P_y} \le 0.125$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1 - \frac{2.75P_u}{\phi_b P_y}\right)$$

เมื่อ $\dfrac{P_u}{\phi_b P_y} > 0.125$

$$\lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) \le 1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

สำหรับค่าใดๆ ของ $\dfrac{P_u}{\phi_b P_y}$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(1 - \frac{0.74P_u}{\phi_b P_y}\right)$$

โดยที่

$P_u =$ แรงอัดประลัยในแนวแกนที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่เพิ่มค่าแล้ว, kg

$A_g =$ เนื้อที่หน้าตัดของชิ้นส่วน , cm2

$E = 2{,}040{,}000$ ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

$F_y =$ กำลังครากของเหล็ก , ksc

$P_y = A_g F_y =$ กำลังรับแรงอัดของเสาสั้นเมื่อเหล็กคราก, kg

$\phi_b = 0.9 =$ ตัวคูณลดกำลังสำหรับโมเมนต์ดัด

โมเมนต์ดัดประลัยที่กระทำ (Required Flexural Strength : M_u)

ค่าโมเมนต์ดัดประลัย M_u ที่เกิดขึ้นจากน้ำหนักบรรทุกใช้งานเพิ่มค่า โดยในขั้นแรกให้วิเคราะห์โครงสร้างโดยไม่คิดผลการโก่งตัวจากแรงตามแนวแกน (first-order elastic analysis) จากนั้นจึงรวมผลกับโมเมนต์ที่เพิ่มเติมจากการโก่งตัวเนื่องจากแรงตามแนวแกน (second order effect)

ในการวิเคราะห์วิธีอิลาสติกหรือการวิเคราะห์ครั้งแรก (first-order elastic analysis) นั้น จะได้ค่าโมเมนต์ออกมาสองค่า ประกอบด้วยโมเมนต์ดัด M_{nt} กับโมเมนต์ดัด M_{lt} โดยที่

M_{nt} = โมเมนต์ดัดที่ได้จากการวิเคราะห์เมื่อโครงสร้างไม่มีการเซ

M_{lt} = โมเมนต์ดัดที่ได้จากการวิเคราะห์เมื่อโครงสร้างมีการเซโดยเอาแรงขณะหา M_{nt} ออกไปก่อน

โครงสร้างจริงที่ไม่มีการเซเพราะมีการยึดโยง (braced frame) ค่าของโมเมนต์ดัด $M_{lt} = 0$ แต่โครงสร้างจริงที่เซได้ (unbraced frame) ค่าโมเมนต์ดัด M_{lt} เกิดจากแรงทางข้าง เช่น แรงลม แผ่นดินไหว มีข้อสังเกตในการวิเคราะห์โครงสร้างว่า หากตัวโครงสร้างและแรงกระทำต่างสมมาตรทั้งคู่ ค่า $M_{lt} = 0$ แต่ถ้าอย่างใดอย่างหนึ่งไม่สมมาตรแล้ว ค่า M_{lt} จะไม่เป็น 0

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

รูปที่ 5.3 การหาค่า M_u ในโครงเฟรมที่ยอมให้มีการเซ

จากรูปที่ 5.3 แสดงถึงลำดับขั้นตอนในการหาค่าโมเมนต์ดัดประลัยที่กระทำ M_u กล่าวคือ

(ก) ปลดแรงทางข้าง V_1, V_2, V_3 ออกไป ใส่แรงยันที่จุดต่อของแต่ละชั้นที่จะมีการเซ R_1, R_2, R_3 ทำการวิเคราะห์โครงสร้าง จะได้โมเมนต์ดัด M_{nt} ในชิ้นส่วนของโครงสร้าง และแรงยัน R_1, R_2, R_3

(ข) กลับทิศทางของ R_1, R_2, R_3 จึงมีทิศทางเหมือน V_1, V_2, V_3 นำไปรวมกันไปกระทำต่อโครงสร้างโดยปลดแรง P_1, P_2, P_3 ที่เคยกระทำใน (ก) ออกไป วิเคราะห์โครงสร้างได้ M_{lt} ในชิ้นส่วน

การรวมผลของโมเมนต์ดัด M_{nt} กับ M_{lt} เข้าด้วยกันเพื่อเป็นการเพิ่มผลของแรงตามแนวแกนนั้นจะอาศัยตัวประกอบ B_1 กับ B_2 ตามมาตรฐาน AISC/LRFD ดังนี้

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \tag{5.3.7}$$

โดยที่

M_{nt} = โมเมนต์ดัดประลัยในชิ้นส่วนโครงเฟรมที่ไม่เซ (no translation)

M_{lt} = โมเมนต์ดัดประลัยในชิ้นส่วนโครงเฟรมที่เซ (lateral translation)

B_1 = ตัวประกอบขยายค่าโมเมนต์ดัด (Amplification Factor) ในโครงเฟรมที่ไม่ยอมให้เซ

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} \geq 1$$

$P_{e1} = \dfrac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$ โดย $K \leq 1.0$ ในระนาบที่รับโมเมนต์ดัด

C_m = ค่าสัมประสิทธิ์ สำหรับส่วนของโครงสร้างที่ไม่เซ โดยพิจารณาดังนี้

(ก) ส่วนของโครงสร้างที่ไม่มีแรงกระทางขวางระหว่างช่วง

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2}$$

M_1, M_2 เป็นโมเมนต์ที่ปลายชิ้นส่วน $M_1 \leq M_2$ อัตราส่วน $\dfrac{M_1}{M_2}$ เป็นบวกเมื่อทิศทางของ M_1, M_2 หมุนทางเดียวกัน (โก่งสองทาง) และเป็นลบเมื่อหมุนสวนทางกัน (โก่งทางเดียว)

(ข) ส่วนของโครงสร้างที่มีแรงทางขวางระหว่างช่วง

เมื่อปลายถูกยึดไม่ให้หมุน (restrained end), $C_m = 0.85$

เมื่อปลายหมุนได้ (unrestrained end), $C_m = 1.0$

หรืออาจจะเลือกใช้ค่าโดยละเอียด ตามตารางที่ 5.3

$$C_m = 1 + \varphi\frac{P_u}{P_e}$$

B_2 = ตัวประกอบขยายค่าโมเมนต์ดัด ในโครงเฟรมที่มีการเซ

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u\left(\frac{\Delta_{oh}}{\sum HL}\right)}$$

หรือ

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}}$$

$\sum P_u$ = ผลรวมของแรงอัดประลัยที่กระทำในเสาทุกต้นของชั้นที่พิจารณา

Δ_{oh} = ระยะเซทางข้างของชั้นที่พิจารณา

$\sum H$ = ผลรวมของแรงประลัยในแนวนอนที่ทำให้เกิดการเซระยะ Δ_{oh}

L = ความสูงของชั้นที่พิจารณา

$\sum P_{e2}$ = ผลรวมของกำลังรับแรงอัดประลัยของเสาทุกต้นในชั้นนั้น โดยที่

$$P_{e2} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

โดยใช้ค่าจริงของ K และ L ในระนาบที่รับโมเมนต์ดัด

ในกรณีของเสาในโครงเฟรมที่มีการเซ โดยรับโมเมนต์สองทิศทาง ต้องหา B_{1x}, B_{1y} และ B_{2x}, B_{2y} แล้วนำมาหา M_{ux}, M_{uy}

ตารางที่ 5.3 ค่าสัมประสิทธิ์ φ และ C_m - ตามวิธี LRFD

ลักษณะการรับน้ำหนักและการยึดปลาย	φ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1-0.4\frac{P_u}{P_e}$
	-0.4	$1-0.4\frac{P_u}{P_e}$
	-0.2	$1-0.2\frac{P_u}{P_e}$
	-0.3	$1-0.3\frac{P_u}{P_e}$
	-0.2	$1-0.2\frac{P_u}{P_e}$

ส่วนของโครงสร้างที่รับแรงดึงประลัยตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัดประลัยนั้น สมการที่มาตรฐาน AISC/LRFD ให้ใช้คือ

เมื่อ $\frac{P_u}{\phi_t P_n} \geq 0.2$ $$\frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \quad (5.3.8)$$

เมื่อ $\frac{P_u}{\phi_t P_n} < 0.2$ $$\frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \leq 1.0 \quad (5.3.9)$$

โดยที่

P_u = แรงดึงประลัยที่กระทำ

M_{ux}, M_{uy} = โมเมนต์ดัดประลัยที่กระทำรอบแกน x และรอบแกน y ตามลำดับ

$\phi_t P_n$ = กำลังรับแรงดึงประลัย

$\phi_b M_{nx}, \phi_b M_{ny}$ = กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน x และรอบแกน y ตามลำดับ

$\phi_t = \phi_b = 0.9$ = ตัวคูณลดกำลัง

ในกรณีที่ส่วนโครงสร้างรับเฉพาะโมเมนต์ดัด M_{ux} และ M_{uy} โดยไม่มีแรงตามแนวแกน $P_u = 0$ กระทำ ให้ออกแบบโดยใช้สมการ (5.3.6) หรือสมการ (5.3.9)

5.4 วิธีออกแบบส่วนโครงสร้างคาน-เสา ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

5.4.1 ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

การออกแบบโครงสร้างระบบคาน-เสา ไม่มีวิธีการโดยตรงที่จะทำให้ทราบหน้าตัดเหล็กที่เหมาะสมได้ทันที ต้องอาศัยการลองผิดลองถูก (trial and error) กล่าวคือต้องลองสมมติหน้าตัดขึ้นมา แล้วตรวจสอบว่ารับแรงและโมเมนต์ได้หรือไม่ หากรับได้ก็ใช้ได้ แต่ถ้ารับไม่ได้ก็ต้องสมมติหน้าตัดใหม่ให้โตขึ้น วนเวียนจนกว่าจะใช้ได้ ซึ่งเสียเวลามาก แต่ถ้าแปลงโมเมนต์ดัดให้เป็นแรงอัดตามแนวแกนก็จะช่วยให้ออกแบบได้เร็วขึ้น พิจารณาดังต่อไปนี้

จากสมการที่ 5.3.1

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

ถ้ามีโมเมนต์ดัดรอบแกน x ของหน้าตัดเพียงอย่างเดียว ไม่มีโมเมนต์ดัดรอบแกน y

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} \le 1.0$$

แต่เนื่องจาก $f_a = \frac{P}{A}$ และ $f_b = \frac{M_x}{S_x}$ ดังนั้น

$$\frac{P}{AF_a} + \frac{M_x C_{mx}}{S_x F_{bx}\left(1 - \frac{P}{AF'_{ex}}\right)} = 1.0$$

คูณตลอดด้วย AF_a

$$P + \left(\frac{M_x A}{S_x}\right)\left(\frac{F_a}{F_{bx}}\right)\left(\frac{C_{mx}}{1 - \frac{P}{AF'_{ex}}}\right) = AF_a$$

แต่เนื่องจาก

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} = \frac{5.14936E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2}$$

และ

$$\frac{1}{1-\frac{P}{AF_{ex}^{'}}}=\frac{1}{\frac{AF_{ex}^{'}-P}{AF_{ex}^{'}}}=\frac{AF_{ex}^{'}}{AF_{ex}^{'}-P}=\frac{A\times\frac{5.14936E}{\left(\frac{K_xL_x}{r_x}\right)^2}}{A\times\frac{5.14936E}{\left(\frac{K_xL_x}{r_x}\right)^2}-P}$$

$$\frac{1}{1-\frac{P}{AF_{ex}^{'}}}=\frac{5.14936AE}{5.14936AE-P\left(\frac{K_xL_x}{r_x}\right)^2}=\frac{5.14936EAr_x^2}{5.14936EAr_x^2-P(K_xL_x)^2}$$

สมมติให้ $B_x=\frac{A}{S_x}$ และ $a_x=5.14936EAr_x^2$ แรงอัดตามแนวแกนเทียบเท่า $P_{eq}=AF_a$

$$P_{eq}=P+\left[B_xM_xC_{mx}\left(\frac{F_a}{F_{bx}}\right)\left(\frac{a_x}{a_x-P(K_xL_x)^2}\right)\right] \tag{5.4.1}$$

ในทำนองเดียวกัน สามารถแปลงสมการทั้งสามตามข้อกำหนดของ AISC/ASD โดยพิจารณาโมเมนต์ดัดรอบแกน x และแกน y ดังนี้

$$P+P_x^{'}+P_y^{'}=P+\left[B_xM_xC_{mx}\left(\frac{F_a}{F_{bx}}\right)\left(\frac{a_x}{a_x-P(K_xL_x)^2}\right)\right]+\left[B_yM_yC_{my}\left(\frac{F_a}{F_{by}}\right)\left(\frac{a_y}{a_y-P(K_yL_y)^2}\right)\right] \tag{5.4.2}$$

$$P+P_x^{'}+P_y^{'}=P\left(\frac{F_a}{0.6F_y}\right)+\left[B_xM_x\left(\frac{F_a}{F_{bx}}\right)\right]+\left[B_yM_y\left(\frac{F_a}{F_{by}}\right)\right] \tag{5.4.3}$$

$$P+P_x^{'}+P_y^{'}=P+\left[B_xM_x\left(\frac{F_a}{F_{bx}}\right)\right]+\left[B_yM_y\left(\frac{F_a}{F_{by}}\right)\right] \tag{5.4.4}$$

เมื่อ

$B_x=\frac{A}{S_x},B_y=\frac{A}{S_y}:=$ ตัวประกอบการดัดรอบแกน x และ y ตามลำดับ

$a_x=5.14936EAr_x^2,a_y=5.14936EAr_y^2:=$ ตัวประกอบขยายโมเมนต์ดัดรอบแกน x และแกน y ตามลำดับ

$M_x,M_y:=$ โมเมนต์ดัดที่กระทำรอบแกน x และแกน y

เนื่องจากวิธีข้างต้นยังยากมากอยู่ L.B. Burgett เสนอสมการการออกแบบที่ง่ายขึ้นดังนี้

$$P_{eff}=P_{eq}=P_0+M_xm+M_ymU \tag{5.4.5}$$

เมื่อ $P_0=$ แรงอัดตามแนวแกนที่กระทำ

$m=$ ตัวประกอบตามตารางที่ 5.4

$M_x,M_y=$ โมเมนต์ดัดที่กระทำ

U = 3 เมื่อเริ่มต้นออกแบบ

ตารางที่ 5.4 ค่าตัวประกอบโดยประมาณของ m สำหรับเหล็ก F_y = 2500 ksc

KL , m	3	4	5	6	7 และมากกว่า
ทุกรูปตัด	7.9	7.5	7.2	6.9	6.2

5.4.2 ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

การออกแบบส่วนโครงสร้างเสา-คาน ต้องใช้วิธีลองผิดลองถูก (trial and error) ดังนั้นหากแปลงโมเมนต์ดัดประลัยเป็นแรงตามแนวแกนเทียบเท่าดังสมการ

$$P_{ueq} = P_u + M_{ux}m + M_{uy}mU \tag{5.4.6}$$

เมื่อ $m = \dfrac{8\phi_c P_n}{9\phi_b M_{nx}}$ และ $U = \dfrac{M_{nx}}{M_{ny}}$ โดยหาค่าได้ตามตารางที่ 5.5

ตารางที่ 5.5 ค่าของตัวประกอบ m และ U (ประมาณ)
สำหรับเหล็ก F_y = 2500 กก./ซม.^{2}

KL (เมตร)	m					U
	3	4	5	6	7 และมากกว่า	
W100	14	10	7	-	-	1.4
W125	15.4	12.5	8.5	6	-	1.3
W150	12.5	10.5	8.5	7.5	6	1.9
W200	12	11.5	10.5	9	8	1.5
W250	10	9.8	9.5	9	8	1.5
W300	8.2	8.2	8	8	8	1.5
W350	7.2	7.2	6.6	6.6	6.6	1.5

แต่ Yura ได้เสนอสมการต่อไปนี้ เพื่อประมาณรูปตัดที่ต้องการ และนำไปใช้ออกแบบตามวิธี AISC/ASD ได้ด้วย

แรงอัดตามแนวแกนเทียบเท่า

$$P_{eq} = P + M_x\left(\frac{2}{d}\right) + M_y\left(\frac{7.5}{b}\right) \tag{5.4.7}$$

เมื่อโมเมนต์ดัดมีค่ามาก ค่าโมเมนต์ดัดเทียบเท่าคือ

$$M_{x,eq} = M_x + P\frac{d}{2} \tag{5.4.8}$$

เมื่อ P_{eq} = แรงอัดตามแนวแกนเทียบเท่า

$M_{x,eq}$ = โมเมนต์ดัดเทียบเท่ารอบแกน x

P = แรงอัดตามแนวแกนที่กระทำจริง

M_x = โมเมนต์ดัดรอบแกน x ที่กระทำจริง

M_y = โมเมนต์ดัดรอบแกน y ที่กระทำจริง

b = ความกว้างของรูปตัด

d = ความลึกของรูปตัด

ตัวอย่างที่ 5.1 ส่วนของโครงสร้างในเฟรมที่ไม่เซ (braced frame) ต้องรับแรงอัดและโมเมนต์ดัดที่กระทำรอบแกนหลักอันเนื่องมาจากน้ำหนักใช้งานต่างๆ โดยทำให้ส่วนโครงสร้างโก่งตัวทางเดียว ดังรูป ถ้าชิ้นส่วนดังกล่าวมีขนาดหน้าตัด $W300\times94$ และเป็นเหล็กชนิด ASTM A36 ให้ $F_y = 2500$ ksc, E = 2,040,000 ksc สามารถรับแรงดังกล่าวได้หรือไม่ ให้ $K_x = K_y = 1.0$

วิธีทำ

ตรวจสอบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาแรงที่กระทำ

$P = 28 + 66.5 = 94.5$ ตัน

$M = 1500 + 3562.5 = 5062.5$ kg.m ที่ปลายบน

$M = 1800 + 4275 = 6075$ kg.m ที่ปลายล่าง

$W300\times94, d = 300$ mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm, A = 119.8 cm^2, w = 94 kg/m, I_x = 20,400 cm^4, I_y = 6,750 cm^4, r_x = 13.1 cm, r_y = 7.51 cm, S_x = 1,360 cm^3, S_y = 450 cm^4, Z_x = 1,464.75 cm^3

ขั้นตอนที่ 2 หาหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจริง f_a และหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ F_a

หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจริง $f_a = \dfrac{P}{A} = \dfrac{94{,}500}{119.8} = 788.8146912$ ksc

ความชะลูดของทางแกน x คือ $\dfrac{K_xL_x}{r_x} = \dfrac{1.0\times420}{13.1} = 32.0610687$

ความชะลูดของทางแกน y คือ $\dfrac{K_yL_y}{r_y} = \dfrac{1.0\times420}{7.51} = 55.92543276$

ดังนั้นการโก่งเดาะเกิดรอบแกน y เนื่องจากความชะลูดมากกว่า

อัตราส่วนแบ่งประเภทเสา $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \pi\sqrt{\frac{2\times 2{,}040{,}000}{2{,}500}} = 126.9141221$

อัตราส่วน $\frac{K_y L_y}{r_y} < C_c$ ดังนั้น $\frac{K_y L_y}{r_y C_c} = \frac{55.92543276}{126.9141221} = 0.440655711$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{K_y L_y}{r_y C_c}\right)^2\right]F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{K_y L_y}{r_y C_c}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{K_y L_y}{r_y C_c}\right)^3}$$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\times 0.440655711^2\right]\times 2500}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\times 0.440655711-\frac{1}{8}\times 0.440655711^3}$$

$$F_a = \frac{2257.27818}{1.821216883}$$

$$F_a = 1239.43403 \text{ ksc}$$

ดังนั้น $\frac{f_a}{F_a} = \frac{788.8146912}{1239.43403} = 0.636431364 > 0.15$

ขั้นตอนที่ 3 หาหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง f_{bx} และหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_{bx}

หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{6{,}075\times 100}{1{,}360} = 446.6911765 \text{ ksc}$$

หาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_{bx}

ระยะค้ำยันทางข้าง L = 420 cm

ระยะค้ำยันตามข้อกำหนด

$$0.444 b_f\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.444\times 30.0\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2{,}500}} = 380.5 \text{ cm} < L = 420 \text{ cm}$$

$M_1 = 5062.5$ t.m และ $M_2 = 6075$ t.m ทิศทางสวนกันโก่งทางเดียว อัตราส่วน $\frac{M_1}{M_2}$ เป็นลบ

$$C_b = 1.75 + 1.05\frac{M_1}{M_2} + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 = 1.75 + 1.05\left(-\frac{5062.5}{6075}\right) + 0.3\left(-\frac{5062.5}{6075}\right)^2$$

$$C_b = 1.083333333$$

$$\sqrt{\frac{3.517 E C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{3.517\times 2{,}040{,}000\times 1.083333333}{2500}} = 55.75865852$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{L}{0.26 b_f} = \frac{420}{0.26\times 30.0} = 53.84615385 < 55.75865852$$

ดังนั้นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้

$$F_{bx} = 0.6F_y = 0.6 \times 2500 = 1500 \text{ ksc}$$

ขั้นตอนที่ 4 หา Amplification Factor

$$C_m = 0.6 - 0.4\frac{M_1}{M_2} = 0.6 - 0.4\left(-\frac{5062.5}{7065}\right) = 0.933333333$$

$\frac{KL}{r_b}$ ในระนาบที่รับแรงดัดจริงคือ $\frac{K_xL_x}{r_x} = \frac{1.0 \times 420}{13.1} = 32.0610687$

$$F_{ex}' = \frac{12}{23}\frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_xL_x}{r_x}\right)^2} = \frac{12}{23} \times \frac{\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{32.0610687^2} = 10{,}219.44553 \text{ ksc}$$

ดังนั้น

$$\frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_{ex}'}} = \frac{0.933333333}{1 - \frac{788.8146912}{10{,}219.44553}} = 1.011400968$$

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบด้วยสมการ Interaction

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_{ex}'}}\frac{f_{bx}}{F_{bx}} = 0.636431364 + 1.011400968 \times \frac{446.6911765}{1500}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_{ex}'}}\frac{f_{bx}}{F_{bx}} = 0.938 < 1.0$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{788.8146912}{0.6 \times 2500} + \frac{446.6911765}{1500} = 0.824 < 1.0$$

แสดงว่ารูปตัด $W300 \times 94$ สามารถรับแรงและโมเมนต์ดัดดังกล่าวได้

วิเคราะห์โดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาแรงกระทำที่เพิ่มค่า

แรงตามแกน

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 28 + 1.6 \times 66.5 = 140 \text{ ตัน}$$

โมเมนต์ดัดที่ปลายบน

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2 \times 1500 + 1.6 \times 3562.5 = 7{,}500 \text{ kg.m}$$

โมเมนต์ดัดที่ปลายล่าง

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2 \times 1800 + 1.6 \times 4275 = 9{,}000 \text{ kg.m}$$

$W300\times 94, d = 300$ mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm, A = 119.8 cm^2, w = 94 kg/m, I_x = 20,400 cm^4, I_y = 6,750 cm^4, r_x = 13.1 cm, r_y = 7.51 cm, S_x = 1,360 cm^3, S_y = 450 cm^4, Z_x = 1,464.75 cm^3

ขั้นตอนที่ 2 หากำลังรับแรงอัดประลัย $\phi_c P_n$ และอัตราส่วน $\frac{P_u}{\phi_c P_n}$

เนื่องจาก $\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.0\times 420}{13.1} = 32.0610687$

และ $\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0\times 420}{7.51} = 55.92543276 > \frac{K_x L_x}{r_x}$ วิบัติรอบแกน y ดังนั้น

$$\lambda_c = \frac{K_y L_y}{r_y \pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.0\times 420}{7.51\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}040{,}000}} = 0.623181283$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.623181283^2}\times 2500 = 2124.942299 \text{ ksc}$$

$$\phi_c F_{cr} = 0.85\times 2124.942299 = 1806.200954 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงอัดประลัย

$$\phi_c P_n = A(\phi_c F_{cr}) = 119.8\times 1806.200954 = 216{,}382.8743 \text{ kg}$$

ดังนั้น $\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{140{,}000}{216{,}382.8743} = 0.647001295 > 0.2$

จึงต้องตรวจสอบโดยใช้สมการ

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \le 1.0$$

ขั้นตอนที่ 3 หาโมเมนต์ดัดประลัยที่กระทำเมื่อคิดผลของแรงตามแนวแกน เป็น second-order moment

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$$

เมื่อ $M_1 = 7500$ t.m เป็นโมเมนต์ที่ปลายค่าน้อย

$M_2 = 9000$ t.m เป็นโมเมนต์ที่ปลายค่ามาก

M_1 กับ M_2 ทิศทางสวนกันการโก่งทางเดียว ค่า $\frac{M_1}{M_2}$ เป็นลบ

แทนค่า

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(-\frac{7500}{9000}\right) = 0.933333333$$

ค่า $\frac{KL}{r_b}$ ในระนาบที่รับโมเมนต์ดัด คือ $\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.0\times 420}{13.1} = 32.0610687$

ดังนั้น $P_{e1} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2\times 2{,}040{,}000\times 119.8}{32.0610687^2} = 2{,}346{,}555.019$ kg

ค่า Moment magnification factor

$$B_1 = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{0.933333333}{1-\frac{140,000}{2,346,555.019}} = 0.99255083 < 1.0 \text{ ใช้ } B_1 = 1.0$$

นั่นคือ

$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t} = 1.0 \times 9000 + 0 = 9000 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 4 หากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย (design moment strength : $\phi_b M_n$ ของรูปตัดที่ใช้

ตรวจสอบว่าหน้าตัดเป็นแบบคอมแพคหรือไม่

ส่วนปีก (flange)

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30.0}{2 \times 1.5} = 10 < \lambda_p$$

ส่วนแผ่นตั้ง (web)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{30.0 - 2 \times 1.5 - 2 \times 1.8}{1.0} = 23.4$$

เนื่องจาก

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{P_u}{\phi_b (AF_y)} = \frac{140,000}{0.9(119.8 \times 2500)} = 0.519384158 > 0.125$$

ดังนั้น

$$\lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) = 1.12\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}}(2.33 - 0.519384158)$$

$$\lambda_p = 57.92811782 > \frac{h}{t_w} = 23.4$$

แสดงว่ารูปตัดนี้เป็นแบบคอมแพค

ตรวจสอบระยะค้ำยันทางข้างเพื่อหากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

$I_y = 6750$ cm^4, r_y = 7.51 cm, S_x = 1360 cm^3

$$J = \frac{1}{3}\left(2b_f t_f^3 + dt_w^3\right) = \frac{1}{3}\left(2 \times 30.0 \times 1.5^3 + 30.0 \times 1.0^3\right) = 77.5 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{I_y d^2}{4} = \frac{6750 \times 30.0^2}{4} = 1,518,750 \text{ cm}^6$$

A = 119.8 cm^2, E = 2,040,000 ksc, $\nu = 0.3 =$ Poisson's ratio ได้โมดูลัสการเฉือน

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,040,000}{2(1+0.3)} = 784,615.3846 \text{ ksc}$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{1360}\sqrt{\frac{2,040,000 \times 784,615.3846 \times 77.5 \times 119.8}{2}}$$

$$x_1 = 199{,}121.7591 \ \text{kg/cm}^2$$

$$x_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = \frac{4\times 1{,}518{,}750}{6750}\left(\frac{1360}{784{,}615.3846\times 77.5}\right)^2$$

$$x_2 = 0.45019771\times 10^{-6} \quad (\text{kg/cm}^2)^{-2}$$

$$L_p = 1.76 r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\times 7.51\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} == 377.5701776 \ \text{cm}$$

$$L_r = \frac{r_y x_1}{F_y - F_r}\sqrt{1+\sqrt{1+x_2\left(F_y - F_r\right)^2}}$$

$$L_r = \frac{7.51\times 199{,}121.7591}{2500-700}\sqrt{1+\sqrt{1+0.45019771\times 10^{-6}\times\left(2500-700\right)}}$$

$$L_r = 830.7802282\sqrt{1+\sqrt{1+0.000810355}}$$

$$L_r = 830.7802282\sqrt{1+1.000405096}$$

$$L_r = 830.7802282\times 1.414356778$$

$$L_r = 1175.019647 \ \text{cm}$$

ขณะที่ $L_b = 420 \ \text{cm}$

นั่นคือ $L_p < L_b < L_r$

ดังนั้น

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right]$$

เมื่อ $C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(-\frac{7500}{9000}\right) + 0.3\left(-\frac{7500}{9000}\right)^2 = 1.083333333$$

$$M_p = F_y Z_x = 2500\times 1464.75 = 3{,}661{,}875 \ \text{kg.cm}$$

$$M_r = \left(F_y - F_r\right)S_x = \left(2500-700\right)\times 1360 = 2{,}448{,}000 \ \text{kg.cm}$$

ดังนั้น

$$\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = \frac{420 - 377.5701776}{1175.019647 - 377.5701776} = 0.05320691$$

$$\left(M_p - M_r\right)\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = \left(3{,}661{,}875 - 2{,}448{,}000\right)\times 0.05320691$$

$$\left(M_p - M_r\right)\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = 64{,}586.53826$$

$$M_n = 1.083333333\left[3{,}661{,}875 - 64{,}586.53826\right]$$

$$M_n = 3{,}897{,}062.499 \ \text{kg.cm} > M_p = 3{,}661{,}875 \ \text{kg.cm}$$

ต้องใช้ $M_n = M_p = 3{,}661{,}875 \ \text{kg.cm} = 36{,}618.75 \ \text{kg.m}$

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = 0.9 \times 36{,}618.75 = 32{,}956.875 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบด้วยสมการ interaction

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right) \le 1.0$$

$$0.647001295 + \frac{8}{9}\left(\frac{9000}{32{,}956.875} + 0\right) \le 1.0$$

$$0.889742756 \le 1.0$$

แสดงว่ารูปตัด $W-300\times94$ สามารถรับน้ำหนักบรรทุกดังกล่าวได้อย่างปลอดภัย

ตัวอย่างที่ 5.2 เสาในโครงเฟรมที่เซได้ (unbraced frame) มีรูปตัด $W-350\times136$ โดยจัดให้แกน y ของหน้าตัดอยู่ในระนาบของเฟรม เสารับน้ำหนักใช้งานต่างๆ ดังรูป แรง 5 ตันเป็นแรงลมกระทำในแนวนอนที่หัวเสา ให้คานมีโมเมนต์อินเนอร์เชียเป็นสองเท่าของเสา เสามีค้ำยันที่ปลายบนและปลายล่างป้องกันการเคลื่อนที่ของแกน y และมีค้ำยันที่กึ่งกลางเสาเพื่อไม่ให้เกิดการโก่งเดาะรอบแกน y ให้ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 จงตรวจสอบว่าเสารับแรงกระทำได้หรือไม่

(ก)

วิธีทำ

วิเคราะห์โครงสร้าง โดยแรง $P_{DL} = 5, P_{LL} = 15$ กระทำผ่านเสาโดยตรง ยังไม่ต้องพิจารณาโครงเฟรม ABCD รับน้ำหนักบรรทุกแผ่จร 1.4 ตัน/เมตร ใช้วิธี slope-deflection

โมเมนต์ที่ปลายยึดแน่น

$$FEM_{AB} = FEM_{BA} = FEM_{CD} = FEM_{DC} = 0$$

$$FEM_{BC} = -\frac{1.4 \times 15.00^2}{12} = -26.25$$

$$FEM_{CB} = +\frac{1.4 \times 15.00^2}{12} = 26.25$$

เขียนสมการ slope-deflection

$$M_{NF} = \frac{2EI}{L}\left(2\theta_N + \theta_F - 3\phi_{NF}\right) + FEM_{NF}$$

$$M_{AB} = \frac{2EI}{6}\left(2\theta_A + \theta_B - 0\right) + 0 = \frac{2}{3}EI\theta_A + \frac{1}{3}EI\theta_B$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{6}\left(2\theta_B + \theta_A - 0\right) + 0 = \frac{1}{3}EI\theta_A + \frac{2}{3}EI\theta_B$$

$$M_{BC} = \frac{2E(2I)}{15}\left(2\theta_B + \theta_C - 0\right) - 26.25 = \frac{8}{15}EI\theta_B + \frac{4}{15}EI\theta_C - 26.25$$

$$M_{CB} = \frac{2E(2I)}{15}\left(2\theta_C + \theta_B - 0\right) + 26.25 = \frac{4}{15}EI\theta_B + \frac{8}{15}EI\theta_C + 26.25$$

$$M_{CD} = \frac{2EI}{6}\left(2\theta_C + \theta_D - 0\right) + 0 = \frac{2}{3}EI\theta_C + \frac{1}{3}EI\theta_D$$

$$M_{DC} = \frac{2EI}{6}\left(2\theta_D + \theta_C - 0\right) + 0 = \frac{1}{3}EI\theta_C + \frac{2}{3}EI\theta_D$$

พิจารณาสมดุลโมเมนต์ที่จุด A

$$M_{AB} = 0$$

$$\frac{2}{3}EI\theta_A + \frac{1}{3}EI\theta_B = 0$$

$$2EI\theta_A + EI\theta_B = 0 \qquad (1)$$

พิจารณาสมดุลโมเมนต์ที่จุด B

$$M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$\frac{1}{3}EI\theta_A + \frac{2}{3}EI\theta_B + \frac{8}{15}EI\theta_B + \frac{4}{15}EI\theta_C - 26.25 = 0$$

$$5EI\theta_A + 10EI\theta_B + 8EI\theta_B + 4EI\theta_C - 393.75 = 0$$

$$5EI\theta_A + 18EI\theta_B + 4EI\theta_C = 393.75 \qquad (2)$$

พิจารณาสมดุลโมเมนต์ที่จุด C

$$M_{CB} + M_{CD} = 0$$

$$\frac{4}{15}EI\theta_B + \frac{8}{15}EI\theta_C + 26.25 + \frac{2}{3}EI\theta_C + \frac{1}{3}EI\theta_D = 0$$

$$4EI\theta_B + 8EI\theta_C + 393.75 + 10EI\theta_C + 5EI\theta_D = 0$$

$$4EI\theta_B + 18EI\theta_C + 5EI\theta_D = -393.75 \qquad (3)$$

พิจารณาสมดุลโมเมนต์ที่จุด D

$$M_{DC} = 0$$

$$\frac{1}{3}EI\theta_C + \frac{2}{3}EI\theta_D = 0$$

$$EI\theta_C + 2EI\theta_D = 0 \qquad (4)$$

เรียงลำดับสมการ แล้วแก้สมการโดยการกำจัดแบบเกาส์-จอร์แดน คือกำจัดใต้แนวทแยง

$$2EI\theta_A + 1EI\theta_B + 0EI\theta_C + 0EI\theta_D = 0 \quad (1)$$

$$5EI\theta_A + 18EI\theta_B + 4EI\theta_C + 0EI\theta_D = 393.75 \quad (2)$$

$$0EI\theta_A + 4EI\theta_B + 18EI\theta_C + 5EI\theta_D = -393.75 \quad (3)$$

$$0EI\theta_A + 0EI\theta_B + 1EI\theta_C + 2EI\theta_D = 0 \quad (4)$$

จัดเป็นรูปเมตริกซ์เพื่อให้ดูง่ายขึ้น

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 5 & 18 & 4 & 0 \\ 0 & 4 & 18 & 5 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 393.75 \\ -393.75 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

$(1) \Rightarrow (1)$

$(1) \times 5 - (2) \times 2 \Rightarrow (2)$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -31 & -8 & 0 \\ 0 & 4 & 18 & 5 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -787.5 \\ -393.75 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

$(2) \Rightarrow (2)$

$(2) \times 4 - (3) \times (-31) \Rightarrow (3)$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -31 & -8 & 0 \\ 0 & 0 & 526 & 155 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -787.5 \\ -15{,}356.25 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

$(3) \Rightarrow (3)$

$(3) \times 1 - (4) \times 526 \Rightarrow (4)$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -31 & -8 & 0 \\ 0 & 0 & 526 & 155 \\ 0 & 0 & 0 & -897 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -787.5 \\ -15{,}356.25 \\ -15{,}356.25 \end{bmatrix} \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

จากสมการที่ (4)

$$-897EI\theta_D = -15{,}356.25$$

$$EI\theta_D = \frac{-15{,}356.25}{-897} = 17.11956522$$

จากสมการที่ (3)

$$526EI\theta_C + 155EI\theta_D = -15{,}356.25$$

$$526EI\theta_C + 155 \times 17.11956522 = -15{,}356.25$$

$$EI\theta_C = \frac{-15{,}356.25 - 155 \times 17.11956522}{526} = -34.23913043$$

จากสมการที่ (2)

$$-31EI\theta_B - 8EI\theta_C = -787.5$$

$$-31EI\theta_B - 8(-34.23913043) = -787.5$$

$$EI\theta_B = \frac{-787.5 + 8(-34.23913043)}{-31} = 34.23913043 = -EI\theta_C$$

จากสมการที่ (1)

$$2EI\theta_A + EI\theta_B = 0$$

$$2EI\theta_A + 34.23913043 = 0$$

$$EI\theta_A = \frac{-34.23913043}{2} = -17.11956522 = -EI\theta_D$$

ดังนั้นโมเมนต์ที่ปลายต่างๆ คือ

$$M_{AB} = \frac{2}{3}EI\theta_A + \frac{1}{3}EI\theta_B = \frac{2}{3}(-17.11956522) + \frac{1}{3}(34.23913043) = 0$$

$$M_{BA} = \frac{1}{3}EI\theta_A + \frac{2}{3}EI\theta_B = \frac{1}{3}(-17.11956522) + \frac{2}{3}(34.23913043)$$

$$M_{BA} = 17.11956522$$

$$M_{BC} = \frac{8}{15}EI\theta_B + \frac{4}{15}EI\theta_C - 26.25$$

$$M_{BC} = \frac{8}{15}(34.23913043) + \frac{4}{15}(-34.23913043) - 26.25$$

$$M_{BC} = -17.11956522$$

$$M_{CB} = \frac{4}{15}EI\theta_B + \frac{8}{15}EI\theta_C + 26.25$$

$$M_{CB} = \frac{4}{15}(34.23913043) + \frac{8}{15}(-34.23913043) + 26.25$$

$$M_{CB} = 17.11956522$$

$$M_{CD} = \frac{2}{3}EI\theta_C + \frac{1}{3}EI\theta_D = \frac{2}{3}(-34.23913043) + \frac{1}{3}(17.11956522)$$

$$M_{CD} = -17.11956522$$

$$M_{DC} = \frac{1}{3}EI\theta_C + \frac{2}{3}EI\theta_D = \frac{1}{3}(-34.23913043) + \frac{2}{3}(17.11956522) = 0$$

$$H_A = \frac{17.11956522}{6} = 2.85326087 \rightarrow$$

$$H_D = \frac{-17.11956522}{6} = -2.85326087 \leftarrow$$

$$V_A = V_D = \frac{1.4 \times 15.00}{2} = 10.5$$

ผลการวิเคราะห์ดังรูป (ข)

เนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่มีค่าครึ่งหนึ่งของน้ำหนักบรรทุกจร ผลการวิเคราะห์จึงเป็นครึ่งหนึ่งด้วย

รูป (ค) เป็นการวิเคราะห์เมื่อมีเฉพาะแรง 5 ตันกระทำที่จุด B และด้วยความสมมาตร แรงในแนวนอนที่ A และ D จะเท่ากับครึ่งหนึ่งของ 5 คือ 2.5 ตันไปทางซ้าย

ให้ D เป็นจุดหมุน

$$V_A \times 15.00 = 5 \times 6.00$$

$$V_A = \frac{5 \times 6.00}{15.00} = 2 \text{ ตัน} \downarrow$$

สมดุลของแรงในแนวดิ่ง

$$V_D = V_A = 2 \text{ ตัน} \uparrow$$

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาแรงและโมเมนต์ดัดที่เสาต้องรับ

จากรูป (ก) เสา CD จะรับแรงอัดมากที่สุด คือ PDL = 5 ตัน, PLL = 15 ตัน, จากน้ำหนักจรแผ่ 10.5 ตัน จากน้ำหนักบรรทุกคงที่แผ่ครึ่งหนึ่งของน้ำหนักจรแผ่ 5.25 ตัน และจากแรงลมอีก 2 ตัน (แรงลมทำให้ AB เป็นแรงดึง แรงอัดจึงน้อยกว่าใน CD)

$$P = 5 + 15 + 10.5 + 5.25 + 2 = 37.75 \text{ ตัน}$$

โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกจรแผ่ 17.11956522 ตัน.เมตร และจากน้ำหนักบรรทุกคงที่แผ่เป็นครึ่งหนึ่งของน้ำหนักจรแผ่ 8.55978261 ตัน.เมตร และผลจากแรงลมอีก 15 ตัน.เมตร ทิศทางทวนเข็มนาฬิกาเหมือนกันหมด

$$M = 17.11956522 + 8.55978261 + 15 = 40.67934783 \text{ ตัน.เมตร}$$

รูปตัด $W350 \times 136$ มี d = 350 mm, b_f = 350 mm, t_w = 12 mm, t_f = 19 mm, r = 20 mm, A = 173.9 cm^2, w = 136 kg/m, I_x = 40,300 cm^4, I_y = 13,600 cm^4, r_x = 15.2 cm, r_y = 8.84 cm, S_x = 2300 cm^3, S_y = 776 cm^3, Z_x = 2493.18 cm^3

ขั้นตอนที่ 2 หาหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจริง f_a และหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ F_a

หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจริง

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{37.75 \times 1000}{173.9} = 217.0787809 \text{ ksc}$$

หาหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ F_a

สำหรับการดัดรอบแกน y, $K_y = 1.0$

สำหรับการดัดรอบแกน x ต้องหาตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K_x ซึ่งต้องพิจารณาจาก Alignment chart ปลายบนของเสาจุด C มีอัตราส่วนสติฟเนสของเสาต่อสติฟเนสของคาน

$$G_A = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_b I_b}{L_b}} = \frac{\frac{EI}{6}}{\frac{E(2I)}{15}} = \frac{1}{6} \times \frac{15}{2} = 1.25$$

ปลายล่างของเสาจุด D เป็น hinge ซึ่งใช้ค่า $G_B = 10$ ใช้ Alignment chart ที่ยอมให้เซ จะได้ $K_x = 1.93$

ความชะลูดทางแกน y มีค้ำยันที่กึ่งกลางเสาทำให้ความยาว $L_y = 3.00$ m = 300 cm

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 \times 300}{8.84} = 33.94$$

ความชะลูดทางแกน x

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.93 \times 600}{15.2} = 76.18421053 > \frac{K_y L_y}{r_y}$$

ดังนั้นการโก่งเดาะเกิดขึ้นรอบแกน x

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \pi\sqrt{\frac{2E}{F_y}} = \pi\sqrt{\frac{2 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 126.9141221 > \frac{K_x L_x}{r_x}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x C_c} = \frac{76.18421053}{126.9141221} = 0.600281586$$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{K_xL_x}{r_xC_c}\right)^2\right]F_y}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{K_xL_x}{r_xC_c}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{K_xL_x}{r_xC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\times 0.600281586^2\right]\times 2500}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\times 0.600281586-\frac{1}{8}\times 0.600281586^3\right]}$$

$$F_a = 1099.125811 \text{ ksc}$$

ดังนั้น

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{217.0787809}{1099.125811} = 0.197501304 > 0.15$$

ขั้นตอนที่ 3 หาหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง f_{bx} และหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_{bx}

หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{40.67934783\times 1000\times 100}{2300} = 1768.667297 \text{ ksc}$$

ตรวจสอบประเภทรูปตัดของ $W350\times 136$

ปีกคาน $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{350}{2\times 19} = 9.210526316$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\lambda_r = 0.83\sqrt{\frac{E}{(F_y - F_r)}} = 0.83\sqrt{\frac{2,040,000}{(2500-700)}} = 27.94196366$$

$$\lambda < \lambda_p$$

สำหรับปีกคาน หน้าตัดนี้น่าจะเป็นแบบคอมแพค แต่ต้องตรวจสอบกับกรณีแผ่นตั้ง

แผ่นตั้ง $\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d-2t_f-2r}{t_w} = \frac{350-2\times 19-2\times 20}{12} = 22.66666667$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 107.4070836$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 162.8245682$$

$$\lambda < \lambda_p$$

สำหรับแผ่นตั้ง หน้าตัดนี้เป็นแบบคอมแพค ร่วมกับกรณีของปีกคาน จึงเป็นแบบคอมแพคแน่นอนแล้ว

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้

$$F_{bx} = 0.66F_y = 0.66\times 2500 = 1650 \text{ ksc}$$

ขั้นตอนที่ 4 หา Amplification factor

จากตาราง 5.1 กรณี (ก) โมเมนต์ดัดมากที่สุดกระทำที่ปลาย และมีการเคลื่อนที่ที่ปลาย (สำหรับเสาในโครงเฟรมที่มีการเซ) ให้ใช้ $C_m = 0.85$

ค่า KL/r_b ในระนาบที่รับโมเมนต์ดัดคือ

$$\frac{KL}{r_b} = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.93 \times 600}{15.2} = 76.18421053$$

ค่า F'_{ex}

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{KL}{r_b}\right)^2} = \frac{12\pi^2 \times 2{,}040{,}000}{23 \times 76.18421053^2} = 1809.894999 \text{ ksc}$$

ดังนั้นค่า Amplification factor คือ

$$\frac{C_m}{1-\frac{f_a}{F'_{ex}}} = \frac{0.85}{1-\frac{217.0787809}{1809.894999}} = 0.966 < 1.0 \text{ จึงใช้ } 1.0$$

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบด้วยสมการ Interaction

เนื่องจากมีการพิจารณาผลจากแรงลมเข้ามาร่วมด้วย จึงต้องเพิ่มค่าหน่วยแรงที่ยอมให้ขึ้นอีก 33% หรือ $\frac{4}{3}$ ดังนั้น

$$F_a = \frac{4}{3} \times 1099.125811 = 1465.501081 \text{ ksc}$$

$$F_{bx} = \frac{4}{3} \times 1650 = 2200 \text{ ksc}$$

Interaction equation เมื่อมีการดัดรอบแกน x เท่านั้น

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m}{1-\frac{f_a}{F'_{ex}}}\frac{f_{bx}}{F_{bx}} \le 1.0$$

$$\frac{217.0787809}{1465.501081} + 1.0 \times \frac{1768.667297}{2200} \le 1.0$$

$$0.952065658 \le 1.0$$

แสดงว่าเสาเหล็กรูปตัด $W350 \times 136$ สามารถรับแรงกระทำดังกล่าวได้

การตรวจสอบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาค่าแรงและโมเมนต์เพิ่มค่าโดยพิจารณากรณีต่างๆ ดังนี้

(ก) พิจารณาเมื่อเพิ่มค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่เป็น 1.4 เท่าหรือ 1.4(D) ทั้งแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัด

แรงอัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ 5 ตัน และจากน้ำหนักแผ่อีก $\frac{w_D L}{2} = \frac{0.7 \times 15.00}{2} = 5.25$ ตัน

$$P_u = 1.4(5 + 5.25) = 14.35 \text{ ตัน}$$

โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เป็นครึ่งหนึ่งของน้ำหนักบรรทุกจร

$$M_D = \frac{1}{2}M_L = \frac{1}{2}\times 17.11956522 = 8.55978261 \text{ ตัน.เมตร}$$

$$M_u = 1.4\times 8.55978261 = 11.98369565 \text{ ตัน.เมตร}$$

(ข) พิจารณารวมผลของ $1.2D + 1.6L$

แรงอัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ 5 ตัน และจากน้ำหนักแผ่อีก $\frac{w_D L}{2} = \frac{0.7\times 15.00}{2} = 5.25$ ตัน

รวมเป็น $P_D = 5 + 5.25 = 10.25$ ตัน

แรงอัดจากน้ำหนักบรรทุกจร 15 ตัน และจากน้ำหนักแผ่อีก $\frac{w_L L}{2} = \frac{1.4\times 15.00}{2} = 10.5$ ตัน

รวมเป็น $P_L = 15 + 10.5 = 25.5$ ตัน

ดังนั้น

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2\times 10.25 + 1.6\times 25.5 = 53.1 \text{ ตัน}$$

โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกจร $M_L = 17.11956522$ ตัน.เมตร และจากน้ำหนักบรรทุกคงที่

$$M_D = \frac{1}{2}M_L = \frac{1}{2}\times 17.11956522 = 8.55978261 \text{ ตัน.เมตร}$$

ดังนั้น

$$M_{nt} = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2\times 8.55978261 + 1.6\times 17.11956522$$

$$M_{nt} = 37.66304348 \text{ ตัน.เมตร}$$

$$M_{lt} = 0$$

(ค) พิจารณารวมผลของ $1.2D + 0.8W$ จากน้ำหนักบรรทุกคงที่ D และแรงลม W

แรงอัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ 5 ตัน และจากน้ำหนักแผ่อีก $\frac{w_D L}{2} = \frac{0.7\times 15.00}{2} = 5.25$ ตัน

รวมเป็น $P_D = 5 + 5.25 = 10.25$ ตัน

แรงอัดจากแรงลม $P_W = 2$ ตัน

$$P_u = 1.2\times 10.25 + 0.8\times 2 = 13.9 \text{ ตัน}$$

โมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เป็นครึ่งหนึ่งของน้ำหนักบรรทุกจร

$$M_D = \frac{1}{2}M_L = \frac{1}{2}\times 17.11956522 = 8.55978261 \text{ ตัน.เมตร}$$

โมเมนต์ดัดจากแรงลม ซึ่งทำให้เซได้

$$M_W = 15 \text{ ตัน.เมตร}$$

ดังนั้น

$$M_{nt} = 1.2M_D = 1.2\times 8.55978261 = 10.27173913 \text{ ตัน.เมตร}$$

$$M_{lt} = 0.8M_W = 0.8\times 15 = 12 \text{ ตัน.เมตร}$$

(ง) พิจารณารวมผลของ $1.2D + 0.5L + 1.3W$ รายละเอียดของ D,L,W ดูจากกรณี (ก),(ข) และ (ค) จะได้ดังนี้

$$P_u = 1.2P_D + 0.5P_L + 1.3P_W$$
$$P_u = 1.2 \times 10.25 + 0.5 \times 25.5 + 1.3 \times 2$$
$$P_u = 27.65 \text{ ตัน}$$
$$M_{nt} = 1.2M_D + 0.5M_L$$
$$M_{nt} = 1.2 \times 8.55978261 + 0.5 \times 17.11956522$$
$$M_{nt} = 18.83153674 \text{ ตัน.เมตร}$$
$$M_{lt} = 1.3M_W = 1.3 \times 15 = 19.5 \text{ ตัน.เมตร}$$

เปรียบเทียบทุกกรณี แรงในแนวแกนกรณี (ข) มากที่สุด โดยเป็นกรณีไม่เซ ส่วนโมเมนต์ดัดกรณี (ง) มากที่สุดโดยเป็นกรณีที่มีการเซทางข้าง จึงต้องตรวจสอบทั้งสองกรณี (ไม่ใช่เอาแรงตามแนวแกนจากกรณี (ข) และโมเมนต์ดัดจากกรณี (ง))

รูปตัด $W350 \times 136$ มี d = 350 mm, b_f = 350 mm, t_w = 12 mm, t_f = 19 mm, r = 20 mm, A = 173.9 cm^2, w = 136 kg/m, I_x = 40,300 cm^4, I_y = 13,600 cm^4, r_x = 15.2 cm, r_y = 8.84 cm, S_x = 2300 cm^3, S_y = 776 cm^3, Z_x = 2493.18 cm^3

ขั้นตอนที่ 2 หากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยของรูปตัด

หาระยะค้ำยันทางข้าง โจทย์ระบุว่ามีการค้ำยันทางข้างรอบแกน y ที่กึ่งกลางเสา ดังนั้น

$$L_b = \frac{6.00}{2} = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

หน้าตัดเป็นรูปตัว I (หรือคานเหล็กที่มีกำลังจุดครากต่างกัน และคานรูปตัดตัว C)

$$L_p = 1.76r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 8.84\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 444.4368003 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2(F_y - F_r)^2}}$$

ผลการวิเคราะห์รูปตัดด้วย Prokon จะได้ข้อมูลโดยละเอียดดังนี้

รูปตัด $W350 \times 136$ มี d = 350 mm, b_f = 350 mm, t_w = 12 mm, t_f = 19 mm, r = 20 mm, A = 173.89 cm^2, I_x = 40,299 cm^4, I_y = 13,586 cm^4, S_x = 2,302.8 cm^3, S_y = 776.33 cm^3, Z_x = 2,545.4 cm^3, Z_y = 1,178.6 cm^3,r_x = 15.223 cm, r_y = 8.8391 cm J = 199.88 cm^4, Z_t = 70.605 cm^3, C_w = 3,682,100 cm^6

$$E = 2{,}040{,}000$$
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615.3846$$
$$F_y = 2500 \text{ ksc}$$

$F_r = 700$ ksc สำหรับเหล็กรูปพรรณ แต่ถ้าขึ้นรูปด้วยการเชื่อมใช้ 1150 ksc

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{2302.8}\sqrt{\frac{2{,}040{,}000 \times 784{,}615.3846 \times 199.88 \times 173.89}{2}}$$

$$X_1 = 227{,}532.8578$$

$$X_2 = 4\frac{C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = 4 \times \frac{3{,}682{,}100}{13{,}586} \times \left(\frac{2302.8}{784{,}615.3846 \times 199.88}\right)^2$$

$$X_2 = 0.252778809 \times 10^{-6}$$

ดังนั้น

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - F_r)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = \frac{8.8391 \times 227{,}532.8578}{(2500 - 700)}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.252778809 \times 10^{-6} \times (2500 - 700)^2}}$$

$$L_r = 1712.355121 \text{ cm}$$

ตรวจสอบพบว่า $L_b \le L_p$ ดังนั้น

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b M_p = \phi_b Z_x F_y \le \phi_b 1.5 S_x F_y$$

$$\phi_b Z_x F_y = 0.9 \times 2545.4 \times 2500 = 5{,}727{,}150 \text{ kg.cm} = 57{,}271.5 \text{ kg.m}$$

$$\phi_b 1.5 S_x F_y = 0.9 \times 1.5 \times 2302.8 \times 2500 = 7{,}771{,}950 \text{ kg.cm} = 77{,}719.5 \text{ kg.m}$$

ดังนั้นกำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยของรูปตัดคือ

$$\phi_b M_{nx} = 57{,}271.5 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับแรงอัดประลัยของรูปตัด

สำหรับการดัดรอบแกน y, $K_y = 1.0$

สำหรับการดัดรอบแกน x ต้องหาตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K_x ซึ่งต้องพิจารณาจาก Alignment chart ปลายบนของเสาจุด C มีอัตราส่วนสติฟเนสของเสาต่อสติฟเนสของคาน

$$G_A = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_b I_b}{L_b}} = \frac{\frac{EI}{6}}{\frac{E(2I)}{15}} = \frac{1}{6} \times \frac{15}{2} = 1.25$$

ปลายล่างของเสาจุด D เป็น hinge ซึ่งใช้ค่า $G_B = 10$ ใช้ Alignment chart ที่ยอมให้เซ จะได้ $K_x = 1.93$

ความชะลูดทางแกน y มีค้ำยันที่กึ่งกลางเสาทำให้ความยาว $L_y = 3.00$ m = 300 cm

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 \times 300}{8.8391} = 33.94010702$$

ความชะลูดทางแกน x

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.93 \times 600}{15.223} = 76.06910596 > \frac{K_y L_y}{r_y}$$

ดังนั้นการโก่งเดาะเกิดขึ้นรอบแกน x

$$\lambda_c = \frac{K_x L_x}{r_x \pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{76.06910596}{\pi}\sqrt{\frac{2{,}500}{2{,}040{,}000}} = 0.847643741 \le 1.5$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.847643741^2} \times 2500 = 1850.697034$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 1850.697034 \times 173.89 = 273{,}545.0512 \ \text{kg}$$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบกรณี (ข) ซึ่งไม่มีการเคลื่อนตัวทางข้าง

หา Modification factor B_1

เสาในโครงเฟรมที่ไม่มีการเซ

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{0}{37.66304348}\right) = 0.6$$

การดัดรอบแกน x ต้องหาตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K_x ซึ่งต้องพิจารณาจาก Alignment chart ปลายบนของเสาจุด C มีอัตราส่วนสติฟเนสของเสาต่อสติฟเนสของคาน

$$G_A = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_b I_b}{L_b}} = \frac{\frac{EI}{6}}{\frac{E(2I)}{15}} = \frac{1}{6} \times \frac{15}{2} = 1.25$$

ปลายล่างของเสาจุด D เป็น hinge ซึ่งใช้ค่า G_B = 10 ใช้ Alignment chart ที่ไม่ยอมให้เซ จะได้ K_x = 0.87

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2{,}040{,}000 \times 173.89}{\left(\frac{0.87 \times 600}{15.223}\right)^2} = 2{,}977{,}583.91 \ \text{kg}$$

(a) Sidesway prevented

$$B_1 = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{0.6}{1-\frac{53.1\times1000}{2,977,583.91}} = 0.61 < 1.0 \text{ ใช้ } B_1 = 1.0$$

หา modification factor B_2

ดังนั้นโมเมนต์ขยายค่า (amplified moment)

$$M_{ux} = B_1M_{nt} + B_2M_{lt} = 1.0\times37.66304348\times1000 = 37,663.04348 \text{ kg.m}$$

เนื่องจาก

$$\frac{P_u}{\phi_cP_n} = \frac{53.1\times1000}{273,545.0512} = 0.194117933 < 0.2$$

ดังนั้นต้องพิจารณาจาก

$$\frac{P_u}{2\phi_cP_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_bM_{nx}} \le 1.0$$

$$\frac{53.1\times1000}{2\times273,545.0512} + \frac{37,663.04348}{57,271.5} \le 1.0$$

$$0.754681754 < 1.0$$

กรณี (ข) หน้าตัดรับแรงได้

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบกรณี (ง) ซึ่งมีการเคลื่อนตัวทางข้าง

$P_u = 27.65$ ตัน

$M_{nt} = 18.83153674$ ตัน.เมตร

$M_{lt} = 19.5$ ตัน.เมตร

หาค่า modification factor : B_1

เสาในโครงเฟรมที่ไม่มีการเซ

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{0}{37.66304348}\right) = 0.6$$

การดัดรอบแกน x ต้องหาตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K_x ซึ่งต้องพิจารณาจาก Alignment chart ปลายบนของเสาจุด C มีอัตราส่วนสติฟเนสของเสาต่อสติฟเนสของคาน

$$G_A = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_b I_b}{L_b}} = \frac{\frac{EI}{6}}{\frac{E(2I)}{15}} = \frac{1}{6} \times \frac{15}{2} = 1.25$$

ปลายล่างของเสาจุด D เป็น hinge ซึ่งใช้ค่า G_B = 10 ใช้ Alignment chart ที่ไม่ยอมให้เซ จะได้ K_x = 0.87

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2{,}040{,}000 \times 173.89}{\left(\frac{0.87 \times 600}{15.223}\right)^2} = 2{,}977{,}583.91 \text{ kg}$$

(a) Sidesway prevented

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{53.1 \times 1000}{2{,}977{,}583.91}} = 0.61 < 1.0 \text{ ใช้ } B_1 = 1.0$$

หาค่า modification factor : B_2

สำหรับการดัดรอบแกน x ต้องหาตัวประกอบความยาวประสิทธิผล K_x ซึ่งต้องพิจารณาจาก Alignment chart ปลายบนของเสาจุด C มีอัตราส่วนสติฟเนสของเสาต่อสติฟเนสของคาน

$$G_A = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_b I_b}{L_b}} = \frac{\frac{EI}{6}}{\frac{E(2I)}{15}} = \frac{1}{6} \times \frac{15}{2} = 1.25$$

ปลายล่างของเสาจุด D เป็น hinge ซึ่งใช้ค่า $G_B = 10$ ใช้ Alignment chart ที่ยอมให้เซ จะได้ $K_x = 1.93$

$$P_{e2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{KL}{r_b}\right)} = \frac{\pi^2 \times 2{,}040{,}000 \times 173.89}{\left(\frac{1.93 \times 600}{15.223}\right)^2} = 605{,}045.3064 \text{ kg}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}} = \frac{1}{1 - \frac{2 \times 27.65 \times 1000}{2 \times 605{,}045.3064}} = 1.047887469$$

ดังนั้นโมเมนต์ขยายค่า (amplified moment)

$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{ux} = 1.0 \times 18.83153674 \times 1000 + 1.047887469 \times 19.5 \times 1000$$

$$M_{ux} = 39{,}265.34239 \text{ kg.m}$$

เนื่องจาก

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{27.65 \times 1000}{273{,}545.0512} = 0.101080242 < 0.2$$

ดังนั้นต้องพิจารณาจาก

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} \le 1.0$$

$$\frac{27.65 \times 1000}{2 \times 273{,}545.0512} + \frac{39{,}265.34239}{57{,}271.5} \le 1.0$$

$$0.736140155 < 1.0$$

กรณี (ง) หน้าตัดรับแรงได้

เสาหน้าตัด $W350 \times 136$ รับน้ำหนักที่กำหนดได้

ตัวอย่างที่ 5.3 จงออกแบบส่วนของโครงสร้างยาว 4.50 เมตร ในโครงเฟรมที่ไม่มีการเซ ปลายล่างเป็นแบบยึดหมุน รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานตามแนวแกน 14 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรตามแนวแกนใช้งาน 33.25 ตัน ที่ปลายบนรับโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกนหลักจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 2 ตัน.เมตร และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 4.75 ตัน.เมตร และโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกนรองเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 0.8 ตัน.เมตร และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 1.9 ตันเมตร โดยไม่มีแรงกระทำตั้งฉากกับแนวแกนระหว่างปลายทั้งสอง ให้ $K_x = K_y = 1.0$ ใช้เหล็ก ASTM A36

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาแรงและโมเมนต์ที่กระทำ

$$P = P_D + P_L = 14 + 33.25 = 47.25 \text{ ตัน}$$

$$M_x = M_{xD} + M_{xL} = 2 + 4.75 = 6.75 \text{ ตัน.เมตร}$$

$$M_y = M_{yD} + M_{yL} = 0.8 + 1.9 = 2.7 \text{ ตัน.เมตร}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาน้ำหนักตามแนวแกนที่เทียบเท่าตามข้อเสนอของ Yura แล้วเลือกรูปตัด

$$P_{eq} = P + \frac{2}{d}M_x + \frac{7.5}{b_f}M_y$$

$$P_{eq} = 47.25 + \frac{2}{d} \times 6.75 + \frac{7.5}{b_f} \times 2.7$$

สมมติใช้เสาหน้าตัด $W - 300 \times 94$ มี $d = b_f = 30$ cm = 0.30 m

$$P_{eq} = 47.25 + \frac{2}{0.30} \times 6.75 + \frac{7.5}{0.30} \times 2.7 = 159.75 \text{ ตัน}$$

ลองเลือก $W - 300 \times 94$ มี d = 300 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm A = 119.78 cm^2, w = 94 kg/m, I_x = 20,412 cm^4, I_y = 6,754.9 cm^4, r_x = 13.054 cm, r_y = 7.5091 cm, S_x = 1,360.8 cm^3, S_y = 450.32 cm^3,Z_x = 1,501.3 cm^3, Z_y = 684.27 cm^3,J = 88.303 cm^4, Z_t = 38.938 cm^3, C_w = 1,353,800 cm^6

ตรวจสอบแบบของหน้าตัด

ปีกคาน $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 15} = 10$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 10.85497121$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 15.99679968$$

$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ หน้าตัดเป็นแบบ compact

แผ่นตั้ง $\frac{d}{t_w} = \frac{300}{10} = 30$

$$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 107.4070836$$

$$4.46\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.46\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 127.4030832$$

$\frac{d}{t_w} < 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ หน้าตัดเป็นแบบ compact

ขั้นตอนที่ 3 หาหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้น f_a และหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ F_a

หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้น

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{47.25 \times 1000}{119.78} = 394.4732009 \text{ ksc}$$

หาหน่วยแรงอัดที่ยอมให้

$$\frac{K_xL_x}{r_x} = \frac{1.0 \times 450}{13.054} = 34.47219242$$

$$\frac{K_yL_y}{r_y} = \frac{1.0 \times 450}{7.5091} = 59.92728822 > \frac{K_xL_x}{r_x}$$

เกิดการโก่งเดาะรอบแกน y

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2E}{F_y}} = \pi\sqrt{\frac{2 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 126.9141221 > \frac{K_yL_y}{r_y}$$

$$\frac{K_yL_y}{r_yC_c} = \frac{59.92728822}{126.9141221} = 0.472187706$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{K_yL_y}{r_yC_c}\right)^2\right]F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{K_yL_y}{r_yC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{K_yL_y}{r_yC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times 0.472187706^2\right] \times 2500}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times 0.472187706 - \frac{1}{8} \times 0.472187706^3\right]}$$

$$F_a = 1213.441623 \text{ ksc}$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{394.4732009}{1213.441623} = 0.325086261 > 0.15$$

สังเกตว่า $P = F_aA = 1213.441623 \times 119.78 = 145{,}346.0376$ kg < P_{eq} = 159,750 kg ค่า P_{eq} เป็นค่าประมาณสำหรับคาดเดาขนาดหน้าตัดเท่านั้น

ขั้นตอนที่ 4 หาหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้น f_{bx}, f_{by} และหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_{bx}, F_{by}

หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{6.75 \times 1000 \times 100}{1360.8} = 496.031746 \text{ ksc}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{2.70 \times 1000 \times 100}{450.32} = 599.5736365 \text{ ksc}$$

หาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_{bx}

ระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด L = 4.50 m = 450 cm

ระยะค้ำยันทางข้างที่ใช้เปรียบเทียบเลือกจากค่าน้อยของ

$$L_c = 0.444b_f\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.444 \times 30.0\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 380.4953067 \text{ cm}$$

$$L_c = 0.69E\frac{A_f}{dF_y} = 0.69 \times 2{,}040{,}000 \times \frac{30.0 \times 1.5}{30.0 \times 2500} = 844.56 \text{ cm}$$

ดังนั้นระยะค้ำยันทางข้างที่ใช้เปรียบเทียบ คือ $L_c = 380.4953067$ cm

ตรวจสอบพบว่า (L = 450 cm) > (L_c = 380.495 cm) แสดงว่าค้ำยันทางข้างไม่พอเพียง ดังนั้นหน่วยแรงดัดจึงขึ้นกับอัตราส่วน $\frac{L}{r_T}$ โดยที่

$$C_b = 1.75 + 1.05\frac{M_1}{M_2} + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 = 1.75 + 1.05\left(\frac{0}{6,750}\right) + 0.3\left(\frac{0}{6,750}\right)^2 = 1.75$$

$$\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517 \times \frac{2,040,000 \times 1.75}{2500}} = 70.86801817$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{L}{0.26b_f} = \frac{450}{0.26 \times 30.0} = 57.69230769$$

เป็นกรณีที่ $\frac{L}{r_T} < \sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}}$ ได้หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนหลักคือ

$$F_{bx} = 0.60F_y = 0.60 \times 2500 = 1500 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้รอบแกนรอง

$$F_{by} = 0.75F_y = 0.75 \times 2500 = 1875 \text{ ksc}$$

ขั้นตอนที่ 5 หา Amplification factor

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}}\right) = 0.6 - 0.4\left(\frac{0}{6,750}\right) = 0.6$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_{1y}}{M_{2y}}\right) = 0.6 - 0.4\left(\frac{0}{2,700}\right) = 0.6$$

$$F'_{ex} = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{K_x L_x}{r_{bx}}\right)^2} = \frac{12\pi^2 \times 2,040,000}{23 \times \left(\frac{1.0 \times 450}{13.054}\right)^2} = 8839.862545 \text{ ksc}$$

$$F'_{ey} = \frac{12\pi^2 E}{23\left(\frac{K_y L_y}{r_{by}}\right)^2} = \frac{12\pi^2 \times 2,040,000}{23 \times \left(\frac{1.0 \times 450}{7.5091}\right)^2} = 2925.055233 \text{ ksc}$$

ดังนั้น ค่า Amplification factor คือ

$$\frac{C_{mx}}{1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{394.4732009}{8839.862545}} = 0.628 < 1.0 \text{ ใช้ } 1.0$$

$$\frac{C_{my}}{1 - \frac{f_a}{F_{ey}'}} = \frac{0.6}{1 - \frac{394.4732009}{2925.055233}} = 0.694 < 1.0 \text{ ใช้ } 1.0$$

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบการรับแรงอัดและโมเมนต์ดัดร่วมกันด้วยสมการ Interaction

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{C_{mx}}{1-\frac{f_a}{F'_{ex}}}\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{C_{my}}{1-\frac{f_a}{F'_{ey}}}\frac{f_{by}}{F_{by}}\le 1.0$$

$$0.325086261+1.0\times\frac{496.031746}{1500}+1.0\times\frac{599.5736365}{1875}\le 1.0$$

$$0.975546697\le 1.0$$

ตรวจสอบอีกสมการ

$$\frac{f_a}{0.6F_y}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\le 1.0$$

$$\frac{394.4732009}{0.6\times 2500}+\frac{496.031746}{1500}+\frac{599.5736365}{1875}\le 1.0$$

$$0.91344257\le 1.0$$

เป็นจริงทั้งสองสมการ ดังนั้นเลือกรูปตัด $W300\times 94$ รับน้ำหนักที่กำหนดได้

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่า

$$P_u=1.2P_D+1.6P_L=1.2\times 14+1.6\times 33.25=70 \text{ ตัน}$$

$$M_{ux}=1.2M_{Dx}+1.6M_{Lx}=1.2\times 2+1.6\times 4.75=10 \text{ ตัน.เมตร}$$

$$M_{uy}=1.2M_{Dy}+1.6M_{Ly}=1.2\times 0.8+1.6\times 1.9=4 \text{ ตัน.เมตร}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาน้ำหนักเทียบเท่าตามแนวแกน

$$P_{u,eq}=P_u+M_{ux}\frac{2}{d}+M_{uy}\frac{7.5}{b_f}=70\times 1000+10\times 1000\times\frac{2}{d}+4\times 1000\times\frac{7.5}{b_f}$$

$$P_{u,eq}=70{,}000+\frac{20{,}000}{d}+\frac{30{,}000}{b_f}$$

ลองเลือก $W-300\times 94$ มี d = 300 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm A = 119.78 cm^2, w = 94 kg/m, I_x = 20,412 cm^4, I_y = 6,754.9 cm^4, r_x = 13.054 cm, r_y = 7.5091 cm, S_x = 1,360.8 cm^3, S_y = 450.32 cm^3,Z_x = 1,501.3 cm^3, Z_y = 684.27 cm^3,J = 88.303 cm^4, Z_t = 38.938 cm^3, C_w = 1,353,800 cm^6

$$\frac{K_xL_x}{r_x}=\frac{1.0\times 450}{13.054}=34.47219243$$

$$\frac{K_yL_y}{r_y}=\frac{1.0\times 450}{7.5091}=59.92728822>\frac{K_xL_x}{r_x}$$

การโก่งเดาะเกิดรอบแกน y ดังนั้น

$$\lambda_c=\frac{K_yL_y}{r_y\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}=\frac{59.92728822}{\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}040{,}000}}=0.667774258<1.5$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.667774258^2} \times 2500 = 0.658^{0.44592246} \times 2500$$

$$F_{cr} = 2074.353899 \text{ ksc}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 2074.353899 \times 119.78 = 211{,}196.1935 \text{ kg}$$

$$P_{u,eq} = 70{,}000 + \frac{20{,}000}{d} + \frac{30{,}000}{b_f} = 70{,}000 + \frac{20{,}000}{0.300} + \frac{30{,}000}{0.300}$$

$P_{u,eq} = 236{,}666.6667$ kg มากกว่า $\phi_c P_n$ แต่เป็นค่าประมาณ ดังนั้นยังคงลองใช้รูปตัด $W300 \times 94$

ขั้นตอนที่ 3 หาโมเมนต์ดัดประลัยที่ขยายค่า (amplified moment) และรวมผลของ $P\Delta$ เอาไว้แล้ว

ค่าโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน x

$$M_{ux} = B_{1x} M_{nt} + B_{2x} M_{lt}$$

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_{1x}}{M_{2x}}\right) = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{0}{10{,}000}\right) = 0.6$$

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2{,}040{,}000 \times 119.78}{\left(\frac{1.0 \times 450}{13.054}\right)^2} = 2{,}029{,}440.91 \text{ kg}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1x}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{70{,}000}{2{,}029{,}440.91}} = 0.621 < 1.0 \text{ ใช้ } B_{1x} = 1.0$$

ในที่นี้

$M_{nt} = 10{,}000$ kg.m และ $M_{lt} = 0$

ดังนั้น

$$M_{ux} = B_{1x} M_{nt} + B_{2x} M_{lt} = 1.0 \times 10{,}000 + B_{2x} \times 0 = 10{,}000 \text{ kg.m}$$

ค่าโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน y

$$M_{uy} = B_{1y} M_{nt} + B_{2y} M_{lt}$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_{1y}}{M_{2y}}\right) = 0.6 - 0.4 \times \left(\frac{0}{4{,}000}\right) = 0.6$$

$$P_{e1y} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2{,}040{,}000 \times 119.78}{\left(\frac{1.0 \times 450}{7.5091}\right)^2} = 671{,}529.3053 \text{ kg}$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - \frac{P_u}{P_{e1y}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{70{,}000}{671{,}529.3053}} = 0.67 < 1.0 \text{ ใช้ } B_{1y} = 1.0$$

ในที่นี้ $M_{nt} = 4000$ kg.m และ $M_{lt} = 0$

ดังนั้น

$$M_{uy} = B_{1y}M_{nt} + B_{2y}M_{lt} = 1.0 \times 4000 + B_{2y} \times 0 = 4000 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 4 หากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน x

ตรวจสอบว่าหน้าตัดเป็นแบบคอมแพคหรือไม่

ส่วนปีก (flange)

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30.0}{2 \times 1.5} = 10 < \lambda_p$$

ส่วนแผ่นตั้ง (web)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{30.0 - 2 \times 1.5 - 2 \times 1.8}{1.0} = 23.4$$

เนื่องจาก

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{P_u}{\phi_b (AF_y)} = \frac{70{,}000}{0.9(119.78 \times 2500)} = 0.25973544 > 0.125$$

ดังนั้น

$$\lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) = 1.12\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}}(2.33 - 0.25973544)$$

$$\lambda_p = 66.2352149 > \frac{h}{t_w} = 23.4$$

แสดงว่ารูปตัดนี้เป็นแบบคอมแพค

ตรวจสอบระยะค้ำยันทางข้างเพื่อหากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

$I_y = 6754.9$ cm^4, $r_y = 7.5091$ cm, $S_x = 1360.8$ cm^3

$$J = \frac{1}{3}\left(2b_f t_f^3 + dt_w^3\right) = \frac{1}{3}\left(2 \times 30.0 \times 1.5^3 + 30.0 \times 1.0^3\right) = 77.5 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{I_y d^2}{4} = \frac{6754.9 \times 30.0^2}{4} = 1{,}519{,}852.5 \text{ cm}^6$$

$A = 119.78$ cm^2, $E = 2{,}040{,}000$ ksc, $\nu = 0.3 =$ Poisson's ratio ได้โมดูลัสการเฉือน

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615.3846 \text{ ksc}$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{1360.8}\sqrt{\frac{2{,}040{,}000 \times 784{,}615.3846 \times 77.5 \times 119.78}{2}}$$

$$x_1 = 198{,}988.0854 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = \frac{4 \times 1{,}519{,}852.5}{6754.9}\left(\frac{1360.8}{784{,}615.3846 \times 77.5}\right)^2$$

$$x_2 = 0.45072751 \times 10^{-6} \quad (\text{kg/cm}^2)^{-2}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 7.5091 \sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} == 377.5249295 \quad \text{cm}$$

$$L_r = \frac{r_y x_1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = \frac{7.5091 \times 198{,}988.0854}{2500 - 700} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.45072751 \times 10^{-6} \times (2500 - 700)}}$$

$$L_r = 830.1230178 \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.000811309}}$$

$$L_r = 830.1230178 \sqrt{1 + 1.000405573}$$

$$L_r = 830.1230178 \times 1.414356947$$

$$L_r = 1174.090257 \quad \text{cm}$$

ขณะที่ $L_b = 450 \text{ cm}$

นั่นคือ $L_p < L_b < L_r$

ดังนั้น

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right]$$

เมื่อ $C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{0}{10{,}000} \right) + 0.3 \left(\frac{0}{10{,}000} \right)^2 = 1.75$$

$$M_p = F_y Z_x = 2500 \times 1501.3 = 3{,}753{,}250 \quad \text{kg.cm}$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_x = (2500 - 700) \times 1360.8 = 2{,}449{,}440 \quad \text{kg.cm}$$

ดังนั้น

$$\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = \frac{450 - 377.5249295}{1174.090257 - 377.5249295} = 0.090984465$$

$$(M_p - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = (3{,}753{,}250 - 2{,}449{,}440) \times 0.090984465$$

$$(M_p - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = 118{,}626.4559$$

$$M_n = 1.75 [3{,}753{,}250 - 118{,}626.4559]$$

$$M_n = 6{,}360{,}591.202 \quad \text{kg.cm} > M_p = 3{,}753{,}250 \quad \text{kg.cm}$$

ต้องใช้ $M_n = M_p = 3{,}753{,}250 \text{ kg.cm} = 37{,}532.5 \text{ kg.m}$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 37{,}532.5 = 33{,}779.25 \quad \text{kg.m}$$

กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน y

เนื่องจาก $\frac{Z_y}{S_y} = \frac{684.27}{450.32} = 1.519519453 > 1.50$ แสดงว่า $M_p > 1.5M_y$

ดังนั้น

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b(1.5M_y) = 0.9(1.5F_yS_y) = 0.9 \times 1.5 \times 2500 \times 450.32 = 1{,}519{,}830 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b M_{ny} = 15{,}198.3 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบการรับแรงอัดและโมเมนต์ดัดร่วมกันด้วยสมการ Interaction

เนื่องจาก $\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{70{,}000}{211{,}196.1935} = 0.331445367 \geq 0.2$ ดังนั้นใช้สมการ 5.3.5

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}}\right) \leq 1.0$$

$$0.331445367 + \frac{8}{9}\left(\frac{10{,}000}{33{,}779.25} + \frac{4{,}000}{15{,}198.3}\right) \leq 1.0$$

$$0.828536086 \leq 1.0$$

ดังนั้น เลือกใช้รูปตัด $W300 \times 94$ รับน้ำหนักที่กำหนดได้

ตัวอย่างที่ 5.4 จงออกแบบเสาในโครงเฟรมที่ยอมให้เซได้ดังแสดง รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 720 kg/m น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 1530 kg/m แรงลมใช้งานกระทำในแนวนอน 2700 kg ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 ถ้ายอมให้ดัชนีการเซทางข้าง drift index $= \frac{\Delta_{0h}}{L}$ เนื่องจากการกระทำของแรงลมใช้งานเท่ากับ $\frac{1}{300}$ สมมติว่าโมเมนต์ดัดกระทำรอบแกนหลักของหน้าตัดเสา เสามีค้ำยันทางข้างที่ปลายบนและปลายล่างเท่านั้น สมมติให้คานมีโมเมนต์อินเนอร์เชียเป็นสองเท่าของเสา

วิธีทำ

ทำการวิเคราะห์โครงสร้างแบบอินดีเทอร์มิเนท ในที่นี้ใช้วิธี Slope-deflection ซึ่งได้ค่าละเอียดมาก กรณีรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ $w_{DL} = 0.72$ ตัน/เมตร

$$FEM_{AB} = FEM_{BA} = FEM_{CD} = FEM_{DC} = 0$$

$$FEM_{BC} = -\frac{0.72 \times 12^2}{12} = -8.64$$

$$FEM_{CB} = +\frac{0.72 \times 12^2}{12} = +8.64$$

เขียนสมการ slope-defection

$$M_{NF} = \frac{2EI}{L}(2\theta_N + \theta_F - 3\phi_{NF}) + FEM_{NF}$$

$$M_{AB} = \frac{2EI}{4.5}(2\theta_A + \theta_B - 0) + 0 = \frac{4}{4.5}EI\theta_A + \frac{2}{4.5}EI\theta_B$$

(ก)

(ข) (ค)

$$M_{BA} = \frac{2EI}{4.5}(2\theta_B + \theta_A - 0) + 0 = \frac{2}{4.5}EI\theta_A + \frac{4}{4.5}EI\theta_B$$

$$M_{BC} = \frac{2E(2I)}{12}(2\theta_B + \theta_C - 0) - 8.64 = \frac{2}{3}EI\theta_B + \frac{1}{3}EI\theta_C - 8.64$$

$$M_{CB} = \frac{2E(2I)}{12}(2\theta_C + \theta_B - 0) + 8.64 = \frac{1}{3}EI\theta_B + \frac{2}{3}EI\theta_C + 8.64$$

$$M_{CD} = \frac{2EI}{4.5}(2\theta_C + \theta_D - 0) + 0 = \frac{4}{4.5}EI\theta_C + \frac{2}{4.5}EI\theta_D$$

$$M_{DC} = \frac{2EI}{4.5}(2\theta_D + \theta_C - 0) + 0 = \frac{2}{4.5}EI\theta_C + \frac{4}{4.5}EI\theta_D$$

พิจารณาสมดุลของจุดต่อ A

$$M_{AB} = 0$$

$$\frac{4}{4.5}EI\theta_A + \frac{2}{4.5}EI\theta_B = 0$$

$$2EI\theta_A + EI\theta_B + 0EI\theta_C + 0EI\theta_D = 0 \qquad \text{.....(1)}$$

พิจารณาสมดุลของจุดต่อ B

$$M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$\frac{2}{4.5}EI\theta_A + \frac{4}{4.5}EI\theta_B + \frac{2}{3}EI\theta_B + \frac{1}{3}EI\theta_C - 8.64 = 0$$

$$4EI\theta_A + 8EI\theta_B + 6EI\theta_B + 3EI\theta_C = 77.76$$

$$4EI\theta_A + 14EI\theta_B + 3EI\theta_C + 0EI\theta_D = 77.76 \qquad \text{.....(2)}$$

พิจารณาสมดุลของจุดต่อ C

$$M_{CB} + M_{CD} = 0$$

$$\frac{1}{3}EI\theta_B + \frac{2}{3}EI\theta_C + 8.64 + \frac{4}{4.5}EI\theta_C + \frac{2}{4.5}EI\theta_D = 0$$

$$3EI\theta_B + 6EI\theta_C + 77.76 + 8EI\theta_C + 4EI\theta_D = 0$$

$$0EI\theta_A + 3EI\theta_B + 14EI\theta_C + 4EI\theta_D = -77.76 \quad \text{.....(3)}$$

พิจารณาสมดุลที่จุดต่อ D

$$M_{DC} = 0$$

$$\frac{2}{4.5}EI\theta_C + \frac{4}{4.5}EI\theta_D = 0$$

$$0EI\theta_A + 0EI\theta_B + EI\theta_C + 2EI\theta_D = 0 \quad \text{.....(4)}$$

รวมสมการจัดในรูปเมตริกซ์ แล้วแก้สมการด้วย Gauss-Jordan Elimination Method

$$2EI\theta_A + EI\theta_B + 0EI\theta_C + 0EI\theta_D = 0 \quad \text{.....(1)}$$

$$4EI\theta_A + 14EI\theta_B + 3EI\theta_C + 0EI\theta_D = 77.76 \quad \text{.....(2)}$$

$$0EI\theta_A + 3EI\theta_B + 14EI\theta_C + 4EI\theta_D = -77.76 \quad \text{.....(3)}$$

$$0EI\theta_A + 0EI\theta_B + EI\theta_C + 2EI\theta_D = 0 \quad \text{.....(4)}$$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 4 & 14 & 3 & 0 \\ 0 & 3 & 14 & 4 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 77.76 \\ -77.76 \\ 0 \end{bmatrix} \qquad \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

$(1) \Rightarrow (1)$

$(1) \times 2 - (2) \Rightarrow (2)$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -3 & 0 \\ 0 & 3 & 14 & 4 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -77.76 \\ -77.76 \\ 0 \end{bmatrix} \qquad \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

$(2) \Rightarrow (2)$

$(2) + 4 \times (3) \Rightarrow (3)$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -3 & 0 \\ 0 & 0 & 53 & 16 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -77.76 \\ -388.8 \\ 0 \end{bmatrix} \qquad \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

$(3) \Rightarrow (3)$

$(3) - 53 \times (4) \Rightarrow (4)$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -3 & 0 \\ 0 & 0 & 53 & 16 \\ 0 & 0 & 0 & -90 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -77.76 \\ -388.8 \\ -388.8 \end{bmatrix} \qquad \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

จากสมการที่ (4)

$$-90EI\theta_D = -388.8$$

$$EI\theta_D = \frac{-388.8}{-90} = 4.32$$

จากสมการที่ (3)

$$53EI\theta_C + 16EI\theta_D = -388.8$$

$$53EI\theta_C + 16 \times 4.32 = -388.8$$

$$53EI\theta_C = -388.8 - 16 \times 4.32 = -457.92$$

$$EI\theta_C = \frac{-457.92}{53} = -8.64$$

จากสมการที่ (2)

$$-12EI\theta_B - 3EI\theta_C = -77.76$$

$$-12EI\theta_B - 3(-8.64) = -77.76$$

$$-12EI\theta_B = -77.76 - 3 \times 8.64 = -103.68$$

$$EI\theta_B = \frac{-103.68}{-12} = 8.64$$

จากสมการที่ (1)

$$2EI\theta_A + EI\theta_B = 0$$

$$EI\theta_A = -\frac{EI\theta_B}{2} = -\frac{8.64}{2} = -4.32$$

แทนค่าหาโมเมนต์ที่ปลายชิ้นส่วน

$$M_{AB} = \frac{4}{4.5}EI\theta_A + \frac{2}{4.5}EI\theta_B = \frac{4}{4.5}(-4.32) + \frac{2}{4.5}(8.64) = 0$$

$$M_{BA} = \frac{2}{4.5}EI\theta_A + \frac{4}{4.5}EI\theta_B = \frac{2}{4.5}(-4.32) + \frac{4}{4.5}(8.64) = 5.76 \text{ t.m}$$

$$M_{BC} = \frac{2}{3}EI\theta_B + \frac{1}{3}EI\theta_C - 8.64 = \frac{2}{3}(8.64) + \frac{1}{3}(-8.64) - 8.64 = -5.76 \text{ t.m}$$

$$M_{CB} = \frac{1}{3}EI\theta_B + \frac{2}{3}EI\theta_C + 8.64 = \frac{1}{3}(8.64) + \frac{2}{3}(-8.64) + 8.64 = 5.76 \text{ t.m}$$

$$M_{CD} = \frac{4}{4.5}EI\theta_C + \frac{2}{4.5}EI\theta_D = \frac{4}{4.5}(-8.64) + \frac{2}{4.5}(4.32) = -5.76 \text{ t.m}$$

$$M_{DC} = \frac{2}{4.5}EI\theta_C + \frac{4}{4.5}EI\theta_D = \frac{2}{4.5}(-8.64) + \frac{4}{4.5}(4.32) = 0$$

วิเคราะห์หาแรงตามแนวแกน

$$P_{DA} = \frac{w_D L}{2} = \frac{0.72 \times 12}{2} = 4.32 \text{ ตัน}$$

กรณีรับน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน $w_{LL} = 1.53$ ตัน/เมตร

$$FEM_{AB} = FEM_{BA} = FEM_{CD} = FEM_{DC} = 0$$

$$FEM_{BC} = -\frac{1.53 \times 12^2}{12} = -18.36$$

$$FEM_{CB} = +\frac{1.53\times 12^2}{12} = +18.36$$

เขียนสมการ slope-defection

$$M_{NF} = \frac{2EI}{L}\left(2\theta_N + \theta_F - 3\phi_{NF}\right) + FEM_{NF}$$

$$M_{AB} = \frac{2EI}{4.5}\left(2\theta_A + \theta_B - 0\right) + 0 = \frac{4}{4.5}EI\theta_A + \frac{2}{4.5}EI\theta_B$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{4.5}\left(2\theta_B + \theta_A - 0\right) + 0 = \frac{2}{4.5}EI\theta_A + \frac{4}{4.5}EI\theta_B$$

$$M_{BC} = \frac{2E(2I)}{12}\left(2\theta_B + \theta_C - 0\right) - 18.36 = \frac{2}{3}EI\theta_B + \frac{1}{3}EI\theta_C - 18.36$$

$$M_{CB} = \frac{2E(2I)}{12}\left(2\theta_C + \theta_B - 0\right) + 18.36 = \frac{1}{3}EI\theta_B + \frac{2}{3}EI\theta_C + 18.36$$

$$M_{CD} = \frac{2EI}{4.5}\left(2\theta_C + \theta_D - 0\right) + 0 = \frac{4}{4.5}EI\theta_C + \frac{2}{4.5}EI\theta_D$$

$$M_{DC} = \frac{2EI}{4.5}\left(2\theta_D + \theta_C - 0\right) + 0 = \frac{2}{4.5}EI\theta_C + \frac{4}{4.5}EI\theta_D$$

พิจารณาสมดุลของจุดต่อ A

$$M_{AB} = 0$$

$$\frac{4}{4.5}EI\theta_A + \frac{2}{4.5}EI\theta_B = 0$$

$$2EI\theta_A + EI\theta_B + 0EI\theta_C + 0EI\theta_D = 0 \qquad \text{.....(1)}$$

พิจารณาสมดุลของจุดต่อ B

$$M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$\frac{2}{4.5}EI\theta_A + \frac{4}{4.5}EI\theta_B + \frac{2}{3}EI\theta_B + \frac{1}{3}EI\theta_C - 18.36 = 0$$

$$4EI\theta_A + 8EI\theta_B + 6EI\theta_B + 3EI\theta_C = 165.24$$

$$4EI\theta_A + 14EI\theta_B + 3EI\theta_C + 0EI\theta_D = 165.24 \qquad \text{.....(2)}$$

พิจารณาสมดุลของจุดต่อ C

$$M_{CB} + M_{CD} = 0$$

$$\frac{1}{3}EI\theta_B + \frac{2}{3}EI\theta_C + 18.36 + \frac{4}{4.5}EI\theta_C + \frac{2}{4.5}EI\theta_D = 0$$

$$3EI\theta_B + 6EI\theta_C + 165.24 + 8EI\theta_C + 4EI\theta_D = 0$$

$$0EI\theta_A + 3EI\theta_B + 14EI\theta_C + 4EI\theta_D = -165.24 \qquad \text{…….(3)}$$

พิจารณาสมดุลที่จุดต่อ D

$$M_{DC} = 0$$

$$\frac{2}{4.5}EI\theta_C + \frac{4}{4.5}EI\theta_D = 0$$

$$0EI\theta_A + 0EI\theta_B + EI\theta_C + 2EI\theta_D = 0 \qquad \text{.....(4)}$$

รวมสมการจัดในรูปเมตริกซ์ แล้วแก้สมการด้วย Gauss-Jordan Elimination Method

$$2EI\theta_A + EI\theta_B + 0EI\theta_C + 0EI\theta_D = 0 \quad \text{.....(1)}$$

$$4EI\theta_A + 14EI\theta_B + 3EI\theta_C + 0EI\theta_D = 165.24 \quad \text{.....(2)}$$

$$0EI\theta_A + 3EI\theta_B + 14EI\theta_C + 4EI\theta_D = -165.24 \quad \text{.....(3)}$$

$$0EI\theta_A + 0EI\theta_B + EI\theta_C + 2EI\theta_D = 0 \quad \text{.....(4)}$$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 4 & 14 & 3 & 0 \\ 0 & 3 & 14 & 4 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 165.24 \\ -165.24 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

$(1) \Rightarrow (1)$

$(1) \times 2 - (2) \Rightarrow (2)$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -3 & 0 \\ 0 & 3 & 14 & 4 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -165.24 \\ -165.24 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

$(2) \Rightarrow (2)$

$(2) + 4 \times (3) \Rightarrow (3)$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -3 & 0 \\ 0 & 0 & 53 & 16 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -165.24 \\ -826.2 \\ 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

$(3) \Rightarrow (3)$

$(3) - 53 \times (4) \Rightarrow (4)$

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -3 & 0 \\ 0 & 0 & 53 & 16 \\ 0 & 0 & 0 & -90 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} EI\theta_A \\ EI\theta_B \\ EI\theta_C \\ EI\theta_D \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -165.24 \\ -826.2 \\ -826.2 \end{bmatrix} \begin{matrix} (1) \\ (2) \\ (3) \\ (4) \end{matrix}$$

จากสมการที่ (4)

$$-90EI\theta_D = -826.2$$

$$EI\theta_D = \frac{-826.2}{-90} = 9.18$$

จากสมการที่ (3)

$$53EI\theta_C + 16EI\theta_D = -826.2$$

$$53EI\theta_C + 16 \times 9.18 = -826.2$$

$$53EI\theta_C = -826.2 - 16 \times 9.18 = -973.08$$

$$EI\theta_C = \frac{-973.08}{53} = -18.36$$

จากสมการที่ (2)

$$-12EI\theta_B - 3EI\theta_C = -165.24$$
$$-12EI\theta_B - 3(-18.36) = -165.24$$
$$-12EI\theta_B = -165.24 - 3\times 18.36 = -220.32$$
$$EI\theta_B = \frac{-220.32}{-12} = 18.36$$

จากสมการที่ (1)

$$2EI\theta_A + EI\theta_B = 0$$
$$EI\theta_A = -\frac{EI\theta_B}{2} = -\frac{18.36}{2} = -9.18$$

แทนค่าหาโมเมนต์ที่ปลายชิ้นส่วน

$$M_{AB} = \frac{4}{4.5}EI\theta_A + \frac{2}{4.5}EI\theta_B = \frac{4}{4.5}(-9.18) + \frac{2}{4.5}(18.36) = 0$$
$$M_{BA} = \frac{2}{4.5}EI\theta_A + \frac{4}{4.5}EI\theta_B = \frac{2}{4.5}(-9.18) + \frac{4}{4.5}(18.36) = 12.24 \text{ t.m}$$
$$M_{BC} = \frac{2}{3}EI\theta_B + \frac{1}{3}EI\theta_C - 18.36 = \frac{2}{3}(18.36) + \frac{1}{3}(-18.36) - 18.36 = -12.24 \text{ t.m}$$
$$M_{CB} = \frac{1}{3}EI\theta_B + \frac{2}{3}EI\theta_C + 18.36 = \frac{1}{3}(18.36) + \frac{2}{3}(-18.36) + 18.36 = 12.24 \text{ t.m}$$
$$M_{CD} = \frac{4}{4.5}EI\theta_C + \frac{2}{4.5}EI\theta_D = \frac{4}{4.5}(-18.39) + \frac{2}{4.5}(9.18) = -12.24 \text{ t.m}$$
$$M_{DC} = \frac{2}{4.5}EI\theta_C + \frac{4}{4.5}EI\theta_D = \frac{2}{4.5}(-18.36) + \frac{4}{4.5}(9.18) = 0$$

วิเคราะห์หาแรงตามแนวแกน

$$P_{DA} = \frac{w_D L}{2} = \frac{1.53\times 12}{2} = 9.18 \text{ ตัน}$$

พิจารณาผลแรงลม

$\left[\sum M_A = 0\right]$ $\quad R_D \times 12 = 2.7\times 4.5$

$$R_D = \frac{2.7\times 4.5}{12} = 1.0125 \text{ ตัน แรงอัด}$$

$\left[\sum F_y = 0\right]$ $\quad R_A = -R_D = 1.0125$ ตัน แรงดึง

เนื่องจากความสมมาตร แบ่งแรงแนวนอนเท่ากัน

$$H_A = H_D = \frac{2.7}{2} = 1.35 \text{ ตันไปทางซ้าย}$$
$$M_{BA} = -1.35\times 4.50 = -6.075 \text{ ตันเมตร ทวนเข็มนาฬิกา} = M_{CD}$$
$$M_{BC} = M_{CB} = 6.075 \text{ ตัน.เมตร ตามเข็มนาฬิกา}$$

ผลลัพธ์การวิเคราะห์ดังรูป (ข) และ (ค) สรุปได้ดังนี้

แรงอัด $\quad P_{DL} = 4320$ kg

$P_{LL} = 9180$ kg

$$P_{wL} = 1012.5 \text{ kg}$$

โมเมนต์ดัด

$$M_{DL} = 5760 \text{ kg.m}$$

$$M_{LL} = 12240 \text{ kg.m}$$

$$M_{wL} = 6075 \text{ kg.m}$$

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักและโมเมนต์ดัดที่กระทำโดยไม่นำผลของแรงลมมาพิจารณาร่วม

เสาด้านขวามือจะรับผลของน้ำหนักบรรทุกปกติร่วมกับแรงลมสูงสุด ดังนั้นจึงพิจารณาออกแบบเสาทางด้านขวามือ

$$P = 4{,}320 + 9{,}180 = 13{,}500 \text{ kg}$$

$$M = 5{,}760 + 12{,}240 = 18{,}000 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 2 เลือกขนาดรูปตัด

เนื่องจากโมเมนต์ดัดที่กระทำมีค่ามากเมื่อเทียบกับแรงอัดที่กระทำ จึงแปลงค่าแรงอัดเป็นโมเมนต์ดัดที่เทียบเท่า ตามข้อเสนอของ Yura ดังนี้

$$M_{eq} = M_x + P\frac{d}{2} = 18{,}000 + 13{,}500\frac{d}{2} = 18{,}000 + 6{,}750d \text{ kg.m}$$

สมมติเลือกรูปตัด $W300 \times 94$ ได้โมเมนต์เทียบเท่าเป็น

$$M_{eq} = 18{,}000 + 6{,}750 \times 0.30 = 20{,}025 \text{ kg.m}$$

สมมติว่า $F_b = 0.6F_y = 0.6 \times 2500 = 1500$ ksc

$$S_x = \frac{M}{F_b} = \frac{20{,}025 \times 100}{1500} = 1335 \text{ cm}^3$$

ลองเลือก $W - 300 \times 94$ มี d = 300 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm A = 119.78 cm^2, w = 94 kg/m, I_x = 20,412 cm^4, I_y = 6,754.9 cm^4, r_x = 13.054 cm, r_y = 7.5091 cm, S_x = 1,360.8 cm^3, S_y = 450.32 cm^3,Z_x = 1,501.3 cm^3, Z_y = 684.27 cm^3,J = 88.303 cm^4, Z_t = 38.938 cm^3, C_w = 1,353,800 cm^6

ขั้นตอนที่ 3 หาหน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจริง f_a และหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ F_a

หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้นจริง

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{13{,}500}{119.78} = 112.7066288 \text{ ksc}$$

หาหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ ขั้นแรกต้องพิจารณาความชะลูด

การโก่งเดาะรอบแกน y มีตัวประกอบความยาวประสิทธิผล $K_y = 1.0$

การโก่งเดาะรอบแกน x ต้องใช้ Alignment chart โดยปลายล่างเป็น hinge ดังนั้น $G_B = 10$ ส่วนปลายบนต้องหาจาก

$$G_A = \frac{\sum \frac{4EI_c}{L_c}}{\sum \frac{4EI_b}{L}} = \frac{\frac{4EI}{4.5}}{\frac{4E(2I)}{12}} = \frac{1}{4.5} \times \frac{12}{2} = \frac{12}{9} = \frac{4}{3} = 1.33$$

ใช้ Alignment chart ของโครงเฟรมที่เซได้โยงเส้นตรงระหว่าง G_A กับ G_B ตัดเส้นกลางได้ $K_x = 1.95$

ความชะลูดทางแกน y

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 \times 450}{7.5091} = 59.92728822$$

ความชะลูดทางแกน x

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.95 \times 450}{13.054} = 67.22077524 > \frac{K_y L_y}{r_y}$$

การโก่งเดาะเกิดรอบแกน x

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \pi\sqrt{\frac{2 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 126.9141221 > \frac{K_x L_x}{r_x}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x C_c} = \frac{67.22077524}{126.9141221} = 0.52965598$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{K_x L_x}{r_x C_c}\right)^2\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{K_x L_x}{r_x C_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{K_x L_x}{r_x C_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}(0.529655598)^2\right]\times 2500}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(0.529655598)-\frac{1}{8}(0.529655598)^3\right]}$$

$$F_a = 1163.867829 \text{ ksc}$$

ดังนั้น

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{112.7066288}{1163.867829} = 0.096837996 < 0.15$$

ขั้นตอนที่ 4 หาหน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง f_{bx} และหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_{bx}

หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{18{,}000\times 100}{1360.8} = 1322.751323 \text{ ksc}$$

หาหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ F_{bx}

ระยะค้ำยันทางข้าง L = 4.50 m = 450 cm

$$L_c = 0.444b_f\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.444\times 30.0\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 380.4953067 \text{ cm}$$

พบว่า $L > L_c$ การหาค่าของ F_{bx} จะต้องพิจารณาจากผลของ $\frac{L}{r_T}$

ค่า $M_1 = 0 =$ โมเมนต์ดัดที่ปลายล่างของเสาซึ่งมีค่าน้อยเป็น 0 เพราะเป็น hinge

ค่า $M_2 = 18{,}000$ kg.m = โมเมนต์ดัดที่ปลายบนซึ่งมีค่ามากกว่า

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

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{0}{18{,}000}\right) + 0.3\left(\frac{0}{18{,}000}\right)^2$$

$$C_b = 1.75$$

$$\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517\times\frac{2{,}040{,}000\times 1.75}{2500}} = 70.86801817$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{L}{0.26b_f} = \frac{450}{0.26\times 30.0} = 57.69230769$$

พบว่า $\frac{L}{r_T} < \sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}}$ ดังนั้นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้คือ

$$F_{bx} = 0.6F_y = 0.6\times 2500 = 1500 \text{ ksc}$$

ดังนั้น

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{1322.751323}{1500} = 0.881834215$$

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบด้วยสมการ Interaction

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}=0.096837996+0.881834215=0.978672211<1.0 \text{ ใช้ได้}$$

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบเมื่อพิจารณารวมผลของแรงลมเข้าไปด้วย

มาตรฐาน AISC/ASD ให้เพิ่มหน่วยแรงที่ยอมให้อีก 33% เมื่อรวมผลของแรงลมเข้าไปด้วย ในทางตรงกันข้ามแทนที่จะเพิ่มหน่วยแรงที่ยอมให้กลับลดแรงและโมเมนต์ลงเหล็ก 75% ก็ได้ผลอย่างเดียวกัน

$$P=0.75(P_{DL}+P_{LL}+P_{WL})=0.75(4320+9180+1012.5)=10{,}884.375 \text{ kg}$$

$$M=0.75(M_{DL}+M_{LL}+M_{WL})=0.75(5{,}760+12{,}240+6{,}075)=18{,}056.25 \text{ kg.m}$$

หน่วยแรงอัดที่เกิดขึ้น

$$f_a=\frac{P}{A}=\frac{10{,}884.375}{119.78}=90.86971949 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงอัดที่ยอมให้ เหมือนเดิมคือ

$$F_a=1163.867829 \text{ ksc}$$

ดังนั้น $$\frac{f_a}{F_a}=\frac{90.86971949}{1163.867829}=0.078075634<0.15$$

หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง

$$f_{bx}=\frac{M_x}{S_x}=\frac{18{,}056.25\times100}{1360.8}=1326.884921 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ เหมือนเดิมคือ

$$F_{bx}=0.6F_y=0.6\times2500=1500 \text{ ksc}$$

ดังนั้น $$\frac{f_{bx}}{F_{bx}}=\frac{1326.884921}{1500}=0.884589947$$

ตรวจสอบโดยใช้สมการ Interaction

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}=0.078075634+0.884589947=0.962665581<1.0 \text{ ใช้ได้}$$

ดังนั้นเลือกหน้าตัดเสา $W300\times94$

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาค่าแรงเพิ่มค่าและโมเมนต์ดัดเพิ่มค่า ที่กระทำต่อเสาทางขวามือ ตามมาตรฐานกำหนด

(ก) พิจารณาจากผลของ 1.4D หรือ 1.4 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน

$$P_u=1.4P_{DL}=1.4\times4{,}320=6{,}048 \text{ kg}$$

$$M_{nt}=1.4M_{DL}=1.4\times5{,}760=8{,}064 \text{ kg.m} = 806{,}400 \text{ kg.cm}$$

$$M_{lt}=0$$

(ข) เมื่อพิจารณาจากผลรวมของ 1.2D+1.6L

$$P_u = 1.2P_{DL} + 1.6P_{LL} = 1.2 \times 4{,}320 + 1.6 \times 9{,}180 = 19{,}872 \text{ kg}$$

$$M_{nt} = 1.2M_{DL} + 1.6M_{LL} = 1.2 \times 5{,}760 + 1.6 \times 12{,}240 = 26{,}496 \text{ kg.m}$$

$$M_{nt} = 2{,}649{,}600 \text{ kg.cm}$$

$$M_{lt} = 0$$

(ค) เมื่อพิจารณาจากผลรวมของ 1.2D + 0.8W

$$P_u = 1.2P_{DL} + 0.8P_{WL} = 1.2 \times 4{,}320 + 0.8 \times 1012.5 = 5{,}994 \text{ kg}$$

$$M_{nt} = 1.2M_{DL} = 1.2 \times 5{,}760 = 6{,}912 \text{ kg.m} = 691{,}200 \text{ kg.cm}$$

$$M_{lt} = 0.8M_{WL} = 0.8 \times 6075 = 4{,}860 \text{ kg.m} = 486{,}000 \text{ kg.cm}$$

(ง) เมื่อพิจารณารวมผลของ 1.2D + 0.5L + 1.3W

$$P_u = 1.2P_{DL} + 0.5P_{LL} + 1.3P_{WL} = 1.2 \times 4{,}320 + 0.5 \times 9{,}180 + 1.3 \times 1{,}012.5$$

$$P_u = 11{,}090.25 \text{ kg}$$

$$M_{nt} = 1.2M_{DL} + 0.5M_{LL} = 1.2 \times 5{,}760 + 0.5 \times 12{,}240 = 13{,}032 \text{ kg.m}$$

$$M_{nt} = 1{,}303{,}200 \text{ kg.cm}$$

$$M_{lt} = 1.3M_{WL} = 1.3 \times 6{,}075 = 7{,}897.5 \text{ kg.m} = 789{,}750 \text{ kg.cm}$$

สังเกตว่ากรณี (ข) ค่าแรงอัดและโมเมนต์ดัดมีค่าสูงสุด ส่วนกรณี (ง) แม้ว่าแรงและโมเมนต์จะไม่มาก แต่มีการเซด้วย จึงต้องพิจารณาทั้งกรณี (ข) และ (ง)

พิจารณากรณี (ข)

$$P_u = 19{,}872 \text{ kg}$$

$$M_{nt} = 26{,}496 \text{ kg.m}$$

$$M_{lt} = 0$$

หาโมเมนต์ดัดเทียบเท่า ตามข้อเสนอของ Yura

$$M_{u,eq} = M_{ux} + P_u \frac{d}{2} = 26{,}496 + 19{,}872 \frac{d}{2} = 26{,}496 + 9{,}936d$$

ลองเลือก $W - 300 \times 94$ มี d = 300 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm A = 119.78 cm^2, w = 94 kg/m, I_x = 20,412 cm^4, I_y = 6,754.9 cm^4, r_x = 13.054 cm, r_y = 7.5091 cm, S_x = 1,360.8 cm^3, S_y = 450.32 cm^3,Z_x = 1,501.3 cm^3, Z_y = 684.27 cm^3,J = 88.303 cm^4, Z_t = 38.938 cm^3, C_w = 1,353,800 cm^6

$$M_{u,eq} = 26{,}496 + 9{,}936 \times 0.30 = 29{,}476.8 \text{ kg.m} = 2{,}947{,}680 \text{ kg.cm}$$

ตรวจสอบว่าหน้าตัดเป็นแบบ compact หรือไม่

ส่วนปีก (flange)

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{30.0}{2\times 1.5} = 10 < \lambda_p$$

ส่วนแผ่นตั้ง (web)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d-2t_f-2r}{t_w} = \frac{30.0-2\times 1.5-2\times 1.8}{1.0} = 23.4$$

เนื่องจาก

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{P_u}{\phi_b\left(AF_y\right)} = \frac{70{,}000}{0.9\left(119.78\times 2500\right)} = 0.25973544 > 0.125$$

ดังนั้น

$$\lambda_p = 1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left(2.33-\frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) = 1.12\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}}\left(2.33-0.25973544\right)$$

$$\lambda_p = 66.2352149 > \frac{h}{t_w} = 23.4$$

แสดงว่ารูปตัดนี้เป็นแบบคอมแพค

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยของรูปตัดที่เลือกใช้

ตรวจสอบระยะค้ำยันทางข้างเพื่อหากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

$I_y = 6754.9$ cm^4, $r_y = 7.5091$ cm, $S_x = 1360.8$ cm^3

$$J = \frac{1}{3}\left(2b_f t_f^3 + dt_w^3\right) = \frac{1}{3}\left(2\times 30.0\times 1.5^3 + 30.0\times 1.0^3\right) = 77.5 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{I_y d^2}{4} = \frac{6754.9\times 30.0^2}{4} = 1{,}519{,}852.5 \text{ cm}^6$$

A = 119.78 cm^2, E = 2,040,000 ksc, $\nu = 0.3 =$ Poisson's ratio ได้โมดูลัสการเฉือน

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615.3846 \text{ ksc}$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{1360.8}\sqrt{\frac{2{,}040{,}000\times 784{,}615.3846\times 77.5\times 119.78}{2}}$$

$$x_1 = 198{,}988.0854 \text{ kg/cm}^2$$

$$x_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = \frac{4\times 1{,}519{,}852.5}{6754.9}\left(\frac{1360.8}{784{,}615.3846\times 77.5}\right)^2$$

$$x_2 = 0.45072751\times 10^{-6} \quad (\text{kg/cm}^2)^{-2}$$

$$L_p = 1.76 r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\times 7.5091\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} == 377.5249295 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y x_1}{F_y - F_r}\sqrt{1+\sqrt{1+x_2\left(F_y - F_r\right)^2}}$$

$$L_r = \frac{7.5091\times 198,988.0854}{2500-700}\sqrt{1+\sqrt{1+0.45072751\times 10^{-6}\times\left(2500-700\right)}}$$

$$L_r = 830.1230178\sqrt{1+\sqrt{1+0.000811309}}$$

$$L_r = 830.1230178\sqrt{1+1.000405573}$$

$$L_r = 830.1230178\times 1.414356947$$

$$L_r = 1174.090257 \quad \text{cm}$$

ขณะที่ $L_b = 450$ cm

นั่นคือ $L_p < L_b < L_r$

ดังนั้น

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right]$$

เมื่อ $C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{0}{26,496}\right) + 0.3\left(\frac{0}{26,496}\right)^2 = 1.75$$

$$M_p = F_y Z_x = 2500\times 1501.3 = 3,753,250 \quad \text{kg.cm}$$

$$M_r = \left(F_y - F_r\right)S_x = \left(2500-700\right)\times 1360.8 = 2,449,440 \quad \text{kg.cm}$$

ดังนั้น

$$\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = \frac{450 - 377.5249295}{1174.090257 - 377.5249295} = 0.090984465$$

$$\left(M_p - M_r\right)\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = \left(3,753,250 - 2,449,440\right)\times 0.090984465$$

$$\left(M_p - M_r\right)\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = 118,626.4559$$

$$M_n = 1.75\left[3,753,250 - 118,626.4559\right]$$

$$M_n = 6,360,591.202 \quad \text{kg.cm} > M_p = 3,753,250 \quad \text{kg.cm}$$

ต้องใช้ $M_n = M_p = 3,753,250$ kg.cm = 37,532.5 kg.m

$$\phi_b M_{nx} = 0.9\times 37,532.5 = 33,779.25 \quad \text{kg.m}$$

$\phi_b M_{nx} > M_{u,eq} = 29,476.8$ kg.m ใช้ได้

ขั้นตอนที่ 4 หากำลังรับแรงอัดประลัย $\phi_c P_n$

การโก่งเดาะรอบแกน y นั้น $K_y = 1.0$

การโก่งเดาะรอบแกน x ให้ปลายบนเป็น G_A และปลายล่างเป็น hinge จึงมีค่า $G_B = 10$

ค่า $$G_A = \frac{\sum \frac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \frac{E_b I_b}{L_b}} = \frac{\frac{EI}{4.5}}{\frac{E(2I)}{12}} = \frac{1}{4.5} \times \frac{12}{2} = 1.33$$

จาก Alignment chart แบบเซได้ จะได้ค่าของ $K_x = 1.93$

ความชะลูดทางแกน y

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 \times 450}{7.5091} = 59.92728822$$

ความชะลูดทางแกน x

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.93 \times 450}{13.054} = 66.53133139 > \frac{K_y L_y}{r_y} = 59.92728822$$

การโก่งเดาะเกิดรอบแกน x

$$\lambda_c = \frac{K_x L_x}{r_x \pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{66.53133139}{\pi}\sqrt{\frac{2{,}500}{2{,}040{,}000}} = 0.741363605$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.741363605^2} \times 2500 = 0.658^{0.549619996} \times 2500$$

$$F_{cr} = 0.794498929 \times 2500 = 1{,}986.247324 \text{ ksc}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 1{,}986.247324 \times 119.78 = 202{,}225.7988 \text{ kg}$$

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบสำหรับกรณี (ข) ซึ่งโครงสร้างไม่เซ

หาโมเมนต์ขยายค่า (amplified moment)

$$M_{ux} = B_1M_{nt} + B_2M_{lt} = B_1M_{nt} + B_2 \times 0 = B_1M_{nt}$$

หาตัวประกอบขยายค่า (modification factor) B_1

จากสมการ

$$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 0.6 + 0.4\left(\frac{0}{26,496}\right) = 0.6$$

การโก่งเดาะรอบแกน x ให้ปลายบนเป็น G_A และปลายล่างเป็น hinge จึงมีค่า $G_B = 10$

ค่า $$G_A = \frac{\sum \frac{E_cI_c}{L_c}}{\sum \frac{E_bI_b}{L_b}} = \frac{\frac{EI}{4.5}}{\frac{E(2I)}{12}} = \frac{1}{4.5} \times \frac{12}{2} = 1.33$$

จาก Alignment chart แบบไม่เซ จะได้ค่าของ $K_x = 0.88$

(a) Sidesway prevented

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{K_xL_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2,040,000 \times 119.78}{\left(\frac{0.88 \times 450}{13.054}\right)^2} = 2,620,662.332 \text{ kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{0.6}{1 - \frac{19,872}{2,620,662.332}} = 0.604584452 < 1.0 \text{ ใช้ } B_1 = 1.0$$

ดังนั้น $M_{ux} = B_1M_{nt} = 1.0M_{nt} = 26,496$ kg.m

เนื่องจาก $\dfrac{P_u}{\phi_c P_n} = \dfrac{19,872}{202,225.7988} = 0.098266393 < 0.2$ ดังนั้น

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = \frac{0.098266393}{2} + \frac{26,496}{33,779.25} = 0.833520061 < 1.0 \quad \text{ใช้ได้}$$

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบสำหรับกรณี (ง)

จาก $M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$

หาตัวประกอบขยายค่า (modification factor) B_1

จากสมการ

$$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 0.6 + 0.4\left(\frac{0}{13,032}\right) = 0.6$$

การโก่งเดาะรอบแกน x ให้ปลายบนเป็น G_A และปลายล่างเป็น hinge จึงมีค่า $G_B = 10$

ค่า $$G_A = \frac{\sum \dfrac{E_c I_c}{L_c}}{\sum \dfrac{E_b I_b}{L_b}} = \frac{\dfrac{EI}{4.5}}{\dfrac{E(2I)}{12}} = \frac{1}{4.5} \times \frac{12}{2} = 1.33$$

จาก Alignment chart แบบไม่เซ จะได้ค่าของ $K_x = 0.88$

(a) Sidesway prevented

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\dfrac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2,040,000 \times 119.78}{\left(\dfrac{0.88 \times 450}{13.054}\right)^2} = 2,620,662.332 \ \text{kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{P_{e1}}} = \frac{0.6}{1-\frac{11,090.25}{2,620,662.332}} = 0.6025499 < 1.0 \text{ ใช้ } B_1 = 1.0$$

หาตัวประกอบขยายค่า (modification factor) B_2

จากระยะเซทางข้างที่ยอมให้

$$B_2 = \frac{1}{1-\frac{\sum P_u}{\sum H}\left(\frac{\Delta_{oh}}{L}\right)} = \frac{1}{1-\frac{2\times 11,090.25}{2700}\left(\frac{1}{300}\right)} = 1.028154292$$

ดังนั้นโมเมนต์ขยายค่า (amplified moment)

$$M_{ux} = B_1M_{nt} + B_2M_{lt} = 1.0\times 13,032 + 1.028154292\times 7,897.5$$

$$M_{ux} = 21,151.84852 \text{ kg.m}$$

ตรวจสอบการรับแรงร่วมกันกับโมเมนต์โดยอาศัย Interaction equation

เนื่องจาก $\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{11,090.25}{202,225.7988} = 0.054840925 < 0.2$ ดังนั้น

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} = \frac{0.054840925}{2} + \frac{21,151.84852}{33,779.25} = 0.653599212 < 1.0 \text{ ใช้ได้}$$

ดังนั้น ใช้เสาเหล็กรูปตัด $W300\times 94$

ตัวอย่างที่ 5.5 จงออกแบบคานช่วงเดียวยาว 6 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกใช้งานดังแสดง ซึ่งมีน้ำหนักบรรทุกแบบจุดกระทำในแนวเอียงผ่านศูนย์ถ่วงของรูปตัด ถ้าคานมีค้ำยันทางข้างที่จุดรองรับและที่กึ่งกลางคาน ใช้เหล็กชนิด ASTM A36

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่กระทำ

$$P = 0.3 + 0.7 = 1.0 \text{ ตัน}$$

$$w = 200 + 350 = 550 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{wL^2}{8} + \frac{P_y L}{4} = \frac{550 \times 6^2}{8} + \frac{(0.95 \times 1000) \times 6}{4} = 3900 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \frac{P_x L}{4} = \frac{(0.31 \times 1000) \times 6}{4} = 465 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 2 เลือกขนาดรูปตัด ค่าโมดูลัสหน้าตัดโดยประมาณ

$$S_x \approx \frac{M_x}{0.6F_y} + \frac{C_n M_y}{0.75F_y}$$

โดยที่

$C_n = \frac{S_x}{S_y} = 2 - 7$ ขึ้นกับความลึก d ของรูปตัด ประมาณค่าของ $C_n = 5$

ดังนั้น

$$S_x \approx \frac{3{,}900 \times 100}{0.6 \times 2500} + \frac{5 \times 465 \times 100}{0.75 \times 2500} = 384 \text{ cm}^3$$

เลือกหน้าตัด $W300 \times 36.7$ มี d = 300 mm, b_f = 150 mm, t_w = 6.5 mm, t_f =9 mm, r =13 mm, A = 46.787 cm^2, w =36.7 kg/m, I_x = 7210.5 cm^4, I_y = 507.54 cm^4, r_x = 12.414 cm, r_y = 3.2936 cm, S_x = 480.7 cm^3, S_y = 67.672 cm^3, Z_x = 542.2 cm^3, Z_y = 105.13 cm^3, J = 12.33 cm^4, Z_t= 8.6139 cm^3, C_w = 106,080 cm^6

ตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดสองทางโดยใช้สมการ

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1.0$$

โดยที่

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{3{,}900 \times 100}{480.7} = 811.3168296 \text{ ksc}$$

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{465 \times 100}{67.672} = 687.1379596 \text{ ksc}$$

F_{bx} = หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกน x พิจารณาจากค้ำยันทางข้าง ซึ่งอยู่ที่ปลายคานและกึ่งกลางคาน ดังนั้นระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดที่มีจริงคือ

$$L = \frac{6.00}{2} = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$0.444 b_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.444 \times 15.0 \times \sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 190.2476533 \text{ cm} < L = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{L}{0.26 b_f} = \frac{300}{0.26 \times 15} = 76.92307692$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^3 \le 2.3$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{0}{3900}\right) + 0.3\left(\frac{0}{3900}\right)^2 = 1.75 < 2.3$$

$$\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517\times\frac{2,040,000\times1.75}{2500}} = 70.86801817$$

$$\sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{17.586\times\frac{2,040,000\times1.75}{2500}} = 158.4702117$$

ถ้า $\frac{L}{r_T} \le \sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}}$ ใช้ $F_{bx} = 0.60F_y$ ซึ่งไม่ใช่กรณีนี้

ถ้า $\frac{L}{r_T} \ge \sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}}$ ใช้ $F_{bx} = \frac{5.862EC_b}{\left(\frac{L}{r_T}\right)^2} \le 0.60F_y$ ซึ่งไม่ใช่กรณีนี้

ถ้า $\sqrt{3.517\frac{EC_b}{F_y}} < \frac{L}{r_T} < \sqrt{17.586\frac{EC_b}{F_y}}$ ซึ่งเป็นกรณีนี้ ใช้

$$F_{bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y}{52.759EC_b}\left(\frac{L}{r_T}\right)^2\right]F_y \le 0.6F_y$$

$$F_{bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2500}{52.759\times2,040,000\times1.75}\times\left(\frac{300}{0.26\times15}\right)^2\right]\times2500 \le 0.6\times2500$$

$$F_{bx} = 0.588127094\times2500 \le 1500$$

$$F_{bx} = 1470.317736 < 1500 \quad \text{ksc}$$

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้รอบแกนรอง

$$F_{by} = 0.75F_y = 0.75\times2500 = 1875 \quad \text{ksc}$$

แทนค่าในสมการได้

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \le 1.0$$

$$\frac{811.3168296}{1470.317736} + \frac{687.1379596}{1875} \le 1.0$$

$$0.91827052 \le 1.0$$

ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือน

หน่วยแรงแอนที่ยอมให้

$$F_v = 0.4F_y = 0.4\times2500 = 1000 \quad \text{ksc}$$

แรงเฉือนทางดิ่งที่จุดรองรับ

$$V_y = \frac{P}{2} + \frac{wL}{2} = \frac{950}{2} + \frac{550\times6.00}{2} = 2125 \quad \text{kg}$$

หน่วยแรงเฉือนทางดิ่ง

$$f_{vy} = \frac{V_y}{A_w} = \frac{V_y}{dt_w} = \frac{2125}{30\times0.65} = 108.974359 \text{ ksc} < F_v = 1000 \text{ ksc}$$

แรงเฉือนทางราบที่จุดรองรับ

$$V_x = \frac{P}{2} = \frac{310}{2} = 155 \text{ kg}$$

หน่วยแรงเฉือนทางราบ

$$f_{vy} = \frac{1.5V_x}{2A_f} = \frac{1.5V_x}{2b_f t_f} = \frac{1.5 \times 155}{2 \times 15 \times 0.9} = 8.611111111 \text{ ksc} < F_v = 1000 \text{ ksc}$$

ดังนั้นใช้คานรูปตัด $W300 \times 36.7$

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักประลัย และโมเมนต์ดัดประลัย

$$P_u = 1.2P_{DL} + 1.6P_{LL} = 1.2 \times 0.3 + 1.6 \times 0.7 = 1.48 \text{ ตัน} = 1{,}480 \text{ kg}$$

$$w_u = 1.2w_{DL} + 1.6w_{LL} = 1.2 \times 200 + 1.6 \times 350 = 800 \text{ kg/m}$$

$$M_{ux} = \frac{w_u L^2}{8} + \frac{(P\cos 18.2^o)L}{4} = \frac{800 \times 6^2}{8} + \frac{(1{,}480\cos 18.2^o) \times 6}{4}$$

$$M_{ux} = 5{,}708.937954 \text{ kg.m} = 570{,}893.7954 \text{ kg.cm}$$

$$M_{uy} = \frac{(P_u \sin 18.2^o)L}{4} = \frac{(1{,}480\sin 18.2^o) \times 6}{4} = 693.3835191 \text{ kg.m}$$

$$M_{uy} = 69{,}338.35191 \text{ kg.cm}$$

ขั้นตอนที่ 2 พิจารณาเลือกรูปตัด โมดูลัสพลาสติกโดยประมาณของหน้าตัดคือ

$$Z_x \approx \frac{M_{ux}}{\phi_b F_y} + \frac{C_{un} M_{uy}}{\phi_b F_y}$$

เมื่อ $C_{un} = \frac{Z_x}{Z_y} \approx 2 - 7$ เลือกค่าที่ $C_{un} = 5$ ดังนั้น

$$Z_x = \frac{570{,}893.7954}{0.9 \times 2500} + \frac{5 \times 69{,}338.35191}{0.9 \times 2500} = 407.8158022 \text{ cm}^3$$

เลือกหน้าตัด $W300 \times 36.7$ มี d = 300 mm, b_f = 150 mm, t_w = 6.5 mm, t_f =9 mm, r =13 mm, A = 46.787 cm^2, w =36.7 kg/m, I_x = 7210.5 cm^4, I_y = 507.54 cm^4, r_x = 12.414 cm, r_y = 3.2936 cm, S_x = 480.7 cm^3, S_y = 67.672 cm^3, Z_x = 542.2 cm^3, Z_y = 105.13 cm^3, J = 12.33 cm^4, Z_t= 8.6139 cm^3, C_w = 106,080 cm^6

ตรวจสอบว่าหน้าตัดเป็นแบบ compact หรือไม่

ส่วนปีก (flange)

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{15.0}{2 \times 0.9} = 8.333333333 < \lambda_p$$

$$\lambda_r = 0.83\sqrt{\frac{E}{F_y - F_r}} = 0.83\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500 - 700}} = 27.94196366$$

สำหรับส่วนปีก $\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_p$ หน้าตัดนี้เป็นแบบคอมแพค ตรวจสอบแผ่นตั้งเพื่อยืนยัน

ส่วนแผ่นตั้ง (web)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f - 2r}{t_w} = \frac{30.0 - 2\times 0.9 - 2\times 1.3}{0.65} = 39.38461538$$

$$\lambda_p = 3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 107.4070836$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 162.8245682$$

สำหรับแผ่นตั้งนั้น $\frac{h}{t_w} < \lambda_p$ หน้าตัดนี้เป็นชนิดคอมแพคแน่นอนแล้ว

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยของรูปตัดที่เลือกใช้

ตรวจสอบระยะค้ำยันทางข้างเพื่อหากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

$I_y = 507.54$ cm^4, r_y = 3.2936 cm, S_x = 480.7 cm^3

$J = 12.33$ cm^4

$C_w = 106{,}080$ cm^6

A = 46.787 cm^2, E = 2,040,000 ksc, $\nu = 0.3 =$ Poisson's ratio ได้โมดูลัสการเฉือน

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615.3846 \text{ ksc}$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{480.7}\sqrt{\frac{2{,}040{,}000\times 784{,}615.3846\times 12.33\times 46.787}{2}}$$

$x_1 = 140{,}426.2777$ kg/cm^2

$$x_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = \frac{4\times 106{,}080}{507.54}\left(\frac{480.7}{784{,}615.3846\times 12.33}\right)^2$$

$x_2 = 2.064104493\times 10^{-6}$ (kg/cm^2)$^{-2}$

$$L_p = 1.76 r_y\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\times 3.2936\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 165.5879011 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y x_1}{F_y - F_r}\sqrt{1+\sqrt{1+x_2(F_y - F_r)^2}}$$

$$L_r = \frac{3.2936\times 140{,}426.2777}{2500-700}\sqrt{1+\sqrt{1+2.064104493\times 10^{-6}\times(2500-700)}}$$

$$L_r = 256.9488824\sqrt{1+\sqrt{1+0.003715388}}$$

$$L_r = 256.9488824\sqrt{1+1.001855972}$$

$$L_r = 256.9488824\times 1.414869595$$

$L_r = 363.5491613$ cm

ขณะที่ $L_b = \frac{600}{2} = 300$ cm

นั่นคือ $L_p < L_b < L_r$

ดังนั้น

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - M_r)\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right]$$

เมื่อ $C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{0}{5{,}708.937954}\right) + 0.3\left(\frac{0}{5{,}708.937954}\right)^2 = 1.75$$

$$M_p = F_y Z_x = 2500 \times 542.2 = 1{,}355{,}500 \text{ kg.cm}$$

$$M_r = (F_y - F_r)S_x = (2500 - 700) \times 480.7 = 865{,}260 \text{ kg.cm}$$

ดังนั้น

$$\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = \frac{300 - 165.5879011}{363.5491613 - 165.5879011} = 0.67898183$$

$$(M_p - M_r)\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = (1{,}355{,}500 - 865{,}260) \times 0.67898183$$

$$(M_p - M_r)\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} = 332{,}864.0528$$

$$M_n = 1.75[1{,}355{,}500 - 332{,}864.0528]$$

$$M_n = 1{,}789{,}612.908 \text{ kg.cm} > M_p = 1{,}355{,}500 \text{ kg.cm}$$

ต้องใช้ $M_n = M_p = 1{,}355{,}500$ kg.cm = 13,555 kg.m

$$\phi_b M_{nx} = 0.9 \times 13{,}555 = 12{,}199.5 \text{ kg.m}$$

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b F_y Z_y = 0.9 \times 2500 \times 105.13 = 236{,}542.5 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b M_{ny} = 2{,}365.425 \text{ kg.m}$$

ตรวจสอบโดยใช้สมการ

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \le 1.0$$

$$\frac{5{,}708.937954}{12{,}199.5} + \frac{693.3835191}{2{,}365.425} \le 1.0$$

$$0.761097656 < 1.0$$

ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

$$P_{uy} = \frac{w_u L}{2} + \frac{P_u \cos 18.2^\circ}{2} = \frac{800 \times 6.00}{2} + \frac{1{,}480 \cos 18.2^\circ}{2} = 3{,}102.979318 \text{ kg}$$

$$V_{uy} = 0.9(0.6F_y A_w) = 0.54F_y dt_w = 0.54 \times 2500 \times 30.0 \times 0.65 = 26{,}325 \text{ kg}$$

$V_{uy} > P_{uy}$ รับแรงเฉือนทางดิ่งได้

$$P_{ux} = \frac{P_u \sin 18.2^o}{2} = \frac{1{,}480 \sin 18.2^o}{2} = 231.1278397 \quad \text{kg}$$

$$V_{ux} = 0.9(0.6F_y)(2A_f) = 1.08F_yA_f = 1.08F_yb_ft_f$$

$$V_{ux} = 1.08 \times 2500 \times 15.0 \times 0.9 = 36{,}450 \quad \text{kg}$$

$V_{ux} > P_{ux}$ รับแรงเฉือนทางราบได้

ดังนั้นใช้คานรูปตัด $W300 \times 36.7$

แบบฝึกหัดบทที่ 5

โครงสร้างรับแรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดร่วมกัน

[1][Segui 6.2-1] เสารับแรงและโมเมนต์ตามรูปมีค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดเฉพาะที่ปลายทั้งสองข้าง น้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ 25% และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 75% การดัดเกิดรอบแกน x ของหน้าตัด ชนิดเหล็ก ASTM A992 หากไม่คิดการขยายค่าแรงดัดแล้ว จงตรวจสอบเสารับแรงและโมเมนต์ได้หรือไม่

(ก) ตามวิธี AISC/LRFD

(ข) ตามวิธี AISC/ASD

FIGURE P6.2-1

[2][Segui 6.2-2] ชิ้นส่วนโครงสร้างในรูป น้ำหนักแผ่คงที่ใช้งานจากน้ำหนักของตัวคานเอง ส่วนน้ำหนักแผ่จรใช้งานเป็นค่าที่ต้องการทราบ แรงอัดตามแนวแกนจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 4.5 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 9 ตัน การดัดเกิดรอบแกน x ของหน้าตัด ไม่คิดผลการขยายค่าแรงดัด ค้ำยันทางข้างมีที่ปลายทั้งสองข้างเท่านั้น เหล็กชนิด ASTM A992

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.2-2

ชิ้นส่วนในโครงเฟรมที่ไม่เซ

[3][Segui 6.5-1] จงหาตัวประกอบขยายค่าโมเมนต์ (moment amplification factor) B_1 ของชิ้นส่วนในข้อ [1]

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

[4][Segui 6.5-2] จงหาตัวประกอบขยายค่าโมเมนต์ (moment amplification factor) B_1 ของชิ้นส่วนในข้อ [2]

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

[5][Segui 6.5-3] หน้าตัด $W350 \times 49.6$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 ใช้เป็นโครงสร้างรับแรงตามแนวแกนร่วมกับโมเมนต์ดัด ความยาว 4.20 เมตร ค้ำยันทางข้างมีที่ปลายทั้งสองข้าง มีการยึดให้ไม่มีการเซทางข้าง ให้ $K_x = 0.9$ และ $K_y = 1.0$ มีแรงกระทำทางข้างระหว่างปลายทั้งสอง แรงอัดใช้งาน 155 ตัน และโมเมนต์ดัดรอบแกนหลัก (แกน x) 34 ตันเมตร น้ำหนักบรรทุกใช้งานคงที่ 33% และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 67% ให้ใช้ $C_b = 1.6$ ให้ตรวจสอบว่าชิ้นส่วนนี้สอดคล้องกับข้อกำหนดของมาตรฐาน AISC หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

[6][Segui 6.5-4] ชิ้นส่วนตามรูป P6.5-4 เป็นชิ้นส่วนที่อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ แรงอัดตามแกนและโมเมนต์ดัดเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โมเมนต์ดัดรอบแกน x ของหน้าตัด (ในรูปไม่ได้แสดงแรงเฉือนเอาไว้) โดยแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 30% และน้ำหนักบรรทุกจร 70% จงตรวจสอบว่าชิ้นส่วนนี้เป็นไปตามสมการ interaction ของ AISC หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-4

[7][Segui 6.5-5] คานช่วงเดียวรับโมเมนต์ดัดที่ปลายรอบแกน x ของหน้าตัด ดังแสดงในรูปที่ P6.5-5 แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดนี้เป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่กับน้ำหนักบรรทุกจรอย่างละครึ่ง ค้ำยันทางข้างมีเฉพาะที่ปลายทั้งสอง ไม่ต้องคิดน้ำหนักคานเอง คานเป็นแบบคาน-เสา ใช้ F_y = 3500 ksc ให้ตรวจสอบคานนี้ว่ารับน้ำหนักได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-5

[8][Segui 6.5-6] คาน-เสาในรูป P6.5-6 เป็นแบบไม่เซ โมเมนต์ดัดรอบแกนหลัก (x) ของหน้าตัด ชนิดเหล็ก ASTM A992 แรงและโมเมนต์ที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 25% และน้ำหนักบรรทุกจร 75% ชิ้นส่วนสามารถรับแรงที่กำหนดได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-6

[9][Segui 6.5-7] ชิ้นส่วนที่แสดงในรูปที่ P6.5-7 มีค้ำยันทางข้างที่จุด A, B และ C โมเมนต์ดัดกระทำรอบแกนหลัก (แกน x) ของหน้าตัด น้ำหนักบรรทุกเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน น้ำหนักบรรทุกแผ่รวมน้ำหนักคานเอาไว้แล้ว ชนิดเหล็ก ASTM A992 ชิ้นส่วนรับแรงและโมเมนต์ที่กำหนดได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-7

[10][Segui 6.5-8] ชิ้นส่วนโครงสร้างเหล็กตามรูปที่ P6.5-8 อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ โมเมนต์ดัดรอบแกนหลัก (แกน x) ของหน้าตัด แรงและโมเมนต์ที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 50% และน้ำหนักบรรทุกจร 50% จงตรวจสอบว่าชิ้นส่วนดังกล่าวสอดคล้องกับมาตรฐาน AISC หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-8

[11][Segui 6.5-9] ชิ้นส่วนในรูป P6.5-9 เป็นเหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ โมเมนต์ที่ปลายเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานและดัดรอบแกนหลัก (แกน x) ของหน้าตัด ไม่แสดงแรงเฉือนที่ปลายชิ้นส่วน ถ้าแรงตามแกนและโมเมนต์ดัดเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 33% และน้ำหนักบรรทุกจร 67% ให้ $K_x = K_y = 1.0$ จงหาแรงอัดตามแนวแกนสูงสุด P ที่ชิ้นส่วนรับได้

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-9

[12][Segui 6.5-10] แรงและโมเมนต์ในรูป P6.5-10 เป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 25% และน้ำหนักบรรทุกจร 75% ชนิดเหล็ก ASTM A992 ชิ้นส่วนรับน้ำหนักบรรทุกได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-10

[13][Segui 6.5-11] ชิ้นส่วนในรูป P6.5-11 อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ ชนิดเหล็ก ASTM A992 แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดที่ปลายยังไม่ได้เพิ่มค่า โดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 33% และน้ำหนักบรรทุกจร 67% ไม่แสดงแรงเฉือนที่ปลายเอาไว้ ใช้ $K_x = K_y = 1.0$ จงตรวจสอบว่าชิ้นส่วนนี้รับแรงและโมเมนต์ที่กำหนดได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-11

[14][Segui 6.5-12] ชิ้นส่วนในรูป P6.5-12 มีค้ำยันทางข้างที่ปลายทั้งสอง ใช้เหล็ก ASTM A572 Grade 50 แรงที่กระทำเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 50% และน้ำหนักบรรทุกจร 50% ให้ตรวจสอบว่าหน้าตัดคานรับน้ำหนักได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-12

[15][Segui 6.5-13] เสายึดปลายแน่นทั้งสองปลายในรูป P6.5-13 ไม่มีการเซ ขนาดหน้าตัด W500×89.7 เหล็กชนิด ASTM A992 การดัดรอบแกนหลัก (แกน x) จงหาแรงกระทำใช้งานสูงสุด Q เป็นน้ำหนักบรรทุกจร

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.5-13

ชิ้นส่วน คาน-เสา ในโครงเฟรมที่มีการเซ

[16][Segui 6.6-1] เหล็กรูปหน้าตัด $W350\times136$ มี F_y = 3500 ksc เป็น คาน-เสา ในโครงเฟรมที่เซได้ ความยาว 4.20 เมตร ในการวิเคราะห์ครั้งแรกได้ค่าทั้งในสภาพเซและไม่เซ ตารางที่แสดงนี้เป็นน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่าแล้ว

แบบการวิเคราะห์	P_u, ตัน	M_{top}, ตัน.เมตร	M_{bot}, ตัน.เมตร
โครงเฟรมไม่เซ	181	6.22	3.32
โครงเฟรมเซได้	-	5.53	13.13

การดัดเป็นการดัดรอบแกนหลัก (แกน x) โมเมนต์ทุกตัวทิศทางไปทางเดียวกันทำให้เกิดการโก่งสองทาง ให้ $\sum P_{e2} = 18{,}144$ ตัน และ $\sum P_u = 2{,}720$ ตัน ตัวประกอบความยาวประสิทธิผลเมื่อไม่เซ K_x = 1.0 และเมื่อเซ K_x = 1.7 โดย K_y = 1.0 ในทุกกรณี ใช้วิธี AISC/LRFD ตรวจสอบว่าชิ้นส่วนรับแรงและโมเมนต์ได้หรือไม่

[17][Segui 6.6-2] เหล็กรูปตัด $W350\times136$ ชนิด ASTM A992 ยาว 4.80 เมตร เป็นเสาในโครงเฟรมที่เซได้ แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ที่ปลายได้จากการวิเคราะห์น้ำหนักโน้มถ่วง (น้ำหนักบรรทุกคงที่และน้ำหนักบรรทุกจร) ตามรูปที่ P6.6-2a ทั้งโครงเฟรมและน้ำหนักบรรทุกเป็นแบบสมมาตร รูปที่ P6.6-2b เป็นผลการวิเคราะห์แรงลม แรงและโมเมนต์เป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยโมเมนต์เป็นการดัดรอบแกนหลัก (แกน x) ตัวประกอบความยาวประสิทธิผลกรณีไม่เซ K_x = 0.85 และกรณีที่เซ K_x = 1.2 ส่วนทางแกนรอง K_y = 1.0 เสานี้รับแรงกระทำได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.6-2

การออกแบบชิ้นส่วน คาน-เสา

[18][Segui 6.7-1] ให้ใช้ F_y = 3500 ksc จงเลือกหน้าตัด W300 ที่เบาที่สุดสำหรับชิ้นส่วน คาน-เสา ตามรูป P6.7-1 ชิ้นส่วนนี้อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ แรงตามแนวแกนและโมเมนต์ดัดเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 30% และน้ำหนักบรรทุกจร 70% (ไม่ได้แสดงแรงเฉือนที่ปลายเอาไว้) การดัดรอบแกนหลัก (แกน x) ให้ $K_x = K_y = 1.0$

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.7-1

[19][Segui 6.7-2] คาน-เสา ในรูป P6.7-2 อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ รับแรงและโมเมนต์ (ไม่แสดงแรงเฉือนที่ปลาย) ซึ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 50% และน้ำหนักบรรทุกจร 50% ชนิดเหล็ก ASTM A992 การดัดรอบแกนหลัก (แกน x) จงเลือกหน้าตัด W250 ที่เบาที่สุด

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.7-2

[20][Segui 6.7-3] ชิ้นส่วนคาน-เสาตามรูป P6.7-3 น้ำหนักบรรทุกที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยแบ่งเห็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 25% และน้ำหนักบรรทุกจร 75% การดัดเกิดรอบแกนหลัก (แกน x) ของหน้าตัด ให้ Kx = Ky = 1.0 ชนิดเหล็ก ASTM A992 จงเลือกหน้าตัด W250

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.7-3

[21][Segui 6.7-4] ชิ้นส่วนในรูป P6.7-4 อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ การดัดเกิดรอบสองแกนของหน้าตัด ค่าที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 33% และน้ำหนักบรรทุกจร 67% (ทั้งนี้ไม่ได้แสดงแรงเฉือนเอาไว้) ให้ $K_x = K_y = 1.0$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 เลือกหน้าตัด W

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.7-4

[22][Segui 6.7-5] ชิ้นส่วนในรูป P6.7-5 รับน้ำหนักบรรทุกใช้งาน การดัดรอบแกนหลัก (แกน x) อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ ให้ $K_x = 0.8$ และ $K_y = 1.0$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 จงเลือกหน้าตัด W350 ให้รับแรงกระทำได้

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.7-5

[23][Segui 6.7-6] ชิ้นส่วน P6.7-6 อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ แรงและโมเมนต์เป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 50% และน้ำหนักบรรทุกจร 50% ชนิดเหล็ก ASTM A992 จงเลือกหน้าตัด W ที่เหมาะสม

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.7-6

[24][Segui 6.7-7] ชิ้นส่วนในรูป P6.7-7 อยู่ในโครงเฟรมที่ไม่เซ น้ำหนักบรรทุกที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน แบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 25% และน้ำหนักบรรทุกจร 75% ให้ $K_x = K_y = 1.0$ ชนิดเหล็ก ASTM A992 จงเลือกหน้าตัด W ที่เหมาะสม

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.7-7

[25][Segui 6.7-8] ให้ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD เลือกหน้าตัด W300 ที่เบาที่สุด เหล็กชนิด ASTM A992 สำหรับคาน-เสาในโครงเฟรมที่เซได้ ความยาวชิ้นส่วน 4.80 เมตร ตัวประกอบความยาวประสิทธิผลตอนที่ยังไม่เซ $K_x = 1.0$ และตอนที่เซได้ $K_x = 2.0$ ทางแกนรอง $K_y = 1.0$ การดัดเกิดรอบแกนหลัก (แกน x) ของหน้าตัด แรงอัดตามแนวแกนและโมเมนต์เป็นค่าที่เพิ่มแล้วจากการวิเคราะห์ครั้งแรกคือ $P_u = 34$ ตัน, $M_{nt} = 37.3$ T.m , และ $M_{lt} = 4.15$ T.m ให้ $C_m = 0.6$ และ $C_b = 1.67$

[26][Segui 6.7-9] โครงเฟรมชั้นเดียวที่แสดงในรูป P6.7-9 รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ (dead load) น้ำหนักจรจากหลังคา (roof live load) และแรงลม (wind load) ในรูปแสดงผลการวิเคราะห์โดประมาณ ซึ่งแรงตามแกนและโมเมนต์แยกเป็นจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ จากน้ำหนักจรของหลังคา แรงยกเนื่องจากแรงลม (wind uplift) และแรงทางข้างจากแรงลม (lateral wind load) แรงทางดิ่งมีความสมมาตรและให้เป็นโมเมนต์ M_{nt} อย่างเดียว ส่วนแรงทางข้างทำให้เกิดโมเมนต์ M_{lt} ใช้เหล็กชนิด ASTM A992 จงเลือกหน้าตัด W350 ให้ดัชนีการโยกตัว (drift index) เนื่องจากแรงลมใช้งาน ไม่เกิน $\frac{1}{400}$ การดัดเกิดรอบแกนหลัก (แกน x) ของหน้าตัด ค้ำยันทางข้างมีเฉพาะปลายล่างและปลายบนของเสา

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.7-9

การออกแบบแกงแนง (Design of Bracing)

[27][Segui 6.7-10] ให้ออกแบบแกงแนงของโครงเฟรมในข้อ [26] โดยใช้เหล็กฉากเดี่ยว ชนิดเหล็ก ASTM A36 ให้วางลักษณะของแกงแนงจนทำให้โครงเฟรมมีเสถียรภาพทั้งสามเฟรม

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

โครงข้อหมุนที่ท่อนบนรับแรงอัดและมีแรงทางขวางกระทำระหว่างปลายชิ้นส่วน

[28][Segui6.8-1] ให้ใช้ F_y = 3500 ksc เลือกชิ้นส่วนตัว T ทำชิ้นส่วนบน (top chord) ของโครงข้อหมุนในรูป P6.8-1 ช่วงห่างระหว่างโครงข้อหมุนหรือระยะ bay = 7.50 เมตร โดยมีน้ำหนักกระทำดังนี้

แป W150×14 วางตรงจุดต่อและกึ่งกลางระยะจุดต่อ

หิมะ 100 kg/m^2 บนพื้นระดับฉายของหลังคา

หลังคาโลหะเคลือบ 10 kg/m^2

โครงหลังคา 20 kg/m^2

ฉนวน 15 kg/m^2

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.8-1

[29][Segui 6.8-2] ให้ใช้เหล็ก ASTM A992 เลือกหน้าตัด T สำหรับชิ้นส่วนท่อนบนของโครงข้อหมุนหลังคาในรูปที่ P6.8-2 ช่วงห่างของโครงข้อหมุนหรือระยะ bay = 7.50 เมตร แป W150×14 วางตรงจุดต่อและที่กึ่งกลาง น้ำหนักบรรทุกสรุปดังนี้

หลังคาโลหะเคลือบ 10 kg/m^2

โครงข้อหมุน 25 kg/m^2

หิมะ 90 kg/m^2 บนพื้นระดับฉายของหลังคา

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P6.8-2

ข้อสอบกลางภาค 2/2550 ครุศาสตร์โยธา มทร.ธัญบุรี

[30] จงออกแบบเสาในโครงเฟรมที่ไม่เซ สูง 6.00 เมตร เหล็กชนิด ASTM A36 มี F_y = 2500 ksc, E = 2,040,000 ksc ให้ $K_x = K_y = 1.0$ รับแรงอัดใช้งานตามแนวแกน 120 ตัน ปลายบน M = 30 T.m ปลายล่าง M = 12 T.m ทิศทางเหมือนปลายบน การดัดแบบใช้งาน และเป็นการดัดรอบแกนหลัก (แกน x) เลือกหน้าตัดแบบ H (หน้าตัด W ที่มีความลึก d ใกล้เคียงกับความกว้างปีก b_f) ออกแบบตามวิธี AISC/LRFD

ข้อสอบกลางภาค 2/2551 ครุศาสตร์โยธา มทร.ธัญบุรี

[31] จงออกแบบเสาในโครงเฟรมที่ไม่เซ สูง 4.50 เมตร เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 มี F_y = 3500 ksc, E = 2,040,000 ksc ให้ K_x = 0.80, K_y = 1.0 รับแรงอัดใช้งานตามแนวแกน 240 ตัน ปลายบน M = 25 T.m ปลายล่าง M = 10 T.m ทิศทางสวนกับปลายบน การดัดแบบใช้งาน และเป็นการดัดรอบแกนหลัก (แกน x) เลือกหน้าตัดแบบ H (หน้าตัด W ที่มีความลึก d ใกล้เคียงกับความกว้างปีก b_f) ออกแบบตามวิธี AISC/LRFD

บทที่ 6 การต่อโครงสร้างโดยใช้ตัวยึด

6.1 การต่อโครงสร้างโดยใช้ตัวยึด

เมื่อจำเป็นต้องต่อโครงสร้าง อาจจะใช้ตัวยึดเช่น หมุดย้ำหรือสลักเกลียว ทำการยึดให้โครงสร้างติดกัน และสามารถรับแรงต่างๆ ได้โดยปลอดภัย แรงที่กระทำต่อตัวยึดอาจจะเป็นแรงร่วมศูนย์คือแรงต่างๆ กระทำผ่านศูนย์ถ่วงของรอยต่อ (และเป็นศูนย์ถ่วงของกลุ่มตัวยึด) หรืออาจจะเป็นแรงเยื้องศูนย์ แรงที่กระทำไม่ผ่านศูนย์ถ่วงของรอยต่อ การออกแบบรอยต่อจะพิจารณากำลังของตัวยึดตามมาตรฐานกำหนด

ขนาดของรูเจาะสำหรับตัวยึด จะเจาะให้โตกว่าขนาดของตัวยึด โดยรูเจาะมาตรฐาน (standard hole) จะมีขนาดขึ้นกับขนาดของตัวยึดดังนี้

ตัวยึดขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 24 มม ลงมา ให้เผื่อขนาดรูเจาะโตขึ้น 2 มม

ตัวยึดขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางโตกว่า 24 มม ขึ้นไป ให้เผื่อขนาดรูเจาะโตขึ้น 3 มม

หมุดย้ำ (Rivet)

รูปที่ 6.1 หมุดย้ำ

รูปที่ 6.1 เป็นรูปร่างทั่วไปของหมุดย้ำที่ใช้มากที่สุด หัวของหมุดย้ำเป็นแบบหัวกลม (button head) แต่อาจจะมีแบบหัวแบน (countersunk head) สำหรับกรณีที่มีช่องว่างจำกัด ในการใช้งานจะเผาให้หมุดย้ำร้อนแดง สอดเข้าในรูที่เจาะเตรียมไว้ รองด้านหัวเอาไว้แล้วย้ำด้านปลายที่โผล่ออกมาให้โค้งมนเหมือนส่วนหัว เมื่อเย็นลงหมุดย้ำจะหดรัดเข้าจนแน่นมาก

มาตรฐาน ASTM แบ่งหมุดย้ำเป็น 3 ชนิดคือ

A502 เกรด 1 (ASTM A502-1)

A502 เกรด 2 (ASTM A502-2)

A502 เกรด 3 (ASTM A502-3)

ขนาดของหมุดย้ำตั้งแต่ 12 มม ถึง 36 มม

หมุดย้ำ ASTM A502-1 ทำจากเหล็กกล้าคาร์บอน (คาร์บอนประมาณ 0.8 %) กำลังครากประมาณ 1950 ksc ใช้ต่อแผ่นเหล็กกล้าทั่วไป

หมุดย้ำ ASTM A502-2 และ ASTM A502-3 ทำจากเหล็กกล้าคาร์บอน-แมงกานีส กำลังครากประมาณ 2650 ksc ใช้ต่อแผ่นเหล็กกล้ากำลังสูง โดยชนิด ASTM A502-3 จะทนการกัดกร่อนสูงมาก

การต่อส่วนโครงสร้างด้วยหมุดย้ำใช้งานมากในสมัยก่อน ปัจจุบันแทบจะไม่ใช้แล้ว เนื่องจากการต่อโครงสร้างด้วยสลักเกลียวทำงานได้ง่ายกว่า และประหยัดกว่า ไม่ต้องใช้เครื่องมือพิเศษใดๆ

สลักเกลียว (Bolt)

รูปที่ 6.2 สลักเกลียว

รูปที่ 6.2 เป็นสลักเกลียว ***ส่วนหัว*** (head) มักจะเป็นหกเหลี่ยม หรืออาจจะเป็นสี่เหลี่ยม หรือหัวกลมแล้วบุ๋มลงไปเป็นหกเหลี่ยมสำหรับขันด้วยประแจ L ***แหวนรอง*** (washer) สำหรับกระจายแรงกด ***สลักเกลียวตัวผู้*** (bolt) มีเกลียวที่ปลายอาจจะตลอดความยาวหรือแค่บางส่วน ส่วน***สลักเกลียวตัวเมีย*** (nut) สำหรับขันอัดให้แน่น สลักเกลียวในงานโครงสร้างมี 2 ชนิด คือ ***สลักเกลียวแบบธรรมดา*** (unfinished bolt) และ***สลักเกลียวกำลังสูง*** (high-strength bolt)

สลักเกลียวแบบธรรมดา เป็นชนิด ASTM A307 ทำจากเหล็กกล้าคาร์บอนต่ำ มีกำลังดึงประลัย 4000 ksc รับแรงเฉือนและแรงกดได้น้อยกว่าหมุดย้ำ ใช้สำหรับโครงสร้างขนาดเล็กที่ไม่มีการสั่นสะเทือนหรือแรงกระแทก ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 16 มม ถึง 38 มม

สลักเกลียวกำลังสูง ได้แก่ ASTM A325, ASTM A449 และ ASTM A490 ชนิด A325 และ A449 ทำจากเหล็กกล้าคาร์บอนปานกลางชุบแข็ง มีกำลังครากประมาณ 5600 ksc ถึง 6350 ksc และกำลังดึงประลัยประมาณ 7250 ksc ถึง 8300 ksc ขึ้นกับขนาดของสลักเกลียว ขนาดเล็กกำลังจะสูงกว่าขนาดใหญ่เพราะการชุบแข็งจะแข็งได้ทั่วกว่า

สำหรับสลักเกลียวกำลังสูง ASTM A490 ทำจากเหล็กกล้าประสมชุบแข็ง หน่วยแรงดึงที่จุดครากประมาณ 7950 ksc ถึง 8970 ksc ขึ้นกับขนาดเหล็ก โดยขนาดเล็กจะแข็งกว่าขนาดโต

ขนาดของสลักเกลียวกำลังสูง ตั้งแต่ 12 mm ถึง 38 mm แต่ ASTM A449 มีถึงขนาด 76 mm

การขันสลักเกลียวตัวเมียของสลักเกลียวกำลังสูงทำได้สองแบบคือ ***ขันแน่นพอดี*** (snug-tight) มีแรงดึงในสลักเกลียวบ้างเล็กน้อย รอยต่อขยับตัวได้บ้าง ***การขันแน่นมาก*** (fully tensioned) แรงดึงในสลักเกลียวประมาณ 70 % ของแรงดึงประลัย รอยต่อไม่มีการขยับตัวเนื่องจากแรงฝืดระหว่างแผ่นเหล็กที่มาต่อกัน

การขันสลักเกลียวกำลังสูงให้แน่นมากทำได้โดย

(ก) วิธี Turn-of-the-nut คือขันตัวเมียต่อไปให้ได้ตามจำนวนรอบที่ระบุ

(ข) วิธี Calibrating wrench ขันตัวเมียต่อไปด้วยประแจแรงบิด (Torque wrench) ที่มีสเกลบอกบอกกำลังหรือโมเมนต์ที่ใช้ขัน ปัจจุบันมีประแจที่ตั้งแรงบิดเอาไว้ เมื่อขันจนได้แรงบิดตัวประแจจะรูดไป

(ค) ใช้แหวนรองบอกแรงดึงที่เรียกว่า Direct Tension Indicator : DTI

(ง) ใช้สลักเกลียวแบบพิเศษ ที่เรียกว่า Calibrated Bolt Assembles ต้องใช้เครื่องขันเฉพาะ เมื่อขันจนได้กำลังที่กำหนด ปลายของสลักเกลียวที่ต่อไว้พิเศษจะขาดหลุดออก

ในประเทศไทยนิยมใช้วิธี (ข) ซึ่งไม่ต้องฝึกการใช้เครื่องมือมากเหมือนวิธีอื่นๆ หัวหน้างานอาจจะเป็นผู้ตั้งโมเมนต์ที่ประแจแล้วให้คนงานขันตัวเมียให้แน่นตามกำหนด

การยึดต่อชิ้นส่วน

การใช้ตัวยึดในการต่อโครงสร้างเหล็ก ทำได้ 2 อย่างดังนี้

(1) ต่อแบบทาบ (Lap joint) นำแผ่นมาทาบแล้วเจาะรูยึดด้วยตัวยึด ดังรูปที่ 6.3 รอยต่อจะเกิดแรงเยื้องศูนย์ แต่ถ้าตัวยึดอย่างน้อย 2 ตัวใน 1 แถวจะลดอาการนี้ลงได้บ้าง

รูปที่ 6.3 การต่อแบบทาบ

(2) ต่อแบบประกับ (Butt joint) นำแผ่นเหล็กมาต่อชนกัน ใช้เหล็กอีกหนึ่งแผ่นมาประกับเจาะรูยึดด้วยตัวยึด ในกรณีใช้แผ่นประกับ 1 แผ่น (single cover butt joint) อาจจะเกิดการเยื้องศูนย์ ดังรูปที่ 6.4 (ก) แต่ถ้าเปลี่ยนไปใช้แผ่นประกับ 2 แผ่น (double cover butt joint) จะไม่มีการเยื้องศูนย์ซึ่งดีที่สุด ดังแสดงในรูปที่ 6.4 (ข)

รูปที่ 6.5 แสดงการต่อยึดด้วยตัวยึด อาจจะใช้ตัวยึดเพียงแถวเดียว (chain) หรือหลายแถวและต่อยึดเยื้องกัน (zigzag) ต้องใช้ตัวยึดแถวละ 2 ตัวในแต่ละแถวขนานกับแนวแรง

ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของตัวยึดหรือรูเจาะในแนวขนานกับแนวแรง เรียกว่า pitch ตัวย่อ “s”

ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของตัวยึดหรือรูเจาะในแนวตั้งฉากกับแนวแรง เรียกว่า gage ใช้อักษรย่อ “g” เรียกแนวแถวตัวยึดที่ขนานแนวแรงว่า gage line

ระยะห่างระหว่างระหว่างขอบของชิ้นส่วนกับศูนย์กลางของตัวยึดหรือรูเจาะตัวนอกสุดเรียกว่า ระยะขอบ (edge distance) ใช้ตัวย่อ “e”

(ก) แผ่นประกับเดี่ยว (ข) แผ่นประกับคู่

รูปที่ 6.4 การต่อแบบประกับ

แบบ chain แบบ zigzag

รูปที่ 6.5

6.2 ประเภทของรอยต่อยึด

รอยต่อยึดยึดแบ่งตามสภาพของการรับแรงได้ 2 ประเภท คือ

(1) รอยต่อแบบรับแรงกด (Bearing Type) เมื่อมีแรงกระทำกับรอยต่อชนิดนี้ ชิ้นส่วนที่ต่อกันจะขยับตัว (slip) ได้บ้าง โดยถือว่าความฝืดระหว่างผิวของชิ้นส่วนน้อย (เนื่องจากแรงบีบอัดจากตัวยึดน้อย) พื้นผิวของตัวยึดจะกดเข้ากับพื้นผิวรูเจาะของชิ้นส่วน และเพื่อให้ง่ายขึ้นจึงสมมติให้แรงกดกับตัวยึดทุกตัวเท่ากัน และกระจายสม่ำเสมอบนพื้นที่สี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้างเท่ากับเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวยึดและยาวเท่ากับความหนาของชิ้นส่วน แรงที่เกิดกับตัวยึดจะมีทั้งแรงเฉือนและแรงกด

(ก) รอยต่อแบบรับแรงกด

(ข) รอยต่อแบบมีแรงฝืด

รูปที่ 6.6

(2) ***รอยต่อแบบมีแรงฝืด*** (Friction Type) สลักเกลียวที่ขันแน่นมากทำให้เกิดแรงอัดตั้งฉากผิวสัมผัสของชิ้นส่วน แรงเสียดทานระหว่างผิวสัมผัสจึงเกิดขึ้นและมากพอที่จะต้านทานการไถลของผิวสัมผัสได้ แรงดึงในสลักเกลียวกำลังสูงอยู่ที่ประมาณ 70% ของแรงดึงประลัย ลักษณะรอยต่อแบบนี้คือรูปที่ 6.6 (ข) ผิวสัมผัสต้องไม่มีการเคลือบใดๆ ที่จะทำให้ความฝืดลดลง การคำนวณกำลังของรอยต่อจึงพิจารณาเฉพาะแรงเฉือนที่กระทำกับตัวยึด เมื่อแรงกระทำมากกว่าความฝืดระหว่างผิว ชิ้นส่วนจะขยับตัวจนมีแรงกดที่ตัวยึดขึ้นมาเหมือนแบบแรก มาตรฐาน AISC เรียกรอยต่อแบบนี้ว่า Slip-critical connection หรือรอยต่อแบบไม่ขยับตัว ความสามารถของรอยต่อแบบนี้จะรับแรงสั่นสะเทือนและแรงกระแทกได้ดี จึงเหมาะกับโครงสร้างสะพาน และในกรณีที่รอยต่อต้องรับแรงดึงด้วยตัวยึดโดยตรงจะใช้รอยต่อแบบนี้ด้วย

6.3 การวิบัติของรอยต่อ

การวิบัติของรอยต่อที่ใช้ตัวยึด อาจจะเกิดที่ตัวยึด หรือเกิดที่แผ่นเหล็กที่นำมาต่อกัน ดังรูปที่ 6.7

การวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน (Shear failure) เกิดที่ตัวยึด เนื่องจากใช้ตัวยึดขนาดเล็ก หรือจำนวนตัวยึดน้อยเกินไป จนตัวยึดขาดในระนาบการเฉือน การขาดระนาบเดียวหากต่อทาบ และสองระนาบหากต่อประกับ เนื้อที่หน้าตัดของตัวยึดเป็นผู้รับแรงเฉือน ป้องกันได้โดยเพิ่มขนาดหรือจำนวนตัวยึด ดูรูปที่ 6.7 (ก) และ (จ)

รูปที่ 6.7 การวิบัติของรอยต่อยึด

การวิบัติจากการดึงขาด (Cracking or fracture failure) ดังรูปที่ 6.7 (ข) เกิดจากเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผลน้อยเกินไป มักจะมาจากระยะห่างระหว่างตัวยึดน้อย ป้องกันได้โดยเพิ่มขนาดของแผ่นเหล็กหรือจัดตำแหน่งตัวยึดให้เหมาะสม

การวิบัติเนื่องจากแรงกด (Bearing failure) ตามรูปที่ 6.7(ค) เนื่องจากใช้แผ่นเหล็กบางเกินไป พื้นที่รับแรงกดจะเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้างเท่ากับเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวยึดและยาวเท่ากับความหนาของแผ่นเหล็ก ป้องกันได้โดยเพิ่มความหนาของแผ่นเหล็ก หรือเพิ่มจำนวนตัวยึด

การวิบัติเนื่องจากการเฉือนขาด (Tear out failure) ตามรูปที่ 6.7 (ง) เกิดเมื่อแผ่นเหล็กบางเกินไปหรือรูเจาะใกล้ขอบเกินไป ป้องกันได้โดยเพิ่มความหนาของแผ่นเหล็กและให้รูเจาะห่างจากขอบ 1.5 ถึง 2.0 ของเส้นผ่านศูนย์กลางตัวยึด

การวิบัติจากการดัด (Bending failure) ดังรูปที่ 6.7 (ฉ) เกิดในกรณีที่ตัวยึดชะลูดมาก คือเส้นผ่านศูนย์กลางน้อยแต่ยาว ป้องกันได้โดยใช้ขนาดตัวยึดโตขึ้น

การวิบัติจากแรงดึงและแรงเฉือน (Block shear) (ไม่มีรูปแสดงในรูปที่ 6.7 แต่จะแสดงในตัวอย่าง) เมื่อจุดต่อรับแรงดึง แล้วแผ่นเหล็กขาดสองแนวตั้งฉากกัน แนวหนึ่งขนานกับแนวแรงเกิดจากแรงเฉือน อีกแนวหนึ่งตั้งฉากกับแนวแรงเกิดจากแรงดึง รูปร่างของรอยขาดคล้ายกล่องจึงเรียก block shear การวิเคราะห์การขาดของรอยต่อแบบนี้เป็นเรื่องสำคัญที่ต้องตรวจสอบทุกครั้ง

ในการออกแบบโครงสร้างเหล็ก แม้จะออกแบบชิ้นส่วนต่างๆ อย่างดีสามารถรับแรงต่างๆ ได้แล้ว หากออกแบบจุดต่อไม่ดีพอก็จะทำให้โครงสร้างวิบัติตรงจุดต่อแล้วระบบโครงสร้างก็จะวิบัติตามทั้งหมด

6.4 การออกแบบรอยต่อยึดแบบรับแรงกด มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

กำลังรับแรงดึงและกำลังรับแรงเฉือนของตัวยึด

วิธี AISC/ASD กำลังรับแรงดึงที่ยอมให้ของตัวยึด $= F_t A_b$

กำลังรับแรงเฉือนที่ยอมให้ของตัวยึด $= F_v A_b$

วิธี AISC/LRFD กำลังรับแรงดึงประลัยของตัวยึด $= \phi F_t A_b$

กำลังรับแรงเฉือนประลัยของตัวยึด $= \phi F_v A_b$

เมื่อ $F_t =$ หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ (AISC/ASD) และหน่วยแรงดึงประลัย (AISC/LRFD) ตารางที่ 6.1 และตารางที่ 6.2 , ksc

$F_v =$ หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ (AISC/ASD) และหน่วยแรงเฉือนประลัย (AISC/LRFD) ตารางที่ 6.1 และตารางที่ 6.2 , ksc

$A_b = \dfrac{\pi d_b^2}{4} =$ เนื้อที่หน้าตัดของตัวยึด, cm^2

$d_b =$ เส้นผ่านศูนย์กลางของตัวยึด, cm

$\phi = 0.75 =$ ตัวคูณลดกำลัง (reduction factor)

กำลังรับแรงกดที่รูเจาะ (Bearing strength)

รอยต่อที่ใช้ตัวยึดในแนวขนานกับแนวแรง อย่างน้อยสองตัวหรือมากกว่า โดยที่ d_b เป็นเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวยึด มาตรฐานกำหนดให้จัดตัวยึดดังนี้

ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของตัวยึดไม่น้อยกว่า $3d_b$

ระยะจากศูนย์กลางตัวยึดชิดขอบแผ่นเหล็กถึงขอบแผ่นเหล็กนั้นไม่น้อยกว่า $1.5d_b$

วิธี AISC/ASD กำลังรับแรงกดที่ยอมให้ $= 1.2F_u d_b t$

วิธี AISC/LRFD กำลังรับแรงกดประลัย $= 2.4\phi F_u d_b t$

เมื่อ $F_u =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของแผ่นเหล็กหรือชิ้นส่วน, ksc

$d_b =$ ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวยึด, cm

$t =$ ความหนาของแผ่นเหล็กหรือชิ้นส่วน ในกรณีใช้หมุดย้ำหนักสลักเกลียวแบบฝังหัว ให้ใช้ความหนาจริง ลบด้วย ครึ่งหนึ่งของความหนาหัวหมุดที่ฝังในแผ่นเหล็ก

$\phi = 0.75 =$ ตัวคูณลดกำลัง (reduction factor)

ตารางที่ 6.1 หน่วยแรงที่ยอมให้ - ตามวิธี ASD

ประเภทของตัวยึด	หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ กก./ซม.^{2}	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ (รอยต่อแบบรับแรงกด) กก./ซม.^{2}
A307 bolts	1400	700
A325-N bolts*	3080	1470
A325-X bolts*	3080	2100
A490-N bolts*	3780	1950
A490-X bolts*	3780	2800
A502, Gr.1. rivets	1600	1225
A502, Gr.2&3 rivets	2000	1540

* อักษร N ที่กำกับ หมายถึง เกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน
อักษร X ที่กำกับ หมายถึง เกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน

ตารางที่ 6.2 หน่วยแรงประลัยของตัวยึด - ตามวิธี LRFD

ประเภทของตัวยึด	หน่วยแรงดึงประลัย กก./ซม.^{2}	หน่วยแรงเฉือนประลัย (รอยต่อแบบรับแรงกด) กก./ซม.^{2}
A307 bolts	3100	1650
A325-N bolts*	6210	3310
A325-X bolts*	6210	4140
A490-N bolts*	7760	4140
A490-X bolts*	7760	5170
A502, Gr.1. rivets	3100	1720
A502, Gr.2&3 rivets	4140	2280

* อักษร N ที่กำกับ หมายถึง เกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน
อักษร X ที่กำกับ หมายถึง เกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน

กำลังรับแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกันของรอยต่อแบบรับแกรงกด

วิธี AISC/ASD หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นจากแรงดึงและแรงเฉือนที่กระทำร่วมกัน ต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ ดังตารางที่ 6.3 โดยที่ หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น (f_v) ต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ในตารางที่ 6.1

วิธี AISC/LRFD หน่วยแรงดึงประลัยที่เกิดขึ้นจากแรงดึงประลัยและแรงเฉือนประลัยที่กระทำร่วมกัน ต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงดึงประลัยที่กำหนดในตารางที่ 6.4 โดยที่หน่วยแรงเฉือนประลัยที่เกิดขึ้น (f_v) ต้องมีค่าไม่เกินหน่วยแรงเฉือนประลัยที่กำหนดในตารางที่ 6.2

ตารางที่ 6.3 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ กก./ซม.^{2} ในรอยต่อแบบรับแรงกด - ตามวิธี ASD

ประเภทของตัวยึด	เกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน	เกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน
A307 bolts	$1800 - 1.8 f_v \leq 1400$	
A325 bolts	$\sqrt{3080^2 - 4.39 f_v^2}$	$\sqrt{3080^2 - 2.15 f_v^2}$
A490 bolts	$\sqrt{3780^2 - 3.75 f_v^2}$	$\sqrt{3780^2 - 1.82 f_v^2}$
A502, Gr. 1 rivets	$2100 - 1.3 f_v \leq 1600$	
A502, Gr. 2 rivets	$2660 - 1.3 f_v \leq 2000$	

ตารางที่ 6.4 หน่วยแรงดึงประลัย กก./ซม.^{2} ในรอยต่อแบบรับแรงกด - ตามวิธี LRFD

ประเภทของตัวยึด	เกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน	เกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน
A307 bolts	$2690 - 1.8 f_v \leq 2070$	
A325 bolts	$5860 - 1.8 f_v \leq 4690$	$5860 - 1.4 f_v \leq 4690$
A490 bolts	$7310 - 1.8 f_v \leq 5790$	$7310 - 1.4 f_v \leq 5790$
A502, Gr. 1 rivets	$3030 - 1.8 f_v \leq 2340$	
A502, Gr. 2 rivets	$4070 - 1.8 f_v \leq 3100$	

6.5 การออกแบบรอยต่อยึดแบบมีแรงฝืด มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

กำลังรับแรงของสลักเกลียวกำลังสูงในรอยต่อแบบมีแรงฝืด ให้พิจารณาจากการกระทำของแรงที่เกิดจาก*น้ำหนักบรรทุกใช้งานอย่างเดียว*

กำลังรับแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว $= F_v A_b$

กำลังรับแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกัน

กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว $= F_v A_b \left(1 - \frac{T}{T_b}\right)$

เมื่อ $F_v = 1170$ ksc = หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ สำหรับสลักเกลียวชนิด ASTM A325 ที่ทำรูเจาะมาตรฐาน

$F_v = 1450$ ksc = หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ สำหรับสลักเกลียวชนิด ASTM A490 ที่ทำรูเจาะมาตรฐาน

T = แรงดึงใช้งาน, kg

T_b = แรงดึงต่ำสุดที่ใช้ขันสลักเกลียว มีค่าตามตารางที่ 6.5 หน่วย kg

A_b = เนื้อที่หน้าตัดสลักเกลียว, cm^2

ตารางที่ 6.5 แรงดึงต่ำสุดที่ใช้ขันสลักเกลียว กก.*

ขนาดของสลักเกลียว มม.	A325 Bolts	A490 Bolts
16	9100	11400
20	14200	17900
22	17600	22100
24	20500	25700
27	26700	33400
30	32600	40800
36	47500	59500

* มีค่าเท่ากับ 0.70 เท่าของกำลังต้านทานแรงดึงประลัยของสลักเกลียว

6.6 ระยะห่างของรอยต่อยึด มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของตัวยึดหรือรูเจาะ

ต้องมีระยะห่างอย่างน้อย $2\frac{2}{3}$ เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางของตัวยึด มาตรฐานกำหนดให้ห่าง 3 เท่าของขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตัวยึด ตารางที่ 6.6 ให้ระยะห่างของแนวรูเจาะในแนวตั้งฉากแนวแรงสำหรับเหล็กฉาก

ตารางที่ 6.6 ระยะของแนวรูเจาะสำหรับเหล็กฉาก มม.

Leg	200	175	150	125	100	90	75	65	50
g	112.5	100.0	87.5	75.0	62.5	50.0	44.0	35.0	28.0
g_1	75.0	62.5	56.5	50.0					
g_2	75.0	75.0	62.5	44.0					

ระยะห่างจากศูนย์กลางตัวยึดริมหรือรูเจาะถึงขอบแผ่นเหล็ก

ระยะขอบต้องไม่น้อยกว่า 1.5 ถึง 2.0 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางตัวยึด แต่ต้องไม่เกิน 12 เท่าความหนาของแผ่นเหล็ก หรือ 15 เซนติเมตร ตารางที่ 6.7 แสดงค่าขั้นต่ำของระยะขอบสำหรับตัวยึดขนาดต่างๆ เมื่อทำรูเจาะมาตรฐาน

ตารางที่ 6.7 ระยะขอบอย่างน้อย มม.

ขนาดเส้นผ่าศูนย์กลางของตัวยึด มม.	ขอบที่ตัดโดยการเฉือนขาด	ขอบของเหล็กรูป หรือ ขอบที่ตัดด้วยก๊าซ
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	42	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46
เกินกว่า 36	1.75d	1.25d

6.7 วิธีออกแบบรอยต่อรับแรงร่วมศูนย์

รอยต่อที่รับแรงกระทำผ่านจุดศูนย์ถ่วงของรอยต่อ เรียกว่า รอยต่อรับแรงร่วมศูนย์ ซึ่งแรงกระจายให้ตัวยึดรับแรงเท่าๆ กัน แรงที่กระทำบนตัวยึดอาจจะเป็นแรงดึง แรงอัด หรือ แรงเฉือน การคำนวณให้ตั้งสมมติฐานว่าไม่มีความฝืดระหว่างแผ่นเหล็กสำหรับรอยต่อแบบรับแรงกด หน่วยแรงที่เกิดขึ้นต้องไม่เกินกว่าค่าตามมาตรฐาน

6.8 วิธีออกแบบรอยต่อรับแรงเยื้องศูนย์

รอยต่อที่รับแรงไม่ผ่านศูนย์ถ่วงของรอยต่อ เรียกว่า รอยต่อรับแรงเยื้องศูนย์ ดังรูปที่ 6.8 แรงเยื้องศูนย์สามารถแทนด้วยแรงร่วมศูนย์กับโมเมนต์ ทำให้ตัวยึดรับแรงเฉือนจากแรงร่วมศูนย์ แล้วมีแรงดึง หรือแรงอัด หรือแรงเฉือน จากโมเมนต์ แรงส่วนที่สองนี้จะอยู่ในแนวตั้งฉากกับเส้นตรงจากศูนย์ถ่วงรอยต่อมายังจุดศูนย์กลางของตัวยึด แรงนี้จะมากหรือน้อยขึ้นกับความยาวของเส้นตรงจากศูนย์ถ่วงรอยต่อมายังจุดศูนย์กลางของตัวยึด แรงที่เกิดบนตัวยึดต้องไม่เกินกว่าที่มาตรฐานกำหนด

รูปที่ 6.8 รอยต่อรับแรงเยื้องศูนย์

พิจารณารอยต่อด้วยตัวยึดในรูปที่ 6.9 แรง P กระทำเยื้องจากศูนย์ถ่วงรอยต่อเป็นระยะ e ดังนั้นรอยต่อต้องรับทั้งแรงเฉือน P และโมเมนต์บิด M = Pe

ให้ N = จำนวนของตัวยึดที่ใช้

d_i = ระยะจากศูนย์ถ่วงรอยต่อถึงศูนย์กลางตัวยึดแต่ละตัว

r_{pi} = เป็นแรงบนตัวยึดเนื่องจากแรงเฉือน P

r_{mi} = เป็นแรงบนตัวยึดเนื่องจากโมเมนต์ M = Pe

ตามรูปที่ 6.9 มีจำนวนตัวยึด N = 4 แรงเฉือนจากแรงผ่านศูนย์ถ่วงรอยต่อ P จะกระจายเท่ากัน คือ

$$r_{p1} = r_{p2} = r_{p3} = r_{p4} = \frac{P}{N} = \frac{P}{4}$$

รูปที่ 6.9

พิจารณาผลของโมเมนต์ M = Pe พยายามเฉือนตัวยึดให้หมุนตามเข็มนาฬิกา แรงที่เกิดบนตัวยึดแต่ละตัวจะตั้งฉากกับเส้นโยงจากศูนย์ถ่วงรอยต่อมายังจุดศูนย์กลางตัวยึดและแปรตามความยาวระยะนี้ด้วย ให้แรงที่เกิดบนตัวยึดเป็น $r_{m1}, r_{m2}, r_{m3}, r_{m4}$ ดังนั้น

$$M = Pe = r_{m1}d_1 + r_{m2}d_2 + r_{m3}d_3 + r_{m4}d_4 \tag{6.8.1}$$

แต่ $r_{m1} = kd_1, r_{m2} = kd_2, r_{m3} = kd_3, r_{m4} = kd_4$ หรือ

$$\frac{r_{m1}}{d_1} = \frac{r_{m2}}{d_2} = \frac{r_{m3}}{d_3} = \frac{r_{m4}}{d_4}$$

ทำให้อยู่ในรูปของ $\frac{r_{m1}}{d_1}$ ได้ว่า

$$r_{m1} = r_{m1}\frac{d_1}{d_1}, r_{m2} = r_{m1}\frac{d_2}{d_1}, r_{m3} = r_{m1}\frac{d_3}{d_1}, r_{m4} = r_{m1}\frac{d_4}{d_1}$$

แทนค่าลงในสมการ (6.8.1)

$$M = Pe = r_{m1}\frac{d_1}{d_1}d_1 + r_{m1}\frac{d_2}{d_1}d_2 + r_{m1}\frac{d_3}{d_1}d_3 + r_{m1}\frac{d_4}{d_1}d_4$$

$$M = Pe = \frac{r_{m1}}{d_1}\left(d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + d_4^2\right) = \frac{r_{m1}\sum d_i^2}{d_1}$$

$$r_{m1} = \frac{Md_1}{\sum_{i=1}^{N} d_i^2}$$

ทำนองเดียวกันจะได้

$$r_{m2} = \frac{Md_2}{\sum_{i=1}^{N} d_i^2}, r_{m3} = \frac{Md_3}{\sum_{i=1}^{N} d_i^2}, r_{m4} = \frac{Md_4}{\sum_{i=1}^{N} d_i^2}$$

ดังนั้น $$r_{mi} = \frac{Md_i}{\sum_{i=1}^{N} d_i^2} \qquad (6.8.2)$$

ค่าของแรงลัพธ์บนตัวยึดแต่ละตัวจากการกระทำเยื้องศูนย์ ได้จากการรวมเวกเตอร์ของ r_{pi} กับ r_{mi} ซึ่งทำได้หลายวิธีทั้งการเขียนรูปและแยกแรงในแนวตั้งฉากกัน โดยแนวหนึ่งขนานกับแนวแรงที่กระทำเช่นแนว y รวมแรงทางพีชคณิต แล้วจึงรวมเวกเตอร์อีกครั้ง

รูปที่ 6.10

ถ้าให้ x และ y เป็นระยะในแนวราบกับแนวตั้งของระยะจากศูนย์ถ่วงรอยต่อไปยังจุดศูนย์กลางตัวยึด แรง r_{pi} เป็นแรงจากแรงกระทำร่วมศูนย์ แรง r_{mi} เป็นแรงจากโมเมนต์ ดังรูปที่ 6.10

แยกแรง r_{mi} ไปอยู่ในแนวราบกับแนวตั้ง

$$r_{mix} = \frac{r_{mi}y}{d_i} = \frac{Md_i}{\sum_{i=1}^{N} d_i^2} \times \frac{y}{d_i} = \frac{My}{\sum_{i=1}^{N} d_i^2}$$

$$r_{miy} = \frac{r_{mi}x}{d_i} = \frac{Md_i}{\sum_{i=1}^{N} d_i^2} \times \frac{x}{d_i} = \frac{Mx}{\sum_{i=1}^{N} d_i^2}$$

แต่เนื่องจาก $d_i^2 = x^2 + y^2$

ดังนั้น

$$r_{mix} = \frac{My}{\sum_{i=1}^{N}\left(x^2 + y^2\right)}, \quad r_{miy} = \frac{Mx}{\sum_{i=1}^{N}\left(x^2 + y^2\right)} \qquad (6.8.3)$$

รวมแรงในแนวตั้ง $r_y = r_{pi} + r_{miy}$ โดยในการรวมต้องดูทิศทางให้ดีด้วย

รวมแรงในแนวราบ $r_x = r_{mix}$

ดังนั้นแรงลัพธ์ $r_i = \sqrt{\left(r_{pi} + r_{miy}\right)^2 + r_{mix}^2}$

ค่าแรงลัพธ์ r_i ต้องไม่เกินกว่าที่มาตรฐานกำหนด

จำนวนตัวยึดในรอยต่อรับแรงเยื้องศูนย์

รูปที่ 6.11

จากรูปที่ 6.11 จัดตัวยึดที่รอยต่อรับแรงเยื้องศูนย์ โดยที่

ให้ $n =$ จำนวนแถว

$m =$ จำนวนตัวยึดในแต่ละแถว

$s =$ ระยะห่างของตัวยึด (ไม่น้อยกว่า 3 เท่าของขนาดตัวยึด)

กรณีที่เรียงตัวยึดในแนวตั้งเพียงแนวเดียว ตัวนอกสุดจะห่างจากศูนย์ถ่วง $\frac{(n-1)s}{2}$ ถัดเข้ามาจะห่าง $\frac{(n-1)s}{2} - s = \frac{(n-3)s}{2}$ ถัดมาอีก $\frac{(n-3)s}{2} - s = \frac{(n-5)s}{2}$ ดังนั้น คำนวณอนุกรมได้ดังนี้

$$\sum_{i=1}^{n/2} y^2 = 2 \times \frac{s^2}{4}\left[(n-1)^2 + (n-3)^2 + (n-5)^2 + \ldots.. + (n-n)^2\right]$$

$$\sum_{i=1}^{n/2} y^2 = \frac{s^2 n(n-1)(n+1)}{12}$$

เนื่องจากมีทั้งหมด m แถวจะได้

$$\sum y^2 = \frac{s^2 mn(n-1)(n+1)}{12} = \frac{s^2 mn(n^2-1)}{12}$$

ทำนองเดียวกันจะได้

$$\sum x^2 = \frac{s^2 nm(m-1)(m+1)}{12} = \frac{s^2 mn(m^2-1)}{12}$$

ดังนั้น

$$\sum d_i^2 = \sum x^2 + \sum y^2 = \frac{s^2 mn(m^2-1)}{12} + \frac{s^2 mn(n^2-1)}{12} = \frac{s^2 mn}{12}(m^2+n^2-2)$$

สำหรับตัวยึดตัวนอกสุด มีระยะ

$$d = \sqrt{\left(\frac{n-1}{2}s\right)^2 + \left(\frac{m-1}{2}s\right)^2} = \sqrt{\frac{s^2}{2^2}\left[(n-1)^2 + (m-1)^2\right]}$$

$$d = \frac{s}{2}\sqrt{(n-1)^2 + (m-1)^2}$$

หากพิจารณาผลของโมเมนต์เพียงอย่างเดียว แรงที่กระทำต่อตัวยึดแต่ละตัวมีค่า $\frac{Md_i}{\sum d_i^2}$ ซึ่งต้องไม่เกินกำลังของตัวยึด สมมติให้ R เป็นกำลังของตัวยึด และตัวยึดที่อยู่นอกสุดทั้งสองทิศทางคือที่มุมนอกสุดจะเกิดแรงมากที่สุด ดังนั้น

$$R = \frac{Md_i}{\sum d_i^2} = \frac{M \times \frac{s}{2}\sqrt{(n-1)^2 + (m-1)^2}}{\frac{s^2 mn}{12}\left(m^2 + n^2 - 2\right)}$$

$$R = \frac{6M\sqrt{(n-1)^2 + (m-1)^2}}{smn\left(m^2 + n^2 - 2\right)}$$

เมื่อ $n > m$ ประมาณค่า $\sqrt{(n-1)^2 + (m-1)^2} \approx \sqrt{2n^2} \approx n\sqrt{2}$ และ $\left(m^2 + n^2 - 2\right) \approx 2n^2$

$$R \approx \frac{6M \times n\sqrt{2}}{smn \times 2n^2} = \frac{6M}{smn^2\sqrt{2}} \approx \frac{6M}{smn^2}$$

$$n^2 \approx \frac{6M}{smR}$$

$$n = \sqrt{\frac{6M}{smR}} \qquad (6.8.4)$$

เป็นสมการที่ใช้เพื่อประมาณจำนวนตัวยึดที่ต้องการในรอยต่อรับแรงเยื้องศูนย์ โดยหาค่า M = Pe จากนั้นเลือกขนาดตัวยึดจะทำให้ทราบ R และ s สมมติ m แทนค่าหา n

6.9 การต่อปลายคาน

การทำรอยต่อระหว่างคานกับคานและระหว่างคานกับเสา โดยใช้ตัวยึด แสดงไว้ในรูปที่ 6.12 และ 6.13

การต่อยึดปลายคานสำหรับคานช่วงเดียว เพื่อให้รับแรงเฉือน (จากแรงปฏิกิริยาของที่รองรับ) เพียงอย่างเดียว อาจจะใช้เหล็กฉากเพียง 1 คู่ตามรูปที่ 6.12 โดยขาข้องหนึ่งของเหล็กฉากยึดติดกับแผ่นตั้งของคานซึ่งนิยมทำมาจากโรงงาน (shop bolt หรือ shop rivet) แล้วยึดขาเหล็กฉากอีกข้างเข้ากับปีกเสา เป็นการต่อยึดในสถานที่ก่อสร้าง (field bolt หรือ field rivet) แสดงสัญลักษณ์ของตัวยึดด้วยสีดำ ลักษณะการต่อแบบนี้เรียกว่า framed beam connection) ขนาดของเหล็กฉากที่ใช้ ความยาวขา 100 mm ถึง 200 mm ความหนาเหล็กฉากประมาณ 8-12 mm ส่วนความยาวของเหล็กฉากประมาณ $\frac{1}{2} - \frac{2}{3}$ ของความลึกของคานเหล็กรูปพรรณ ที่ปลายคานต่อกับเสาจะเว้นช่องว่างไว้ประมาณ 12-19 mm เพื่อในการติดตั้ง

ในกรณีแรงปฏิกิริยาไม่มากนัก คือไม่เกิน 20 ตัน อาจจะใช้เหล็กฉากรองใต้คาน (beam seat) ดังรูป 6.12 ถ้าขาเหล็กฉากยาวไม่เท่ากันจะใช้ขาด้านยาวยึดแนบกับปีกเสา ขาด้านสั้นรองรับปลายคาน ความยาวของขาด้านสั้นต้องมากพอที่จะไม่ทำให้แผ่นตั้งของคานเกิดการยู่หรือการคราก ความหนาของเหล็กฉากต้องมากพอที่จะถ่ายแรงเฉือนได้ การต่อแบบนี้เรียกว่า unstiffened (flexible) beam-seat connection

รูปที่ 6.12 การต่อปลายคานเพื่อรับแรงเฉือน

ในกรณีที่แรงปฏิกิริยามากขึ้น เหล็กฉากรองใต้คานอย่างเดียวไม่พอ แก้ไขได้โดยใช้เหล็กฉากอีกหนึ่งคู่ยึดโดยเอาทางยาวไปยันปีกเหล็กฉากที่รองรับคาน ดังรูปที่ 6.12 เรียกว่า stiffened beam-seat connection ในทั้งสองกรณีมักจะใช้เหล็กฉากยึดที่ปีกบนของคานด้วย ทั้งนี้เพื่อให้คานอยู่ในที่และปลายคานไม่มีการบิดตัว ความหนาของเหล็กฉากยึดปีกบนควรจะไม่ให้หนาเกินไปคือประมาณ 6 mm เพื่อให้ปลายคานหมุนได้บ้างตามสมมติฐานของคานช่วงเดียวที่ปลายคานมีโมเมนต์เป็น 0

หากปลายคานต้องรับโมเมนต์ดัดด้วย เช่นคานในโครงข้อแข็งต่างๆ ถ้าโมเมนต์ที่ปลายคานไม่มากนัก ลักษณะปลายคานยึดแน่นบางส่วน (partially restrained) ให้ออกแบบมีเหล็กฉากรองใต้คาน รับทั้งแรงปฏิกิริยาและแรงอัดจากโมเมนต์ ส่วนเหล็กฉากด้านบนของคานให้ออกแบบรับแรงดึงจากโมเมนต์ดัด การหาขนาดและจำนวนตัวยึดให้พิจารณาจากแรงที่กระทำ

รูปที่ 6.13 การต่อปลายคานเพื่อรับแรงเฉือนและโมเมนต์

ในกรณีปลายคานมีลักษณะยึดแน่น (fully restrained) โมเมนต์จะมีค่ามาก การออกแบบจะให้เหล็กฉากและตัวยึดที่ยึดกับแผ่นตั้งของคานเป็นผู้รับแรงเฉือน ส่วนเหล็กฉากที่ยึดกับปีกคาน (clip angle) ติดกับปีกเสา ออกแบบให้รับแรงดึงหรือแรงอัดที่เกิดจากโมเมนต์ดัด ดังรูปที่ 6.13 บางกรณีก็ใช้เหล็กตัวทีแทนเหล็กฉาก ส่วนที่ต่อยึดกับปีกคานรับแรงจากโมเมนต์ดัด ส่วนที่ยึดติดกับปีกเสารับแรงเฉือน นอกจากนี้โมเมนต์ดัดที่ปลายคานกระทำต่อเสาอาจจะเป็นเหตุให้เหล็กแผ่นตั้งของเสาเกิดการครากหรือการยู่ขึ้น ปีกเสาอาจจะบิดตัวและฉีกออกจากแรงดึงในปีกคาน ดังนั้นต้องมีการเสริมเหล็กข้างเสา (column stiffener) ด้วยเหล็กแผ่นเชื่อมแทรกในเสาตรงกับแนวปีกคาน

ตัวอย่างที่ 6.1 จงหาจำนวนของสลักเกลียวชนิด ASTM A325 ขนาด 16 mm ที่ต้องใช้เพื่อทำรอยต่อรับแรงดึง ดังรูป ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD แผ่นเหล็กเป็นชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc ทำรูเจาะตามมาตรฐาน (standard hole) และต่อแบบมีแรงกดโดยเกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

เนื่องจากโจทย์ไม่กำหนดแรงที่กระทำ จึงต้องออกแบบให้รับแรงดึงสูงสุดที่แผ่นเหล็กจะรับได้

ขั้นตอนที่ 1 หาแรงดึงที่แผ่นเหล็กจะต้องรับ

ความหนาของแผ่นเหล็กเท่ากับผลรวมของความหนาของแผ่นประกับสองแผ่นรวมกัน ดังนั้นจะหากำลังรับแรงดึงจากแผ่นเหล็กหรือจากแผ่นประกับก็จะได้แรงขนาดเท่ากัน

แรงดึงสูงสุดที่รับได้ $P = 0.6F_yA_g$

พิจารณาจากแผ่นเหล็ก $P = 0.6 \times 2500 \times (1.6 \times 35) = 84{,}000$ kg

พิจารณาจากแผ่นประกับ $P = 0.6 \times 2500 \times (2 \times 0.8 \times 35) = 84{,}000$ kg

ขั้นตอนที่ 2 หากำลังของสลักเกลียวชนิด ASTM A325 เมื่อต่อแบบรับแรงกดและเกลียวไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือน

จากตารางที่ 6.1 สลักเกลียว ASTM A325 ที่เกลียวไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือน จะมีหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ $F_t = 3080$ ksc หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $F_v = 2100$ ksc

กำลังรับแรงเฉือนสองระนาบ $= F_vA_b = 2 \times 2100 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 1.6^2\right) = 8444.6$ kg

ระยะห่างระหว่างตัวยึด $(c = 9 \text{ cm}) > (3d = 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm})$

และระยะห่างขอบ $(L = 5\ cm) > (1.5d = 1.5 \times 1.6 = 2.4\ cm)$

กำลังรับแรงกด $= 1.2F_u d_b t = 1.2 \times 4050 \times 1.6 \times 1.6 = 12441.6\ kg$

สลักเกลียวจะวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน ไม่ใช่จากการกดกับแผ่นเหล็ก

จำนวนสลักเกลียว $= \dfrac{84,000}{8444.6} = 9.95 \Rightarrow 10$ ตัว ใช้ 12 ตัว จัดเป็น 4 แถวๆ ละ 3 ตัว โดยจัดตามรูป

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบกำลังรับแรงดึงจริง

พิจารณากำลังรับแรงดึงของแผ่นเหล็กประกับ ขนาดสลักเกลียว 16 mm รูเจาะต้องเผื่ออีก 2 mm แนวขาดจะผ่านรูเจาะแนวริมใกล้แรงดึงที่สุด มีจำนวนรูเจาะ 4 รู

(ก) แรงดึงบนหน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล $A_e = Ut[b - n(d_b + 0.2)] = 1 \times 0.8 \times [35 - 4 \times (1.6 + 0.2)]$

$$A_e = 22.24\ cm^2$$

แผ่นประกับสองแผ่น $A_e = 2 \times 22.24 = 44.48\ cm^2$

แรงดึง $P_t = 0.5F_u A_e = 0.5 \times 4050 \times 44.48 = 90,072\ kg > 84,000\ kg$

(ข) แรงดึงจากการรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear) แนวขาดที่เป็นไปได้คือคือส่วนรับแรงดึงจะผ่านรูเจาะจำนวน 2 + 0.5 + 0.5 = 3 รู ความยาวของรอยขาด = 9 + 9 + 9 - $3 \times (1.6 + 0.2) = 21.6\ cm^2$ มีแผ่นประกับสองแผ่น ดังนั้น

$$A_{nt} = 2 \times 21.6 \times 0.8 = 34.56\ cm^2$$

แนวขาดเนื่องจากแรงเฉือน ผ่านรูเจาะ 2.5 รู ความยาวของรอยขาด $= 8 + 8 + 5 - 2.5(1.6 + 0.2) =$ 16.5 cm แต่ละแผ่นจะมีแนวแรงเฉือนสองด้าน และมีแผ่นประกับ 2 แผ่น

$$A_{nv} = 2 \times 2 \times 16.5 \times 0.8 = 52.8\ cm^2$$

กำลังรับแรงดึง

$$P = 0.3F_u A_{nt} + 0.5F_u A_{nv} = 0.3 \times 4050 \times 34.56 + 0.5 \times 4050 \times 52.8$$

$$P = 148,910.4\ kg > 84,000\ kg$$

ดังนั้นส่วนของโครงสร้างนี้รับแรงดึงได้ 84,000 kg

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

เนื่องจากโจทย์ไม่ได้กำหนดแรงดึงประลัยมาให้ จึงจะออกแบบให้รอยต่อรับแรงดึงประลัยได้สูงที่สุดเท่าที่ชิ้นส่วนจะรับได้

ขั้นตอนที่ 1 หาแรงดึงประลัยที่ชิ้นส่วนรับได้

สังเกตว่าความหนาของแผ่นเหล็กเท่ากับผลรวมความหนาของแผ่นประกับ แรงดึงประลัยของชิ้นส่วนจะหาจากแผ่นเหล็กหรือแผ่นประกับก็จะได้ค่าเท่ากัน ในที่นี้จะหาจากแผ่นประกับ

แรงดึงประลัยของหน้าตัดทั้งหมด $P_{tu} = 0.9F_y A_g$

$$P_{tu} = 0.9 \times 2500 \times (2 \times 35 \times 0.8) = 126,000\ kg$$

ขั้นตอนที่ 2 หากำลังรับแรงประลัยของสลักเกลียวชนิด ASTM A325 ดูตารางที่ 6.2 เกลียวไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือน มีหน่วยแรงดึงประลัย $F_t = 6210$ ksc และหน่วยแรงเฉือนประลัย $F_v = 4140$ ksc

กำลังรับแรงเฉือนประลัย 2 ระนาบ

$$P_{vu} = 0.75F_vA_b = 0.75 \times 4050 \times \left(2 \times \frac{\pi}{4} \times 1.6^2\right) = 12{,}214.5 \text{ kg}$$

กำลังรับแรงกดประลัยระหว่างสลักเกลียวกับแผ่นเหล็กประกับ

ระยะห่างระหว่างตัวยึด $(c = 9 \text{ cm}) > (3d = 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm})$

กำลังรับแรงกดประลัยบนแผ่นประกับรวม 2 แผ่น

$$P_{bu} = 0.75(2.4d_btF_u) = 0.75 \times (2.4 \times 1.6 \times (2 \times 0.8) \times 4050) = 18{,}662.4 \text{ kg}$$

ดังนั้นสลักเกลียวจะวิบัติจากแรงเฉือน รับแรงได้ตัวละ 12,214.5 kg

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ $= \dfrac{126{,}000}{12{,}214.5} = 10.3 \Rightarrow 11 \Rightarrow 12$ ตัว จัดรอยต่อตามรูป

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบการรับแรงดึงประลัย

พิจารณากำลังรับแรงดึงประลัยจากแผ่นเหล็กประกับ

(ก) แรงดึงประลัยที่ทำให้แผ่นเหล็กฉีกขาด

หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล $A_e = Ut[b - n(d_b + 0.2)] = 1 \times 0.8 \times [35 - 4 \times (1.6 + 0.2)]$

$$A_e = 22.24 \text{ cm}^2$$

แผ่นประกับสองแผ่น $A_e = 2 \times 22.24 = 44.48 \text{ cm}^2$

แรงดึงประลัย

$$P_{tu} = 0.75F_uA_e = 0.75 \times 4050 \times 44.48 = 135{,}108 \text{ kg}$$

(ข) แรงดึงจากการรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear) แนวขาดที่เป็นไปได้คือคือส่วนรับแรงดึงจะผ่านรูเจาะจำนวน 2 + 0.5 + 0.5 = 3 รู ความยาวของรอยขาด = 9 + 9 + 9 - $3 \times (1.6 + 0.2) = 21.6 \text{ cm}^2$ มีแผ่นประกับสองแผ่น ดังนั้น

$$A_{nt} = 2 \times 21.6 \times 0.8 = 34.56 \text{ cm}^2$$

แนวขาดเนื่องจากแรงเฉือน ผ่านรูเจาะ 2.5 รู ความยาวของรอยขาด $= 8 + 8 + 5 - 2.5(1.6 + 0.2) =$ 16.5 cm แต่ละแผ่นจะมีแนวแรงเฉือนสองด้าน และมีแผ่นประกับ 2 แผ่น

$$A_{nv} = 2 \times 2 \times 16.5 \times 0.8 = 52.8 \text{ cm}^2$$

เนื้อที่รับแรงเฉือน $A_{gv} = 2 \times 2 \times 0.8 \times (8 + 8 + 5) = 67.2 \text{ cm}^2$

เนื้อที่รับแรงดึง $A_{gt} = 2 \times 0.8 \times (35 - 4 - 4) = 43.2 \text{ cm}^2$

กำลังรับแรงดึงประลัยเนื่องจากแรงดึงร่วมกับแรงเฉือนพิจารณาจากค่ามากต่อไปนี้

เมื่อ $F_uA_{nt} \geq 0.6F_uA_{nv}$ $\quad P_{tu} = 0.75(0.6F_yA_{gv} + F_uA_{nt})$

เมื่อ $0.6F_uA_{nv} > F_uA_{nt}$ $\quad P_{tu} = 0.75(0.6F_uA_{nv} + F_yA_{gt})$

$$F_u A_{nt} = 4050 \times 34.56 = 139{,}968 \text{ kg}$$
$$0.6F_u A_{nv} = 0.6 \times 4050 \times 52.8 = 128{,}304$$
$$P_{tu} = 0.75(0.6 \times 2500 \times 67.2 + 4050 \times 34.56) = 180{,}576 \text{ kg}$$
$$P_{tu} = 0.75(0.6 \times 4050 \times 52.8 + 2500 \times 43.2) = 177{,}228 \text{ kg}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงดึงประลัยจากแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear) คือ

$$P_{tu} = 180{,}576 \text{ kg}$$

ดังนั้นโครงสร้างรับแรงดึงประลัยได้ $P_{tu} = 126{,}000$ kg

ตัวอย่างที่ 6.2 จงหาจำนวนของสลักเกลียวชนิด ASTM A325 ขนาด 24 mm ที่ต้องใช้ เพื่อทำรอยต่อรับแรงดึงจากน้ำหนักคงที่ใช้งาน 15 ตัน และจากน้ำหนักจรใช้งาน 25 ตัน ดังรูป โดยวิธี AISC/LRFD แผ่นเหล็กเป็นชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc ทำรูเจาะแบบมาตรฐาน (standard hole) และต่อแบบมีแรงฝืดโดยเกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน

วิธีทำ

เมื่อต่อแบบมีแรงฝืดและเกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนระนาบเดียวของสลักเกลียวในสภาวะใช้งาน

$$= \phi F_v A_b = 1.0 \times 1170 \times \frac{\pi \times 2.4^2}{4} = 5292.96 \text{ kg/bolt}$$

จำนวนสลักเกลียวที่ใช้ $= \dfrac{(15+25) \times 1000}{5292.96} = 7.56 \Rightarrow 8$ ตัว

เมื่อแระกระทำเกินกว่าสภาวะใช้งาน รอยต่อจะขยับตัวทำให้สลักเกลียวต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด หากำลังรับแรงดึงประลัยของรอยต่อ

กำลังรับแรงเฉือนประลัยของสลักเกลียว

$$P_{vu} = 0.75F_v A_b = 8 \times 0.75 \times 4140 \times \left(\frac{\pi \times 2.4^2}{4}\right) = 112{,}373.5126 \text{ kg}$$

กำลังรับแรงกดประลัยระหว่างสลักเกลียวกับเหล็กแผ่น

สมมติว่าระยะห่างระหว่างสลักเกลียว $c \geq 3d_b$ และระยะขอบ $L \geq 1.5d_b$

กำลังรับแรงกดประลัยจากสลักเกลียว 8 ตัว

$$P_{bu} = 8 \times 0.75(2.4d_b tF_u) = 8 \times 0.75 \times (2.4 \times 2.4 \times 1.6 \times 4050) = 223{,}948.8 \text{ kg}$$

รอยต่อจึงรับแรงดึงประลัย $P_u = 112{,}373.5126$ kg $= 112{,}400$ kg

ตัวอย่างที่ 6.3 จากการทำรอยต่อระหว่างชิ้นส่วนรูปตัด W กับแผ่นเหล็กประกับเพื่อรับแรงดึง โดยใช้สลักเกลียวชนิด ASTM A325 ขนาด 22 mm ทำรูเจาะมาตรฐาน (standard hole) และต่อแบบมีแรงกดโดยเกลียวไม่อยู่ในระนาบของแรงเฉือน ดังรูป ให้เหล็กเป็นชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc และ $F_u = 4050$ ksc ให้หากำลังรับแรงดึงของรอยต่อโดยวิธี AISC/ASD/LRFD โดยพิจารณาจาก

(ก) กำลังรับแรงดึงของชิ้นส่วน

(ข) กำลังรับแรงดึงของสลักเกลียว

(ค) กำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear strength) ของชิ้นส่วนรูปตัด W

วิธีทำ

วิเคราะห์โดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 กำลังรับแรงดึงของชิ้นส่วน

พิจารณาจากค่าน้อยระหว่าง $P = 0.6F_yA_g$ กับ $P = 0.5F_uA_e$

หน้าตัด $W350 \times 49.6$ ดูตารางที่ 1 ภาคผนวก ข มีข้อมูลว่า ความกว้างปีก $b_f = 175$ mm ความหนาปีก $t_f = 11$ mm ความลึก $d = 350$ mm ความหนาแผ่นตั้ง $t_w = 7$ mm เนื้อที่หน้าตัด $A_g = 63.14$ mm^2

สลักเกลียว ASTM A325 ขนาด 22 mm < 24 mm จึงเผื่อรูเจาะขึ้นอีก 2 mm ขนาดรูเจาะ 22 + 2 = 24 mm รูเจาะที่แนวขาดใกล้แรงดึงที่สุดอยู่บนปีกๆ ละ 2 รู รวมเป็น 4 รู ดังนั้น

$$A_n = 63.14 - 4 \times \frac{24}{10} \times \frac{11}{10} = 52.58 \text{ cm}^2$$

$$A_e = UA_n = 0.85A_n = 0.85 \times 52.58 = 44.693 \text{ cm}^2$$

$$P = 0.6F_yA_g = 0.6 \times 2500 \times 63.14 = 94{,}710 \text{ kg}$$

$$P = 0.5F_uA_e = 0.5 \times 4050 \times 44.693 = 90{,}503.325 \text{ kg}$$

เลือกค่าน้อย กำลังรับแรงดึงของชิ้นส่วนคือ 90,503 kg

แผ่นเหล็กประกับสองแผ่น แต่ละแผ่นกว้าง 300 mm หนา 10 mm รูเจาะขนาด 24 mm ในแนวขาดใกล้แรงที่สุดมี 2 รู ดังนั้น

$$A_g = 2\times(30.0\times1.0) = 60 \ \ cm^2$$

$$0.85A_g = 0.85\times60 = 51 \ \ cm^2$$

$$A_n = 2\times(30.0\times1.0 - 2\times2.4\times1.0) = 50.4 \ \ cm^2 < 0.85A_g = 51 \ \ cm^2$$

$A_e = A_n = 50.4 \ \ cm^2$ แต่ถ้า $A_n > 0.85A_g$ ให้ใช้ $A_e = 0.85A_g$

ดังนั้น $P = 0.6F_yA_g = 0.6\times2500\times60 = 90{,}000 \ \ kg$

$$P = 0.5F_uA_e = 0.5\times4050\times50.4 = 102{,}060 \ \ kg$$

เลือกค่าน้อย $P = 90{,}000 \ \ kg$

ขั้นตอนที่ 2 กำลังรับแรงของสลักเกลียว

หาจากค่าน้อยระหว่างกำลังรับแรงเฉือนกับกำลังรับแรงกด

สลักเกลียวขนาด 22 mm จำนวน 12 ตัว กำลังรับแรงเฉือนจากตารางที่ 6.1 กรณีที่เกลียวไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือนชนิด ASTM A325-X คือ $F_v = 2100$ ksc ดังนั้น

กำลังรับแรงเฉือน $P_v = F_vA_b = 2100\times12\times\frac{\pi}{4}\times2.2^2 = 95{,}793$ kg

เนื่องจากแผ่นประกับหนา 10 mm ขณะที่ปีกคานหนา 11 mm แผ่นประกับจึงวิบัติจากแรงกดก่อนปีกคาน กำลังรับแรงกด $P_{br} = 1.2F_udt$ สลักเกลียวมี 12 ตัว ดังนั้น

กำลังรับแรงกด $P_{br} = 12\times(1.2\times4050\times2.2\times1.0) = 128{,}304$ kg

การรับแรงของสลักเกลียว จะวิบัติจากแรงเฉือนจนสลักเกลียวขาดที่ 95,793 kg

ขั้นตอนที่ 3 กำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear strength) ของปีกคาน W ดูตามรูปมี 4 ชิ้น ปีกคานหนา 11 mm สลักเกลียวขนาด 22 mm < 24 mm เผื่อรูเจาะอีก 2 mm ขนาดรูเจาะจึงเป็น 24 mm

กำลังรับแรงร่วมคือ $P_{bs} = 0.5F_uA_{nt} + 0.3F_uA_{nv}$

ส่วนรับแรงดึงเท่ากับ 4.25 ซม ลบด้วยครึ่งหนึ่งของรูเจาะ

$$A_{nt} = 1.1\times\left(4.25 - \frac{2.4}{2}\right) = 3.355 \ \ cm^2$$

ส่วนรับแรงเฉือนให้ระยะห่างปลายและระยะระหว่างสลักเกลียวเท่ากับ 3 เท่าของขนาดสลักเกลียว ดูตามรูปจะมี 3 ช่วง จึงยาว $= 3\times(3\times2.2) = 19.8 \ \ cm$ ในแนวขาดจะมีรูเจาะ 2.5 รู ปีกคานหนา 1.1 mm ดังนั้น เนื้อที่รับแรงเฉือนคือ

$$A_{nv} = 1.1\times(19.8 - 2.5\times2.4) = 15.18 \ \ cm^2$$

ดังนั้นกำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน เมื่อคิด block shear รวมทั้ง 4 ชิ้นแล้ว

$$P_{bs} = 4\times[0.5\times4050\times3.355 + 0.3\times4050\times15.18] = 100{,}950.3 \ \ kg$$

เลือกค่าน้อยที่สุดจากทุกกรณี กำลังรับแรงดึงของจุดต่อคือ 90,000 kg

การวิเคราะห์โดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 กำลังรับแรงดึงของชิ้นส่วน วิเคราะห์จากค่าน้อยระหว่าง $P_u = \phi_t F_y A_g$ กับ $P_u = \phi_t F_u A_e$

หน้าตัด $W350 \times 49.6$ ดูตารางที่ 1 ภาคผนวก ข มีข้อมูลว่า ความกว้างปีก $b_f = 175$ mm ความหนาปีก $t_f = 11$ mm ความลึก $d = 350$ mm ความหนาแผ่นตั้ง $t_w = 7$ mm เนื้อที่หน้าตัด $A_g = 63.14$ mm^2

สลักเกลียว ASTM A325 ขนาด 22 mm < 24 mm จึงเผื่อรูเจาะขึ้นอีก 2 mm ขนาดรูเจาะ 22 + 2 = 24 mm รูเจาะที่แนวขาดใกล้แรงดึงที่สุดอยู่บนปีกๆ ละ 2 รู รวมเป็น 4 รู ดังนั้น

$$P_u = \phi_t F_y A_g = 0.9 \times 2500 \times 63.14 = 142{,}065 \text{ kg}$$

เนื้อที่หน้าตัด $A_g = 63.14$ mm^2 รูเจาะ 4 รู ขนาดรูเจาะ 2.2 + 0.2 = 2.4 cm ปีกหนา 1.1 cm ดังนั้น

$$A_n = 63.14 - 4 \times 2.4 \times 1.1 = 52.58 \text{ cm}^2$$

$$A_e = UA_n = 1.0 \times 52.58 = 52.58 \text{ cm}^2$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = 0.75 \times 4050 \times 52.58 = 159{,}711.75 \text{ kg}$$

แผ่นเหล็กประกับ มี 2 แผ่น แต่ละแผ่นกว้าง 30 cm หนา 1 cm รูเจาะขนาด 2.4 cm แผ่นละ 2 รู

$$A_g = 30 \times 1 = 30 \text{ cm}^2$$

$$0.85A_g = 0.85 \times 30 = 25.5 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 1 \times (30 - 2 \times 2.4) = 25.2 \text{ cm}^2 < 0.85A_g$$

ดังนั้น $A_e = A_n = 25.2$ cm^2

$$P_u = \phi_t F_y A_g = 0.9 \times 2500 \times (2 \times 30) = 135{,}000 \text{ kg}$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = 0.75 \times 4050 \times (2 \times 25.2) = 153{,}090 \text{ kg}$$

เลือกจากค่าน้อย กำลังรับแรงดึงจากกำลังของชิ้นส่วนคือ 135,000 kg

ขั้นตอนที่ 2 กำลังรับแรงประลัยของสลักเกลียว

เลือกจากค่าน้อยระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและกำลังรับแรงกด สลักเกลียว ASTM A325 X-bolt เกลียวไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือน ตาราง 6.2 หน่วยแรงเฉือนประลัย 4140 ksc สลักเกลียวขนาด 2.2 cm จำนวน 12 ตัว

$$P_u = \phi_v F_v A_b = 0.75 \times 4140 \times \left(12 \times \frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 141{,}637 \text{ kg}$$

กำลังรับแรงกดจะวิบัติที่แผ่นเหล็กประกับเพราะบางกว่าปีกคาน โดยเหล็กมี $F_u = 4050$ ksc เส้นผ่านศูนย์กลางสลักเกลียว 2.2 cm แผ่นประกับหนา 1.0 cm จำนวนสลักเกลียว 12 ตัว และตัวคูณลดกำลัง $\phi_{br} = 0.75$ ดังนั้นกำลังรับแรงกดของแผ่นประกับคือ

$$P_u = \phi_{br}(2.4F_u dt) = 12 \times [0.75 \times (2.4 \times 4050 \times 2.2 \times 1.0)] = 192{,}456 \text{ kg}$$

จากกำลังรับแรงเฉือนและกำลังรับแรงกด จุดต่อรับแรงได้ 141,637 kg

ขั้นตอนที่ 3 กำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear strength) ของปีกคานคาน W ดูตามรูปมี 4 ชิ้น ปีกคานหนา 11 mm สลักเกลียวขนาด 22 mm < 24 mm เผื่อรูเจาะอีก 2 mm ขนาดรูเจาะจึงเป็น 24 mm

ส่วนรับแรงดึงยาว 4.25 cm รูเจาะ 0.5 รู

$$A_{gt} = 1.1 \times 4.25 = 4.675 \ \text{cm}^2$$

$$A_{nt} = 1.1 \times \left(4.25 - \frac{2.4}{2}\right) = 3.355 \ \text{cm}^2$$

ส่วนรับแรงเฉือนให้ระยะห่างปลายและระยะระหว่างสลักเกลียวเท่ากับ 3 เท่าของขนาดสลักเกลียว ดูตามรูปจะมี 3 ช่วง จึงยาว $= 3 \times (3 \times 2.2) = 19.8$ cm ในแนวขาดจะมีรูเจาะ 2.5 รู ปีกคานหนา 1.1 mm ดังนั้น เนื้อที่รับแรงเฉือนคือ

$$A_{gv} = 1.1 \times 19.8 = 21.78 \ \text{cm}^2$$

$$A_{nv} = 1.1 \times (19.8 - 2.5 \times 2.4) = 15.18 \ \text{cm}^2$$

ตรวจสอบค่า

$$0.6F_uA_{nv} = 0.6 \times 4050 \times 15.18 = 36{,}887.4 \ \text{kg}$$

$$F_uA_{nt} = 4050 \times 3.355 = 13{,}587.75 \ \text{kg}$$

พบว่า $0.6F_uA_{nv} > F_uA_{nt}$ ดังนั้น กำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน ซึ่งมี 4 block shear

$$P_{bs} = \phi_{bs}\left[F_yA_{gt} + 0.6F_uA_{nv}\right]$$

$$P_{bs} = 4 \times 0.75 \times \left[2500 \times 4.675 + 0.6 \times 4050 \times 15.18\right]$$

$$P_{bs} = 145{,}724.7 \ \text{kg}$$

จากทั้งสามกรณี กำลังรับแรงดึงของจุดต่อ 135,000 kg

ตัวอย่างที่ 6.4 จงออกแบบจุดต่อของโครงหลังคาที่ใช้เหล็กฉากเดี่ยว เพื่อให้รับแรงดึงเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 1500 kg และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 2000 kg แผ่นประกับหนา 8 mm สลักเกลียวชนิด ASTM A325 ขนาด 16 mm ทำรูเจาะแบบมาตรฐาน (standard hole) และต่อแบบมีแรงกด โดยเกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน ทั้งเหล็กฉากและเหล็กประกับเป็นชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดรูปตัดฉากเดี่ยว พิจารณาจาก $P = 0.6F_yA_g$ และ $P = 0.5F_uA_e = 0.5F_uUA_n$ โดยที่ $F_y = 2500$ ksc , $F_u = 4050$ ksc สมมติมีรูเจาะ 2 รูใน 1 แถว < 3 รู ใช้ U = 0.75 สลักเกลียวขนาด 16 mm < 24 mm เผื่อขนาดรูเจาะอีก 2 mm

แรงดึงที่กระทำ $P = DL + LL = 1500 + 2000 = 3500$ kg

พิจารณาจากสมการ $P = 0.6F_yA_g$ ได้

$$A_g = \frac{P}{0.6F_y} = \frac{3500}{0.6 \times 2500} = 2.33 \text{ cm}^2$$

แนวขาดผ่านรูเจาะ 1 รู สมมติเหล็กฉากหนา t cm ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ A_n และเนื้อที่หน้าตัดประสิทธิผล A_e หาได้จาก

$$A_n = A_g - (1.6 + 0.2)t = A_g - 1.8t$$
$$A_e = UA_n = 0.75(A_g - 1.8t)$$

พิจารณาจากสมการ $P = 0.5F_uA_e$

$$3500 = 0.5 \times 4050 \times 0.75(A_g - 1.8t)$$

$$A_g = \frac{3500}{0.5 \times 4050 \times 0.75} + 1.8t = 2.305 + 1.8t \text{ cm}^2$$

ลองเลือกเหล็กฉาก $L - 50 \times 50 \times 6$ mm มี $A_g = 5.64$ cm^2 ความหนา 6 mm = 0.6 cm

สมการแรก $A_g = 5.64 > 2.33$ cm^2

สมการที่สอง $A_g = 5.64 > 2.305 + 1.8 \times 0.6 = 3.384$ cm^2

แสดงว่าเหล็กฉาก $L - 50 \times 50 \times 6$ mm สามารถรับแรงดึงได้

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยต่อด้วยสลักเกลียวชนิด ASTM A325 ขนาด 16 mm ซึ่งมีเนื้อที่หน้าตัดตัวละ $A_b = \frac{\pi}{4}d_b^2 = \frac{\pi}{4} \times 1.6^2 = 2.01$ cm^2

หากำลังต้านทานของสลักเกลียวจากค่าน้อยระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและกำลังรับแรงกด

จากตารางที่ 6.1 สลักเกลียว A325-N bolt เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน จะมีกำลังรับแรงเฉือน $F_v = 1470$ ksc ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของสลักเกลียว 1 ตัวคือ

$$P_{v1} = F_vA_b = 1470 \times 2.01 = 2954.7 \text{ kg}$$

กำลังต้านทานแรงกด $P_{br1} = 1.2F_ud_bt$ โดย $F_u = 4050$ ksc เป็นกำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กฉาก , $d_b = 1.6$ cm เส้นผ่านศูนย์กลางสลักเกลียว และ $t = 0.6$ cm ความหนาของเหล็กฉาก

$$P_{br1} = 1.2F_ud_bt = 1.2 \times 4050 \times 1.6 \times 0.6 = 4665.6 \text{ kg}$$

เลือกค่าน้อยเป็นกำลังต้านทานของสลักเกลียว 2954.7 kg/ตัว แรงดึงที่เหล็กฉากต้องรับ P = 3500 kg ดังนั้นจำนวนของสลักเกลียวที่ต้องการคือ

จำนวนสลักเกลียว $= \dfrac{3500}{2954.7} = 1.18 \Rightarrow 2$ ตัว

ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางสลักเกลียว $= 3d_b = 3 \times 1.6 = 4.8 \Rightarrow 5.0$ cm

ระยะห่างปลายหรือระยะขอบ $= 1.5d_b = 1.5 \times 1.6 = 2.4 \Rightarrow 2.5$ cm

ตรวจสอบกำลังรับแรงดึงโดยเลือกจากค่าน้อยของ

$$P = 0.6F_yA_g = 0.6 \times 2500 \times 5.64 = 8460 \text{ kg}$$

$$P = 0.5F_uA_e = 0.5 \times 4050 \times 0.75 \times (5.64 - 1.8 \times 0.6) = 6925.5 \text{ kg}$$

และ $$P = 0.3F_uA_{nv} + 0.5F_uA_{nt} = F_u(0.3A_{nv} + 0.5A_{nt})$$

ลักษณะการวิบัติแรงดึงร่วมแรงเฉือน (block shear) แนวแรงเฉือนผ่านรูเจาะ 1.5 รู ระยะจากปลายเหล็กฉากถึงศูนย์กลางรูเจาะที่สองคือ 2.5 + 5.0 = 7.5 cm ขนาดรูเจาะ 1.6 + 0.2 = 1.8 cm ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดสุทธิในการรับแรงเฉือนคือ

$$A_{nv} = 0.6 \times (7.5 - 1.5 \times 1.8) = 2.88 \text{ cm}^2$$

ในส่วนการรับแรงดึง แนวขาดของแรงดึงผ่านรูเจาะ 0.5 รู ขาเหล็กฉาก 50 mm = 5 cm ความหนา 6 mm = 0.6 cm เหลือความยาวขอบในขา = 5 – 0.6 = 4.4 cm แบ่งครึ่งระยะนี้ให้เป็นแนวของรูเจาะได้ 2.2 cm ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดสุทธิในการรับแรงดึง

$$A_{nt} = 0.6 \times (2.2 - 0.5 \times 1.8) = 0.78 \text{ cm}^2$$

ดังนั้นกำลังรับแรงดึงตามสมการที่สามคือ

$$P = F_u(0.3A_{nv} + 0.5A_{nt}) = 4050 \times (0.3 \times 2.88 + 0.5 \times 0.78) = 5078.7 \text{ kg}$$

ดังนั้นจุดต่อนี้รับแรงดึงได้ $P = 5078.7 > 3500$ kg

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดรูปตัดเหล็กฉากเดี่ยว จากสมการ $P_u = 0.9F_yA_g$ และ $P_u = \phi_t F_u A_e = 0.75F_uUA_n$

มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดตัวคูณเพิ่มค่าสำหรับน้ำหนักบรรทุกคงที่ 1.2 และสำหรับน้ำหนักบรรทุกจร 1.6 ดังนั้นแรงดึงเพิ่มค่าคือ

$$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times 1500 + 1.6 \times 2000 = 5000 \text{ kg}$$

เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc และ U = 0.75 โดยดูจากกรณีที่จำนวนรูเจาะในหนึ่งแถวน้อยกว่า 3 รูซึ่งอ่อนแอที่สุด (ค่า U น้อยที่สุด) ขนาดสลักเกลียว $d_b = 1.6 < 2.4$ cm จึงเผื่อขนาดรูเจาะอีก 2 mm = 0.2 cm ขนาดรูเจาะมีเส้นผ่านศูนย์กลาง = 1.6 + 0.2 = 1.8 cm จำนวนรูเจาะในแนวขาดมี 1 รู เนื้อที่หน้าตัดสุทธิคือ

$$A_n = A_g - 1.8t$$

ดังนั้นกำลังรับแรงดึงคือ

$$P_u = 0.9F_yA_g$$

$$A_g = \frac{P_u}{0.9F_y} = \frac{5000}{0.9 \times 2500} = 2.222 \ \ cm^2$$

$$P_u = 0.75F_u U A_n$$

$$A_n = A_g - 1.8t = \frac{P_u}{0.75F_u U} = \frac{5000}{0.75 \times 4050 \times 0.75} = 2.195$$

$$A_g = 2.195 + 1.8t$$

ลองเลือกเหล็กฉาก $L - 50 \times 50 \times 6$ mm มี $A_g = 5.64 \ cm^2$ ความหนา 6 mm = 0.6 cm

สมการแรก $A_g = 5.64 > 2.222 \ cm^2$

สมการที่สอง $A_g = 5.64 > 2.195 + 1.8 \times 0.6 = 3.275 \ \ cm^2$

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยต่อด้วยสลักเกลียวชนิด ASTM A325 ขนาด 16 mm ซึ่งมีเนื้อที่หน้าตัดตัวละ $A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2 = \frac{\pi}{4} \times 1.6^2 = 2.01 \ \ cm^2$

หากำลังต้านทานของสลักเกลียวจากค่าน้อยระหว่างกำลังรับแรงเฉือนและกำลังรับแรงกด

จากตารางที่ 6.2 สลักเกลียว A325-N bolt เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน จะมีกำลังรับแรงเฉือน $F_{vu} = 3310$ ksc ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนของสลักเกลียว 1 ตัวคือ

$$P_{v1u} = \phi_{vu} F_{vu} A_b = 0.75 \times 3310 \times 2.01 = 4989.825 \ \ kg$$

กำลังต้านทานแรงกด $P_{br1} = \phi_{br} 2.4 F_u d_b t$ โดย $F_u = 4050$ ksc เป็นกำลังรับแรงดึงประลัยของเหล็กฉาก , $d_b = 1.6$ cm เส้นผ่านศูนย์กลางสลักเกลียว $t = 0.6$ cm ความหนาของเหล็กฉาก และ $\phi_{br} = 0.75$ เป็นตัวคูณลดกำลังแรงกด

$$P_{br1} = \phi_{br} 2.4 F_u d_b t = 0.75 \times 2.4 \times 4050 \times 1.6 \times 0.6 = 6998.4 \ \ kg$$

เลือกค่าน้อยเป็นกำลังต้านทานของสลักเกลียว 4989.825 kg/ตัว แรงดึงที่เหล็กฉากต้องรับ P_u = 5000 kg ดังนั้นจำนวนของสลักเกลียวที่ต้องการคือ

จำนวนสลักเกลียว $= \frac{5000}{4989.825} = 1.002 \Rightarrow 2$ ตัว

ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางสลักเกลียว $= 3d_b = 3 \times 1.6 = 4.8 \Rightarrow 5.0 \ \ cm$

ระยะห่างปลายหรือระยะขอบ $= 1.5d_b = 1.5 \times 1.6 = 2.4 \Rightarrow 2.5 \ \ cm$

ตรวจสอบกำลังรับแรงดึงโดยเลือกจากค่าน้อยของ

$$P_u = 0.9F_y A_g = 0.9 \times 2500 \times 5.64 = 12{,}690 \ \ kg$$

$$P_u = 0.75F_u A_e = 0.75 \times 4050 \times 0.75 \times (5.64 - 1.8 \times 0.6) = 10{,}388.25 \ \ kg$$

และจากค่ามากของ

$$P_u = 0.75(0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) \text{ กับ } P_u = 0.75(0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt})$$

ลักษณะการวิบัติแรงดึงร่วมแรงเฉือน (block shear) แนวแรงเฉือนผ่านรูเจาะ 1.5 รู ระยะจากปลายเหล็กฉากถึงศูนย์กลางรูเจาะที่สองคือ 2.5 + 5.0 = 7.5 cm ขนาดรูเจาะ 1.6 + 0.2 = 1.8 cm ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดสุทธิในการรับแรงเฉือนคือ

$$A_{nv} = 0.6 \times (7.5 - 1.5 \times 1.8) = 2.88 \ \ cm^2$$

และเนื้อที่หน้าตัดเต็มในการรับแรงเฉือน

$$A_{gv} = 7.5 \times 0.6 = 4.5 \ \ cm^2$$

ในส่วนการรับแรงดึง แนวขาดของแรงดึงผ่านรูเจาะ 0.5 รู ขาเหล็กฉาก 50 mm = 5 cm ความหนา 6 mm = 0.6 cm เหลือความยาวขอบในขา = 5 – 0.6 = 4.4 cm แบ่งครึ่งระยะนี้ให้เป็นแนวของรูเจาะได้ 2.2 cm ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดสุทธิในการรับแรงดึง

$$A_{nt} = 0.6 \times (2.2 - 0.5 \times 1.8) = 0.78 \ \ cm^2$$

และเนื้อที่หน้าตัดเต็มในการรับแรงดึง

$$A_{gt} = 0.6 \times 2.2 = 1.32 \ \ cm^2$$

ดังนั้นกำลังรับแรงดึงจากค่ามากของ

$$P_u = 0.75(0.6F_uA_{nv} + F_yA_{gt})$$

$$P_u = 0.75 \times (0.6 \times 4050 \times 2.88 + 2500 \times 1.32) = 7723.8 \ \ kg$$

$$P_u = 0.75(0.6F_yA_{gv} + F_uA_{nt})$$

$$P_u = 0.75 \times (0.6 \times 2500 \times 4.5 + 4050 \times 0.78) = 7431.75 \ \ kg$$

ค่ามากคือ $P_u = 7723.8 \ \ kg$

ดังนั้นจุดต่อนี้รับแรงดึงประลัยได้ $P = 7723.8 > 5000 \ \ kg$

ตัวอย่างที่ 6.5 หากต้องทำรอยต่อที่ปลายคานรูปตัด W กับชิ้นส่วนรองรับ โดยใช้สลักเกลียวขนาด 22 mm จำนวน 3 ตัว และทำรูเจาะแบบมาตรฐาน (standard hole) ดังรูป เหล็กเป็นชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $F_u = 4050$ ksc ให้คำนวณหากำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่นตั้งของคานตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

หน้าตัด $W300 \times 94$ แผ่นตั้งมีความหนา $t_w = 10$ mm ดูได้จากภาคผนวก ข

คำนวณโดยวิธี AISC/ASD

พื้นที่รับแรงเฉือนเต็ม $A_{gv} = (30 - 5) \times 1.0 = 25 \ cm^2$ โดยคิดเฉพาะแผ่นตั้ง ลบส่วนที่บากออก

(ก) กำลังรับแรงเฉือนบนหน้าตัดเต็ม

$$V_v = 0.4F_yA_{gv} = 0.4 \times 2500 \times 25 = 25{,}000 \quad \text{kg}$$

สลักเกลียวขนาด 22 mm < 24 mm เผื่อรูเจาะ 2 mm ขนาดรูเจาะ 24 mm = 2.4 cm

พื้นที่รับแรงเฉือนสุทธิมีรูเจาะ 3 รู มี $A_{nv} = (30 - 5 - 3 \times 2.4) \times 1.0 = 17.8 \quad \text{cm}^2$

(ข) กำลังรับแรงเฉือนบนหน้าตัดสุทธิ

$$V_v = 0.3F_uA_{nv} = 0.3 \times 4050 \times 17.8 = 21{,}627 \quad \text{kg}$$

(ค) พิจารณากำลังรับแรงเฉือนจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดึง (block shear strength)

เนื้อที่หน้าตัดรับแรงดึงสุทธิ มีรูเจาะ 0.5 รู

$$A_{nt} = (4 - 0.5 \times 2.4) \times 1.0 = 2.8 \quad \text{cm}^2$$

เนื้อที่หน้าตัดรับแรงเฉือนสุทธิ มีรูเจาะ 2.5 รู

$$A_{nv} = (4 + 15 - 2.5 \times 2.4) \times 1.0 = 13 \quad \text{cm}^2$$

กำลังรับแรงเฉือนแบบ block shear คือ

$$V_{bs} = 0.5F_uA_{nt} + 0.3F_uA_{nv}$$

$$V_{bs} = 0.5 \times 4050 \times 2.8 + 0.3 \times 4050 \times 13$$

$$V_{bs} = 21{,}465 \quad \text{kg}$$

ดังนั้น กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่นตั้งของคาน $V_v = 21{,}465 \quad \text{kg}$

คำนวณโดยวิธี AISC/LRFD

พื้นที่รับแรงเฉือนเต็ม $A_{gv} = (30 - 5) \times 1.0 = 25 \quad \text{cm}^2$ โดยคิดเฉพาะแผ่นตั้ง ลบส่วนที่บากออก

(ก) กำลังรับแรงเฉือนบนหน้าตัดเต็ม

$$V_{uv} = \phi_v 0.6F_yA_{gv} = 0.9 \times 0.6 \times 2500 \times 25 = 33{,}750 \quad \text{kg}$$

สลักเกลียวขนาด 22 mm < 24 mm เผื่อรูเจาะ 2 mm ขนาดรูเจาะ 24 mm = 2.4 cm

พื้นที่รับแรงเฉือนสุทธิมีรูเจาะ 3 รู มี $A_{nv} = (30 - 5 - 3 \times 2.4) \times 1.0 = 17.8 \quad \text{cm}^2$

(ข) กำลังรับแรงเฉือนบนหน้าตัดสุทธิ

$$V_{uv} = \phi_v 0.6F_uA_{nv} = 0.75 \times 0.6 \times 4050 \times 17.8 = 32{,}440.5 \quad \text{kg}$$

(ค) พิจารณากำลังรับแรงเฉือนจากแรงเฉือนร่วมกับแรงดึง (block shear strength)

เนื้อที่หน้าตัดรับแรงดึงสุทธิ มีรูเจาะ 0.5 รู

$$A_{nt} = (4 - 0.5 \times 2.4) \times 1.0 = 2.8 \quad \text{cm}^2$$

เนื้อที่หน้าตัดรับแรงเฉือนสุทธิ มีรูเจาะ 2.5 รู

$$A_{nv} = (4 + 15 - 2.5 \times 2.4) \times 1.0 = 13 \quad \text{cm}^2$$

$$0.6F_uA_{nv} = 0.6 \times 4050 \times 13 = 31{,}590 \quad \text{kg}$$

$$F_uA_{nt} = 4050 \times 2.8 = 11{,}340 \quad \text{kg}$$

$$A_{gt} = 4 \times 1.0 = 4 \quad cm^2$$

$$A_{gv} = (4+15) \times 1.0 = 19 \quad cm^2$$

ดังนั้น เมื่อ $0.6F_uA_{nv} > F_uA_{nt}$ นั้น

กำลังรับแรงเฉือนแบบ block shear คือ

$$V_{bs} = \phi_{bs}(F_yA_{gt} + 0.6F_uA_{nv})$$

$$V_{bs} = 0.75 \times (2500 \times 4 + 0.6 \times 4050 \times 13)$$

$$V_{bs} = 31{,}192.5 \quad kg$$

เลือกค่าน้อยที่สุด กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่นตั้งของคาน $V_{bs} = 31{,}192.5 \quad kg$

ตัวอย่างที่ 6.6 จงออกแบบรอยต่อระหว่างค้ำยันรับแรงดึงกับเสา ดังรูป ซึ่งต้องรับแรงดึงที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 30 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 22 ตัน ใช้สลักเกลียวกำลังสูงชนิด ASTM A325 ขนาด 22 mm เมื่อต่อแบบ

(ก) แบบมีแรงกด และ (ข) แบบมีแรงฝืด

ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

สมมติให้แรงกระทำผ่านศูนย์ถ่วงของรอยต่อ แยกแรงให้อยู่ในแนวตั้งและแนวนอน แนวแรงเอียงอัตราส่วน 1 : 2 แนวเอียง $= \sqrt{1^2 + 2^2} = \sqrt{5}$ ดังนั้น

แรงเฉือนในแนวตั้ง $V = 52 \times \frac{1}{\sqrt{5}} = 23.255$ ตัน

แรงดึงในแนวนอน $T = 52 \times \frac{2}{\sqrt{5}} = 46.51$ ตัน

สมมติใช้สลักเกลียว ASTM A325 ขนาด 22 mm จำนวน 8 ตัว เนื้อที่รับแรงดึงและเนื้อที่หน้าตัดรับแรงเฉือน

$$A_v = A_t = 8 \times \frac{\pi}{4} \times 2.2^2 = 30.41 \text{ cm}^2$$

(ก) เมื่อเป็นการต่อแบบมีแรงกดของสลักเกลียว ASTM A325 และเกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน

หน่วยแรงเฉือนที่กระทำ $f_v = \frac{V}{A_v} = \frac{23.255 \times 1000}{30.41} = 764.72$ ksc

หน่วยแรงดึงที่กระทำ $f_t = \frac{V}{A_t} = \frac{46.51 \times 1000}{30.41} = 1529.43$ ksc

จากตารางที่ 6.3 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ของสลักเกลียว ASTM A325 เมื่อเกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน คือ

หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ $F_t = \sqrt{3080^2 - 4.39 f_v^2} = \sqrt{3080^2 - 4.39 \times 764.72^2}$

$F_t = 2630.4$ ksc > $f_t = 1529.43$ ksc ใช้ได้

(ข) เมื่อต่อแบบมีแรงฝืด และสมมติว่าเกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน

หน่วยแรงดึงที่กระทำ $f_t = \frac{V}{A_t} = \frac{46.51 \times 1000}{30.41} = 1529.43$ ksc

จากตารางที่ 6.1 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ $F_t = 3080$ ksc > $f_t = 1529.43$ ksc ใช้ได้

หน่วยแรงเฉือนที่กระทำ $f_v = \frac{V}{A_v} = \frac{23.255 \times 1000}{30.41} = 764.72$ ksc

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $F_v = 1170\left(1 - \frac{T}{T_b}\right)$ ตัวเลข 1170 ksc สำหรับ ASTM A325

แรงดึงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียว 1 ตัว $T = f_t \times \frac{\pi}{4} \times 2.2^2 = 1529.43 \times 3.80 = 5811.834$ kg

แรงดึงต่ำสุดในการขันสลักเกลียว ตาราง 6.5 สลักเกลียวขนาด 22 mm คือ $T_b = 17600$ kg

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $F_v = 1170 \times \left(1 - \frac{5811.834}{17600}\right) = 783.645$ ksc > 764.72 ksc ใช้ได้

ดังนั้นใช้สลักเกลียวกำลังสูงชนิด ASTM A325 ขนาด 22 mm จำนวน 8 ตัว

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

แรงประลัยที่กระทำ $P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 30 + 1.6 \times 22 = 71.2$ ตัน = 71,200 kg

สมมติให้แรงกระทำผ่านศูนย์ถ่วงของรอยต่อ แยกแรงให้อยู่ในแนวตั้งและแนวนอน แนวแรงเอียงอัตราส่วน 1 : 2 แนวเอียง $= \sqrt{1^2 + 2^2} = \sqrt{5}$ ดังนั้น

แรงเฉือนในแนวตั้ง $V_u = 71{,}200 \times \frac{1}{\sqrt{5}} = 31{,}841.608$ kg

แรงดึงในแนวนอน $T_u = 71{,}200 \times \frac{2}{\sqrt{5}} = 63{,}683.216$ kg

สมมติใช้สลักเกลียว ASTM A325 ขนาด 22 mm จำนวน 8 ตัว เนื้อที่รับแรงดึงและเนื้อที่หน้าตัดรับแรงเฉือน

$$A_v = A_t = 8 \times \frac{\pi}{4} \times 2.2^2 = 30.41 \ \ cm^2$$

(ก) เมื่อต่อแบบมีแรงกด และสมมติว่าเกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน ตารางที่ 6.2 สลักเกลียว A325-N มีหน่วยแรงเฉือนประลัย $F_{vu} = 3310$ ksc ดังนั้น

$$V_u = F_{vu}A_v = 3310 \times 30.41 = 100{,}657.1 \ \ \text{kg} > 31{,}841.608 \ \text{kg}$$ ใช้ได้

หน่วยแรงเฉือนประลัยที่เกิดขึ้น $f_v = \frac{V_u}{A_v} = \frac{31{,}841.608}{30.41} = 1047.08$ ksc

หน่วยแรงดึงประลัยที่เกิดขึ้น $f_t = \frac{T}{A_t} = \frac{63{,}683.216}{30.41} = 2092.674$ ksc

จากตารางที่ 6.4 เมื่อเกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน สลักเกลียว ASTM A325 มีหน่วยแรงดึงประลัยที่ยอมให้คือ

$$F_{tu} = 5860 - 1.8f_v \le 4690$$

$$F_{tu} = 5860 - 1.8 \times 1047.08$$

$F_{tu} = 3975.256$ ksc < 4690 ksc และ $F_{tu} = 3975.256$ ksc > $f_t = 2092.674$ ksc ใช้ได้

ดังนั้นใช้สลักเกลียวกำลังสูง ชนิด ASTM A325 ขนาด 22 mm จำนวน 8 ตัว

(ข) เมื่อต่อแบบมีแรงฝืด และสมมติว่าเกลียวอยู่ในระนาบของแรงเฉือน สำหรับรอยต่อแบบมีแรงฝืด ต้องพิจารณาในสภาวะการใช้งาน

หน่วยแรงดึงที่กระทำ $f_t = \frac{V}{A_t} = \frac{46.51 \times 1000}{30.41} = 1529.43$ ksc

หน่วยแรงเฉือนที่กระทำ $f_v = \frac{V}{A_v} = \frac{23.255 \times 1000}{30.41} = 764.72$ ksc

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $F_v = 1170\left(1 - \frac{T}{T_b}\right)$ ตัวเลข 1170 ksc สำหรับ ASTM A325

แรงดึงที่เกิดขึ้นในสลักเกลียว 1 ตัว $T = f_t \times \frac{\pi}{4} \times 2.2^2 = 1529.43 \times 3.80 = 5811.834$ kg

แรงดึงต่ำสุดในการขันสลักเกลียว ตาราง 6.5 สลักเกลียวขนาด 22 mm คือ $T_b = 17600$ kg

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $F_v = 1170 \times \left(1 - \frac{5811.834}{17600}\right) = 783.645$ ksc > 764.72 ksc ใช้ได้

ดังนั้นใช้สลักเกลียวกำลังสูงชนิด ASTM A325 ขนาด 22 mm จำนวน 8 ตัว

ตัวอย่างที่ 6.7 จงหาจำนวนหมุดย้ำชนิด ASTM A501-1 ขนาด 22 mm ที่ต้องสำหรับรอยต่อซึ่งรับแรงเยื้องศูนย์ ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 25 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 15 ตัน ซึ่งถ่ายแรงมาจากคานช่วงเดียว ดังรูป ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

แรงลัพธ์ $P = D + L = 25 + 15 = 40$ ตัน = 40,000 kg

รอยต่อลักษณะนี้ ตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงดึงเนื่องจากแรงกระทำเยื้องศูนย์

ขั้นตอนที่ 1 หาจำนวนแถวที่ต้องการ จากสมการ $n = \sqrt{\dfrac{6M}{smR}}$

เมื่อ $M = 40{,}000 \times 7.5 = 300{,}000$ kg.cm โมเมนต์ที่ผิวสัมผัส

$s = 7.5$ cm = ระยะห่างระหว่างตัวยึด สมมติขึ้น

$m = 2 =$ จำนวนตัวยึดในหนึ่งแถว สมมติค่าขึ้นมา

$R = 1225 \times 3.80 = 4655$ kg = กำลังรับแรงเฉือนของหมุดย้ำ 1 ตัว ตาราง 6.1 A502,Gr 1 หน่วยแรงเฉือน 1225 ksc หมุดย้ำ 1 ตัว มีเนื้อที่หน้าตัด 3.80 cm^2

แทนค่า

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 300{,}000}{7.5 \times 2 \times 4655}} = 5.08 \text{ แถว}$$

ดังนั้นใช้ตัวยึด 6 แถวๆ ละ 2 ตัว ดังรูป

ขั้นตอนที่ 2 ตรวจสอบกำลังรับแรง

หาตำแหน่งแกนสะเทินของรอยต่อ ส่วนที่อยู่ใต้แกนสะเทินผิวของเหล็กฉากจะแนบกับเสาจึงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้างเท่ากับเหล็กฉากสองตัวต่อกัน หรือ 100 + 100 = 200 mm = 20 cm ถ้า y เป็นระยะจากแกนสะเทินถึงขอบล่างที่จะประมาณความลึก/6 = (3.75 + 37.5 + 6.25)/6 =7.92 cm ประมาณ 8 cm โมเมนต์จากพื้นที่สัมผัสดังกล่าวรอบแกนสะเทินคือ

$$M = 20y \times \frac{y}{2} = 10y^2 \quad cm^3$$

ส่วนที่เหนือแกนสะเทินจะพยายามอ้าออกด้วยแรงดึง ดังนั้นเนื้อที่รับแรงดึงจึงเป็นตัวยึดแถวละสองตัว ดังนั้นพื้นที่แถวละ $2 \times \frac{\pi}{4} \times 2.2^2 = 7.602654222$ cm^2 เมื่อระยะ y ประมาณ 8 cm หาระยะตัวยึดห่างจากแกนสะเทิน

แถวที่ 1 ห่าง = $3.75 - y = 3.75 - 8 = -4.25$ cm อยู่ใต้แกนสะเทิน ไม่มีผล

แถวที่ 2 ห่าง = $3.75 + 7.5 - y = 11.25 - y = 11.25 - 8 = 3.25$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

แถวที่ 3 ห่าง = $3.75 + 7.5 \times 2 - y = 18.75 - y = 18.75 - 8 = 10.75$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

แถวที่ 4 ห่าง = $3.75 + 7.5 \times 3 - y = 26.25 - y = 26.25 - 8 = 18.25$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

แถวที่ 5 ห่าง = $3.75 + 7.5 \times 4 - y = 33.75 - y = 33.75 - 8 = 25.75$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

แถวที่ 6 ห่าง = $3.75 + 7.5 \times 5 - y = 41.25 - y = 41.25 - 8 = 33.25$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

ค่าโมเมนต์ของเนื้อที่ตัวยึดที่อยู่เหนือแกนสะเทินรอบแกนสะเทินได้จากการเอาเนื้อที่ตัวยึด 7.602654222 cm^2 คูณกับระยะจากแกนสะเทิน คือ

$$M = 7.602654222 \times [(11.25 - y) + (18.75 - y) + (26.25 - y) + (33.75 - y) + (41.25 - y)]$$

$$M = 7.602654222 \times [131.25 - 5y]$$

โมเมนต์จากด้านล่างต้องเท่ากับโมเมนต์จากด้านบนรอบแกนสะเทิน ดังนั้น

$$10y^2 = 7.602654222(131.25 - 5y)$$

$$y^2 = 0.7602654222(131.25 - 5y)$$

$$y^2 = 99.78483664 - 3.80132711y$$

$$y^2 + 3.80132711y - 99.78483664 = 0$$

$$y = \frac{-3.80132711 \pm \sqrt{3.80132711^2 - 4(1)(-99.78483664)}}{2 \times 1}$$

$$y = \frac{-3.80132711 \pm \sqrt{413.5894344}}{2}$$

$$y = \frac{-3.80132711 + 20.33689835}{2}$$

$$y = \frac{16.53557124}{2}$$

$$y = 8.267785618 \quad cm$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียของรอยต่อคือของสี่เหลี่ยมผืนผ้า $\frac{bh^3}{3}$ ที่อยู่ใต้แกนสะเทิน รวมกับของตัวยึด $\sum Ad^2$

ของสี่เหลี่ยมผืนผ้าใต้แกนสะเทิน

$$I_1 = \frac{bh^3}{3} = \frac{by^3}{3} = \frac{20 \times 8.267785618^3}{3} = 3767.700405 \quad cm^4$$

ของตัวยึดเหนือแกนสะเทิน

$$I_2 = \sum Ad^2 = A\sum d^2$$

$$I_2 = 7.602654222\left[(11.25-y)^2 + (18.75-y)^2 + (26.25-y)^2 + (33.75-y)^2 + (41.25-y)^2\right]$$

$$I_2 = 7.602654222 \times \begin{bmatrix} (11.25-8.267785618)^2 + (18.75-8.267785618)^2 \\ (26.25-8.267785618)^2 + (33.75-8.267785618)^2 \\ +(41.25-8.267785618)^2 \end{bmatrix}$$

$$I_2 = 7.602654222 \times \begin{bmatrix} 2.982214382^2 + 10.48221438^2 + 17.98221438^2 \\ 25.48221438^2 + 32.98221438^2 \end{bmatrix}$$

$$I_2 = 7.602654222 \times \begin{bmatrix} 8.893602619 + 109.8768183 + 323.3600341 \\ +649.3432498 + 1087.826466 \end{bmatrix}$$

$$I_2 = 7.602654222 \times 2179.30017$$

$$I_2 = 16568.46564 \quad cm^4$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียรวม

$$I = I_1 + I_2 = 3767.700405 + 16568.46564 = 20{,}336.16605 \quad cm^4$$

สลักเกลียวแถวบนสุดจะเกิดหน่วยแรงดึงมากที่สุด

หน่วยแรงดึงสูงสุดที่สลักเกลียวบน

$$f_t = \frac{Mc}{I} = \frac{300{,}000 \times (41.25 - 8.267785618)}{20{,}336.16605}$$

$$f_t = 486.5550513 \quad ksc < 1225 \quad ksc \text{ (จากตารางที่ 6.1)}$$

สลักเกลียวทั้ง 12 ตัวหรือทั้ง 6 แถว จะช่วยกันรับแรงเฉือน หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

$$f_v = \frac{40{,}000}{6 \times 7.602654222} = 876.8867388 \quad ksc$$

จากตารางที่ 6.3 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้

$$F_t = 2100 - 1.3f_v \le 1600$$

$$F_t = 2100 - 1.3 \times 876.8867388 = 960.0472396 < 1600$$

ดังนั้น เมื่อ $f_t = 486.5550513$ ksc < $F_t = 960.0472396$ ksc

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

แรงประลัย $P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 25 + 1.6 \times 15 = 54$ ตัน = 54,000 kg

รอยต่อลักษณะนี้ ตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงดึงเนื่องจากแรงกระทำเยื้องศูนย์

ขั้นตอนที่ 1 หาจำนวนแถวที่ต้องการ จากสมการ $n = \sqrt{\frac{6M}{smR}}$

เมื่อ $M = 54{,}000 \times 7.5 = 405{,}000$ kg.cm โมเมนต์ที่ผิวสัมผัส

$s = 7.5$ cm = ระยะห่างระหว่างตัวยึด สมมติขึ้น

$m = 2 =$ จำนวนตัวยึดในหนึ่งแถว สมมติค่าขึ้นมา

$R = \phi_v F_v A_b = 0.75 \times 1720 \times 3.80 = 4902$ kg = กำลังรับแรงเฉือนของหมุดย้ำ 1 ตัว ตาราง 6.2 A502,Gr 1 หน่วยแรงเฉือน 1720 ksc หมุดย้ำ 1 ตัว มีเนื้อที่หน้าตัด 3.80 cm^2

แทนค่า

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 405{,}000}{7.5 \times 2 \times 4902}} = 5.75 \text{ แถว}$$

ดังนั้นใช้ตัวยึด 6 แถวๆ ละ 2 ตัว ดังรูป

ขั้นตอนที่ 2 ตรวจสอบกำลังรับแรง

หาตำแหน่งแกนสะเทินของรอยต่อ ส่วนที่อยู่ใต้แกนสะเทินผิวของเหล็กฉากจะแนบกับเสาจึงเป็นสี่เหลี่ยมผืนผ้ากว้างเท่ากับเหล็กฉากสองตัวต่อกัน หรือ 100 + 100 = 200 mm = 20 cm ถ้า y เป็นระยะจากแกนสะเทินถึงขอบล่างที่จะประมาณความลึก/6 = (3.75 + 37.5 + 6.25)/6 =7.92 cm ประมาณ 8 cm โมเมนต์จากพื้นที่สัมผัสดังกล่าวรอบแกนสะเทินคือ

$$M = 20y \times \frac{y}{2} = 10y^2 \quad cm^3$$

ส่วนที่เหนือแกนสะเทินจะพยายามอ้าออกด้วยแรงดึง ดังนั้นเนื้อที่รับแรงดึงจึงเป็นตัวยึดแถวละสองตัว ดังนั้นพื้นที่แถวละ $2 \times \frac{\pi}{4} \times 2.2^2 = 7.602654222$ cm^2 เมื่อระยะ y ประมาณ 8 cm หาระยะตัวยึดห่างจากแกนสะเทิน

แถวที่ 1 ห่าง = $3.75 - y = 3.75 - 8 = -4.25$ cm อยู่ใต้แกนสะเทิน ไม่มีผล

แถวที่ 2 ห่าง = $3.75 + 7.5 - y = 11.25 - y = 11.25 - 8 = 3.25$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

แถวที่ 3 ห่าง = $3.75 + 7.5 \times 2 - y = 18.75 - y = 18.75 - 8 = 10.75$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

แถวที่ 4 ห่าง = $3.75 + 7.5 \times 3 - y = 26.25 - y = 26.25 - 8 = 18.25$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

แถวที่ 5 ห่าง = $3.75 + 7.5 \times 4 - y = 33.75 - y = 33.75 - 8 = 25.75$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

แถวที่ 6 ห่าง = $3.75 + 7.5 \times 5 - y = 41.25 - y = 41.25 - 8 = 33.25$ cm เหนือแกนสะเทิน มีผล

ค่าโมเมนต์ของเนื้อที่ตัวยึดที่อยู่เหนือแกนสะเทินรอบแกนสะเทินได้จากการเอาเนื้อที่ตัวยึด 7.602654222 cm^2 คูณกับระยะจากแกนสะเทิน คือ

$$M = 7.602654222 \times [(11.25 - y) + (18.75 - y) + (26.25 - y) + (33.75 - y) + (41.25 - y)]$$
$$M = 7.602654222 \times [131.25 - 5y]$$

โมเมนต์จากด้านล่างต้องเท่ากับโมเมนต์จากด้านบนรอบแกนสะเทิน ดังนั้น

$$10y^2 = 7.602654222(131.25 - 5y)$$
$$y^2 = 0.7602654222(131.25 - 5y)$$
$$y^2 = 99.78483664 - 3.80132711y$$
$$y^2 + 3.80132711y - 99.78483664 = 0$$
$$y = \frac{-3.80132711 \pm \sqrt{3.80132711^2 - 4(1)(-99.78483664)}}{2 \times 1}$$
$$y = \frac{-3.80132711 \pm \sqrt{413.5894344}}{2}$$
$$y = \frac{-3.80132711 + 20.33689835}{2}$$
$$y = \frac{16.53557124}{2}$$
$$y = 8.267785618 \ \text{cm}$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียของรอยต่อคือของสี่เหลี่ยมผืนผ้า $\frac{bh^3}{3}$ ที่อยู่ใต้แกนสะเทิน รวมกับของตัวยึด $\sum Ad^2$

ของสี่เหลี่ยมผืนผ้าใต้แกนสะเทิน

$$I_1 = \frac{bh^3}{3} = \frac{by^3}{3} = \frac{20 \times 8.267785618^3}{3} = 3767.700405 \ \text{cm}^4$$

ของตัวยึดเหนือแกนสะเทิน

$$I_2 = \sum Ad^2 = A\sum d^2$$
$$I_2 = 7.602654222[(11.25 - y)^2 + (18.75 - y)^2 + (26.25 - y)^2 + (33.75 - y)^2 + (41.25 - y)^2]$$
$$I_2 = 7.602654222 \times \begin{bmatrix} (11.25 - 8.267785618)^2 + (18.75 - 8.267785618)^2 \\ (26.25 - 8.267785618)^2 + (33.75 - 8.267785618)^2 \\ + (41.25 - 8.267785618)^2 \end{bmatrix}$$
$$I_2 = 7.602654222 \times \begin{bmatrix} 2.982214382^2 + 10.48221438^2 + 17.98221438^2 \\ 25.48221438^2 + 32.98221438^2 \end{bmatrix}$$
$$I_2 = 7.602654222 \times \begin{bmatrix} 8.893602619 + 109.8768183 + 323.3600341 \\ + 649.3432498 + 1087.826466 \end{bmatrix}$$
$$I_2 = 7.602654222 \times 2179.30017$$
$$I_2 = 16568.46564 \ \text{cm}^4$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียรวม

$$I = I_1 + I_2 = 3767.700405 + 16568.46564 = 20{,}336.16605 \ \text{cm}^4$$

สลักเกลียวแถวบนสุดจะเกิดหน่วยแรงดึงมากที่สุด

หน่วยแรงดึงสูงสุดที่สลักเกลียวบน

$$f_t = \frac{Mc}{I} = \frac{405{,}000 \times (41.25 - 8.267785618)}{20{,}336.16605}$$

$$f_t = 656.8493193 \text{ ksc}$$

สลักเกลียวทั้ง 12 ตัวหรือทั้ง 6 แถว จะช่วยกันรับแรงเฉือน หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

$$f_v = \frac{54{,}000}{6 \times 7.602654222} = 1183.797097 \text{ ksc}$$

จากตารางที่ 6.4 หน่วยแรงดึงประลัยที่ยอมให้

$$F_t = 3030 - 1.8 f_v \le 2340$$

$$F_t = 3030 - 1.8 \times 1183.797097 = 899.1652248 < 2340$$

ดังนั้น เมื่อ $f_t = 656.8493193$ ksc $< F_t = 899.1652248$ ksc

ตัวอย่างที่ 6.8 จงออกแบบรอยต่อของตงเหล็ก $W250 \times 29.6$ ยาว 3.00 เมตร และ $W300 \times 36.7$ ยาว 3.00 เมตร กับคานเหล็ก $W400 \times 66$ ชนิด ASTM A36 ดังรูป โดยใช้สลักเกลียวชนิด ASTM A325-N ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 16 mm ทำรอยต่อแบบมีแรงกด

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

เปิดตารางเหล็ก ภาคผนวก ข ได้ข้อมูลดังนี้

$W250 \times 29.6, d = 250$ mm, $b_f = 125$ mm, $t_w = 6$ mm, $t_f = 9$ mm, $r = 12$ mm, $A = 37.66$ $cm^2, w = 29.6$ kg/m, $I_x = 4050$ $cm^4, I_y = 294$ $cm^4, r_x = 10.4$ cm, $r_y = 2.79$ cm, $S_x = 324$ $cm^3, S_y = 47$ $cm^3, Z_x = 351.86$ cm^3

$W300 \times 36.7, d = 300$ mm, $b_f = 150$ mm, $t_w = 6.5$ mm, $t_f = 9$ mm, r = 13 mm, A = 46.78 cm^2, w = 36.7 kg/m, I_x = 7210 cm^4, I_y = 508 cm^4, r_x = 12.4 cm, r_y = 3.29 cm, S_x = 481 cm^3, S_y = 67.7 cm^3, Z_x = 522.08 cm^3

$W400\times66$, d = 400 mm, b_f = 200 mm, t_w = 8 mm, t_f = 13 mm, r = 16 mm, A = 84.12 cm^2, w = 66.0 kg/m, I_x = 23700 cm^4, I_y = 1740 cm^4, r_x = 16.8 cm, r_y = 4.54 cm, S_x = 1190 cm^3, S_y = 174 cm^3, Z_x = 1285.95 cm^3

ขั้นตอนที่ 1 หาแรงปฏิกิริยาประลัยโดยสมมติตงเหล็กเป็นคานช่วงเดียวรับน้ำหนักบรรทุกแผ่ w_u kg/m

แรงปฏิกิริยาประลัย $R_u = \frac{w_u L}{2}$

โมเมนต์ดัดสูงสุดกลางช่วง $M_u = \frac{w_u L^2}{8}$

อัตราส่วน $\frac{R_u}{M_u} = \frac{w_u L}{2} \times \frac{8}{w_u L^2} = \frac{4}{L}$

ดังนั้น $R_u = \frac{4M_u}{L}$

แต่โมเมนต์ดัดสูงสุดที่รับได้คือ $M_u = 0.9F_y Z_x$

ดังนั้น $R_u = \frac{4M_u}{L} = \frac{4\times0.9F_y Z_x}{L}$

แรงประลัยจาก $W250\times29.6$ $R_u = \frac{4\times0.9\times2500\times351.86}{300} = 10{,}555.8$ kg

แรงประลัยจาก $W300\times36.7$ $R_u = \frac{4\times0.9\times2500\times522.08}{300} = 15{,}662.4$ kg

ขั้นตอนที่ 2 หาจำนวนสลักเกลียวที่ต้องใช้ ที่แผ่นตั้งของตงเหล็ก โดยใช้เหล็กฉากเป็นตัวถ่ายแรง ในที่นี้ใช้สลักเกลียว ASTM A325-N ขนาด 16 mm เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน ขนาดสลักเกลียวเล็กกว่า 24 mm ในการทำรูเจาะมาตรฐาน เผื่อขนาดรูเจาะอีก 2 mm ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางรูเจาะอย่างน้อย 3 เท่าของขนาดสลักเกลียว คือ $=3\times16=48$ mm = 4.8 cm < 6 cm และระยะห่างขอบไม่น้อยกว่า 1.5 เท่าของขนาดสลักเกลียว คือ $=1.5\times16=24$ mm = 2.4 cm < 3 cm

กำลังรับแรงกดบนสลักเกลียว $P_{bru} = 0.75(2.4F_u d_b t)$

กำลังรับแรงกดบน $W250\times29.6$, $P_{bru} = 0.75\times(2.4\times4050\times1.6\times0.6) = 6998.4$ kg/ตัว

กำลังรับแรงกดบน $W300\times36.7$, $P_{bru} = 0.75\times(2.4\times4050\times1.6\times0.65) = 7581.6$ kg/ตัว

กำลังรับแรงเฉือนสองระนาบ $P_{2vu} = 0.75(2A_{bv})F_v$ ตารางที่ 6.2 ได้ $F_v = 3310$ ksc

กำลังรับแรงเฉือนสองระนาบ $P_{2vu} = 0.75\times\left(2\times\frac{\pi}{4}\times1.6^2\right)\times3310 = 9982.725$ kg/ตัว

ตง $W250\times29.6$ รับแรงปฏิกิริยา 10,555.8 kg โดยสลักเกลียวรับแรงได้ตัวละ 6998.4 kg/ตัว ดังนั้นต้องการสลักเกลียวจำนวน $=\frac{10{,}555.8}{6998.4} = 1.508 \Rightarrow 2$ ตัว

ตง $W300\times36.7$ รับแรงปฏิกิริยา 15,662.4 kg โดยสลักเกลียวรับแรงได้ 7581.6 kg/ตัว ดังนั้นต้องการสลักเกลียวจำนวน $=\frac{15{,}662.4}{7581.6} = 2.066 \Rightarrow 3$ ตัว

ขั้นตอนที่ 3 หาจำนวนสลักเกลียวที่ต้องใช้ เพื่อต่อตงเหล็กกับแผ่นตั้งของคานหลัก $W400\times66.0$ โดยสลักเกลียวคิดคราวละ 1 ระนาบแรงเฉือน

กำลังรับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ $P_{vu}=0.75(A_{bv})F_v=0.75\times\left(\frac{\pi}{4}\times1.6^2\right)\times3310=4991$ kg/ตัว

กำลังรับแรงกดบน $W400\times66.0$ คือ $P_{bru}=0.75(2.4F_u d_b t_w)$

$$P_{bru}=0.75\times(2.4\times4050\times1.6\times0.8)=9331.2 \text{ kg/ตัว}$$

ดังนั้นสลักเกลียว 1 ตัว รับแรงได้ 4991 kg จากแรงเฉือนหนึ่งระนาบ แต่ใช้เหล็กฉากสองด้านของแผ่นตั้ง

ตง $W250\times29.6$ รับแรงปฏิกิริยา 10,555.8 kg โดยสลักเกลียวรับแรงได้ตัวละ 4991 kg/ตัว ดังนั้นต้องการสลักเกลียวจำนวน $=\frac{10,555.8}{4991}=2.11\Rightarrow3\Rightarrow4$ ตัว ข้างละ 2 ตัว

ตง $W300\times36.7$ รับแรงปฏิกิริยา 15,662.4 kg โดยสลักเกลียวรับแรงได้ 4991 kg/ตัว ดังนั้นต้องการสลักเกลียวจำนวน $=\frac{15,662.4}{4991}=3.14\Rightarrow4\Rightarrow6$ ตัว ข้างละ 3 ตัว

คานหลัก $W400\times66.0$ รับแรงกด = 10,555.8+15,662.4 = 26,218.2 kg สลักเกลียวรับแรงกดได้ 9331.2 kg/ตัว ดังนั้นต้องการสลักเกลียว $=\frac{26,218.2}{9331.2}=2.81\Rightarrow3\Rightarrow6$ ตัว ข้างละ 3 ตัว

ขั้นตอนที่ 4 หาขนาดของเหล็กฉาก

ถ้าบากปลายตงเหล็ก (coping) ออกลึกลงไป 5 cm ใช้เหล็กฉากด้านที่ต่อกับ $W250\times29.6$ ยาว 12 cm และด้านที่ต่อกับ $W300\times36.7$ ยาว 18 cm ระยะห่างระหว่างสลักเกลียว 6 cm ระยะห่างขอบ 3 cm ให้ขอบของตงเหล็กห่างจากคานเหล็ก 0.5 นิ้ว หรือ 12.5 mm (set back) เลือกใช้เหล็กฉากคู่ $L-75\times75\times6$ mm ความหนาใกล้เคียงกับแผ่นตั้งของตง เพื่อให้แรงกดใกล้เคียงกัน ให้ตำแหน่งรูเจาะบนเหล็กฉากห่างมุมของเหล็กฉาก (ระยะ gage) เท่ากับ 4.4 cm ระยะขอบของตง = 4.4 – 1.25 = 3.15 cm > $1.5d_b=2.4$ cm และระยะขอบของเหล็กฉาก = 7.5 – 4.4 = 3.1 cm > $1.5d_b=2.4$ cm เป็นไปตามข้อกำหนด

ตรวจสอบกำลังรับแรงของเหล็กฉากส่วนที่ต่อกับตง $W250\times29.6$

เนื้อที่รับแรงเฉือนไม่หักรูเจาะ คิด 2 ด้านเพราะใช้เหล็กฉาก 2 ตัว

$$A_{gv}=2\times12\times0.6=14.4 \text{ cm}^2$$

$$R_u=\phi0.6F_yA_{gv}=0.9\times0.6\times2500\times14.4=19,440 \text{ kg}$$

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิซึ่งหักรูเจาะออกไป คิด 2 ด้าน เพราะใช้เหล็กฉาก 2 ตัว

$$A_{nv}=2\times12\times0.6-2\times2\times(1.6+0.2)\times0.6=10.08 \text{ cm}^2$$

$$R_u=\phi0.75F_uA_{nv}=0.6\times0.75\times4050\times10.08=18,370.8 \text{ kg}$$

ดังนั้นเหล็กฉากรับแรงได้ 18,370.8 kg > 10,555.8 kg ใช้ได้

ตรวจสอบกำลังรับแรงของเหล็กฉากส่วนที่ต่อกับตง $W300\times36.7$

เนื้อที่รับแรงเฉือนไม่หักรูเจาะ คิด 2 ด้านเพราะใช้เหล็กฉาก 2 ตัว

$$A_{gv} = 2\times18\times0.6 = 21.6 \ \ cm^2$$

$$R_u = \phi0.6F_yA_{gv} = 0.9\times0.6\times2500\times21.6 = 29{,}160 \ \ kg$$

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิซึ่งหักรูเจาะออกไป คิด 2 ด้าน เพราะใช้เหล็กฉาก 2 ตัว

$$A_{nv} = 2\times18\times0.6 - 2\times3\times(1.6+0.2)\times0.6 = 15.12 \ \ cm^2$$

$$R_u = \phi0.75F_uA_{nv} = 0.6\times0.75\times4050\times15.12 = 27{,}556.2 \ \ kg$$

ดังนั้นเหล็กฉากรับแรงได้ 27,556.2 kg > 15,662.4 kg ใช้ได้

ตัวอย่างที่ 6.9 จงออกแบบการต่อคานกับเสา เพื่อรับแรงปฏิกิริยาจากคานช่วงเดียวที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 20 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 15 ตัน โดยใช้สลักเกลียวชนิด ASTM A325 ขนาด 22 mm เหล็กชนิด ASTM A36 ออกแบบตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

ใช้เหล็กฉาก 1 คู่ในการถ่ายแรงระหว่างคานกับเสา สลักเกลียว ASTM A325 ขนาด 22 mm และสมมติว่าเกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน

เปิดตารางเหล็ก ภาคผนวก ข ได้ข้อมูลดังนี้

$W300\times94$, d = 300 mm, b_f = 300 mm, t_w = 10 mm, t_f = 15 mm, r = 18 mm, A = 119.8 cm^2, w = 94.0 kg/m, I_x = 20,400 cm^4, I_y = 6,750 cm^4, r_x = 13.1 cm, r_y = 7.51 cm, S_x = 1,360 cm^3, S_y = 450 cm^3, Z_x = 1,464.75 cm^3

$W400\times172$, d = 400 mm, b_f = 400 mm, t_w = 13 mm, t_f = 21 mm, r = 22 mm, A = 218.7 cm^2, w = 172 kg/m, I_x = 66,600 cm^4, I_y = 22,400 cm^4, r_x = 17.5 cm, r_y = 10.1 cm, S_x = 3,330 cm^3, S_y = 1,120 cm^3, Z_x = 3,600.13 cm^3

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 ออกแบบรอยต่อที่เหล็กแผ่นตั้งของคาน ซึ่งตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

ตารางที่ 6.1 หน่วยแรงเฉือนของสลักเกลียว A325-N คือ 1470 ksc

กำลังรับแรงเฉือนสองระนาบ = $F_v(2A_b)=1470\times\left(2\times\frac{\pi}{4}\times2.2^2\right)=11{,}175.9$ kg/ตัว

กำลังรับแรงกด $=1.2F_ud_bt_w=1.2\times4050\times2.2\times1.3=13{,}899.6$ kg/ตัว

สลักเกลียวจะวิบัติจากแรงเฉือน คือรับแรงได้ 11,175.9 kg/ตัว

แรงเฉือนของคาน $P=D+L=20+15=35$ ตัน = 35,000 kg

ต้องการสลักเกลียว $=\frac{35{,}000}{11{,}175.9}=3.13\Rightarrow4$ ตัว

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยต่อที่ปีกเสา ซึ่งตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

การรับแรงเฉือนของสลักเกลียวเป็น 1 ระนาบ

กำลังรับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ $=F_vA_b=1470\times\frac{\pi}{4}\times2.2^2=5{,}587.95$ kg/ตัว

กำลังรับแรงกด $=1.2F_ud_bt_f=1.2\times4050\times2.2\times1.5=16{,}038$ kg/ตัว

สลักเกลียวจะวิบัติจากแรงเฉือน คือรับแรงได้ 5,587.95 kg/ตัว

แรงเฉือนที่ปีกเสา $P=D+L=20+15=35$ ตัน = 35,000 kg

ต้องการสลักเกลียว $=\frac{35{,}000}{5{,}587.95}=6.26\Rightarrow7\Rightarrow8$ ตัว ข้างละ 4 ตัว

ขั้นตอนที่ 3 ออกแบบขนาดของเหล็กฉากที่ใช้ถ่ายแรงเฉือน

ให้ระยะห่างระหว่างสลักเกลียว 7.5 cm > $3d_b$ = $3\times2.2=6.6$ cm

ให้ระยะขอบ 3.5 cm > $1.5d_b$ = $1.5\times2.2=3.3$ cm

สลักเกลียวด้านละ 4 ตัว มีระยะระหว่างสลักเกลียว = 4 – 1 = 3 ช่วง ระยะขอบ 2 ระยะ ดังนั้นความยาวของเหล็กฉากเท่ากับ $=3\times7.5+2\times3.5=29.5$ cm เหล็กฉากมี 2 ตัว ถ้าเหล็กฉากหนา t cm แรงเฉือนที่รับได้

$$V=2(0.4F_yLt)=2\times(0.4\times2500\times29.5t)$$

$$35{,}000=2\times(0.4\times2500\times29.5t)$$

$$t=\frac{35{,}000}{2\times0.4\times2500\times29.5}$$

$$t=0.593 \text{ cm} = 5.93 \text{ mm}$$

เลือกใช้เหล็กฉาก $2Ls-100\times100\times7$ mm ยาว 30 cm

หน่วยแรงกดที่ยอมให้ $F_{br}=1.2F_u=1.2\times4050=4{,}860$ ksc

หน่วยแรงกดที่เกิดขึ้น $f_{br} = \dfrac{P}{Ntd_b} = \dfrac{35,000}{8 \times 0.7 \times 2.2} = 2841$ ksc < F_{br} = 4,860 ksc

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

แรงประลัยที่กระทำ $P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 20 + 1.6 \times 15 = 48$ ตัน = 48,000 kg

ขั้นตอนที่ 1 ออกแบบรอยต่อที่เหล็กแผ่นตั้งของคาน ซึ่งตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

จากตารางที่ 6.2 กำลังรับแรงเฉือนประลัยของ ASTM A325-N bolts คือ $F_{vu} = 3310$ ksc

กำลังรับแรงเฉือนสองระนาบ $P_{u2v} = 0.75F_{vu}(2A_b) = 0.75 \times 3310 \times \left(2 \times \dfrac{\pi}{4} \times 2.2^2\right)$

$P_{u2v} = 18,873.58911$ kg/ตัว

กำลังรับแรงกด $P_{bru} = 0.75(2.4F_u d_b t_w) = 0.75 \times (2.4 \times 4050 \times 2.2 \times 1.3)$

$P_{bru} = 20,849.4$ kg/ตัว

กำลังรับแรงของสลักเกลียวเป็นส่วนของแรงเฉือนสองระนาบคือ 18,873.58911 kg/ตัว ดังนั้นจำนวนสลักเกลียวที่ต้องการคือ $= \dfrac{48,000}{18,873.58911} = 2.54 \Rightarrow 3 \Rightarrow 4$ ตัว (สังเกตว่าต้องการจำนวนสลักเกลียวน้อยกว่าวิธี AISC/ASD ที่ต้องการถึง 4 ตัว)

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยต่อที่ปีกเสา ตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

การรับแรงเฉือนของสลักเกลียวเป็น 1 ระนาบ

กำลังรับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ $P_{u1v} = 0.75F_{vu}A_b = 0.75 \times 3310 \times \dfrac{\pi}{4} \times 2.2^2 = 9436.8$ kg/ตัว

กำลังรับแรงกด $P_{bru} = 0.75(2.4F_u d_b t_w) = 0.75 \times (2.4 \times 4050 \times 2.2 \times 1.5)$

$P_{bru} = 24,057$ kg/ตัว

สลักเกลียวจะวิบัติจากแรงเฉือน คือรับแรงได้ 9,436.8 kg/ตัว ดังนั้นจำนวนสลักเกลียวที่ต้องการคือ $= \dfrac{48,000}{9,436.8} = 5.1 \Rightarrow 6 \Rightarrow 8$ ตัวข้างละ 4 ตัว (สังเกตว่าต้องการจำนวนสลักเกลียวน้อยกว่าวิธี AISC/ASD ที่ต้องการถึง 7 ตัว)

ขั้นตอนที่ 3 ออกแบบขนาดของเหล็กฉากที่ใช้ถ่ายแรงเฉือน

ให้ระยะห่างระหว่างสลักเกลียว 7.5 cm > $3d_b = 3 \times 2.2 = 6.6$ cm

ให้ระยะขอบ 3.5 cm > $1.5d_b = 1.5 \times 2.2 = 3.3$ cm

สลักเกลียวด้านละ 4 ตัว มีระยะระหว่างสลักเกลียว = 4 – 1 = 3 ช่วง ระยะขอบ 2 ระยะ ดังนั้นความยาวของเหล็กฉากเท่ากับ $= 3 \times 7.5 + 2 \times 3.5 = 29.5$ cm เหล็กฉากมี 2 ตัว ถ้าเหล็กฉากหนา t cm แรงเฉือนที่รับได้

$$V_u = 2\phi(0.6F_y Lt) = 2 \times 0.9 \times (0.6 \times 2500 \times 29.5t)$$

$$48,000 = 2 \times 0.9 \times (0.6 \times 2500 \times 29.5t)$$

$$t = \frac{48,000}{2 \times 0.9 \times 0.6 \times 2500 \times 29.5}$$

$t = 0.603$ cm = 6.03 mm

เลือกใช้เหล็กฉาก $2Ls - 100 \times 100 \times 7$ mm ยาว 30 cm

หน่วยแรงกดประลัยที่ยอมให้ $F_{bru} = 0.75(2.4F_u) = 0.75 \times (2.4 \times 4050) = 7{,}290$ ksc

หน่วยแรงกดประลัยที่เกิดขึ้น $f_{bru} = \dfrac{P_u}{Nd_b t} = \dfrac{48{,}000}{8 \times 2.2 \times 0.7} = 3{,}896.1$ ksc < F_{bru} = 7,290 ksc

ตัวอย่างที่ 6.10 จงออกแบบการต่อคานกับเสาโดยใช้เหล็กฉากรองใต้คาน (beam seat connection) เพื่อรับแรงปฏิกิริยาที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 6 ตัน และจากน้ำหนักจรใช้งาน 7 ตัน จากคานขนาด $W400 \times 66$ โดยใช้สลักเกลียวชนิด ASTM A325 ขนาด 22 mm เหล็กชนิด ASTM A36 ออกแบบตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

จากภาคผนวก ข สมบัติของหน้าตัด

$W400 \times 66$, d = 400 mm, b_f = 200 mm, t_w = 8 mm, t_f = 13 mm, r = 16 mm, A = 84.12 cm^2, w = 66.0 kg/m, I_x = 23700 cm^4, I_y = 1740 cm^4, r_x = 16.8 cm, r_y = 4.54 cm, S_x = 1190 cm^3, S_y = 174 cm^3, Z_x = 1285.95 cm^3

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดของเหล็กฉาก

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กฉากที่ต้องใช้ เพื่อป้องกันการครากของแผ่นตั้งของคาน (local web yielding) จากสูตร

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

เมื่อ $R = D + L = 6 + 7 = 13$ ตัน = 13,000 kg = แรงปฏิกิริยา

$k = t_f + r = 13 + 16 = 29$ mm = 2.9 cm = ระยะจากผิวปีกคานถึงโคนโค้งส่วนพอก

$t_w = 8$ mm = 0.8 cm = ความหนาของแผ่นตั้งคาน

$F_y = 2500$ ksc = กำลังครากของเหล็ก ASTM A36

$$\frac{13{,}000}{(2.5\times 2.9+N)\times 0.8} = 0.66\times 2500$$

$$\frac{13{,}000}{0.8\times 0.66\times 2500} = 2.5\times 2.9+N$$

$$N = \frac{13{,}000}{0.8\times 0.66\times 2500} - 2.5\times 2.9$$

$$N = 2.6 \text{ cm}$$

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กฉากที่ต้องใช้ เพื่อป้องกันไม่ให้แผ่นตั้งของคานเกิดการยู่ (web cripping) จากสูตร

$$R = 0.2t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{EF_y\left(\frac{t_f}{t_w}\right)}$$

เมื่อ d = 400 mm = 40 cm = ความลึกคาน

t_w = 8 mm = 0.8 cm = ความหนาของแผ่นตั้ง

t_f = 13 mm = 1.3 cm = ความหนาของปีก

E = 2,040,000 ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก ASTM A36

$R = D + L = 6 + 7 = 13$ ตัน = 13,000 kg = แรงปฏิกิริยา

$F_y = 2500$ ksc = กำลังครากของเหล็ก ASTM A36

แทนค่า

$$13{,}000 = 0.2\times 0.8^2\times\left[1+3\times\left(\frac{N}{40}\right)\times\left(\frac{0.8}{1.3}\right)^{1.5}\right]\sqrt{2{,}040{,}000\times 2500\times\left(\frac{1.3}{0.8}\right)}$$

$$13{,}000 = 0.128\times\left[1+3\times\frac{N}{40}\times 0.482747409\right]\sqrt{8{,}287{,}500{,}000}$$

$$1+3\times\frac{N}{40}\times 0.482747409 = \frac{13{,}000}{0.128\sqrt{8{,}287{,}500{,}000}} = \frac{13{,}000}{11{,}652.57053}$$

$$1+3\times\frac{N}{40}\times 0.482747409 = 1.115633668$$

$$3\times\frac{N}{40}\times 0.482747409 = 1.115633668 - 1 = 0.115633668$$

$$N = \frac{0.115633668\times 40}{3\times 0.482747409}$$

$N = 3.19$ cm ใช้ N = 3.5 cm

ให้ระยะห่างระหว่างปลายคานกับผิวปีกเสา 12 mm = 1.2 cm เพื่อให้สามารถติดตั้งได้

ความกว้างของเหล็กฉากอย่างน้อย = 3.5 + 1.2 = 4.7 cm

หาความหนาของเหล็กฉาก

ประมาณหน้าตัดวิกฤตของโมเมนต์ดัดบนเหล็กฉากที่ระยะ k = ความหนาเหล็กฉาก t ซึ่งประมาณว่า 12 mm + ขอบความโค้งส่วนพอกซึ่งประมาณว่าเท่ากับ 1 cm

$k = t + 1$

แรงปฏิกิริยา R กระทำที่กึ่งกลางระยะ N ดังนั้น

$$M = R\left(\frac{N}{2} + 1.2 - k\right) = 13{,}000 \times \left(\frac{3.5}{2} + 1.2 - (1.2 + 1)\right) = 9{,}750 \text{ kg.cm}$$

ความยาวของเหล็กฉากให้เท่ากับความกว้างของคานคือ 20 cm

$F_b = 0.75F_y = 0.75 \times 2500 = 1{,}875$ ksc = หน่วยแรงดัดที่ยอมให้

ความหนาของเหล็กฉากที่ต้องการ

$$t = \sqrt{\frac{6M}{bF_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 9{,}750}{20 \times 1{,}875}} = 1.25 \text{ cm} > 1.2 \text{ cm}$$ ที่สมมติไว้

ทดลองเลือกเหล็กฉาก $L - 150 \times 100 \times 12$ mm จากภาคผนวก ข ตารางที่ 5 เหล็กฉากขาไม่เท่ากัน มี A = 150 mm, B = 100 mm, t = 12 mm, r_1 = 12 mm, r_2 = 8.5 mm, Area = 28.58 cm^2, w = 22.4 kg/m, c_x = 4.88 cm, c_y = 2.41 cm, I_x = 612 cm^4, I_y = 223 cm^4

$k = t + r_1 = 12 + 12 = 24$ mm = 2.4 cm

$$M = R\left(\frac{N}{2} + 1.2 - k\right) = 13{,}000 \times \left(\frac{3.5}{2} + 1.2 - 2.4\right) = 7{,}150 \text{ kg.cm}$$

ความยาวของเหล็กฉากให้เท่ากับความกว้างของคานคือ 20 cm

$F_b = 0.75F_y = 0.75 \times 2500 = 1{,}875$ ksc = หน่วยแรงดัดที่ยอมให้

ความหนาของเหล็กฉากที่ต้องการ

$$t = \sqrt{\frac{6M}{bF_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 7{,}150}{20 \times 1{,}875}} = 1.07 \text{ cm} < 1.2 \text{ cm}$$ ที่เลือกเหล็กฉากไว้ ใช้ได้

ใช้เหล็กฉากรองใต้คาน $L - 150 \times 100 \times 12$ mm ยาว 20 cm

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยต่อที่ปีกเสา สลักเกลียวต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

ตารางที่ 6.1 สลักเกลียว ASTM A325-N เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน มีกำลังรับแรงเฉือนที่ยอมให้

$F_v = 1470$ ksc

เหล็ก ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, F_u = 4050 ksc

กำลังรับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ

$$P_{u1} = F_v A_b = 1470 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 5587.95 \text{ kg/ตัว}$$

กำลังรับแรงกด

$$P_{bru} = 1.2F_u d_b t = 1.2 \times 4050 \times 2.2 \times 1.2 = 12{,}830.4 \text{ kg/ตัว}$$

กำลังรับแรงของสลักเกลียวเกิดจากแรงเฉือนหนึ่งระนาบ 5,587.95 kg/ตัว

ดังนั้นต้องการสลักเกลียว $= \dfrac{13,000}{5,587.95} = 2.33 \Rightarrow 3 \Rightarrow 4$ ตัว

ใช้สลักเกลียว ASTM A325-N เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน จำนวน 4 ตัวยึดขายาวของเหล็กฉากติดกับปีกคาน ข้างละ 2 ตัว (จึงเป็น 4 ตัวให้สมมาตรกัน) ส่วนขาด้านสั้นของเหล็กฉากใช้สลักเกลียว 2 ตัวเพื่อยึดปีกคานให้อยู่กับที่

ที่ปลายคานด้านบนอาจจะใช้เหล็กฉาก $L-90\times90\times7$ mm ยาว 20 cm สลักเกลียว 2 ตัวยึดกับปีกเสา และ 2 ตัวยึดกับปีกบนของคาน เพื่อยึดให้คานอยู่ในตำแหน่งและให้หมุนได้บ้าง

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

แรงปฏิกิริยาประลัย

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2\times6 + 1.6\times7 = 18.4 \text{ ตัน} = 18,400 \text{ kg}$$

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดของเหล็กฉาก

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กฉากที่ต้องใช้ เพื่อป้องกันการครากของแผ่นตั้งของคาน (local web yielding) จากสูตร

$$R_n = (2.5k + N)F_y t_w$$

เมื่อ $R_n = P_u = 18,400$ kg = แรงปฏิกิริยา

$k = t_f + r = 13 + 16 = 29$ mm = 2.9 cm = ระยะจากผิวปีกคานถึงโคนโค้งส่วนพอก

$t_w = 8$ mm = 0.8 cm = ความหนาของแผ่นตั้งคาน

$F_y = 2500$ ksc = กำลังครากของเหล็ก ASTM A36

แทนค่า

$$18,400 = (2.5\times2.9 + N)\times2500\times0.8$$

$$2.5\times2.9 + N = \frac{18,400}{2500\times0.8} = 9.2$$

$$N = 9.2 - 2.5\times2.9 = 1.95 \text{ cm}$$

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กฉากที่ต้องใช้ เพื่อป้องกันไม่ให้แผ่นตั้งของคานเกิดการยู่ (web cripping) จากสูตร

$$R_n = 0.75\times0.4t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{EF_y\left(\frac{t_f}{t_w}\right)}$$

เมื่อ d = 400 mm = 40 cm = ความลึกคาน

t_w = 8 mm = 0.8 cm = ความหนาของแผ่นตั้ง

t_f = 13 mm = 1.3 cm = ความหนาของปีก

E = 2,040,000 ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก ASTM A36

$R_n = P_u = 18,400$ kg = แรงปฏิกิริยา

$F_y = 2500$ ksc = กำลังครากของเหล็ก ASTM A36

แทนค่า

$$18,400 = 0.75 \times 0.4 \times 0.8^2 \times \left[1 + 3 \times \left(\frac{N}{40}\right) \times \left(\frac{0.8}{1.3}\right)^{1.5}\right] \sqrt{2,040,000 \times 2500 \times \left(\frac{1.3}{0.8}\right)}$$

$$18,400 = 0.192 \times \left[1 + 3 \times \frac{N}{40} \times 0.482747409\right] \sqrt{8,287,500,000}$$

$$1 + 3 \times \frac{N}{40} \times 0.482747409 = \frac{18,400}{0.192\sqrt{8,287,500,000}} = \frac{18,400}{17,478.8558}$$

$$1 + 3 \times \frac{N}{40} \times 0.482747409 = 1.052700486$$

$$3 \times \frac{N}{40} \times 0.482747409 = 1.052700486 - 1 = 0.052700486$$

$$N = \frac{0.052700486 \times 40}{3 \times 0.482747409}$$

$N = 1.46$ cm ใช้ N = k = 2.9 cm

ให้ระยะห่างระหว่างปลายคานกับผิวปีกเสา 12 mm = 1.2 cm เพื่อให้สามารถติดตั้งได้

ความกว้างของเหล็กฉากอย่างน้อย = 2.9 + 1.2 = 4.1 cm

หาความหนาของเหล็กฉาก

ประมาณหน้าตัดวิกฤตของโมเมนต์ดัดบนเหล็กฉากที่ระยะ k = ความหนาเหล็กฉาก t ซึ่งประมาณว่า 12 mm + ขอบความโค้งส่วนพอกซึ่งประมาณว่าเท่ากับ 1 cm

k = t + 1

แรงปฏิกิริยา $R_u = R_n = 18, 400$ kg กระทำที่กึ่งกลางระยะ N ดังนั้น

$$M_u = R_u\left(\frac{N}{2} + 1.2 - k\right) = 18,400 \times \left(\frac{2.9}{2} + 1.2 - (1.2 + 1)\right) = 8,280 \quad \text{kg.cm}$$

โดยที่โมเมนต์ดัดประลัยที่รับได้ $M_u = 0.9F_yZ_x = 0.9F_y\left(\frac{bt^2}{4}\right)$

ความยาวของเหล็กฉากให้เท่ากับความกว้างของคานคือ b = 20 cm

ความหนาของเหล็กฉากที่ต้องการ

$$t = \sqrt{\frac{4M}{0.9bF_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 8,280}{0.9 \times 20 \times 2,500}} = 0.86 \text{ cm} < 1.2 \text{ cm}$$ ที่สมมติไว้

ทดลองเลือกเหล็กฉาก $L - 150 \times 100 \times 9$ mm จากภาคผนวก ข ตารางที่ 5 เหล็กฉากขาไม่เท่ากัน มี A = 150 mm, B = 100 mm, t = 9 mm, r_1 = 12 mm, r_2 = 6.0 mm, Area = 21.84 cm^2, w = 17.1 kg/m, c_x = 4.76 cm, c_y = 2.30 cm, I_x = 502 cm^4, I_y = 181 cm^4

$$k = t + r_1 = 9 + 12 = 21 \text{ mm} = 2.1 \text{ cm}$$

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยต่อที่ปีกเสา สลักเกลียวต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

กำลังรับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ

$$P_{u1v} = 0.75F_{uv}A_b = 0.75 \times 3310 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 9{,}436.8 \text{ kg/ตัว}$$

กำลังรับแรงกดสลักเกลียวหนึ่งตัว

$$P_{ubr} = 0.75(2.4F_u d_b t) = 0.75 \times (2.4 \times 4050 \times 2.2 \times 0.9) = 14{,}434.2 \text{ kg/ตัว}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงของสลักเกลียวเกิดจากการรับแรงเฉือน 9,436.8 kg/ตัว จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ คือ $= \frac{18{,}400}{9{,}436.8} = 1.95 \Rightarrow 2 \Rightarrow 4$ ตัว

ข้อสังเกต การออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD จะประหยัดกว่าวิธี AISC/ASD

ตัวอย่างที่ 6.1 จงออกแบบการต่อคานกับเสาเพื่อรับโมเมนต์ดัดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานขนาด 1 ตัน.เมตร และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 0.5 ตัน.เมตร และแรงปฏิกิริยาที่เกิดน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 9.6 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 2.4 ตัน ใช้สลักเกลียว ASTM A325 ขนาด 22 mm เหล็กชนิด ASTM A36 ออกแบบตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

ใช้เหล็กฉากประกับสองข้างของเหล็กแผ่นตั้งของคานโดยทำหน้าที่รับแรงเฉือนทั้งหมด เหล็กฉากที่ประกับปีกคานบนและล่างทำหน้าที่รับโมเมนต์ดัดทั้งหมด

เปิดตารางเหล็ก ภาคผนวก ข ได้ข้อมูลดังนี้

$W400 \times 66$, d = 400 mm, b_f = 200 mm, t_w = 8 mm, t_f = 13 mm, r = 16 mm, A = 84.12 cm^2, w = 66.0 kg/m, I_x = 23700 cm^4, I_y = 1740 cm^4, r_x = 16.8 cm, r_y = 4.54 cm, S_x = 1190 cm^3, S_y = 174 cm^3, Z_x = 1285.95 cm^3

สมมติเสาหน้าตัดเดียวกับคาน

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

แรงเฉือนรวม P = D + L = 9.6 + 2.4 = 12 ตัน = 12,000 kg

โมเมนต์ดัดรวม M = D + L = 1 + 0.5 = 1.5 ตัน.เมตร = 1,500 kg.m = 150,000 kg.cm

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดของเหล็กฉากและจำนวนตัวยึดที่ประกับเหล็กแผ่นตั้งของคานกับปีกเสา

จากตารางที่ 6.1 สลักเกลียว ASTM A325-N เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ $F_t = 3080$ ksc และหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $F_v = 1470$ ksc และเหล็กชนิด ASTM A36 มีกำลังจุดคราก $F_y = 2500$ ksc และกำลังประลัย $F_u = 4050$ ksc

(ก) ตรงรอยต่อระหว่างเหล็กแผ่นตั้งของคาน สลักเกลียวต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

กำลังรับแรงเฉือนสองระนาบ $P_{2v} = F_v(2A_b) = 1470 \times \left(2 \times \frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 11{,}175.9$ kg/ตัว

กำลังรับแรงกด $P_{br} = 1.2F_u d_b t_w = 1.2 \times 4050 \times 2.2 \times 0.8 = 8{,}553.6$ kg/ตัว

ดังนั้นการวิบัติเกิดจากแรงกด = 8,553.6 kg/ตัว

ใช้สลักเกลียวขนาด 22 mm จำนวน $= \frac{12{,}000}{8{,}553.6} = 1.4 \Rightarrow 2$ ตัว

(ข) ตรงรอยต่อที่ปีกเสา ตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

กำลังรับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ $P_{1v} = F_v A_b = 1470 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 5{,}587.95$ kg/ตัว

กำลังรับแรงกด $P_{br} = 1.2F_u d_b t_f = 1.2 \times 4050 \times 2.2 \times 1.3 = 13{,}899.6$ kg/ตัว

ดังนั้นการวิบัติเกิดจากแรงเฉือน = 5,587.95 kg/ตัว

ใช้สลักเกลียวขนาด 22 mm จำนวน $= \frac{12{,}000}{5{,}587.95} = 2.15 \Rightarrow 3 \Rightarrow 4$ ตัว ข้างละ 2 ตัว

(ค) ออกแบบขนาดของเหล็กฉากในการถ่ายแรงเฉือน

ให้ระยะห่างระหว่างสลักเกลียว = 7.5 cm > $3d_b = 3 \times 2.2 = 6.6$ cm

ให้ระยะขอบ = 3.5 cm > $1.5d_b = 1.5 \times 2.2 = 3.3$ cm

ดังนั้นความยาวของเหล็กฉาก $L = (2-1) \times 7.5 + 3.5 + 3.5 = 14.5$ cm

เหล็กฉากแต่ละด้านรับแรงเฉือน $V = \frac{R}{2} = \frac{12{,}000}{2} = 6{,}000$ kg

กำลังรับแรงเฉือน $V = 0.4F_y Lt$

ความหนาเหล็กฉาก $t = \frac{V}{0.4F_y L} = \frac{6{,}000}{0.4 \times 2500 \times 14.5} = 0.414$ cm

ใช้เหล็กฉาก $2Ls - 100 \times 100 \times 10$ mm ยาว 15 cm

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของเหล็กฉากและจำนวนสลักเกลียวที่ใช้ยึดกับปีกคานและปีกเสา

(ก) ตรงรอยต่อกับปีกเสา โมเมนต์ดัด M = 150,000 kg.cm เป็นโมเมนต์ลบผิวบนคานเป็นแรงดึง ให้ขอบล่างของคานเป็นจุดหมุน แรงดึง T ที่สลักเกลียวต้องรับคือ

$$Td = M$$

$$T = \frac{M}{d} = \frac{150,000}{40} = 3,750$$

กำลังรับแรงดึงของสลักเกลียว $P_t = F_t A_b = 3080 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 11,708$ kg/ตัว

ดังนั้นต้องการสลักเกลียว $= \frac{3,750}{11,708} = 0.32 \Rightarrow 1 \Rightarrow 2$ ตัว ซ้ายขวาข้างละ 1 ตัว

(ข) ตรงรอยต่อที่ปีกคาน ตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนหนึ่งระนาบและแรงกด ซึ่งเกิดจากแรงดึง 3,750 kg เนื่องจากโมเมนต์ดัด 150,000 kg.cm

กำลังรับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ $P_v = F_v A_b = 1,470 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 5,587.95$ kg/ตัว

กำลังรับแรงกด $P_{br} = 1.2 F_u d_b t_f = 1.2 \times 4050 \times 2.2 \times 1.3 = 13,899.6$ kg/ตัว

ดังนั้นสลักเกลียววิบัติเพราะแรงเฉือน = 5,587.95 kg/ตัว

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ $= \frac{3,750}{5,587.95} = 0.671 \Rightarrow 1 \Rightarrow 2$ ตัว ซ้ายขวาข้างละ 1 ตัว

(ค) ออกแบบขนาดของเหล็กฉากที่ใช้รับโมเมนต์ดัด

แรงดึงจากโมเมนต์ดัดทำให้ปลายคานขอบบนถ่างออก เหล็กฉากจึงดัดโค้งออกโดยจุดดัดกลับ (inflection point) อยู่กึ่งกลางระหว่างศูนย์กลางตัวยึดที่ยึดติดกับปีกคานกับผิวบนของเหล็กฉาก ดังรูป

สมมติเลือกเหล็กฉาก $L - 150 \times 100 \times 15$ mm ยาว 20 cm เท่ากับความกว้างปีกคาน ให้ขาด้านสั้น 100 mm แนวกับปีกเสา ระยะ g = 6.25 cm = ระยะจากมุมนอกของเหล็กฉากถึงศูนย์กลางของสลักเกลียว ตำแหน่งจุดดัดกลับจะอยู่กึ่งกลางของระยะจากศูนย์กลางสลักเกลียวถึงผิวบนของเหล็กฉากหรือที่มุมในของเหล็กฉาก ซึ่งคือกึ่งกลางของระยะ g ลบด้วยความหนาของเหล็กฉาก จุดดัดกลับเป็นจุดที่โมเมนต์เป็น 0 ดังนั้นโมเมนต์สูงสุดจึงเท่ากับแรงคูณกับระยะจากแรงถึงจุดดัดกลับ ระยะจุดดัดกลับคือ

$$\ell = \frac{g - t}{2} = \frac{6.25 - 1.5}{2} = 2.375 \text{ cm}$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดบนเหล็กฉาก $M = T\ell = 3,750 \times 2.375 = 8,906.25$ kg.cm

เหล็กฉากมีสภาพเป็นคานแบนกว้าง b = 20 cm หนา t หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 0.75F_y$

$$M = F_b S_x = 0.75F_y \frac{bt^2}{6}$$

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0.75F_y b}} = \sqrt{\frac{6 \times 8{,}906.25}{0.75 \times 2500 \times 20}}$$

$$t = 1.19 \quad \text{cm} < 15 \text{ mm}$$

ดังนั้นใช้เหล็กฉากยึดปีกบนล่างของคานเข้ากับปีกเสา ขนาด $L - 150 \times 100 \times 15$ mm

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

แรงประลัย $P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 9.6 + 1.6 \times 2.4 = 15.36$ ตัน = 15,360 kg

โมเมนต์ดัดประลัย $M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.2 \times 1 + 1.6 \times 0.5 = 2$ ตัน.เมตร = 200,000 kg.cm

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดของเหล็กฉากและจำนวนสลักเกลียวที่ประกับเหล็กแผ่นตั้งของคานกับปีกเสา

จากตารางที่ 6.2 สลักเกลียว ASTM A325-N เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน หน่วยแรงดึงประลัยที่ยอมให้ $F_{tu} = 6210$ ksc และหน่วยแรงเฉือนประลัยที่ยอมให้ $F_{vu} = 3310$ ksc และเหล็กชนิด ASTM A36 มีกำลังจุดคราก $F_y = 2500$ ksc และกำลังประลัย $F_u = 4050$ ksc

(ก) ตรงรอยต่อที่เหล็กแผ่นตั้งของคาน ตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

กำลังรับแรงเฉือนสองระนาบ

$$P_{vu} = 0.75F_{vu}(2A_b) = 0.75 \times 3310 \times \left(2 \times \frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 18{,}873.59 \text{ kg/ตัว}$$

กำลังรับแรงกด

$$P_{bru} = 0.75(2.4F_u d_b t_w) = 0.75 \times (2.4 \times 4050 \times 2.2 \times 0.8) = 12{,}830.4 \text{ kg/ตัว}$$

การวิบัติเกิดจากแรงกด ดังนั้นต้องการใช้สลักเกลียวจำนวน

$$n_1 = \frac{P_u}{P_{bru}} = \frac{15{,}360}{12{,}830.4} = 1.2 \Rightarrow 2 \text{ ตัว}$$

(ข) ตรงรอยต่อที่ปีกเสา สลักเกลียวรับทั้งแรงเฉือนและแรงกด

กำลังรับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ

$$P_{vu} = 0.75F_{vu}A_b = 0.75 \times 3310 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 9{,}436.8 \text{ kg/ตัว}$$

กำลังรับแรงกด

$$P_{bru} = 0.75(2.4F_u d_b t_f) = 0.75 \times (2.4 \times 4050 \times 2.2 \times 1.3) = 20{,}849.4 \text{ kg/ตัว}$$

การวิบัติเกิดจากแรงเฉือน ดังนั้นต้องการใช้สลักเกลียวจำนวน

$$n_1 = \frac{P_u}{P_{vu}} = \frac{15{,}360}{9{,}436.8} = 1.63 \Rightarrow 2 \Rightarrow 4 \text{ ตัว ซ้ายขวาข้างละ 2 ตัว}$$

(ค) ออกแบบขนาดเหล็กฉากที่ใช้ถ่ายแรงเฉือน

ให้ระยะห่างระหว่างสลักเกลียว = 7.5 cm > $3d_b = 3 \times 2.2 = 6.6$ cm

ให้ระยะขอบ = 3.5 cm > $1.5d_b = 1.5 \times 2.2 = 3.3$ cm

ดังนั้นความยาวของเหล็กฉาก $L = (2-1) \times 7.5 + 3.5 + 3.5 = 14.5$ cm

เหล็กฉากแต่ละด้านรับแรงเฉือน $V = \frac{R}{2} = \frac{15,360}{2} = 7,680$ kg

กำลังรับแรงเฉือน $V_u = \phi 0.6 F_y L t$

ความหนาเหล็กฉาก $t = \frac{V_u}{\phi 0.6 F_y L} = \frac{7,680}{0.9 \times 0.6 \times 2500 \times 14.5} = 0.392$ cm

ใช้เหล็กฉาก $2Ls - 100 \times 100 \times 10$ mm ยาว 15 cm

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบขนาดของเหล็กฉากและจำนวนสลักเกลียวที่ใช้ในการยึดปีกคานกับปีกเสา

(ก) ตรงรอยต่อกับปีกเสา โมเมนต์ดัด M = 200,000 kg.cm เป็นโมเมนต์ลบผิวบนคานเป็นแรงดึง ให้ขอบล่างของคานเป็นจุดหมุน แรงดึง T ที่สลักเกลียวต้องรับคือ

$$T_u d = M_u$$

$$T_u = \frac{M_u}{d} = \frac{200,000}{40} = 5,000$$

กำลังรับแรงดึงของสลักเกลียว $P_{tu} = \phi_t F_{tu} A_b = 0.75 \times 6210 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 17,704$ kg/ตัว

ดังนั้นต้องการสลักเกลียว $= \frac{5,000}{17,704} = 0.282 \Rightarrow 1 \Rightarrow 2$ ตัว ซ้ายขวาข้างละ 1 ตัว

(ข) ตรงรอยต่อที่ปีกคาน ตัวยึดต้องรับทั้งแรงเฉือนหนึ่งระนาบและแรงกด ซึ่งเกิดจากแรงดึง 5,000 kg เนื่องจากโมเมนต์ดัด 200,000 kg.cm

กำลังรับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ

$$P_{vu} = \phi_t F_{vu} A_b = 0.75 \times 3,310 \times \left(\frac{\pi}{4} \times 2.2^2\right) = 9,436.8 \text{ kg/ตัว}$$

กำลังรับแรงกด

$$P_{bru} = \phi 2.4 F_u d_b t_f = 0.75 \times 2.4 \times 4050 \times 2.2 \times 1.3 = 20,849.4 \text{ kg/ตัว}$$

ดังนั้นสลักเกลียววิบัติเพราะแรงเฉือน = 9,436.8 kg/ตัว

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ $= \frac{5,000}{9,436.8} = 0.529 \Rightarrow 1 \Rightarrow 2$ ตัว ซ้ายขวาข้างละ 1 ตัว

(ค) ออกแบบขนาดของเหล็กฉากที่ใช้รับโมเมนต์ดัด

แรงดึงจากโมเมนต์ดัดทำให้ปลายคานขอบบนถ่างออก เหล็กฉากจึงดัดโค้งออกโดยจุดดัดกลับ (inflection point) อยู่กึ่งกลางระหว่างศูนย์กลางตัวยึดที่ยึดติดกับปีกคานกับผิวบนของเหล็กฉาก ดังรูป

สมมติเลือกเหล็กฉาก $L-150\times100\times12$ mm ยาว 20 cm เท่ากับความกว้างปีกคาน ให้ขาด้านสั้น 100 mm แนวกับปีกเสา ระยะ g = 6.25 cm = ระยะจากมุมนอกของเหล็กฉากถึงศูนย์กลางของสลักเกลียว ตำแหน่งจุดดัดกลับจะอยู่กึ่งกลางของระยะจากศูนย์กลางสลักเกลียวถึงผิวบนของเหล็กฉากหรือที่มุมในของเหล็กฉาก ซึ่งคือกึ่งกลางของระยะ g ลบด้วยความหนาของเหล็กฉาก จุดดัดกลับเป็นจุดที่โมเมนต์เป็น 0 ดังนั้นโมเมนต์สูงสุดจึงเท่ากับแรงคูณกับระยะจากแรงถึงจุดดัดกลับ ระยะจุดดัดกลับคือ

$$\ell = \frac{g-t}{2} = \frac{6.25-1.2}{2} = 2.525 \text{ cm}$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดบนเหล็กฉาก $M_u = T_u\ell = 5{,}000\times2.525 = 12{,}625$ kg.cm

เหล็กฉากมีสภาพเป็นคานแบนกว้าง b = 20 cm หนา t

$$M_u = \phi F_y Z_x = 0.9F_y\frac{bt^2}{4}$$

$$t = \sqrt{\frac{4M_u}{0.9F_y b}} = \sqrt{\frac{4\times12{,}625}{0.9\times2500\times20}}$$

$$t = 1.06 \text{ cm} < 12 \text{ mm}$$

ดังนั้นใช้เหล็กฉากยึดปีกบนล่างของคานเข้ากับปีกเสา ขนาด $L-150\times100\times12$ mm

หมายเหตุ อาจจะพิจารณาต่อปลายคานกับเสาโดยอาศัยหน้าตัดตัว T ดังแสดงในรูป การหาความหนาของแผ่นปีกเนื่องจากแรงดึงที่เกิดจากโมเมนต์ดัด จะพิจารณาโดนสมมติว่าแรงดึงดังกล่าวทำให้เกิดการก่งตัวดังรูป นั่นคือ แผ่นปีกต้องรับโมเมนต์เท่ากับแรง T/2 คูณกับระยะ x

แบบฝึกหัดบทที่ 6
การออกแบบรอยต่อโดยใช้ตัวยึด

เรื่อง กำลังรับแรงกด ระยะระหว่างตัวยึด และระยะขอบ

[1],[Segui 7.3-1] แผ่นเหล็กรับแรงดึงขนาดกว้าง 150 mm หนา 12 mm ต่อกับแผ่นเหล็กประกับหนา 9 mm โดยใช้สลักเกลียวขนาด 22 mm เกรด ASTM A325 เหล็กแผ่นทั้งสองเป็นชนิด ASTM A36

(ก) ตรวจสอบระยะระหว่างตัวยึด และระยะขอบว่าเป็นไปตามมาตรฐานหรือไม่

(ข) คำนวณหากำลังรับแรงกด

FIGURE P7.3-1

[2],[Segui 7.3-2] ชิ้นส่วนรับแรงดึงในรูปที่ P7.3-2 เป็นแผ่นเหล็กชนิด ASTM A242 ขนาดกว้าง 141 mm หนา 12 mm ยึดกับแผ่นประกับชนิด A242 หนา 9 mm โดยใช้สลักเกลียวขนาด 19 mm ชนิด A325

(ก) ตรวจสอบระยะระหว่างสลักเกลียวกับระยะขอบเป็นไปตามมาตรฐานหรือไม่

(ข) คำนวณหากำลังรับแรงกด

FIGURE P7.3-2

แบบฝึกหัดเรื่องกำลังรับแรงเฉือน

[3],[Segui 7.4-1] ท่อนรับแรงดึงเป็นเหล็กราง $C-200\times24.6$ เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 ยึดกับแผ่นเหล็กประกับหนา 9 mm ชนิด ASTM A36 โดยใช้สลักเกลียวขนาด 22 mm ชนิด ASTM A307 ดังรูป

(ก) ตรวจสอบระยะระหว่างสลักเกลียวและระยะขอบ ว่าเป็นไปตามมาตรฐานหรือไม่

(ข) คำนวณกำลังออกแบบเนื่องจากแรงเฉือนและแรงกด

(ค) คำนวณกำลังที่ยอมให้เนื่องจากแรงเฉือนและแรงกด

FIGURE P7.4-1

[4],[Segui 7.4-2] รูปที่ P7.4-2 แผ่นรับแรงดึงหนา 12 mm ต่อกับโดยมีแผ่นประกับสองด้าน ความหนาแผ่นประกับแต่ละแผ่น 6 mm สลักเกลียว ASTM A325 ขนาด 22 mm เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน แผ่นเหล็กชนิด ASTM A36

(ก) ตรวจสอบระยะระหว่างสลักเกลียวกับระยะขอบว่าเป็นไปตามมาตรฐานหรือไม่

(ข) คำนวณหากำลังรับแรงของรอยต่อจากแรงเฉือนและแรงกด

FIGURE P7.4-2 ขนาดเป็น mm

[5],[Segui 7.4-3] จงหาจำนวนของสลักเกลียว ASTM A325 เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน ขนาดสลักเกลียว 19 mm แถวเดียวแนว a-b รูปที่ P7.4-3 โดยพิจารณาจากผลแรงเฉือนและแรงกด แรงที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ชนิดเหล็ก ASTM A36 กำลังรับแรงกดพิจารณาจากขีดจำกัดบนของ $2.4F_u dt$

(ก) โดยวิธี AISC/LRFD

(ข) โดยวิธี AISC/ASD

FIGURE P7.4-3

[6],[Segui 7.4-4] แผ่นประกับเหล็กในรูป P7.4-4 มีความหนาแผ่นละ 6 mm จงหาว่าจะต้องใช้สลักเกลียวกี่ตัว เมื่อสลักเกลียว ASTM A325 เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน ขนาดสลักเกลียว 22 mm แผ่นเหล็กชนิด ASTM A36 แรงที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน โดยน้ำหนักบรรทุกคงที่ 25% และน้ำหนักบรรทุกจร 75%

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P7.4-4

[7],[Segui 7.4-5] ท่อนรับแรงดึงตามรูปเป็นเหล็กฉากขาไม่เท่ากันขนาด $L-150\times100\times12$ mm ยึดกับแผ่นประกับเหล็กหนา 12 mm โดยใช้สลักเกลียวขนาด 19 mm ชนิด ASTM A325 เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน ทั้งเหล็กฉากและแผ่นประกับเหล็กเป็นชนิด ASTM A36 จงหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานของรอยต่อเมื่อพิจารณาจากแรงเฉือนในสลักเกลียวและแรงกด ให้น้ำหนักบรรทุกจรเป็น 2 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P7.4-5

[8],[Segui 7.4-6] เหล็กฉากคู่ขนาด $2L-100\times75\times10$ mm LLBB ยึดกับแผ่นประกับหนา 9 mm ด้วยสลักเกลียวขนาด 22 mm ชนิด ASTM A325 ดังรูป P7.4-6 เหล็กฉากและแผ่นประกับต่างเป็นชนิด ASTM A36 รอยต่อนี้รับแรงเฉือนและแรงแบกทานได้หรือไม่ ให้คาดการณ์ด้วยว่าเกลียวจะอยู่ในระนาบแรงเฉือนหรือไม่

(ก) โดยวิธี AISC/LRFD

(ข) โดยวิธี AISC/ASD

FIGURE P7.4-6

รอยต่อแบบวิกฤตการไถล และแบบรับแรงกด

[9],[Segui 7.6-1] เหล็กฉากคู่ขนาด $2L-150\times150\times15$ mm ยึดกับแผ่นประกับเหล็กหนา 15 mm ดังรูป P7.6-1 จงคำนวณหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุดที่รับได้ หากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานเป็น 8.5 เท่าของน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน สลักเกลียวขนาด 22 mm ชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด เหล็กฉากชนิด ASTM A572 Grade 50 แผ่นประกับเหล็กชนิด ASTM A36

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.6-1

[10],[Segui 7.6-2] จงหาจำนวนของสลักเกลียวขนาด 22 mm ชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด สำหรับยึดรอยต่อรับแรงดึงในรูป P7.6-2 ให้เกลียวไม่อยู่ในระนาบรับแรงเฉือน

(ก) โดยวิธี AISC/LRFD

(ข) โดยวิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.6-2

[11],[Segui 7.6-3] ท่อนรับแรงดึงรูปตัดที WT175×24.8 ชนิด ASTM A572 Grade 50 โดยยึดกับแผ่นประกับเหล็กหนา 9 mm ชนิด ASTM A572 Grade 50 ด้วยสลักเกลียวขนาด 22 mm โดยยึดที่ปีกของตัวที การยึดเป็นแบบรับแรงกด แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 20 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 40 ตัน ให้กำลังแบกทานระบุตามสมการ $P_{bm} = 2.4F_u d_b t$ จงตอบคำถามต่อไปนี้

(ก) สลักเกลียวชนิด ASTM A307 ต้องใช้กี่ตัว

(ข) สลักเกลียวชนิด ASTM A325 ต้องใช้กี่ตัว

(ค) สลักเกลียวชนิด ASTM A490 ต้องใช้กี่ตัว

(ง) ถ้าราคาของสลักเกลียว A307, A325, และ A490 เป็นอัตราส่วน 1.0 : 1.7 : 2.6 สลักเกลียวชนิดใดที่ประหยัดที่สุด

[12],[Segui 7.6-4] (ก) ให้ทำตารางแสดงค่ากำลังรับแรงเฉือนและกำลังวิกฤตการไถลของสลักเกลียวชนิด ASTM A325 ตั้งแต่ขนาด 12 mm ถึง 38 mm โดยเพิ่มคราวละ 3 mm ให้ผิวและเกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน ตารางที่แสดงนี้เป็นตัวอย่าง โดยท่านต้องแปลงหน่วยให้เหมาะสม

(ข) จากตารางที่ได้ สรุปผลว่าอย่างไร

Bolt diameter (in.)	Single-shear design strength, ϕR_n (kips)	Slip-critical design strength, one slip plane, ϕR_n (kips)	Single-shear allowable strength, R_n/Ω (kips)	Slip-critical allowable strength, one slip plane, R_n/Ω (kips)
½	7.07	4.75	4.71	3.16
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.
.	.	.	.	.

[13],[Segui 7.6-5] แผ่นเหล็กชนิด ASTM A36 ขนาดกว้าง 165 mm หนา 12 mm เป็นท่อนรับแรงดึงดังรูปที่ P7.6-5 แผ่นประกับเหล็กชนิด ASTM A36 หนา 15 mm สลักเกลียวขนาด 28 mm ชนิด ASTM A325 แบบมีแรงฝืด (ไม่ไถล) น้ำหนักบรรทุกจรใช้งานเป็น 3 เท่าของน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน จงคำนวณหากำลังรับแรงดึงใช้งานสูงสุด P ที่รอยต่อรับได้ โดยพิจารณาการวิบัติในทุกๆ กรณีที่เป็นไปได้

ใช้วิธี AISC/LRFD

ใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.6-5

[14],[Segui 7.6-6] ท่อนรับแรงดึงในรูป P7.6-6 เป็นเหล็กฉาก $L-150\times90\times12$ mm ยึดด้วยสลักเกลียวขนาด 28 mm แบบมีแรงฝืด ASTM A325 แผ่นประกับเหล็กหนา 9 mm รับแรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 9 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 27 ตัน และจากแรงลมใช้งาน 9 ตัน ความยาวของชิ้นส่วน 2.70 เมตร ชนิดเหล็กทั้งเหล็กฉากและแผ่นประกับเป็น ASTM A36 รอยต่อนี้รับแรงกระทำได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.6-6

แบบฝึกหัดการออกแบบจุดต่อรับแรงผ่านศูนย์ถ่วง

[15],[Segui 7.7-1] ท่อนรับแรงดึงเป็นเหล็กราง $C-200\times30.3$ ชนิดเหล็ก ASTM A242 แผ่นประกับเหล็กชนิด ASTM A36 หนา 12 mm ดังแสดงในรูป P7.7-1 แรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 18 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 36 ตัน จุดต่อเป็นแบบมีความฝืด (slip-critical) สลักเกลียวชนิด ASTM A325 ขนาด 34 mm จะต้องใช้กี่ตัว เขียนแสดงตำแหน่งของสลักเกลียวที่เป็นไปได้ สมมติว่ากำลังรับแรงดึงและกำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน (block shear) ของเหล็กรางเพียงพอ หากไม่แน่ใจให้ตรวจสอบด้วย

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.7-1

[16],[Segui 7.7-2] จงออกแบบจุดต่อโดยใช้เหล็กฉากเดี่ยว แผ่นประกับเหล็ก และสลักเกลียว ตามเงื่อนไขต่อไปนี้

- น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 22,680 kg น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 45,360 kg แรงลม 20,400 kg
- สลักเกลียวชนิด ASTM A325 แบบมีแรงฝืด
- แผ่นประกับเหล็กหนา 9 mm
- ทั้งเหล็กฉากและเหล็กประกับเป็นชนิด ASTM A36
- ความยาว 6.00 เมตร

ให้เขียนรายละเอียดให้มากเพียงพอที่จะนำไปก่อสร้างได้

(ก) โดยวิธี AISC/LRFD

(ข) โดยวิธี AISC/ASD

[17],[Segui 7.7-3] ให้ออกแบบท่อนรับแรงดึงและจุดต่อที่ปลายตามเงื่อนไขต่อไปนี้

- ความยาว 4.50 เมตร
- ใช้แผ่นประกับเหล็กหนา 9 mm
- เหล็กทุกชนิดใช้ ASTM A36
- รอยต่อยึดด้วยสลักเกลียวกำลังสูงแบบมีแรงฝืด
- แรงดึงคงที่ใช้งาน 20.5 ตัน แรงดึงจรใช้งาน 47.6 ตัน

ท่อนรับแรงดึงเป็นเหล็กฉากคู่ชนิดขาไม่เท่ากัน ขายาวหันหลังเข้าหากัน

ให้เขียนแบบแสดงจุดต่อที่เพียงพอในการนำไปก่อสร้างได้จริง

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

การออกแบบสลักเกลียวกำลังสูงในการรับแรงดึง

[18],[Segui 7.8-1] ให้ตรวจสอบรอยต่อโดยพิจารณาถึงผลของตัวที สลักเกลียว รวมทั้งการโก่งตัวของปีกตัวที (prying)

โดยวิธี AISC/LRFD

โดยวิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.8-2

[19],[Segui 7.8-2] จงหาว่าจุดต่อสำหรับการแขวนในรูป P7.8-2 สามารถรับแรงกระทำได้หรือไม่ พิจารณาการโก่งตัวของขาเหล็กฉากด้วย

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.8-2

การออกแบบจุดต่อที่ตัวยึดรับทั้งแรงดึงและแรงเฉือน

[20],[Segui 7.9-1] รูปที่ P7.9-1 ประกอบด้วยเสา W300×94 มีชิ้นส่วนตัวที WT150×47 ยึดปีกติดกับปีกเสาด้วยสลักเกลียวขนาด 22 mm ชนิด ASTM A325 ชนิดรับแรงกด จำนวน 8 ตัวสองข้างของปีกข้างละ 4 ตัว น้ำหนักบรรทุกใช้งานมีแนวแรงผ่านเซนทรอยด์ของกลุ่มสลักเกลียว ให้ตรวจสอบว่ารอยต่อนี้รับแรงได้หรือไม่

(ก) โดยวิธี AISC/LRFD

(ข) โดยวิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.9-1

[21],[Segui 7.9-2] รูปที่ P7.9-2 แท่นตัวทียึดกับปีกเสาโดยใช้สลักเกลียวหกตัว เหล็กทุกส่วนเป็น ASTM A992 ให้ตรวจสอบว่าจุดต่อนี้สอดคล้องกับข้อกำหนดของ AISC หรือไม่ สมมติว่าการรับแรงกดเป็นไปตามขีดจำกัดบนของ $2.4F_u d_b t_f$

(ก) โดยวิธี AISC/LRFD

(ข) โดยวิธี AISC/ASD

สลักเกลียวขนาด 19 mm A325
แบบรับแรงกด เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.9-2

[22],[Segui 7.9-3] จุดต่อในรูปที่ P7.9-3 จงหาว่าจะต้องใช้สลักเกลียวขนาด 22 mm ชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด จำนวนกี่ตัว แรง 36,000 kg เป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 9,000 kg และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 27,000 kg ให้เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน กำลังรับแรงกดให้ใช้ขีดจำกัดบนของ $2.4F_u d_b t_f$

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.9-3

[23],[Segui 7.9-4] รูปที่ P7.9-4 ท่อนรับแรงดึงเหล็กฉากคู่ยึดกับแผ่นประกับเหล็กหนา 22 mm แล้วมีเหล็กฉากคู่ยึดแผ่นประกับเข้ากับปีกของเสา แรงที่กระทำเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่แบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 25% และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 75% จุดต่อทุกส่วนใช้สลักเกลียวขนาด 22 mm ชนิด ASTM A490 แบบมีแรงฝืด ให้เกลียวอยู่ในระนาบแรงเฉือน ให้คำนวณหาจำนวนสลักเกลียวที่ต้องใช้ และเขียนแสดงตำแหน่งของสลักเกลียวเพื่อให้ก่อสร้างได้จริง เสาเป็นเหล็ก ASTM A992 ส่วนเหล็กฉากและแผ่นประกับเป็น ASTM A36

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P7.9-4

[24],[Segui 7.9-5] รูปที่ P7.9-5 แท่นรับแรงดึงตัวทีตัดและเสริมจากหน้าตัด $W-300\times94$ หันปีกไปยึดกับปีกเสา $W-300\times94$ โดยใช้สลักเกลียวชนิด ASTM A325 แบบมีแรงกด จำนวน 12 ตัว เหล็กโครงสร้างเป็น ASTM A992 แนวแรงผ่านเซนทรอยด์ของสลักเกลียว จงหาขนาดของสลักเกลียว

(ก) โดยวิธี AISC/LRFD

(ข) โดยวิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P7.9-5

จุดต่อแบบเยื้องศูนย์ พิจารณาเฉพาะแรงเฉือน

[25],[Segui 8.2-1] ให้ใช้วิธีอิลาสติกในการหาแรงเฉือนสูงสุดที่เกิดขึ้นในสลักเกลียว รูป P8.2-1

FIGURE P8.2-1

[26],[Segui 8.2-2] รูปที่ P8.2-2 กลุ่มของสลักเกลียวขนาด 19 mm ชนิด ASTM A325 แบบมีแรงฝืด รับแรงเฉือนหนึ่งระนาบ ให้กำลังรับแรงกดมากพอ (ความหนาของแผ่นเหล็กมากพอ) ให้ใช้วิธีอิลาสติก คำนวณ

(ก) น้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่าสูงสุดที่รับได้เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) น้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุดที่รับได้เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P8.2-2

[27],[Segui 8.2-3] ตามรูป P8.2-3 เชิงยื่น (bracket) ทำจากแผ่นเหล็กยึดเข้ากับปีกเสาดังแสดง ให้ใช้วิธีวิเคราะห์แบบอิลาสติกหาแรงเฉือนสูงสุดในสลักเกลียว

FIGURE P8.2-3

[28],[Segui 8.2-4] ตัวยึดในรูป P8.2-4 ไม่ได้วางตัวในแนวเซนทรอยด์ของเหล็กฉากโดยจะอยู่ในแนวกึ่งกลางของขาตั้งที่ตัวยึดอยู่ จงหาแรงสูงสุดที่เกิดจากการเยื้องศูนย์

FIGURE P8.2-4

[29],[Segui 8.2-5] รูปที่ P8.2-5 เป็นแผ่นเหล็กทำเป็นเชิงยื่นยึดกับปีกเสา ให้วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติกหาแรงเฉือนสูงสุดในสลักเกลียว

FIGURE P8.2-5

[30],[Segui 8.2-6] แรงที่กระทำบนเชิงยื่นประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 9 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 13.5 ตัน สลักเกลียวชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด จะต้องใช้ขนาดเท่าใด ใช้วิธีวิเคราะห์แบบอิลาสติก และความหนาของแผ่นเหล็กมากพอที่จะต้านทานแรงกดได้โดยปลอดภัย

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P8.2-6

[31],[Segui 8.2-7] จงหาขนาดของสลักเกลียวชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก ความหนาของแผ่นเหล็กมากพอที่จะรับแรงกดได้อย่างปลอดภัย

ขนาดเป็น mm

FIGURE P8.2-7

[32],[Segui 8.2-8] ให้ใช้สลักเกลียวชนิด ASTM A325 แบบมีแรงฝืด เลือกขนาดของสลักเกลียว แรงกระทำที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก ให้ความหนาของแผ่นเหล็กมากพอที่จะรับแรงกดได้โดยปลอดภัย

(ก) โดยวิธี AISC/LRFD

(ข) โดยวิธี AISC/ASD

FIGURE P8.2-8

[33],[Segui 8.2-9] รูปที่ P8.2-9 ใช้สลักเกลียวชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด (ไถลได้) ให้วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก หาขนาดของสลักเกลียวที่ใช้ แรง 4,500 kg แบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 1,125 kg และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 3,375 kg เหล็กที่ใช้เป็นชนิด ASTM A36

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P8.2-9

[34],[Segui 8.2-10] ยึดแผ่นเหล็กเข้าด้านหลังของเหล็กราง ดังรูป P8.2-10 ให้วิเคราะห์วิธีอิลาสติกหาแรงสูงสุดในสลักเกลียว

ขนาดเป็น mm

FIGURE P8.2-10

[35],[Segui 8.2.12] รูปที่ P8.2-12 สลักเกลียวขนาด 19 mm ชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด และรับแรงเฉือนระนาบเดียว สมมติแผ่นเหล็กหนาพอที่จะรับแรงกดได้โดยปลอดภัย จงหา

(ก) แรงเพิ่มค่าที่ยอมให้ เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) แรงใช้งานที่ยอมให้ เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P8.2-12

[36],[Segui 8.2-13] สลักเกลียวขนาด 19 mm ชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด และรับแรงเฉือนระนาบเดียว สมมติเหล็กหนาพอที่จะรับแรงกดได้โดยปลอดภัย จุดต่อนี้รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 18 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 40.8 ตัน สลักมีแนวทางดิ่ง 4 แนว ตำแหน่งของแรงกระทำตรงกับแนวล่างสุดของสลักเกลียว จำนวนสลักเกลียวในแนวดิ่งจะต้องเป็นเท่าใด (แทนที่จะเป็น 3 ดังแสดง)

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P8.2-12

จุดต่อเยื้องศูนย์ด้วยสลักเกลียวที่รับทั้งแรงดึงและแรงเฉือน

[37],[Segui 8.3-1] ให้ตรวจสอบว่ากลุ่มสลักเกลียวนี้รับแรงได้หรือไม่ แรงที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P8.3-1 ขนาดเป็น mm

[38],[Segui 8.3-2] ยึดคานเข้ากับเสาโดยใช้สลักเกลียวขนาด 22 mm ชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด ดังรูป P8.3-2 สลักเกลียว 8 ตัวยึดปีกตัวทีกับปีกเสา ชนิดเหล็ก ASTM A992 การยึดกันระหว่างปีกตัวทีกับปีกเสาเพียงพอหรือไม่

(ก) เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm **FIGURE P8.3-2**

[39],[Segui 8.3-3] ให้ตรวจสอบว่ากลุ่มสลักเกลียวที่กำหนดรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm **FIGURE P8.3-3**

[40],[Segui 8.3-4] ให้ตรวจสอบว่ากลุ่มสลักเกลียวที่กำหนดรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P8.3-4

[41],[Segui 8.3-5] รูปที่ P8.3-5 ให้ตรวจสอบว่ากลุ่มสลักเกลียวรับแรงได้หรือไม่ แรงที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 33% และน้ำหนักบรรทุกจร 67% สลักเกลียวขนาด 22 mm ชนิด ASTM A325 แบบรับแรงกด ให้ความหนาแผ่นเหล็กมากพอที่จะรับแรงกดได้โดยปลอดภัย

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P8.3-5 ขนาดเป็น mm

[42],[Segui 8.3-6] รูปที่ P8.3-6 ปีกของรูปตัดที WT-150×18.35 ที่ทำเป็นเชิงยื่น ยึดติดกับปีกของเสา W-350×136 เหล็กชนิด ASTM A992 กลุ่มสลักเกลียวรับน้ำหนักบรรทุกใช้งานที่กำหนดนี้ได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P8.3-6

[43],[Segui 8.3-7] รูปที่ P8.3-7 คานยึดติดกับเสาโดยใช้สลักเกลียวขนาด 19 mm ชนิด ASTM A325 แบบมีแรงฝืด คานและเสาเป็นชนิดเหล็ก ASTM A992 ส่วนเหล็กฉากเป็น ASTM A36 แรง R เป็นแรงปฏิกิริยาของคานซึ่งเท่ากับกำลังของสลักเกลียว 10 ตัวที่ยึดเหล็กฉากกับเสา จงหา

(ก) แรงปฏิกิริยาสูงสุดจากน้ำหนักเพิ่มค่า R_u เมื่อใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) แรงปฏิกิริยาสูงสุดที่ยอมให้ R_a เมื่อใช้วิธี AISC/ASD

ขนาดเป็น mm

FIGURE P8.3-7

[44],[Segui 8.3-8] เชิงยื่นตัดจากรูป WT ยึดติดกับปีกเสาด้วยสลักเกลียว 10 ตัว ชนิด ASTM A325 แบบมีแรงฝืด ดังรูปที่ P8.3-8 เหล็กที่ใช้เป็นชนิด ASTM A992 แรงที่กระทำเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 30% และน้ำหนักบรรทุกจร 70% ต้องใช้ขนาดของสลักเกลียวเท่าใด

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P8.3-8 ขนาดเป็น mm

[45],[Segui 8.3-9] จากรูปที่ P8.3-9 ให้เหล็กฉากเป็น ASTM A36 ส่วนเสาและคานเป็น ASTM A992 ให้ใช้วิธี AISC/ASD/LRFD

(ก) ออกแบบคานช่วงเดียวตามเงื่อนไขที่แสดง โดยนอกจากน้ำหนักตัวคานเองยังต้องรับน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 6,000 kg/m ให้ถือว่าปีกรับแรงอัดมีค้ำยันพอเพียงตลอดความยาว ไม่ต้องพิจารณาเรื่องการโก่งตัว

(ข) ออกแบบสลักเกลียวทั้งหมด เหล็กฉากคู่ ไม่ต้องพิจารณาการเยื้องศูนย์ สลักเกลียวแบบรับแรงกด

(ค) ให้พิจารณาผลการเยื้องศูนย์ และปรับแก้การออกแบบที่ได้จากข้อ (ข)

(ง) ให้เขียนรายละเอียดตามผลการออกแบบ ให้สามารถนำไปก่อสร้างได้

ขนาดเป็น mm

FIGURE P8.3-9

บทที่ 7 การต่อโครงสร้างโดยการเชื่อม

7.1 การต่อโครงสร้างโดยการเชื่อม (Welded Connections)

การต่อโครงสร้างเหล็กในปัจจุบันนี้นิยมใช้วิธีเชื่อมไฟฟ้า (arc welding) แรงดันไม่สูงนักแต่กระแสสูง บริเวณที่จะเชื่อมมีสภาพความต้านทานกว่าบริเวณอื่นจึงมีความร้อนสูงเหล็กละลายโดยมีลวดเชื่อมเป็นส่วนพอกเสริมเนื้อให้มากขึ้น

การเชื่อมแบบที่มีเปลือกหุ้ม (shielded metal arc welding : SMAW) ส่วนของเปลือกหุ้มซึ่งบางครั้งก็เรียกว่า ฟลักซ์ จะละลายหุ้มอยู่ผิวนอกของเหล็กที่หลอมเหลวจนแข็งตัวร้อนแดงอยู่ ทำหน้าที่ป้องกันไม่ให้ออกซิเจนและก๊าซอื่นเข้าผสมกับเหล็กจนเสียกำลัง เมื่อเย็นลงแล้วต้องเคาะเอาเปลือกหุ้มนี้ออกไป ยิ่งถ้าเป็นการเชื่อมพอให้หนาขึ้นต้องเอาเปลือกหุ้มออกให้หมด หากไม่หมดจะเป็นส่วนโพรงที่ทำให้รอยเชื่อมไม่แข็งแรง การเชื่อมแบบนี้ทำได้ง่ายจึงนิยมทำในสนามที่ควบคุมแนวเชื่อมด้วยมือจึงต้องอาศัยความชำนาญของช่าง

การเชื่อมใต้ฟลักซ์ (submerged (hidden) arc welding :SAW) ใช้ผงฟลักซ์ (flux) คลุมรอยเชื่อม ลวดเชื่อมเป็นขดปล่อยต่อเนื่องและเลื่อนอย่างต่อเนื่อง รอยเชื่อมจะลึกและเรียบจากการทำงานแบบอัตโนมัติ การเชื่อมแบบนี้ทำในโรงงาน และมักจะเป็นการผลิตชิ้นส่วนโครงสร้างเช่น plate girder เนื่องจากไม่มีขนาดมาตรฐานผลิตออกมาขายต้องประกอบขึ้นเอง อย่างไรก็ตามการใช้ผงฟลักซ์ก็ยังต้องมีการขจัดตะกรันออกไป ปัจจุบันมีการใช้ก๊าซเฉื่อยเช่นอาร์กอนพ่นคลุมรอยเชื่อมในระหว่างยังหลอมเหลว วิธีนี้ได้ผลดีที่สุดและยังไม่ต้องขจัดตะกรันด้วย แต่มีราคาสูงจึงใช้ในการเชื่อมเครื่องมือที่มีรอยเชื่อมไม่มากนัก

การเชื่อมด้วยก๊าซ เช่นก๊าซอะเซตทิลีนกับออกซิเจน พ่นเปลวไฟสีน้ำเงิน ลวดเชื่อมเล็กๆ ยาวประมาณ 90 cm โดยมีการใช้ฟลักซ์ตามโลหะเชื่อม นิยมใช้ในการเชื่อมเครื่องมือ

ท่าทางหรือตำแหน่งในการเชื่อม ได้แก่ เชื่อมในแนวราบ (flat weld) เชื่อมในแนวนอน (horizontal weld) เชื่อมในแนวตั้ง (vertical weld) หรือเชื่อมในแนวเงย (overhead weld) เรียงลำดับจากง่ายไปยาก

รูปแบบของการเชื่อมต่อโลหะ อาจจะเป็น รอยต่อแบบต่อชน (butt joint) รอยต่อแบบต่อทาบ (lap joint) รอยต่อแบบตัวที (tee joint) รอยต่อแบบต่อขอบ (edge joint) หรือรอยต่อแบบต่อมุม (corner joint)

แบบของการเชื่อมต่อ จากวิธีการเชื่อม ท่าทางหรือตำแหน่งการเชื่อม และรูปแบบการต่อท่อนโลหะ อาจจะจำแนกแบบของการต่อเชื่อมได้สามแบบดังนี้

(ก) การเชื่อมต่อแบบฟิลเลต (fillet weld) หรือ การเชื่อมแบบต่อทาบ โดยเชื่อมตามแนวยาวหรือตามแนวขวางของชิ้นส่วนตรงส่วนที่ทำมุมฉากกัน โดยนำแผ่นเหล็กมาทาบซ้อนกัน ตรงปลายรอยทาบซึ่งมักจะตั้งฉากกัน รอยเชื่อมจะพอกลงตรงนี้ รอยต่อรับได้ทั้งแรงดึง แรงอัด แรงเฉือน แรงดัด แต่เนื้อรอยเชื่อมจะเกิดแรงเฉือนอย่างเดียว วิธีนี้ใช้งานมากกว่า 80 % เพราะง่าย ราคาถูก รวดเร็ว

รูปที่ 7.1 ลักษณะการต่อเชื่อม

(ข) การเชื่อมแบบต่อชนหรือในร่อง (Butt weld หรือ Groove weld) ที่ปลายที่ชนกันมีการลบเหลี่ยมเป็นร่อง V หรือครึ่ง V ลักษณะอาจจะเป็นการเชื่อมเต็มความหนาของชิ้นส่วน (complete penetration) หรือเชื่อมบางส่วนไม่เต็มความหนา (partial penetration) วิธีนี้จะราคาแพง แต่ได้ชิ้นงานที่เรียบร้อย เหมาะสำหรับส่วนรับแรงดึงและแรงอัดโดยตรง

(ค) การเชื่อมอุดแบบปลั๊กหรือสลอต (plug หรือ slot weld) โดยนำแผ่นเหล็กมาซ้อนทาบกัน แผ่นหนึ่งมีการเจาะรูหรือเซาะเป็นร่องยาว (ไม่เต็มความยาวระยะทาบ) แล้วเชื่อมอุดให้เต็มรูหรือช่อง รอยต่อแบบนี้รับแรงเฉือนได้ดี แต่การทำใช้เวลานานเหล็กที่นำมาต่ออาจจะบิดตัวได้

ลวดเชื่อม บอกสัญลักษณ์ว่า E_XX ตัว E หมายถึงลวดเชื่อม (electrode) ตัวเลขสองตัวถัดไปเช่น 70 เป็นตัวบอกกำลังรับแรงดึงประลัยได้ไม่น้อยกว่า 70 ksi (kips per square inch) แรง 1 kip หรือ 1 กิโลปอนด์ หรือ 1000 ปอนด์ สำหรับ XX บอกลักษณะการเคลือบผิวหรือเปลือกหุ้มลวดเชื่อมรวมถึงตำแหน่งหรือท่าเชื่อมที่เหมาะสมกับงาน ดังนั้นต้องเลือกลวดเชื่อมให้เหมาะสมกับชิ้นงานและสภาพใช้งาน เช่น

E 60 ใช้กับเหล็กที่มีกำลังครากไม่เกิน 42 ksi (2950 ksc) เช่น ASTM A36

E 70 ใช้กับเหล็กที่มีกำลังครากไม่เกิน 55 ksi (3860 ksc) เช่น ASTM A36 (F_y = 36 ksi), A572 Grade 50 (F_y = 50 ksi)

E 80 ใช้กับเหล็กที่มีกำลังครากไม่เกิน 65 ksi (4570 ksc) เช่น ASTM A572 Grade 60 (F_y = 60 ksi) หรือ ASTM A572 Grade 65 (F_y = 65 ksi)

การตรวจสอบรอยเชื่อม ในขั้นแรกจะเป็นการสังเกตด้วยตา แล้วอาจจะใช้เอ็กซเรย์ เสียงอุลตราโซนิกเพื่อดูเข้าไปในเนื้อรอยเชื่อมว่ามีโพรงหรือไม่

7.2 การวิบัติของรอยเชื่อม และเนื้อที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อม

การวิบัติของรอยต่อเชื่อมมีสองลักษณะคือ การวิบัติที่รอยเชื่อม หรือ การวิบัติที่ชิ้นส่วน โดยเกิดจากแรงดึง แรงอัด แรงเฉือน โมเมนต์ ส่วนแรงที่เกิดขึ้นในรอยเชื่อมส่วนใหญ่จะเป็นแรงเฉือน

รูปที่ 7.2 ระนาบของการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือน

รูปที่ 7.2 แสดงระนาบการวิบัติของรอยเชื่อมหรือที่แผ่นเหล็ก แนว 1-1 และ 3-3 คือแนวขาดของชิ้นส่วน แต่แนว 2-2 เป็นแนวขาดที่ผ่านรอยเชื่อมและเป็นแนวที่สั้นที่สุด เรียกว่า ***เนื้อที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อม*** (effective weld area) ระยะที่สั้นที่สุดเรียก ***ความหนาประสิทธิผล*** (effective throat thickness) เมื่อคูณกับความยาวของรอยเชื่อมก็จะเป็นเนื้อที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อม

รูปที่ 7.3 เนื้อที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อมแบบต่อทาบ

การเชื่อมแบบต่อทาบที่มีขนาดขาเชื่อมเท่ากัน (equal leg fillet weld) ความหนาประสิทธิผลจะเอียง 45 องศา จึงมีความยาว $\sqrt{2} = 0.707$ ของขนาดขาเชื่อม แต่ถ้าเป็นการเชื่อมใต้ฟลักซ์ (SAW) จะมีความยาวมากขึ้น แต่ในกรณีที่ขนาดขาเชื่อมไม่เท่ากัน (unequal leg fillet weld) ความหนาประสิทธิผลจะเป็นระยะตั้งฉากจากมุมการเชื่อม (root of the weld) ไปยังผิวเชื่อมสมมติ

ในกรณีการเชื่อมแบบต่อชน และเชื่อมลึกตลอดความหนาของแผ่นเหล็ก

เนื้อที่ประสิทธิผล = ความหนาของชิ้นส่วนที่บางกว่า × ความยาวของการเชื่อม

สำหรับการเชื่อมในรู หรือ ในช่อง

เนื้อที่ประสิทธิผล = เนื้อที่หน้าตัดของรูหรือช่องที่รับแรงกระทำ

7.3 สัญลักษณ์มาตรฐานของการเชื่อม

รูปที่ 7.4 สัญลักษณ์มาตรฐานของการเชื่อม

รูปที่ 7.4 แสดงสัญลักษณ์ของการเชื่อมแบบต่างๆ ตามมาตรฐานอเมริกัน (American Welding Society) โดยมาตรฐาน AISC นำมาใช้เป็นการกำหนดวิธีเขียนบอกให้ช่างเชื่อมทราบถึง ลักษณะหรือวิธีการ

เชื่อม ขนาดขาเชื่อม ความยาวของรอยเชื่อม ตำแหน่งที่จะเชื่อม ลวดเชื่อมที่จะใช้ โดยเขียนอธิบายบนหรือใต้เส้นตรงแล้วแต่ว่าจะเชื่อมทางด้านไหนของหัวลูกศรที่ชี้ไปยังตำแหน่งที่จะเชื่อม

ตัวอย่างการใช้สัญลักษณ์ของการเชื่อม

การเชื่อมแบบต่อทาบทางด้านใกล้ ขนาดของการเชื่อมคือ 6 มม และเชื่อมยาว 150 มม

การเชื่อมแบบต่อทาบทางด้านไกล ขนาดของการเชื่อมคือ 12 มม เชื่อมยาว 50 มม เว้นระยะ 150 มม จากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางรอยเชื่อม

การเชื่อมกับที่ (ในสนาม) แบบต่อทาบทั้งสองด้าน รอบจุดที่แสดง ขนาดของการเชื่อม คือ 6 มม และเชื่อมยาว 150 มม

การเชื่อมแบบต่อทาบสลับด้านกัน ขนาดของการเชื่อมคือ 8 มม เชื่อมยาว 50 มม เว้นระยะ 150 มม จากศูนย์กลางถึงศูนย์กลางรอยเชื่อม

เชื่อมรอบจุดที่แสดง

แสดงถึงมาตรฐาน หรือ วิธีการเชื่อมที่ต้องการ

7.4 การออกแบบรอยต่อเชื่อม ตามมาตรฐาน AISC

ตารางที่ 7.1 เป็นกำลังรับแรงของรอยเชื่อมตามมาตรฐาน AISC/ASD และตารางที่ 7.2 เป็นกำลังรับแรงของรอยเชื่อมตามมาตรฐาน AISC/LRFD โดยใช้สำหรับการต่อทาบ และแบบเชื่อมในรูหรือในช่อง แต่กำลังรอยเชื่อมต้องเลือกจากค่าน้อยของกำลังรับแรงของเนื้อเชื่อม กับ กำลังรับแรงของแผ่นเหล็กที่นำมาต่อกัน

ตารางที่ 7.1 หน่วยแรงที่ยอมให้ - ตามวิธี ASD

Types of Weld and Stress	Allowable Stress	Required Weld Strength Level
Complete-Penetration Groove Weld		
Tension normal to effective area	Same as base metal	"Matching" weld metal shall be used
Compression normal to effective area	Same as base metal	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal is permitte
Tension or compression parallel to axis of weld	Same as base metal	
Shear on effective area	0.30 x nominal tensile strength of weld metal	
Partial-Penetration Groove Welds		
Compression normal to effective area	Same as base metal	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal is permitted
Tension or compression parallel to axis of weld	Same as base metal	
Shear parallel to axis of weld	0.30 x nominal tensile strength of weld metal	
Tension normal to effective area	0.30 x nominal tensile strength of weld metal except tensile stress on base metal shall not exceed 0.60 x yield stress of base metal	
Fillet Welds		
Shear on effective area	0.30 x nominal tensile strength of weld metal	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal is permitted
Tension or compression parallel to axis of weld	Same as base metal	
Plug and Slot Welds		
Shear parallel to faying surfaces (on effective area)	0.30 x nominal tensile strength of weld metal	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal is permitted

ตารางที่ 7.2 กำลังรับแรงประลัยของรอยต่อเชื่อม - ตามวิธี LRFD

Types of Weld and Stress	Material	Resistance Factor	Norminal Strength F_{BM} or F_w	Required Weld Strength Level
Complete-Penetration Groove Weld				
Tension normal to effective area	Base	0.90	F_y	"Matching" weld metal must be used
Compression normal to effective area	Base	0.90	F_y	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" may be used
Tension or compression parallel to axis of weld				
Shear on effective area	Base Weld electrode	0.90 0.80	$0.60F_y$ $0.60F_{EXX}$	
Partial-Penetration Groove Welds				
Compression normal to effective area	Base	0.90	Fy	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal may be used
Tension or compression parallel to axis of weld				
Shear parallel to axis of weld	Base* Weld electrode	0.75	$0.60F_{EXX}$	
Tension normal to effective area	Base Weld Electrode	0.90 0.80	Fy $0.60F_{EXX}$	
Fillet Welds				
Stress on effective area	Base* Weld Electrode	0.75	$0.60F_{EXX}$	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal may be used
Tension or compression parallel to axis of weld	Base	0.90	Fy	
Plug or Slot Welds				
Shear parallel to faying surfaces (on effective area)	Base* Weld electrode	0.75	$0.60F_{EXX}$	Weld metal with a strength level equal to or less than "matching" weld metal may be used

* The design shear rupture strength of connected material = $\phi F_n A_{ns} = (0.75)(0.6F_u)$(net shear area)

การต่อเชื่อมแบบฟิลเลตหรือแบบต่อทาบ (fillet weld)

กำลังรับแรงของรอยเชื่อมแบบต่อทาบ ให้หาจากกำลังรับแรงเฉือนบนเนื้อที่ประสิทธิผลของรอยเชื่อมเสมอ ไม่ว่าแรงที่กระทำจะอยู่ในทิศทางใด

โดยวิธี AISC/ASD

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของลวดเชื่อม $= (0.3F_{Exx})(0.707 \times size \times L)$ kg

หรือ $= (0.3F_{Exx})(0.707 \times size)$ kg/cm

เมื่อ $L =$ ความยาวของรอยเชื่อม, cm

$F_{Exx} =$ กำลังรับแรงดึงประลัยของลวดเชื่อม

$F_{Exx} = 70$ ksi = 4900 ksc สำหรับ E70 electrode

$F_{Exx} = 60$ ksi = 4200 ksc สำหรับ E60 electrode

size = ขนาดขาเชื่อม , cm

ดังนั้น หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของลวดเชื่อม $F_v = [0.707(0.3F_{Exx})]$

เมื่อใช้ลวดเชื่อม E 70 ได้ $F_v = 1040(size)$ kg/cm

เมื่อใช้ลวดเชื่อม E 60 ได้ $F_v = 890(size)$ kg/cm

โดยวิธี AISC/LRFD

กำลังรับแรงประลัยของลวดเชื่อม = $\phi F_w A_w$ โดยตัวคูณลดกำลัง $\phi = 0.75$

กำลังรับแรงประลัยของลวดเชื่อม = $(0.75)(0.6F_{Exx})(0.707 \times size \times L)$ kg

กำลังรับแรงประลัยของลวดเชื่อม = $(0.45F_{Exx})(0.707 \times size)$ kg/cm

กำลังรับแรงประลัยของลวดเชื่อม = $1555(size)$ kg/cm เมื่อใช้ลวดเชื่อม E 70

กำลังรับแรงประลัยของลวดเชื่อม = $1335(size)$ kg/cm เมื่อใช้ลวดเชื่อม E 60

นอกจากพิจารณากำลังของลวดเชื่อมแล้ว ยังต้องพิจารณากำลังของชิ้นส่วนที่นำมาเชื่อมต่อด้วย (BM: Base Metal) เมื่อแรงที่รับเป็นแรงดึง แรงอัด แรงเฉือน แรงเฉือนร่วมกับแรงดึง (block shear) เช่น

AISC/ASD การเฉือนขาดที่เหล็กแผ่นตามแนวรอยเชื่อม = $0.3F_uA_{BM}$

AISC/LRFD การเฉือนขาดที่เหล็กแผ่นตามแนวรอยเชื่อม = $0.75(0.6F_uA_{BM})$

เมื่อ A_{BM} = เนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กที่เชื่อม, cm^2

มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD ให้ข้อกำหนดเพิ่มเติมเกี่ยวกับการเชื่อมแบบต่อทาบ ดังนี้

(1) ขนาดเล็กสุดของขาเชื่อม ขึ้นอยู่กับแผ่นเหล็กที่หนากว่า ดังตารางที่ 7.3 แต่ต้องไม่เกินกว่าความหนาของเหล็กที่บางกว่า

ตารางที่ 7.3 ขนาดเล็กที่สุดของขาเชื่อม

ความหนาของแผ่นเหล็กส่วนที่หนากว่า มม.	ขนาดเล็กสุดของขาเชื่อม มม.
ไม่เกินหรือเท่ากับ 6 มม.	3
เกินกว่า 6 ถึง 13 มม.	5
เกินกว่า 13 ถึง 19 มม.	6
เกินกว่า 19 มม.	8

(2) ขนาดใหญ่สุดของขาเชื่อมแบบต่อทาบ ให้เท่ากับความหนาของแผ่นเหล็กถ้าความหนาไม่เกิน 6 mm แต่ถ้าความหนาเกิน 6 mm ขนาดใหญ่สุดของขาเชื่อมเท่ากับความหนาของแผ่นเหล็กลบออก 2 mm

(3) ความยาวของการเชื่อมแบบต่อทาบ ต้องไม่น้อยกว่า 4 เท่าของขนาดขาเชื่อม ความยาวของการเชื่อมที่ปลายแผ่นเหล็กแบน (Flat bar) ที่รับแรงดึงต้องไม่น้อยกว่าระยะห่างตั้งฉากระหว่างแนวเชื่อม ซึ่งระยะระหว่างแนวเชื่อมไม่ควรเกิน 20 cm เว้นแต่ได้พิจารณาเนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล

(4) ควรมีการเชื่อมอ้อมปลาย (end return) โดยมีความยาวไม่น้อยกว่า 2 เท่าของขนาดขาเชื่อม เพื่อกระจายหน่วยแรง (high stress concentration) ในการคำนวณให้ถือส่วนที่อ้อมปลายนี้รับแรงได้ด้วย

(5) ระยะทาบของแผ่นเหล็ก อย่างน้อย 5 เท่าของความหนาของแผ่นเหล็กที่บางกว่า แต่ต้องไม่น้อยกว่า 25 mm

(6) ความยาวของรอยเชื่อมแบบเว้นระยะ ต้องไม่น้อยกว่า 4 เท่าของขนาดขาเชื่อมหรือ 38 mm

รูปที่ 7.5 การเชื่อมอ้อมปลาย

7.5 หน่วยแรงบนรอยเชื่อม

หน่วยแรงที่เกิดขึ้นบนรอยเชื่อมเมื่อต้องรับแรงกระทำในลักษณะต่างๆ สามารถหาได้จาก สูตรแรงในแนวแกน $f = \frac{P}{A}$ สูตรแรงดัด $f = \frac{Mc}{I}$ สูตรแรงบิด $f = \frac{Tr}{J}$ สูตรแรงเฉือนในคาน $f = \frac{VQ}{It}$ ดังแสดงในรูปที่ 7.6

รูปที่ 7.6 หน่วยแรงบนรอยเชื่อม

7.6 วิธีออกแบบรอยต่อเชื่อมเพื่อรับแรงร่วมศูนย์

รอยต่อที่แรงกระทำผ่านเซนทรอยด์หรือศูนย์ถ่วงของรอยต่อเชื่อม เรียกว่า รอยต่อเชื่อมรับแรงร่วมศูนย์ หน่วยแรงที่เกิดขึ้นจะถือว่ากระจายสม่ำเสมอ หน่วยแรงที่เกิดขึ้นอาจจะเป็นหน่วยแรงดึง หน่วยแรงอัด หน่วยแรงเฉือน แต่ในการต่อทาบนั้น หน่วยแรงที่เกิดขึ้นในรอยเชื่อมจะเป็นหน่วยแรงเฉือน ซึ่งต้องไม่เกิดกว่าค่าที่มาตรฐานกำหนด

ในเหล็กฉาก แนวเซนทรอยด์จะไม่อยู่กึ่งกลางแต่จะค่อนไปทางขาตั้ง ความยาวรอยเชื่อมด้านขาตั้งจะมากกว่าทางด้านขานอน ดังรูปที่ 7.7 การหาความยาวรอยเชื่อมทำได้ดังนี้

รูปที่ 7.7 แสดงความสัมพันธ์ความยาวรอยเชื่อมกับศูนย์ถ่วงเหล็กฉาก

ให้ P = แรงกระทำผ่านแนวศูนย์ถ่วงของเหล็กฉาก

P_1 = แรงต้านทานของรอยเชื่อมด้านยาว

P_2 = แรงต้านทานของรอยเชื่อมด้านสั้น

L_1 = ความยาวรอยเชื่อมด้านยาว

L_2 = ความยาวรอยเชื่อมด้านสั้น

P_w = กำลังรับแรงของรอยเชื่อมต่อหน่วยความยาว

ให้แนว P_2 เป็นจุดหมุน สมการสมดุลโมเมนต์

$$\left[\sum M_{P2} = 0\right] \qquad Pb = P_1(a+b)$$

$$P_1 = \frac{Pb}{(a+b)} = P_w L_1$$

$$L_1 = \frac{P_1}{P_w} = \frac{Pb}{P_w(a+b)}$$

ให้แนว P_1 เป็นจุดหมุน สมการสมดุลโมเมนต์

$$\left[\sum M_{P1} = 0\right] \qquad Pa = P_2(a+b)$$

$$P_2 = \frac{Pa}{(a+b)} = P_w L_2$$

$$L_2 = \frac{P_2}{P_w} = \frac{Pa}{P_w(a+b)}$$

7.7 วิธีออกแบบรอยเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์

รอยต่อรับแรงไม่ผ่านศูนย์ถ่วงของรอยต่อ เรียกว่า รอยเชื่อมต่อรับแรงเยื้องศูนย์ ดังรูปที่ 7.8 เมื่อย้ายแรงให้ไปผ่านจุดศูนย์ถ่วงของรอยต่อเพื่อให้หน่วยแรงเฉือนกระจายสม่ำเสมอ ผลการย้ายแรงจะเกิดโมเมนต์ดัดหรือโมเมนต์บิด ที่ทำให้เกิดแรงดึง แรงอัด หรือแรงเฉือนส่วนเพิ่ม รอยเชื่อมจุดที่ห่างจากศูนย์ถ่วงมากที่สุดจะรับแรงดึงหรือแรงอัดมากที่สุด เมื่อรวมหน่วยแรงที่เกิดจากแรงตามแนวแกนและแรงจากโมเมนต์จะต้องมีค่าไม่เกินกว่าที่มาตรฐานกำหนด

รูปที่ 7.8 รอยต่อเชื่อมรับแรงเยื้องศูนย์

7.8 การต่อปลายคาน

รูปที่ 7.9 และรูปที่ 7.10 เป็นรอยต่อเชื่อมปลายคานกับเสา

รูปที่ 7.9 รอยต่อเชื่อมปลายคานช่วงเดียว

ปลายของคานช่วงเดียวยึดกับเสาจะรับเฉพาะแรงปฏิกิริยาจากเสาซึ่งคือแรงเฉือนในคานที่แผ่นตั้งต้องรับเอาไว้ อาจจะใช้เหล็กฉากเพียง 1 คู่ประกบแผ่นตั้งและแนบกับปีกคาน โดยอาจจะเชื่อมเหล็กฉากกับแผ่นตั้งคานในโรงงาน (shop weld) เมื่อยกคานเข้าที่และค้ำยันให้ได้ระดับและตำแหน่งแล้วจึงเชื่อมส่วนที่แนบกับปีกเสาในสถานที่ก่อสร้าง (field weld) การต่อแบบนี้เรียก frame beam connection ความยาวขาเหล็กฉากประมาณ 75-100 mm ความหนาประมาณ 9 mm ส่วนความยาวที่ใช้ประมาณ $\frac{1}{2}-\frac{2}{3}$ ของความลึกของคาน เว้นระยะห่างจากหน้าเสาประมาณ 12-19 mm เพื่อสำหรับการยกติดตั้ง

(ก) รูปด้านข้าง

(ข) รูปด้านบน

รูปที่ 7.10 การต่อปลายคานแบบรับโมเมนต์

เพื่อให้การประกอบติดตั้งได้ระดับตามต้องการ อาจจะมีเหล็กฉากรองใต้คาน (beam seat) ดังรูปที่ 7.9 ล่าง โดยให้รับแรงปฏิกิริยา ถ้าเหล็กฉากขาไม่เท่ากันให้เชื่อมขายาวแนบกับปีกเสา ส่วนขาสั้นรองรับปลายคาน โดยความยาวต้องมากพอที่จะไม่ทำให้แผ่นตั้งของคานเกิดการยู่หรือคราก ความหนาก็ต้องมากพอที่จะถ่ายแรงเฉือนที่มากระทำได้ การต่อแบบนี้เรียกว่า unstiffened (flexible) beam-seat connection ใช้ในกรณีแรงปฏิกิริยาไม่มาก กล่าวคือไม่เกิน 20 ตัน แต่ถ้าแรงปฏิกิริยามีค่ามากเกินกว่า 20 ตัน วิธีนี้จะรับไม่ไหวต้องใช้หน้าตัดรูปที หรือเสริมแผ่นเหล็กให้เหล็กฉากแข็งขึ้น รวมทั้งการยึดที่ปีกคานบน และใช้เหล็กฉากประกบสองข้างของแผ่นตั้งคาน เพื่อยึดปลายคานให้อยู่ในตำแหน่งและเป็นการป้องกันการยู่การครากของแผ่นตั้งด้วย ความหนาของเหล็กฉากปิดปีกบนไม่ควรจะหนาเกินกว่า 6 mm เพื่อให้ปลายคานสามารถหมุนได้ตามสมมติฐานว่าปลายคานมีโมเมนต์เป็น 0

ในกรณีที่ปลายคานต้องรับโมเมนต์ดัดด้วย เช่นคานในโครงเฟรม หากการยึดรั้งเพียงบางส่วน (partially restrained) โมเมนต์ดัดที่ปลายคานจะไม่มากนัก อาจจะใช้เหล็กฉากรองใต้คานและมีแผ่นเหล็กปิดบน ดังรูปที่ 7.10 โดยออกแบบให้เหล็กฉากรองใต้คานรับทั้งแรงปฏิกิริยาและแรงอัดจากโมเมนต์ดัด ส่วนเหล็กปิดบนออกแบบให้รับแรงดึงจากโมเมนต์ดัด แรงดึงดังกล่าวส่งถ่ายผ่านรอยเชื่อมแบบต่อทาบ (fillet

weld) ไปยังแผ่นเหล็กปิดบน แล้วถ่ายผ่านรอยเชื่อมแบบต่อชน (butt weld) ไปยังปีกเสาหรือเหล็กแผ่นตั้งของเสาต่อไป หากตัดแผ่นเหล็กปิดบนเป็นรูปสี่เหลี่ยมคางหมูจะทำให้การเชื่อมง่ายและแข็งแรงมากขึ้น ดังแสดงในรูปที่ 7.10(ข) การหาขนาดของรอยเชื่อมจะพิจารณาจากแรงดึงแรงอัดจากโมเมนต์ดัด และจากแรงเฉือนที่มาจากแรงกิริยาของคาน ในกรณีที่โมเมนต์ดัดมีค่าน้อยอาจจะเชื่อมปลายคานติดกับเสาได้โดยตรง แต่ในทางปฏิบัตินั้นจะใช้วิธีมีเหล็กฉากเข้าช่วย เพราะการเชื่อมคานติดเสาต้องตัดคานให้ได้ขนาดความยาวพอดี การยกเข้าติดตั้งในที่ทำได้ยากมาก

กรณีปลายคานในโครงเฟรมที่มีการยึดเหนี่ยวเต็มที่ (fully restrained) จะเกิดโมเมนต์มากเกือบหรือเท่ากับกำลังการรับโมเมนต์ของคาน แรงดึงและแรงอัดจากโมเมนต์ในคานจะมีค่าสูงมากจนทำให้เกิดการครากหรือการยู่ในแผ่นตั้งของเสาเนื่องจากแรงอัดในปีกคาน หรือปีกเสาจะบิดตัวและฉีกออกเนื่องจากแรงดึงในปีกคาน กรณีนี้ต้องเสริมเหล็กแทรกเข้าไปในแนวของปีกคานโดยมีความหนาไม่น้อยกว่าปีกคาน และเพื่อให้แข็งแรงมากขึ้นอาจจะเสริมเหล็กในแนวทแยงจะดูเหมือนเป็น truss ค้ำอยู่ในปีกเสา เหล็กที่เสริมเข้าไปนี้เรียกว่า column stiffener

ตัวอย่างที่ 7.1 จงออกแบบรอยต่อเชื่อมสำหรับส่วนโครงสร้างรับแรงดึง ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 ลวดเชื่อมชนิด E 70 ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

จากมาตรฐานการเชื่อม

แผ่นเหล็กที่มาต่อทาบกัน มีความหนา 10 mm กับ 20 mm แผ่นที่หนากว่าคือ 20 mm > 19 mm มาตรฐานข้อ 1 ให้ขนาดการเชื่อมเล็กที่สุด 8 mm ตามตารางที่ 7.3

ขนาดใหญ่สุดของขาเชื่อมเท่ากับความหนาที่หนากว่า ลบ 2 mm คือ 20 – 2 = 18 mm

ขนาดใหญ่สุดต้องไม่เกินความหนาของแผ่นที่บางกว่าคือ 10 mm

ความยาวของรอบเชื่อมต้องไม่น้อยกว่าระยะตั้งฉากระหว่างแนวเชื่อม ซึ่งคือความกว้างของแผ่นเหล็ก หรือ 10 cm

เลือกใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 ขนาด 8 mm

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

แรงดึงที่รอยต่อต้องรับคือแรงดึงที่เหล็กทั้งสองแผ่นรับเอาไว้ได้ แต่ละแผ่นหนา t = 10 mm = 1 cm กว้าง b = 100 mm = 10 cm ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดแผ่นเหล็ก $A_t = 2bt = 2\times10\times1 = 20$ cm^2 แผ่นเหล็กเป็นชนิด ASTM A36 มี F_y = 2500 ksc, F_u = 4050 ksc

แรงดึงที่แผ่นเหล็กรับได้ $P = 0.6F_yA_t = 0.6\times2500\times20 = 30{,}000$ kg

กำลังรับแรงที่ยอมให้ของรอยต่อทาบ พิจารณาจาก

(ก) กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม

$$F_{ev} = 0.3F_v(0.707t_w) = 0.3\times4900\times(0.707\times0.8) = 831 \text{ kg/cm}$$

(ข) กำลังรับแรงเฉือนขาดของตัวแผ่นเหล็กซึ่งหนา 1 cm

$$F_{pv} = 0.3F_ut_p = 0.3\times4050\times1 = 1215 \text{ kg/cm}$$

แผ่นประกับหนา 20 mm เป็น 2 เท่าของแผ่นเหล็กซึ่งมี 2 แผ่น จึงไม่ต้องพิจารณาการเฉือนขาดของแผ่นประกับเนื่องจากมีส่วนการรับแรงดึงอยู่ด้วย

ดังนั้นหากเกิดการวิบัติจะมาจากการเฉือนในรอยเชื่อม

ต้องการความยาวรอยเชื่อม $L = \frac{P}{F_{ev}} = \frac{30{,}000}{831} = 36.1$ cm เมื่อจัดตามรูปจะมีรอยเชื่อม 4 รอยยาว รอยละ 10 cm รวมเป็น 40 cm มากกว่า 36.1 cm ใช้ได้

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

รอยต่อต้องรับแรงดึงประลัย $\phi_tP_n = 0.9F_ybt = 0.9\times2500\times10\times(2\times1) = 45{,}000$ kg

กำลังรับแรงประลัยของรอยต่อเชื่อมแบบต่อทาบ พิจารณาจาก

(ก) กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม

$$F_{ev} = 0.707t(\phi_t0.6F_v) = 0.707\times0.8\times(0.75\times0.6\times4900) = 1247 \text{ kg/cm}$$

(ข) กำลังรับแรงเฉือนขาดแต่ละด้านของแผ่นเหล็กหนา 1 cm

$$F_{pv} = 0.75(0.6F_ut) = 0.75\times(0.6\times4050\times1) = 1822 \text{ kg/cm}$$

แผ่นประกับหนา 20 mm เป็น 2 เท่าของแผ่นเหล็กซึ่งมี 2 แผ่น จึงไม่ต้องพิจารณาการเฉือนขาดของแผ่นประกับเนื่องจากมีส่วนการรับแรงดึงอยู่ด้วย

ดังนั้นหากเกิดการวิบัติจะมาจากการเฉือนในรอยเชื่อม

ต้องการความยาวรอยเชื่อม $L = \frac{P}{F_{ev}} = \frac{45,000}{1247} = 36.09$ cm เมื่อจัดตามรูปจะมีรอยเชื่อม 4 รอยยาว รอยละ 10 cm รวมเป็น 40 cm มากกว่า 36.1 cm ใช้ได้

ตัวอย่างที่ 7.2 จงออกแบบรอยต่อเชื่อมสำหรับส่วนโครงสร้างที่รับแรงดึง ซึ่งได้จากการกระทำของน้ำหนักคงที่ใช้งาน 16 ตัน และจากน้ำหนักจรใช้งาน 44 ตัน สมมติใช้เหล็กชนิด ASTM A36 และลวดเชื่อมชนิด E 70 ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

จากมาตรฐานการเชื่อม

แผ่นเหล็กส่วนที่หนากว่าคือแผ่นประกับ หนา 19 mm ดังนั้นขนาดเล็กสุดของขาเชื่อม 6 mm

แผ่นเหล็กส่วนที่บางกว่าคือเหล็กฉาก หนา 10 mm มากกว่า 6 mm ดังนั้นขนาดใหญ่สุดของขาเชื่อมคือ 10 – 2 = 8 mm

ดังนั้นเลือกใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 ขนาดขาเชื่อม 8 mm

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาความยาวของรอยเชื่อมและจัดระยะการเชื่อม

รอยต่อต้องรับแรงดึงใช้งาน $P = D + L = 16 + 44 = 60$ ตัน = 60,000 kg

แบ่งสำหรับเหล็กฉากข้างละ $\frac{60,000}{2} = 30,000$ kg

หากำลังรับแรงของรอยเชื่อมต่อ

(ก) กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อมแบบต่อทาบ

$$F_{ev} = 0.3F_v(0.707t_w) = 0.3 \times 4900 \times (0.707 \times 0.8) = 831.4 \text{ kg/cm}$$

(ข) กำลังรับแรงเฉือนขาดด้านเดียวตามแนวที่เชื่อมของเหล็กฉากซึ่งหนา 1 cm

$$F_{pv} = 0.3F_u t_p = 0.3 \times 4050 \times 1 = 1215 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้นการวิบัติเกิดขึ้นที่รอยเชื่อม รับแรงเฉือนได้ P_w = 831.4 kg/cm

แต่ละด้านต้องการความยาวของรอยเชื่อม $L_1 + L_2 = \frac{30,000}{831.4} = 36.08$ cm

เหล็กฉากมีระยะเซนทรอยด์ a = 2.22 cm , a + b = 9 cm ดังนั้น b = 9 – 2.22 = 6.78 cm นั่นคือ

$$L_1 = \frac{Pb}{P_w(a+b)} = \frac{30,000 \times 6.78}{831.4 \times 9} = 27.183 \Rightarrow 27.2 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{Pa}{P_w(a+b)} = \frac{30,000 \times 2.22}{831.4 \times 9} = 8.9 \Rightarrow 9 \text{ cm}$$

หากมีการเชื่อมอ้อมปลายปิดเต็มหัวเหล็กฉากโดยใช้ขนาดขาเชื่อมเท่ากัน ความยาวส่วนอ้อมปลาย 9 cm แบ่งให้ด้านละครึ่งคือ 4.5 cm ดังนั้นความยาวที่ต้องเชื่อมจึงเหลือ

$L_1 = 27.2 - 4.5 = 22.7$ cm ใช้ $L_1 = 23$ cm

$L_2 = 9 - 4.5 = 4.5$ cm ใช้ $L_2 = 5$ cm

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของแผ่นเหล็กประกับที่ต้องใช้ สมมติใช้เหล็กชนิด ASTM A36

พิจารณาได้จาก

(ก) แผ่นเหล็กประกับตรงหน้าตัด a-a ไม่ชำรุดเนื่องจากแรงดึง ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กประกับต้องไม่น้อยกว่าเหล็กฉากคู่ ถ้าความกว้างของแผ่นเหล็กประกับที่แนว a-a เท่ากับ 25 cm ความหนาของแผ่นประกับ t cm ดังนั้น

$$25t = 2 \times 20.5$$

$$t = 1.64 \text{ cm} = 16.4 \text{ mm}$$

(ข) ไม่ให้แผ่นเหล็กประกับถูกเฉือนขาดตามแนวรอยเชื่อม โดยพิจารณากำลังเป็น kg/cm กำลังรับแรงเฉือนของแผ่นเหล็กประกับ $= 0.3F_u t$ kg/cm ในขณะที่รอยเชื่อมรับแรงเฉือนได้ ข้างละ 831.4 kg/cm ดังนั้น

$$0.3 \times 4050t = 2 \times 831.4$$

$$t = 1.37 \text{ cm} = 13.7 \text{ mm}$$

(ค) ไม่ให้แผ่นเหล็กประกับถูกดึงและเฉือนขาด (block shear) ตามแนวของรอยเชื่อม ดังนั้นกำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือนของแผ่นประกับจะเท่ากับแรงที่กระทำ คือ 60,000 kg

ส่วนรับแรงเฉือนยาว $= L_1 + L_1 = 2L_1 = 2 \times 23 = 46$ และส่วนรับแรงดึงยาว 9 cm

กำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือน $= 0.3F_u A_v + 0.5F_u A_t$

$$0.3 \times 4050 \times 46t + 0.5 \times 4050 \times 9t = 60,000$$

$$74,115t = 60,000$$

$$t = \frac{60,000}{74,115} = 0.8096 \text{ cm} = 8.1 \text{ mm}$$

ดังนั้นความหนาสูงสุดที่ต้องการคือ 16.4 mm เลือกใช้ความหนาแผ่นประกับ 19 mm

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาความยาวของรอยเชื่อม และจัดระยะการเชื่อม

รอยต่อต้องรับแรงดึงประลัย $P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 16 + 1.6 \times 44 = 89.6$ ตัน = 89,600 kg

แบ่งสำหรับเหล็กฉากข้างละ $P = \frac{89,600}{2} = 44,800$ kg

หากำลังรับแรงประลัยของรอยเชื่อมต่อ

(ก) กำลังรับแรงเฉือนประลัยของลวดเชื่อมแบบต่อทาบ

$$F_{ev} = 0.75(0.6F_{vu})(0.707t_w) = 0.75 \times (0.6 \times 4900) \times (0.707 \times 0.8)$$

$$F_{ev} = 1247 \text{ kg/cm}$$

(ข) กำลังรับแรงเฉือนขาดด้านเดียวตามแนวที่เชื่อม บนแผ่นเหล็กฉากหนา 10 mm

$$F_{pv} = 0.75(0.6F_u)t_p = 0.75 \times (0.6 \times 4050) \times 1.0 = 1822.5 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้นการวิบัติเกิดขึ้นที่ตัวรอยเชื่อม โดยรับแรงได้ $P_w = 1247$ kg/cm

ความยาวของรอยเชื่อมที่ต้องการ $L_1 + L_2 = \frac{P}{P_w} = \frac{44,800}{1247} = 35.93 \Rightarrow 36$ cm

เหล็กฉากมีระยะเซนทรอยด์ a = 2.22 cm , a + b = 9 cm ดังนั้น b = 9 – 2.22 = 6.78 cm นั่นคือ

โดยที่ $$L_1 = \frac{Pb}{P_w(a+b)} = \frac{44,800 \times 6.78}{1247 \times 9} = 27.06 \text{ cm}$$

$$L_2 = \frac{Pa}{P_w(a+b)} = \frac{44,800 \times 2.22}{1247 \times 9} = 8.86 \text{ cm}$$

หากมีการเชื่อมอ้อมปลายปิดเต็มหัวเหล็กฉากโดยใช้ขนาดขาเชื่อมเท่ากัน ความยาวส่วนอ้อมปลาย 9 cm แบ่งให้ด้านละครึ่งคือ 4.5 cm ดังนั้นความยาวที่ต้องเชื่อมจึงเหลือ

$$L_1 = 27.06 - 4.5 = 22.56 \Rightarrow 23 \text{ cm}$$

$$L_2 = 8.86 - 4.5 = 4.36 \Rightarrow 4.5 \text{ cm}$$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของแผ่นเหล็กประกับที่ต้องใช้ สมมติใช้เหล็กชนิด ASTM A36

พิจารณาได้จาก

(ก) แผ่นเหล็กประกับตรงหน้าตัด a-a ไม่ชำรุดเนื่องจากแรงดึง ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กประกับต้องไม่น้อยกว่าเหล็กฉากคู่ ถ้าความกว้างของแผ่นเหล็กประกับที่แนว a-a เท่ากับ 25 cm ความหนาของแผ่นประกับ t cm ดังนั้น

$$25t = 2 \times 20.5$$

$$t = 1.64 \text{ cm} = 16.4 \text{ mm}$$

(ข) ไม่ให้แผ่นเหล็กประกับถูกเฉือนขาดตามแนวรอยเชื่อม โดยพิจารณากำลังเป็น kg/cm กำลังรับแรงเฉือนของแผ่นเหล็กประกับ $= 0.75 \times 0.6F_u t$ kg/cm ในขณะที่รอยเชื่อมรับแรงเฉือนได้ ข้างละ 1247 kg/cm ดังนั้น

$$0.75 \times 0.6 \times 4050t = 2 \times 1247$$

$$t = 1.37 \text{ cm} = 13.7 \text{ mm}$$

(ค) ไม่ให้แผ่นเหล็กประกับถูกดึงและเฉือนขาด (block shear) ตามแนวของรอยเชื่อม ดังนั้นกำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือนของแผ่นประกับจะเท่ากับแรงประลัยที่กระทำ คือ 89,600 kg

ส่วนรับแรงเฉือนยาว $= L_1 + L_1 = 2L_1 = 2 \times 23 = 46$ และส่วนรับแรงดึงยาว 9 cm

กำลังรับแรงดึงร่วมกับแรงเฉือนเลือกจากค่ามากของ

$$\phi R_n = 0.75[0.6F_yA_v + F_uA_t]$$

$$\phi R_n = 0.75 \times [0.6 \times 2500 \times 46t + 4050 \times 9t] = 79{,}087.5t \text{ kg}$$

$$\phi R_n = 0.75[0.6F_uA_v + F_yA_t]$$

$$\phi R_n = 0.75 \times [0.6 \times 4050 \times 46t + 2500 \times 9t] = 100{,}710t \text{ kg}$$

$$t = \frac{89{,}600}{100{,}710} = 0.89 \text{ cm} = 8.9 \text{ mm}$$

ดังนั้นความหนาสูงสุดที่ต้องการคือ 16.4 mm เลือกใช้ความหนาแผ่นประกับ 19 mm

ตัวอย่างที่ 7.3 ถ้าทำรอยต่อบ่าเสาโดยการเชื่อมแบบต่อทาบ ดังแสดง เพื่อให้รับแรงกระทำที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 10 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 8 ตัน จงหาขนาดของรอยเชื่อมที่ใช้ลวดเชื่อมชนิด E 60 กับเหล็ก ASTM A36 สมมติว่าไม่เกิดการวิบัติที่บ่าเสา

(ก)

(ข)

วิธีทำ

ลักษณะของรอยเชื่อมคล้ายกับตัว C ซึ่งรับทั้งแรงเฉือนจากแรงตามแกนและแรงเฉือนจากโมเมนต์บิด ขั้นแรกต้องหาเซนทรอยด์ของรอยเชื่อมก่อนจึงจะหาระยะเยื้องศูนย์ หาแรงเฉือน หาหน่วยแรง แล้วหาขนาด

ของขาเชื่อม

สมมติขนาดขาเชื่อมเป็นหนึ่งหน่วย และพิจารณาว่าเป็นเส้นตรงภายในของรอยเชื่อม รูปร่างตัว C สมมาตรกับแกน x-x ดังนั้นตำแหน่งศูนย์ถ่วงหรือเซนทรอยด์จะอยู่บนแกนสมมาตร x-x นี้ ให้ขอบในของรอยเชื่อมขนานแกน y-y เป็นแกนหมุน หาตำแหน่งเซนทรอยด์ดังนี้

$$x_2 = \frac{\sum Lx}{\sum L} = \frac{15\times\frac{15}{2}+15\times\frac{15}{2}+60\times 0}{15+15+60} = \frac{225}{90} = 2.5 \quad \text{cm}$$

$$x_1 = 15 - 2.5 = 12.5 \quad \text{cm}$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกน x-x

$$I_x = \frac{1\times 60^3}{12} + 2\times(15\times 1)\times 30^2 = 45{,}000 \quad \text{cm}^4$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกน y-y

$$I_y = (60\times 1)\times 2.5^2 + 2\times\left[\frac{1\times 2.5^3}{3}+\frac{1\times 12.5^3}{3}\right] = 1687.5 \quad \text{cm}^4$$

ดังนั้นโพลาร์โมเมนต์อินเนอร์เชียของรอยเชื่อม

$$J = I_x + I_y = 45{,}000 + 1687.5 = 46{,}687.5 \quad \text{cm}^4$$

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

รอยเชื่อมรับแรงเฉือน

$$P = D + L = 10 + 8 = 18 \text{ ตัน} = 18{,}000 \text{ kg}$$

ความยาวรอยเชื่อม

$$L = 15 + 60 + 15 = 90 \quad \text{cm}$$

หน่วยแรงเฉือนที่กระทำ $f_s = \frac{P}{L} = \frac{18{,}000}{90} = 200$ kg/cm สม่ำเสมอ

รอยเชื่อมรับโมเมนต์บิด

$$T = Pe = 18{,}000\times(35+12.5) = 855{,}000 \quad \text{kg.cm}$$

หน่วยแรงเฉือนบิดกระทำในแนวนอน

$$f_h = \frac{Tv}{J} = \frac{855{,}000\times 30}{46{,}687.5} = 549.398 \quad \text{kg/cm}$$

หน่วยแรงเฉือนบิดกระทำแนวตั้ง

$$f_v = \frac{Th}{J} = \frac{855{,}000\times 12.5}{46{,}687.5} = 228.916 \quad \text{kg/cm}$$

ที่มุมบนค่าหน่วยแรงเฉือนจากแรงเฉือน กับหน่วยแรงเฉือนบิดแนวตั้งจะเสริมกัน ดังนั้นหน่วยแรงเฉือนลัพธ์

$$f_t = \sqrt{(200+228.916)^2 + 549.398^2} = 696.999 \Rightarrow 697 \quad \text{kg/cm}$$

แต่กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม E 60

$$F_t = 0.3F_v(0.707) = 0.3 \times 4200 \times 0.707 = 890.82 \quad \text{kg/cm/cm}$$

ดังนั้นต้องการขนาดขาเชื่อม

$$t_w = \frac{f_t}{F_t} = \frac{697}{890.82} = 0.78 \Rightarrow 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

ดังนั้นใช้ลวดเชื่อมชนิด E 60 ขนาดขาเชื่อม 8 mm

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

รอยเชื่อมรับแรงเฉือนประลัย

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 10 + 1.6 \times 8 = 24.8 \text{ ตัน} = 24{,}800 \text{ kg}$$

ความยาวรอยเชื่อม

$$L = 15 + 60 + 15 = 90 \quad \text{cm}$$

หน่วยแรงเฉือนที่กระทำ

$$f_s = \frac{24{,}800}{90} = 275.556 \quad \text{kg/cm}$$

รอยเชื่อมรับโมเมนต์บิด

$$T_u = P_u e = 24{,}800 \times (35 + 12.5) = 1{,}178{,}000 \quad \text{kg.cm}$$

หน่วยแรงเฉือนบิดกระทำในแนวนอน

$$f_h = \frac{T_u v}{J} = \frac{1{,}178{,}000 \times 30}{46{,}687.5} = 756.948 \text{ kg/cm}$$

หน่วยแรงเฉือนบิดกระทำแนวตั้ง

$$f_v = \frac{T_u h}{J} = \frac{1{,}178{,}000 \times 12.5}{46{,}687.5} = 315.395 \quad \text{kg/cm}$$

ที่มุมบนค่าหน่วยแรงเฉือนจากแรงเฉือน กับหน่วยแรงเฉือนบิดแนวตั้งจะเสริมกัน ดังนั้นหน่วยแรงเฉือนลัพธ์

$$f_t = \sqrt{(275.556 + 315.395)^2 + 756.948^2} = 960.309 \text{ kg/cm}$$

แต่กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม E 60

$$F_t = 0.75(0.6F_v)(0.707) = 0.75 \times 0.6 \times 4200 \times 0.707 = 1336.23 \quad \text{kg/cm/cm}$$

ดังนั้นต้องการขนาดขาเชื่อม

$$t_w = \frac{f_t}{F_t} = \frac{960.309}{1336.23} = 0.72 \Rightarrow 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

ดังนั้นใช้ลวดเชื่อมชนิด E 60 ขนาดขาเชื่อม 8 mm

หมายเหตุ การหาขนาดของบ่าเสา พิจารณาจากแรงเฉือนและโมเมนต์ดัดที่กระทำ และ $\frac{b}{t} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

ตัวอย่างที่ 7.4 จงออกแบบรอยต่อปลายคานกับเสา โดยใช้เหล็กฉากหนึ่งคู่ประกับเหล็กแผ่นตั้งของคาน และเชื่อมแบบต่อทาบ ดังแสดง เพื่อให้รับแรงปฏิกิริยาจากคานที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 20 ตัน จากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 15 ตัน ใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 เหล็กชนิด ASTM A36

รอยต่อเชื่อมที่คาน รอยต่อเชื่อมที่เสา

วิธีทำ

แรงเฉือนใช้งาน $P = D + L = 20 + 15 = 35$ ตัน = 35,000 kg

หาขนาดของเหล็กฉากที่ใช้เพื่อถ่ายแรงเฉือน

สมมติใช้เหล็กฉากยาว $L = 25$ cm และใช้เหล็กฉากคู่

ความหนาเหล็กฉากที่ต้องการ

$$t = \frac{P/2}{0.4F_yL} = \frac{(35{,}000/2)}{0.4 \times 2500 \times 25} = 0.7 \text{ cm} = 7 \text{ mm}$$

แรงเฉือนประลัย $P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times 20 + 1.6 \times 15 = 48$ ตัน = 48,000 kg

ความหนาเหล็กฉากที่ต้องการ

$$t = \frac{P_u/2}{0.9(0.6F_y)L} = \frac{(48{,}000/2)}{0.9(0.6 \times 2500) \times 25} = 0.71 \text{ cm} = 7.1 \text{ mm}$$

ดังนั้นเลือกใช้ $2 - Ls - 75 \times 75 \times 12$ mm ยาว 25 cm ให้ขาด้านหนึ่งทาบติดกับเหล็กแผ่นตั้งของคานโดยให้ปลายคานห่างจากหน้าเสาประมาณ 1 cm แล้วเชื่อม (จากโรงงาน) รอบเหล็กฉากที่ประกับติด ดังแสดง ส่วนขาอีกด้านหนึ่งเชื่อม (ในที่ก่อสร้าง) ติดกับปีกเสาตามความยาวของเหล็กฉาก ดังแสดงในรูป

การจัดลักษณะของรอยเชื่อม ส่วนที่ติดกับกับคานจะมีรูปร่างคล้ายตัว C โดยต้องรับทั้งแรงเฉือนและโมเมนต์บิด ดังนั้นต้องหาเซนทรอยด์หรือศูนย์ถ่วงของรอยเชื่อมก่อน จึงจะหาหน่วยแรงที่กระทำได้

สมมติให้ขนาดขาเชื่อมเป็นหนึ่งหน่วย

ให้ขอบทางตั้งของรอยเชื่อมเป็นแกนหมุน

$$\bar{x} = \frac{\sum Lx}{\sum L} = \frac{6.5\times\frac{6.5}{2}+6.5\times\frac{6.5}{2}+25\times 0}{6.5+6.5+25} = \frac{42.25}{38} = 1.112 \text{ cm}$$

$$6.5-\bar{x} = 6.5-1.112 = 5.388 \text{ cm}$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกน x

$$I_x = \frac{1\times 25^3}{12} + 2\times(1\times 6.5)\times 12.5^2 = 3333.333 \text{ cm}^4$$

โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกน y

$$I_y = (1\times 25)\times 1.112^2 + 2\times\left(\frac{1\times 1.112^3}{3}+\frac{1\times 5.388^3}{3}\right) = 136.108 \text{ cm}^4$$

ดังนั้น โพลาร์โมเมนต์อินเนอร์เชีย

$$J = I_x + I_y = 3333.333+136.108 = 3469.441 \text{ cm}^4$$

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 ออกแบบรอยเชื่อมที่เหล็กแผ่นตั้ง

รอยเชื่อมแต่ละด้านรับแรงเฉือน $P = \frac{35,000}{2} = 17,500$ kg

หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

$$f_s = \frac{17,500}{25+6.5+6.5} = 460.526 \text{ kg/cm}$$

รอยเชื่อมรับโมเมนต์บิด

$$T = Pe = 17,500\times 6.4 = 112,000 \text{ kg.cm}$$

หน่วยแรงเฉือนบิดที่กระทำในแนวนอน

$$f_h = \frac{Tv}{J} = \frac{112,000\times 12.5}{3469.441} = 403.523 \text{ kg/cm}$$

หน่วยแรงเฉือนบิดที่กระทำในแนวตั้ง

$$f_v = \frac{Th}{J} = \frac{112,000\times 5.388}{3469.441} = 173.935 \text{ kg/cm}$$

หน่วยแรงเฉือนบิดในแนวตั้งจะไปรวมกับหน่วยแรงเฉือนจากแรงเฉือน

หน่วยแรงเฉือนลัพธ์

$$f_t = \sqrt{(460.526+173.935)^2+403.523^2} = 751.912 \text{ kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม

$$F_t = 0.3F_v(0.707) = 0.3\times 4900\times 0.707 = 1039.29 \text{ kg/cm/cm}$$

ขนาดขาเชื่อมที่ต้องการ

$$t_w = \frac{f_t}{F_t} = \frac{751.912}{1039.29} = 0.72 \text{ cm} = 7.2 \text{ mm}$$

ดังนั้น ใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 ขนาดขาเชื่อม 8 mm

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยเชื่อมที่เหล็กปีกเสา

รอยเชื่อมรับแรงเฉือน $P = \frac{35,000}{2} = 17,500$ kg

หน่วยแรงเฉือนที่กระทำ

$$f_s = \frac{P}{L} = \frac{17,500}{25} = 700 \text{ kg/cm}$$

รอยเชื่อมรับโมเมนต์ดัด $M = Pe = 17,500 \times 7.5 = 131,250$ kg.cm

สมมติให้แนวแกนสะเทินอยู่ห่างจากด้านบนของเหล็กฉากเป็นระยะ $\frac{1}{6}$ ของความยาวทั้งหมดของเหล็กฉากนั้น

หน่วยแรงดัดที่กระทำในแนวนอนเป็น f_h พิจารณาส่วนล่าง แรงแนวนอน H ขนาด

$$H = \frac{1}{2} f_h \left(L - \frac{L}{6} \right) = \frac{1}{2} f_h \left(\frac{5L}{6} \right) = \frac{5 f_h L}{12}$$

ระยะห่างระหว่างแรง H เท่ากับ $\frac{2L}{3}$ ดังนั้นโมเมนต์

$$M = H\left(\frac{2L}{3} \right) = \frac{5 f_h L}{12} \times \frac{2L}{3} = \frac{5 f_h L^2}{18}$$

$$f_h = \frac{18M}{5L^2} = \frac{18 \times 131,250}{5 \times 25^2} = 756 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้นหน่วยแรงลัพธ์

$$f_r = \sqrt{700^2 + 756^2} = 1030.309 \text{ kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม

$$F_r = 0.3 F_v (0.707) = 0.3 \times 4900 \times 0.707 = 1039.29 \text{ kg/cm/cm}$$

ขนาดขาเชื่อมที่ต้องการ

$$t_w = \frac{f_r}{F_r} = \frac{1030.309}{1039.29} = 0.991 \text{ cm} = 9.91 \text{ mm}$$

ดังนั้น ใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 ขนาดขาเชื่อม 10 mm

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

ขั้นตอนที่ 1 ออกแบบรอยเชื่อมที่เหล็กแผ่นตั้ง

รอยเชื่อมรับแรงเฉือนประลัย

$$P_u = \frac{48,000}{2} = 24,000 \text{ kg}$$

หน่วยแรงเฉือนที่กระทำ

$$f_s = \frac{P_u}{L} = \frac{24,000}{25 + 2 \times 6.5} = \frac{24,000}{38} = 631.579 \text{ kg/cm}$$

รอยเชื่อมรับโมเมนต์บิดประลัย

$$T_u = P_u e = 24{,}000 \times 6.4 = 153{,}600 \quad \text{kg.cm}$$

หน่วยแรงเฉือนบิดกระทำในแนวนอน

$$f_h = \frac{T_u v}{J} = \frac{153{,}600 \times 12.5}{3469.441} = 553.403 \quad \text{kg/cm}$$

หน่วยแรงเฉือนบิดกระทำในแนวตั้ง

$$f_v = \frac{T_u h}{J} = \frac{153{,}600 \times 5.388}{3469.441} = 238.539 \quad \text{kg/cm}$$

หน่วยแรงเฉือนลัพธ์

$$f_r = \sqrt{(631.579 + 238.539)^2 + 553.403^2} = 1031.194 \quad \text{kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม

$$F_r = 0.75(0.6F_v)(0.707) = 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 = 1558.935 \quad \text{kg/cm/cm}$$

ขนาดขาเชื่อมที่ต้องการ

$$t_w = \frac{f_r}{F_r} = \frac{1031.194}{1558.935} = 0.661 \quad \text{cm} = 6.61 \text{ mm}$$

ดังนั้นใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 ขนาดขาเชื่อม 8 mm

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยเชื่อมที่เหล็กปีกเสา

รอยเชื่อมรับแรงเฉือนประลัย

$$P_u = \frac{48{,}000}{2} = 24{,}000 \quad \text{kg}$$

หน่วยแรงเฉือนที่กระทำ

$$f_s = \frac{P_u}{L} = \frac{24{,}000}{25} = 960 \quad \text{kg/cm}$$

รอยเชื่อมรับโมเมนต์ดัด $M = P_u e = 24{,}000 \times 7.5 = 180{,}000$ kg.cm

สมมติให้แนวแกนสะเทินอยู่ห่างจากด้านบนของเหล็กฉากเป็นระยะ $\frac{1}{6}$ ของความยาวทั้งหมดของเหล็กฉากนั้น

หน่วยแรงดัดที่กระทำในแนวนอนเป็น f_h พิจารณาส่วนล่าง แรงแนวนอน H ขนาด

$$H = \frac{1}{2} f_h \left(L - \frac{L}{6} \right) = \frac{1}{2} f_h \left(\frac{5L}{6} \right) = \frac{5 f_h L}{12}$$

ระยะห่างระหว่างแรง H เท่ากับ $\frac{2L}{3}$ ดังนั้นโมเมนต์

$$M_u = H\left(\frac{2L}{3} \right) = \frac{5 f_h L}{12} \times \frac{2L}{3} = \frac{5 f_h L^2}{18}$$

$$f_h = \frac{18M}{5L^2} = \frac{18 \times 180{,}000}{5 \times 25^2} = 1036.8 \quad \text{kg/cm}$$

ดังนั้นหน่วยแรงลัพธ์

$$f_r = \sqrt{960^2 + 1036.8^2} = 1412.995 \text{ kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม

$$F_r = 0.75(0.6F_v)(0.707) = 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 = 1558.935 \text{ kg/cm/cm}$$

ขนาดขาเชื่อมที่ต้องการ

$$t_w = \frac{f_r}{F_r} = \frac{1412.995}{1558.935} = 0.906 \text{ cm} = 9.06 \text{ mm}$$

ดังนั้น ใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 ขนาดขาเชื่อม 10 mm

ตัวอย่างที่ 7.5 จงออกแบบการต่อปลายคานกับเสาโดยใช้เหล็กฉากรองใต้คาน (beam seat-connection) เพื่อรับแรงปฏิกิริยาที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 6 ตัน และจากน้ำหนักจรใช้งาน 7 ตัน จากคานขนาด $W400 \times 66$ ใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 เหล็กชนิด ASTM A36 มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดของเหล็กฉาก

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กฉากเพื่อป้องกันไม่ให้แผ่นตั้งของคานเกิดการคราก (local web yielding) โดยพิจารณาจากสูตร

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

โดยที่ $R = 13{,}000$ kg เหล็ก ASTM A36 มี F_y = 2500 ksc

หน้าตัด $W400 \times 66$ มี h = 400 mm, b_f = 200 mm, t_w = 8 mm, t_f = 13 mm, r = 16 mm, A = 84.12 cm^2, w = 66.0 kg/m, I_x = 23,700 cm^4, I_y = 1,740 cm^4, r_x = 16.8 cm, r_y = 4.54 cm, S_x = 1,190 cm^3, S_y = 174 cm^3, Z_x = 1,285.95 cm^3

ดังนั้น $k = t_f + r = 13 + 16 = 29$ mm = 2.9 cm, $t_w = 0.8$ cm แทนค่าได้

$$\frac{13{,}000}{(2.5\times 2.9+N)\times 0.8} = 0.66\times 2500$$

$$2.5\times 2.9+N = \frac{13{,}000}{0.8\times 0.66\times 2500} = 9.84848$$

$$N = 2.598 \text{ cm} = 2.6 \text{ cm}$$

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กฉากที่ต้องใช้ เพื่อป้องกันไม่ให้แผ่นตั้งของคานเกิดการยู่ (web crippling) จากสูตร

$$R = 0.2t_w^2\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{EF_y\left(\frac{t_f}{t_w}\right)}$$

เมื่อ R = 13,000 kg, $t_w = 0.8$ cm, $t_f = 1.3$ cm, d = h = 40 cm, E = 2,040,000 ksc, $F_y = 2500$ ksc

$$13{,}000 = 0.2\times 0.8^2\times\left[1+3\times\frac{N}{40}\times\left(\frac{0.8}{1.3}\right)^{1.5}\right]\sqrt{2{,}040{,}000\times 2500\times\frac{1.3}{0.8}}$$

$$13{,}000 = 0.128\times\left[1+3\times\frac{N}{40}\times\left(\frac{0.8}{1.3}\right)^{1.5}\right]\times 91{,}035.70728$$

$$1+\frac{3N}{40}\times 0.482747409 = \frac{13{,}000}{0.128\times 91{,}035.70728}$$

$$1+0.036206055N = 1.115633668$$

$$0.036206055N = 0.115633668$$

$$N = \frac{0.115633668}{0.036206055} = 3.194 \Rightarrow 3.2 \text{ cm}$$

ดังนั้นใช้ระยะ N = 3.2 cm สมมติเว้นระยะห่างระหว่างหน้าเสากับปลายคาน 12 mm = 1.2 cm

ความกว้างเหล็กฉากอย่างน้อย = 3.2 + 1.2 = 4.4 cm = 44 mm

หาความหนาของเหล็กฉาก

โมเมนต์ดัดวิกฤตที่ระยะ k = t + 1 cm จากหลังเหล็กฉาก บนขาด้านสั้นของเหล็กฉาก

$$M = R\left[\left(\frac{N}{2}+1.2\right)-(t+1)\right] = 13{,}000\times\left[\left(\frac{3.2}{2}+1.2\right)-(1.2+1)\right]$$

$$M = 7{,}800 \text{ kg.cm}$$

สมมติใช้เหล็กฉากยาวเต็มหน้าเสา เอาขายาวแนบกับหน้าเสา ส่วนขาสั้นรองรับปลายคาน สมมติหน้าเสากว้าง 250 mm ดังนั้นใช้เหล็กฉากยาว b = 25 cm และให้ความหนาของเหล็กฉากเป็น t

$$S = \frac{bt^2}{6}$$

$$f_s = \frac{M}{S} = \frac{6M}{bt^2} \le F_b = 0.75F_y$$

$$t \ge \sqrt{\frac{6M}{0.75F_y b}} = \sqrt{\frac{6\times 7{,}800}{0.75\times 2500\times 25}} = 0.999$$

$t = 1.0$ cm = 10 mm

ดังนั้นใช้เหล็กฉาก $L - 150 \times 100 \times 12$ mm ยาว 25 cm ให้เชื่อมขาด้านยาว 150 mm แนบกับหน้าเสา

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยต่อที่ปีกเสา

ทำรอยเชื่อมที่ขาด้านยาวของเหล็กฉากทั้งสองข้างดังรูป

รอยเชื่อมแต่ละข้างจะรับแรงเฉือนครึ่งหนึ่งของทั้งหมด

$$V = \frac{13,000}{2} = 6,500 \text{ kg}$$

และรับโมเมนต์ดัดรอบผิวรอบทาบระหว่างหน้าเสากับเหล็กฉาก

$$M = V\left(1.2 + \frac{N}{2}\right) = 6,500 \times \left(1.2 + \frac{3.2}{2}\right) = 18,200 \text{ kg.cm}$$

หน่วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงเฉือน 6,500 kg

$$f_s = \frac{6,500}{15} = 433.3 \text{ kg/cm}$$

สมมติแนวแกนสะเทินอยู่กึ่งกลางของรอยเชื่อม หน่วยแรงดัดจะกระจายดังรูป หน่วยแรงดัดสูงสุด f_h กระจายเป็นรูปสามเหลี่ยมคนละครึ่งกัน แรงกระทำคือพื้นที่รูปสามเหลี่ยม

$$\text{แรง} = \frac{1}{2} \times f_h \times \frac{L}{2} = \frac{f_h L}{4}$$

แรงทั้งสองจะอยู่ห่างกัน $\frac{2L}{3}$ ดังนั้นโมเมนต์ของแรงคู่ควบนี้คือ

$$M = \frac{f_h L}{4} \times \frac{2L}{3} = \frac{f_h L^2}{6}$$

$$18,200 = \frac{f_h \times 15^2}{6}$$

$$f_h = 485.3 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงทั้งสองตั้งฉากกัน ดังนั้นหาหน่วยแรงลัพธ์

$$f_r = \sqrt{433.3^2 + 485.3^2} = 650.6 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม $F_r = 0.3F_v(0.707) = 0.3 \times 4900 \times 0.707 = 1,039.29$ kg/cm

ดังนั้นขนาดขาเชื่อมที่ต้องการคือ $t = \frac{f_r}{F_r} = \frac{650.6}{1,039.29} = 0.626$ cm = 6.26 mm

ใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 ขนาดขาเชื่อม 8 mm

ตรวจสอบการรับแรงเฉือนของเหล็กฉาก

$$P_v = 0.4F_y t = 0.4 \times 2500 \times 1.2 = 1200 \text{ kg/cm} > f_s = 433.3 \text{ ksc}$$

ดังนั้นใช้เหล็กฉาก $L-150\times100\times12$ mm ยาว 25 cm ให้ขาเหล็กฉากด้านยาว 150 mm เชื่อมแนบติดกับปีกเสาทั้งสองข้างด้วยลวดเชื่อมชนิด E 70 ขนาดขาเชื่อม 8 mm และอาจจะใช้เหล็กฉากที่บางกว่าปิดปลายคานด้านบนให้อยู่กับที่ เช่น $L-75\times75\times6$ mm ยาว 25 cm

ออกแบบโดยวิธี AISC/LRFD

แรงเฉือนประลัยที่กระทำ

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2\times6{,}000 + 1.6\times7{,}000 = 18{,}400 \text{ kg}$$

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดของเหล็กฉาก

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กฉากเพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการครากเฉพาะที่ในแผ่นตั้งของคาน (local web yielding) จากสูตร

$$R_n = (2.5k + N)F_y t_w$$

โดยที่ $R_n = P_u = 18{,}400$ kg เหล็ก ASTM A36 มี F_y = 2500 ksc

หน้าตัด $W400\times66$ มี h = 400 mm, b_f = 200 mm, t_w = 8 mm, t_f = 13 mm, r = 16 mm, A = 84.12 cm^2, w = 66.0 kg/m, I_x = 23,700 cm^4, I_y = 1,740 cm^4, r_x = 16.8 cm, r_y = 4.54 cm, S_x = 1,190 cm^3, S_y = 174 cm^3, Z_x = 1,285.95 cm^3

ดังนั้น k = t_f + r = 13 + 16 = 29 mm = 2.9 cm, t_w = 0.8 cm แทนค่าได้

$$18{,}400 = (2.5\times2.9 + N)\times2500\times0.8$$

$$2.5\times2.9 + N = \frac{18{,}400}{2500\times0.8} = 9.2$$

$$N = 9.2 - 2.5\times2.9 = 1.95 \text{ cm}$$

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กฉาก เพื่อป้องกันการยู่ของแผ่นตั้งของคาน (web crippling) จากสูตร

$$R_u = 0.75\times0.40t_w^2\left[1+3\frac{N}{d}\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{EF_y\left(\frac{t_f}{t_w}\right)}$$

เมื่อ R_u = 18,400 kg, t_w = 0.8 cm, t_f = 1.3 cm, d = h = 40 cm, E = 2,040,000 ksc, F_y = 2500 ksc แทนค่า

$$18{,}400 = 0.75\times0.40\times0.8^2\times\left[1+3\frac{N}{40}\left(\frac{0.8}{1.3}\right)^{1.5}\right]\sqrt{2{,}040{,}000\times2500\times\frac{1.3}{0.8}}$$

$$18{,}400 = 0.192\left[1+3\frac{N}{40}\times0.482747409\right]\times91{,}035.70728$$

$$1+3\frac{N}{40}\times0.482747409 = \frac{18{,}400}{0.192\times91{,}035.70728} = 1.052700486$$

$$3\frac{N}{40}\times 0.482747409 = 0.052700486$$

$$N = \frac{0.052700486\times 40}{3\times 0.482747409} = 1.455571048 \text{ cm}$$

ดังนั้นระยะ N = 1.46 cm

เลือกใช้ระยะ N = k = 2.9 cm เว้นระยะห่างระหว่างปลายคานกับเสา 12 mm

ความกว้างเหล็กฉากอย่างน้อย = 2.9 + 1.2 = 4.1 cm

หาความหนาของเหล็กฉาก

จากโมเมนต์ดัดวิกฤต สมมติให้เป็นระยะ k = t +1 cm วัดจากมุมเหล็กฉากไปทางขาด้านสั้น

$$M_u = R_u\left[\left(\frac{N}{2}+1.2\right)-(t+1)\right] = 18{,}400\times\left[\left(\frac{2.9}{2}+1.2\right)-(1.2+1)\right]$$

$$M_u = 8{,}280 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

แต่เนื่องจาก $M_u = 0.9F_yZ = 0.9F_y\frac{bt^2}{4}$ ดังนั้น

สมมติใช้เหล็กฉากยาว 25 cm

$$0.9\times 2500\times\frac{25t^2}{4} = 8{,}280$$

$$t = \sqrt{\frac{8{,}280\times 4}{0.9\times 2500\times 25}} = 0.767 \text{ cm} = 7.67 \text{ mm}$$

เลือกใช้เหล็กฉากขนาด $L-150\times 100\times 9$ mm ยาว 25 cm

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยต่อที่ปีกเสา

ทำรอยต่อเชื่อมที่ขาด้านยาวของเหล็กฉากทั้งสองข้าง ดังรูป

รอยเชื่อมแต่ละข้างจะรับแรงเฉือนครึ่งหนึ่งของทั้งหมด

$$V_u = \frac{18{,}400}{2} = 9{,}200 \text{ kg}$$

และรับโมเมนต์ดัดรอบผิวรอบทาบระหว่างหน้าเสากับเหล็กฉาก

$$M_u = V_u\left(1.2+\frac{N}{2}\right) = 9{,}200\times\left(1.2+\frac{2.9}{2}\right) = 24{,}380 \text{ kg.cm}$$

หน่วยแรงเฉือนเนื่องจากแรงเฉือน 9,200 kg

$$f_s = \frac{9,200}{15} = 613.33 \text{ kg/cm}$$

สมมติแนวแกนสะเทินอยู่กึ่งกลางของรอยเชื่อม หน่วยแรงดัดจะกระจายดังรูป หน่วยแรงดัดสูงสุด f_h กระจายเป็นรูปสามเหลี่ยมคนละครึ่งกัน แรงกระทำคือพื้นที่รูปสามเหลี่ยม

$$\text{แรง} = \frac{1}{2} \times f_h \times \frac{L}{2} = \frac{f_h L}{4}$$

แรงทั้งสองจะอยู่ห่างกัน $\frac{2L}{3}$ ดังนั้นโมเมนต์ของแรงคู่ควบนี้คือ

$$M_u = \frac{f_h L}{4} \times \frac{2L}{3} = \frac{f_h L^2}{6}$$

$$24,380 = \frac{f_h \times 15^2}{6}$$

$$f_h = 650.13 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงทั้งสองตั้งฉากกัน ดังนั้นหาหน่วยแรงลัพธ์

$$f_r = \sqrt{613.33^2 + 650.13^2} = 893.78 \text{ ksc}$$

กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม

$$F_r = 0.75 \times 0.6 F_v (0.707) = 0.75 \times 0.6 \times 4900 \times 0.707 = 1,558.935 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้นขนาดขาเชื่อมที่ต้องการคือ $t = \frac{f_r}{F_r} = \frac{893.78}{1,558.935} = 0.573$ cm = 5.73 mm

ดังนั้นใช้ลวดเชื่อมชนิด E 70 ขนาดขาเชื่อม 6 mm

ตรวจสอบการรับแรงเฉือนของเหล็กฉาก

$$F_v = \phi 0.6 F_y t = 0.9 \times 0.6 \times 2500 \times 0.9 = 1,215 \text{ kg/cm} > f_s = 613.33 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้นใช้เหล็กฉากขนาด $L - 150 \times 100 \times 9$ mm ยาว 25 cm ให้ขาเหล็กด้านยาว 150 mm เชื่อมติดกับปีกเสาโดยใช้ลวดเชื่อม E 70 ขนาดขาเชื่อม 6 mm และอาจจะใช้เหล็กฉากขนาด $L - 90 \times 90 \times 7$ mm ปิดที่ปลายคานด้านบนยึดคานให้อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการและให้หมุนได้

ตัวอย่างที่ 7.6 จงออกแบบการต่อคานกับเสาโดยใช้เหล็กรูปตัวทีรองใต้คาน (stiffened beam seat-connection) เพื่อรับแรงปฏิกิริยาที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 7.5 ตัน และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 9 ตัน จากคานขนาด $W400 \times 66$ ใช้ลวดเชื่อมชนิด E 60 เหล็กชนิด ASTM A36 มาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

วิธีทำ

หน้าตัด $W400 \times 66$ มี h = 400 mm, b_f = 200 mm, t_w = 8 mm, t_f = 13 mm, r = 16 mm, A = 84.12 cm^2, w = 66.0 kg/m, I_x = 23,700 cm^4, I_y = 1,740 cm^4, r_x = 16.8 cm, r_y = 4.54 cm, S_x = 1,190 cm^3, S_y = 174 cm^3, Z_x = 1,285.95 cm^3

ออกแบบโดยวิธี AISC/ASD

น้ำหนัก $R = P = D + L = 7.5 + 9 \text{ tonne} = 16{,}500 \text{ kg}$

ขั้นตอนที่ 1 หาขนาดของเหล็กรูปตัวที

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กตัวทีเพื่อไม่ให้ปีกคานเกิดการครากเฉพาะที่ (local web yielding) จากสูตร

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

โดย R = 16,500 kg หน้าตัด $W400 \times 66$ มี $t_w = 0.8 \text{ cm}, t_f = 1.3 \text{ cm}, r = 1.6 \text{ cm}, k = t_f + r = 2.9$ cm เหล็ก ASTM A36 มี E = 2,040,000 ksc และ F_y = 2500 ksc

$$\frac{16{,}500}{(2.5 \times 2.9 + N) \times 0.8} = 0.66 \times 2500$$

$$2.5 \times 2.9 + N = \frac{16{,}500}{0.8 \times 0.66 \times 2500} = 12.5$$

$$N = 12.5 - 2.5 \times 2.9 = 5.25 \text{ cm}$$

ความกว้างโดยประมาณของเหล็กตัวทีเพื่อไม่ให้แผ่นตั้งของคานเกิดการยู่ (web crippling) จากสูตร

$$R = 0.20t_w^2\left[1 + 3\frac{N}{d}\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{EF_y\left(\frac{t_f}{t_w}\right)}$$

โดย R = 16,500 kg หน้าตัด $W400 \times 66$ มี d = h = 40 cm, $t_w = 0.8 \text{ cm}, t_f = 1.3 \text{ cm}, r = 1.6 \text{ cm}$, เหล็ก ASTM A36 มี E = 2,040,000 ksc และ F_y = 2500 ksc

$$16{,}500 = 0.20 \times 0.8^2 \times \left[1 + 3\frac{N}{40} \times \left(\frac{0.8}{1.3}\right)^{1.5}\right]\sqrt{2{,}040{,}000 \times 2500 \times \left(\frac{1.3}{0.8}\right)}$$

$$16{,}500 = 0.128\left[1 + \frac{3N}{40} \times 0.482747409\right]\sqrt{8{,}287{,}500{,}000}$$

$$1 + \frac{3N}{40} \times 0.482747409 = \frac{16{,}500}{0.128\sqrt{8{,}287{,}500{,}000}} = 1.415996578$$

$$\frac{3N}{40} \times 0.482747408 = 0.415996578$$

$$N = 0.415996578 \times \frac{40}{3 \times 0.482747408} = 11.49 \text{ cm}$$

ดังนั้นใช้ N = 11.49 cm ถ้าเว้นระยะห่างระหว่างปลายคานกับหน้าเสา 1.2 cm จะต้องการเหล็กตัวทีกว้าง

$= 11.49 + 1.2 = 12.69$ cm ใช้เหล็กตัวทีกว้าง 15 cm

เลือกเหล็กหน้าตัดตัวที โดยความหนาของเหล็กแผ่นตั้งไม่น้อยกว่าความหนาของแผ่นตั้งของคาน และมีอัตราส่วนของความกว้างหรือความลึกต่อความหนาไม่เกินกว่าข้อกำหนด ซึ่งเหล็กแผ่นตั้งของรูปตัดตัวทีต้องสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดด้วย

ทดลองเลือก $WT-220\times62$ มาจาก $W-440\times124$ ซึ่งมี $d=h=220$ mm, $b_f=300$ mm, $t_w=11$ mm, $t_f=18$ mm, $r=24$ mm, $A=78.7$ cm^2, $w=62$ kg/m, I_x = 2,683 cm^4, I_y = 4,055.7 cm^4, r_x = 5.8386 cm, r_y = 7.1785 cm, S_{xT} = 662.31 cm^3, S_{xB} = 149.48 cm^3, S_y = 270.38 cm^3, Z_x = 267.20 cm^3, Z_y = 413.81 cm^3, c_y =17.95 cm

$$\frac{b_f}{2t_f}=\frac{30}{2\times1.8}=8.333<0.56\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}=0.56\sqrt{\frac{2,040,000}{2,500}}=15.997$$

$$\frac{d}{t_w}=\frac{22}{1.1}=20<0.75\sqrt{\frac{E_s}{F_y}}=0.75\sqrt{\frac{2,040,000}{2,500}}=21.424$$

หน้าตัดที่เลือกมาใช้ได้

โมเมนต์ดัดที่เหล็กแผ่นตั้งของหน้าตัดตัวทีต้องรับ

$$M=R\left(\frac{N}{2}+1.2\right)=16,500\times\left(\frac{11.49}{2}+1.2\right)=114,592.5 \text{ kg.cm}$$

หน่วยแรงดัดที่กระทำ

$$f_b=\frac{M}{S}=\frac{6M}{t_w d^2}=\frac{6\times114,592.5}{1.1\times22^2}=1291.42562 \text{ ksc} < 0.6F_y = 0.6\times2500 = 1500 \text{ ksc}$$

ดังนั้นเลือกรูปตัด WT-220 × 62 ยาว 15 cm เชื่อมติดกับปีกเสา

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยต่อเชื่อมที่ปีกเสา โดยทำรอยต่อเชื่อมกับปีกเสาดังรูป ให้รอยเชื่อมกว้าง 1 หน่วย เป็นรูปตัว L ความยาวขายาว L ความยาวขาสั้น 0.25L เป็นการเชื่อมใต้ปีกตัวที พื้นที่รอยเชื่อม

$$\sum A=2\times(L+0.25L)\times1=2.5L$$

หาตำแหน่งเซนทรอยด์จากศูนย์กลางรอยเชื่อมบน

$$\bar{y}=\frac{\sum Ay}{\sum A}=\frac{2\times(0.25L\times1)\times0+2\times(L\times1)\times\frac{L}{2}}{2.5L}=0.4L$$

เส้นยาว 0.25L สองเส้นห่างแกนสะเทินระยะ 0.4L หาโมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนสะเทิน

$$I = 2\times(0.25L\times1)\times(0.4L)^2 + 2\times\frac{1\times(0.4L)^3}{3} + 2\times\frac{1\times(L-0.4L)^3}{3}$$

$$I = 0.08L^3 + \frac{0.128L^3}{3} + \frac{0.432L^3}{3} = \frac{0.24+0.128+0.432}{3}L^3 = \frac{0.8L^3}{3}$$

$$S_{top} = \frac{I}{\bar{y}} = \frac{0.8L^3}{3}\times\frac{1}{0.4L} = \frac{2L^2}{3}$$

เนื่องจากรอยเชื่อมอยู่ใต้ปีกคานซึ่งหนา 1.8 cm ความลึกตัวที 22 cm ดังนั้น

$$L = 22 - 1.8 = 20.2 \text{ cm}$$

หน่วยแรงเฉือนจากแรงเฉือนอยู่ในแนวตั้ง

$$f_s = \frac{R}{A} = \frac{R}{2.5L} = \frac{16{,}500}{2.5\times20.2} = 326.733 \text{ kg/cm}$$

หน่วยแรงดัดที่รอยเชื่อมบนซึ่งเป็นแรงดึงและอยู่ในแนวนอน

$$f_h = \frac{M}{S_{top}} = \frac{3M}{2L^2} = \frac{3\times114{,}592.5}{2\times20.2^2} = 421.255 \text{ kg/cm}$$

(ส่วนที่อยู่ใต้แกนสะเทินเป็นแรงอัดจากโมเมนต์ดัดที่เนื้อของแผ่นตั้งตัวทีช่วยรับอยู่ รอยเชื่อมจึงอาจจะไม่ต้องรับหรือรับเป็นส่วนน้อย หากจะฉีกขาดจะเริ่มจากรอยเชื่อมบน)

หน่วยแรงลัพธ์ที่รอยเชื่อมบน

$$f_r = \sqrt{f_s^2 + f_h^2} = \sqrt{326.733^2 + 421.255^2} = 533.114 \text{ kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของลวดเชื่อม

$$F_r = (0.3F_v)(0.707) = (0.3\times4200)\times(0.707) = 890.82 \text{ kg/cm} > f_r = 533.114 \text{ kg/cm}$$

ต้องการขนาดขาเชื่อม

$$t_w = \frac{f_r}{F_r} = \frac{533.114}{890.82} = 0.598 \text{ cm} = 5.98 \text{ mm}$$

ค่า F_v = 4200 ksc สำหรับลวดเชื่อมชนิด E 60 (ถ้าเป็น E 70 ค่า F_v = 4900 ksc)

ดังนั้นใช้ลวดเชื่อมชนิด E 60 ขนาดขาเชื่อม 8 mm

ตรวจสอบการรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่นตั้ง

$$F_{vW} = 0.4F_y t = 0.4\times2{,}500\times1.1 = 1{,}100 \text{ kg/cm} > f_s = 326.733 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้นใช้เหล็กรูปตัดตัวที ขนาด $WT-220\times62$ ยาว 15 cm เชื่อมแบบฟิลเล็ตกับปีกเสาด้วยลวดเชื่อมชนิด E60 ขนาดขาเชื่อม 8 mm และที่ปลายคานด้านบนใช้เหล็กฉากขนาด $L-90\times90\times7$ mm ยาว 25 cm เพื่อยึดคานให้อยู่ในตำแหน่งที่ต้องการและให้หมุนได้

ตัวอย่างที่ 7.7 จงออกแบบการเชื่อมต่อปลายคานรูปตัด $W450\times76$ กับเสา รับแรงปฏิกิริยา 16.5 ตัน และโมเมนต์ดัด 22 ตัน.เมตร ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 ลวดเชื่อมชนิด E 70 ใช้ฐานรองรับเหล็กฉากขนาด $L-150\times100\times15$ mm

วิธีทำ เนื่องจากโจทย์ไม่แยกแรงว่ามาจากน้ำหนักบรรทุกคงที่เท่าใด จากน้ำหนักบรรทุกจรเท่าใด การที่จะออกแบบตามวิธี AISC/LRFD จึงต้องมีการเดาขึ้นมา ดังนั้นตัวอย่างนี้จึงจะ**ออกแบบตามวิธี AISC/ASD**

คาน $W450\times76$ มี d = 450 mm, b_f = 200 mm, t_w = 9 mm, t_f = 14 mm, r = 18 mm, A = 96.774 cm^2, w = 76 kg/m, I_x = 33,456 cm^4, I_y = 1,871.6 cm^4, r_x = 18.593 cm, r_y = 4.3977 cm, S_x = 1,486.9 cm^3, S_y=187.16 cm^3, Zx = 1,679.3 cm^3, Z_y = 290.93 cm^3

ขั้นตอนที่ 1 ออกแบบรอยเชื่อมแบบต่อทาบเพื่อรับแรงปฏิกิริยา 16.5 ตัน

ใช้ขายาวของเหล็กฉากแนบกับปีกเสา รอยเชื่อมจะยาวที่สุดไม่เกิน 15 cm

ความยาวรอยเชื่อมที่ต้องการ $L=\dfrac{R}{(0.3F_v)(0.707)t_w}$ สมมติขนาดขาเชื่อม $t_w=6$ mm ดังนั้น

$$L=\frac{16{,}500}{(0.3\times4900)(0.707)\times0.6}=26.46 \text{ cm ข้างละ } =\frac{26.46}{2}=13.23 \text{ cm ใช้ 15 cm}$$

ขั้นตอนที่ 2 ออกแบบรอยเชื่อมต่อเพื่อรับโมเมนต์ดัด 22 ตัน.เมตร

การออกแบบทำได้ 2 วิธี คือ

(ก) แบบให้คานชิดหน้าเสา และ

(ข) แบบให้คานไม่ชิดหน้าเสาโดยห่างประมาณ 12 mm เพื่อสะดวกในการยกติดตั้ง

(ก) ออกแบบให้คานชิดหน้าเสา

แรงดึงแรงอัดที่เกิดขึ้นในปีกคานเนื่องจากโมเมนต์ดัด โดยไม่คิดว่าแผ่นตั้งช่วยรับโมเมนต์ แนวแรงผ่านกึ่งกลางความหนาของปีกคาน ระยะแขนโมเมนต์คือ

แขนโมเมนต์ $d_m=d-\dfrac{t_f}{2}-\dfrac{t_f}{2}=45-\dfrac{1.4}{2}-\dfrac{1.4}{2}=45-1.4=43.6$ cm

แรงดึง T และแรงอัด C ในปีกคาน

$$T=C=\frac{M}{d_m}=\frac{22\times1000\times100}{43.6}=50{,}458.7156 \text{ kg}$$

แรงดึงนี้จะส่งจากปีกคานไปยังเสาผ่านรอยเชื่อมแบบต่อชนชนิด bevel

แต่กำลังรับแรงดึงของปีกคานตรงรอยเชื่อมตลอดความกว้างของปีกคาน

$$T_1 = 0.6F_y b_f t_f = 0.6 \times 2500 \times 20 \times 1.4 = 42{,}000 \text{ kg} < 50{,}458.7156 \text{ kg}$$

ดังนั้น ต้องเสริมแผ่นเหล็กรับแรงส่วนที่ยังขาดอยู่

$$T_2 = 50{,}458.7156 - 42{,}000 = 8{,}458.7156 \text{ kg}$$

ใช้แผ่นเหล็กเชื่อมติดหลังคานแบบต่อทาบ แล้วเชื่อมติดกับปีกเสาแบบต่อชน ดังนั้นหาขนาดของแผ่นเหล็ก โดยขั้นแรกสมมติให้ความหนาแผ่นเหล็ก 8 mm หาความกว้างของแผ่นเหล็ก

$$b = \frac{T_2}{0.6F_y t} = \frac{8{,}458.7156}{0.6 \times 2500 \times 0.8} = 7.049 \text{ cm}$$

สมมติให้แผ่นเหล็กกว้าง 7.5 cm = 75 mm ขนาดขาเชื่อมเมื่อความหนาของแผ่นเหล็ก 6 mm ขึ้นไป ลดลง 2 mm จากความหนา ดังนั้นขนาดขาเชื่อมควรจะเป็น $t_w = 8 - 2 = 6$ mm ดังนั้นความยาวรอยเชื่อม

$$L = \frac{T_2}{(0.3F_v)(0.707)t_w} = \frac{8{,}458.7156}{(0.3 \times 4{,}900)(0.707) \times 0.6} = 13.565 \text{ cm}$$

ความยาวรอยเชื่อมด้านกว้าง 7.5 cm เหลือสองข้าง = 13.565 – 7.5 = 6.065 cm สองข้างๆ ละ 3.0325 cm ใช้ 5 cm แผ่นเหล็กกว้าง 7.5 cm ยาว 5 cm หนา 8 mm หรือ $PL - 75 \times 50 \times 8$ mm

(ข) ออกแบบไม่ให้คานชิดหน้าเสา

ใช้แผ่นเหล็กที่หลังคานรับแรงดึง และเหล็กฉากรองด้านล่างรับแรงอัด ส่วนที่รับแรงดึงใช้รอยเชื่อมแบบต่อชนชนิด Bevel

เนื่องจากการใช้แผ่นเหล็กและเหล็กฉากยึดปีกคาน แขนโมเมนต์จึงเท่ากับความลึกของคาน 45 cm แรงดึงและแรงอัดที่เกิดขึ้น

$$T = C = \frac{M}{d_m} = \frac{22 \times 1000 \times 100}{45} = 48{,}889 \text{ kg}$$

หลังคานกว้าง 20 cm แต่จะทำเป็นสี่เหลี่ยมคางหมูให้รอยเชื่อมระหว่างแผ่นเหล็กยาวพอในการรับแรง สมมติว่าความกว้างแผ่นเหล็กตรงปลายคานกว้าง 17.5 cm ความหนาของแผ่นเหล็กจากการรับแรงดึงคือ

$$t = \frac{T}{0.6F_y b} = \frac{48{,}889}{0.6 \times 2500 \times 17.5} = 1.86 \text{ cm} = 18.6 \text{ mm ใช้ } 20 \text{ mm}$$

การต่อทาบ ปีกคานบางกว่าแผ่นเหล็ก ความหนาปีกคาน 1.4 cm ลดลง 0.2 cm เหลือ 1.2 cm แต่ขนาดโตสุดของขาเชื่อมคือ 8 mm ดังนั้นความยาวของรอยเชื่อม หาได้จาก

$$L = \frac{T}{(0.3F_v)(0.707)t_w} = \frac{48{,}889}{(0.3\times 4900)(0.707)\times 0.8} = 58.8 \text{ cm ใช้ 60 cm}$$

ให้ส่วนของสี่เหลี่ยมคางหมูยาว 25 cm และตรงปลายกว้าง 10 cm จะได้รอยเชื่อมยาวมากกว่า 60 cm

ตัวอย่างที่ 7.8 จงออกแบบการยึดปลายเสา $W250\times 72.4$ กับฐานคอนกรีต แรงอัดประลัย 42 ตัน และโมเมนต์ดัดประลัย 7.5 ตัน.เมตร ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 สมมติกำลังต้านทานแรงกดประลัยของคอนกรีต 70 ksc

วิธีทำ

เสา $W250\times 72.4$ มี d = 250 mm, b_f = 250 mm, t_w = 9 mm, t_f = 14 mm, r = 16 mm, A = 92.18 cm^2, w = 72.4 kg/m, I_x = 10,800 cm^4, I_y = 3,650 cm^4, r_x =10.8 cm, r_y = 6.29 cm, S_x =867 cm^3, S_y =292 cm^3, Z_x = 936.89 cm^3

กำหนดให้ B = 50 cm = ด้านกว้างของแผ่นรองใต้เสา

L = 50 cm = ด้านยาวของแผ่นเหล็กรองใต้เสา

P_u = 42,000 kg = น้ำหนักตามแนวแกน

M_u = 750,000 kg.cm = โมเมนต์ดัดรอบแกนสะเทิน

หน่วยแรงกดประลัย

$$q_u = \frac{P_u}{BN} \pm \frac{6M}{BN^2} = \frac{42{,}000}{50\times 50} \pm \frac{6\times 750{,}000}{50\times 50^2}$$

$$q_u = 16.8 \pm 36$$

$$q_u = 16.8 + 36 = 52.8 \text{ ksc แรงอัด}$$

$$q_u = 16.8 - 36 = -19.2 \text{ ksc แรงดึง}$$

ถ้าหน่วยแรงกดประลัยแปรเป็นเส้นตรง สมมติระยะ x วัดจากตำแหน่งแรงกดสูงสุด 52.8 ksc หน่วยแรงที่ระยะ x ใดๆ หาได้จากสามเหลี่ยมคล้าย

$$\frac{q_u + 19.2}{52.8 + 19.2} = \frac{50 - x}{50}$$

$$q_u = (52.8 + 19.2)\frac{50 - x}{50} - 19.2$$

$$q_u = 72 - 1.44x - 19.2$$

$$q_u = 52.8 - 1.44x$$

แรงเฉือนที่ระยะ x จากหน่วยแรง 52.8 ksc เป็นพื้นที่สี่เหลี่ยมคางหมู ด้านคู่ขนานยาว 52.8 กับ 52.8 – 1.44 x ระยะระหว่างคู่ขนาน x แรงเฉือนคือพื้นที่สี่เหลี่ยมคางหมูนี้

$$V_u = \frac{x}{2}(52.8 + 52.8 - 1.44x) = 52.8x - 0.72x^2$$

โมเมนต์ดัดที่ระยะ x จากหน่วยแรง 52.8 ksc แบ่งสี่เหลี่ยมคางหมูเป็นสามเหลี่ยมสองรูป หาโมเมนต์ดัดที่รอยตัดหรือระยะ x ดังนี้

$$M_u = \frac{1}{2} \times 52.8 \times x \times \frac{2x}{3} + \frac{1}{2} \times (52.8 - 1.44x) \times x \times \frac{x}{3}$$

$$M_u = 17.6x^2 + 8.8x^2 - 0.24x^3$$

$$M_u = 26.4x^2 - 0.24x^3$$

หน้าตัดวิกฤตอยู่ที่ระยะ

$$x = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{50 - 0.95 \times 25}{2} = 13.125 \text{ cm}$$

โมเมนต์ดัดที่หน้าตัดวิกฤต

$$M_u = 26.4 \times 13.125^2 - 0.24 \times 13.125^3 = 4{,}005.175781 \text{ kg.cm/cm}$$

ความหนาของแผ่นเหล็กที่รองใต้เสา

$$t = \sqrt{\frac{4M_u}{\phi_b F_y}} = \sqrt{\frac{4 \times 4{,}005.175781}{0.9 \times 2500}} = 2.668 \text{ cm} = 26.7 \text{ mm ใช้ } t = 28 \text{ mm}$$

หาขนาดและจำนวนของสลักสมอ (anchor bolt) ที่ต้องใช้ โดยศูนย์กลางห่างจากหน้าเสา 6.25 cm ซึ่งคือกึ่งกลางระยะจากหน้าเสาถึงปลายแผ่นรอง

$$= \frac{50 - 25}{2 \times 2} = \frac{25}{4} = 6.25 \text{ cm}$$

(ก) พิจารณาให้สลักสมอรับโมเมนต์ดัดที่กระทำทั้งหมด

โมเมนต์ดัดประลัย

$$M_u = 7.5 \times 1000 \times 100 = 750{,}000 \text{ kg.cm}$$

แขนโมเมนต์

$$d_m = 6.25 + 25 + 6.25 = 37.5 \text{ cm}$$

แรงดึงและแรงอัดที่สลักเกลียวต้องรับ

$$T = C = \frac{M_u}{d_m} = \frac{750,000}{37.5} = 20,000 \quad \text{kg}$$

เลือกเหล็ก RB 19 mm ชนิด SR-24 มี F_y = 2400 ksc, F_u = 3900 ksc

เนื้อที่หน้าตัดเหล็กหนึ่งเส้น

$$A_{s1} = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi \times 1.9^2}{4} = 2.835 \quad \text{cm}^2$$

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการแต่ละด้าน

$$n_b = \frac{T}{0.75(0.75F_u)A_{s1}} = \frac{20,000}{0.75 \times 0.75 \times 3900 \times 2.835} = 3.22 \Rightarrow 4 \quad \text{ตัว}$$

(ข) พิจารณาให้สลักสมอรับโมเมนต์ดัดที่กระทำแต่พิจารณาผลของแรงอัดด้วย

ระยะเยื้องศูนย์

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{7.5}{42} = 0.17857 \quad \text{m} = 17.857 \text{ cm}$$

จุดที่หน่วยแรงอัดกระทำเป็น 0 กล่าวคือ

$$q_u = 52.8 - 1.44x = 0$$

$$x = \frac{52.8}{1.44} = 36.667$$

แรงอัดใต้แผ่นรอง R_u จะห่างจากขอบนอกของแผ่นเหล็ก $\frac{36.667}{3}$ ขณะที่ขอบของแผ่นเหล็กห่างจากหน้าเสาระยะ $\frac{50-25}{2} = 12.5$ cm ดังนั้นแรงอัดลัพธ์ R_u จึงห่างจากหน้าเสาเป็นระยะ

$$= 12.5 - \frac{36.667}{3} = 0.2778 \quad \text{cm}$$

แรง T เป็นแรงดึงของสลักสมอ เมื่อวัดถึง R_u ได้แขนโมเมนต์ยาว

$$d_m = 6.25 + 25 + 0.2778 = 31.5278 \quad \text{cm}$$

น้ำหนัก P_u = 42,000 kg ห่างจากศูนย์กลางเสา e = 17.857 cm ระยะจากศูนย์กลางเสาถึงขอบเสา $= \frac{25}{2} = 12.5$ cm และหน้าเสาถึงแนวแรง R_u คือ 0.2778 cm ดังนั้น P_u ห่างแนวแรง R_u หรือแขนโมเมนต์ของแรง P_u คือ

$$d_{m1} = 17.857 - 12.5 - 0.2778 = 5.0792 \quad \text{cm}$$

ดังนั้นเมื่อให้ R_u เป็นแกนหมุน สมดุลของโมเมนต์คือ

$$Td_m = P_u d_{m1}$$

$$31.5278T = 42,000 \times 5.0792$$

$$T = \frac{42,000 \times 5.0792}{31.5278} = 6,766.295143 \quad \text{kg}$$

เลือกเหล็ก RB 19 mm ชนิด SR-24 มี F_y = 2400 ksc, F_u = 3900 ksc

เนื้อที่หน้าตัดเหล็กหนึ่งเส้น

$$A_{s1} = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi \times 1.9^2}{4} = 2.835 \quad cm^2$$

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการแต่ละด้าน

$$n_b = \frac{T}{0.75(0.75F_u)A_{s1}} = \frac{6,766.295143}{0.75 \times 0.75 \times 3900 \times 2.835} = 1.09 \Rightarrow 2 \quad \text{ตัว}$$

ระยะที่ต้องฝังยึดสลักสมอในคอนกรีต

ให้หน่วยแรงยึดเหนี่ยวระหว่างคอนกรีตกับสลักสมอ 25 ksc โดยต้องงอปลายเป็น J-bolt สลักสมอแต่ละเส้นรับแรงถอน

$$P_{wd} = \frac{T}{2} = \frac{6,766.295143}{2} = 3,383.15 \text{ kg}$$

โดยที่แรงถอน

$$P_{wd} = u\pi d_b L$$

$$L = \frac{P_{wd}}{u\pi d_b} = \frac{3,383.15}{25 \times \pi \times 1.9} = 22.67$$

ใช้ J-bolt ขนาด 19 mm ยาว 25 cm จากผิวใต้แผ่นรองใต้เสาถึงจุดที่เริ่มงอตัว J

ขนาดรอยเชื่อมระหว่างเสาเหล็กกับแผ่นเหล็กรองใต้เสา

หน่วยแรงดึงที่ปีกเสา

$$f_t = \frac{M_u}{Z_x} - \frac{P_u}{A} = \frac{750,000}{936.89} - \frac{42,000}{92.18} = 344.89 \quad \text{ksc}$$

แรงดึงที่ปีกเสา

$$T = f_t b_f t_f = 344.89 \times 25 \times 1.4 = 12,071.17 \quad \text{kg}$$

ถ้าใช้ลวดเชื่อมชนิด E 60 ขนาดขาเชื่อม 8 mm เชื่อมตลอดความกว้างของปีกเสา

กำลังของรอยเชื่อมในการรับแรงดึง

$$T_w = 0.75(0.6F_v)(0.707)Lt_w = 0.75(0.6 \times 4200)(0.707) \times 25 \times 0.8$$

$$T_w = 26,724.6 \quad \text{kg} > T = 12,071.17 \text{ kg}$$

แบบฝึกหัดเรื่องรอยต่อเชื่อม

รอยเชื่อมพอก (Fillet Welds)

[1] [Segui 7.11-1] จงหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุดที่กระทำได้ หากอัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานเท่ากับ 2.5 ให้ตรวจสอบการวิบัติทุกกรณีที่เป็นไปได้ ท่อนรับแรงดึงเป็นเหล็ก ASTM A572 Grade 50 ส่วนแผ่นประกับเหล็กเป็นเหล็กชนิด ASTM A36 ลวดเชื่อมชนิด E70 ขนาด 5 mm

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P7.11-1

[2] [Segui 7.11-2] จงหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุดที่กระทำบนจุดต่อได้ ให้อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานเท่ากับ 3.0 ให้ตรวจสอบการวิบัติทุกกรณีที่เป็นไปได้ ท่อนรับแรงดึงเป็นเหล็ก ASTM A36 ลวดเชื่อมชนิด E70 ขนาด 6 mm ท่อนรับแรงดึงเป็นเหล็กฉากคู่ และเชื่อมตลอดตามรูปที่ P7.11-2

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P7.11-2

[3][Segui 7.11-3] จงหาแรงดึงใช้งานสูงสุด P ที่จุดต่อสามารถรับได้ อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานเท่ากับ 2.0 แผ่นเหล็กแต่ละแผ่นขนาด $PL-175\times19$ mm เหล็กชนิด ASTM A242 ลวดเชื่อมชนิด E70 ขนาดขาเชื่อม 12 mm

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P7.11-3

[4][Segui 7.11-4] ชิ้นส่วนรับแรงดึงต่อโดยวิธีเชื่อม ลวดเชื่อมชนิด E70 ขนาดขาเชื่อม 6 mm ดังรูป P7.11-4 แต่ละด้านของแผ่นประกับเชื่อมดังแสดง เหล็กแผ่นกลางเดี่ยว $PL-150\times12$ mm ส่วนสองแผ่นประกบนอกแต่ละแผ่นขนาด $PL-75\times8$ mm เหล็กทุกแผ่นเป็นชนิด ASTM A36 จงหาน้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุด เมื่อน้ำหนักบรรทุกคงที่กับน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานมีสัดส่วนเท่าๆ กัน

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P7.11-4

[5][Segui 7.11-5] จงออกแบบรอยเชื่อมที่แสดงในรูปที่ P7-11-5 น้ำหนักบรรทุกที่แสดงเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน เหล็กฉากมี F_y = 3500 ksc และแผ่นประกับมี F_y = 2500 ksc ให้เขียนแสดงรายละเอียดให้ครบถ้วน

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P7.11-5

[6][Segui 7.11-7] จงออกแบบรอยเชื่อมต่อของหน้าตัด MC250×34.6 เหล็ก ASTM A572 Grade 50 ส่วนแผ่นประกับหนา 9 mm เป็นเหล็กชนิด ASTM A36 ให้เขียนรายละเอียดของจุดต่อเชื่อมอย่างชัดเจน

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P7.11-7

[7][Segui 7.11-8] จงออกแบบรอยเชื่อมต่อที่แสดง โดยพิจารณาแรงดึงจากที่ชิ้นส่วนทนทานได้ ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 ให้เขียนแสดงรายละเอียดจุดต่ออย่างละเอียด

FIGURE P7.11-8

[8][Segui 7.11-9] ให้ออกแบบโดยใช้เหล็กฉากคู่รับแรงดึงจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 5,443 kg และจากน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 16,330 kg ชิ้นส่วนยาว 4.80 เมตร ใช้แผ่นประกับเหล็กหนา 15 mm เหล็กที่ใช้ชนิด ASTM A36 เขียนแสดงรายละเอียดให้มากพอที่จะนำไปก่อสร้างได้

[9][Segui 7.11-10] จงออกแบบท่อนรับแรงดึงและจุดต่อปลายด้วยการเชื่อม โดยมีเงื่อนไขดังนี้

(1) ท่อนรับแรงดึงเป็นเหล็กรางมาตรฐานที่ใช้ในไทย

(2) ความยาว 5.33 เมตร

(3) แผ่นตั้งของเหล็กรางเชื่อมติดกับแผ่นประกับเหล็กหนา 9 mm

(4) เหล็กรางเป็นชนิด ASTM A572 Grade 50 ส่วนแผ่นประกับ ASTM A36

(5) น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 24,500 kg น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 36,300 kg และแรงลม 34,000 kg

ให้แสดงรายละเอียดอย่างชัดเจนที่จะนำไปก่อสร้างได้จริง

จุดต่อเชื่อมเยื้องศูนย์ โดยรอยเชื่อมรับเฉพาะแรงเฉือน

[10][Segui 8.4-1] จงใช้วิธีวิเคราะห์แบบอิลาสติก หาแรงสูงสุดในรอยเชื่อมเป็น kg/cm

FIGURE P8.4-1

[11][Segui 8.4-2] จงใช้วิธีวิเคราะห์แบบอิลาสติก หาแรงสูงสุดในรอยเชื่อมเป็น kg/cm

FIGURE P8.4-2

[12][Segui 8.4-3] จงใช้วิธีวิเคราะห์แบบอิลาสติก หาแรงสูงสุดในรอยเชื่อมเป็น kg/cm

FIGURE P8.4-3

[13][Segui 8.4-4] ให้ใช้วิธีวิเคราะห์แบบอิลาสติก ตรวจสอบว่ารอยเชื่อมเพียงพอหรือไม่ ให้แรงเฉือนในชิ้นส่วนและแผ่นเหล็กนั้นเพียงพอ น้ำหนักบรรทุก4,536 kg เป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งานโดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 25% ที่เหลือ 75% เป็นน้ำหนักบรรทุกจร

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P8.4-4

[14][Segui 8.4-5] ให้ใช้ลวดเชื่อมชนิด E70 ให้หาขนาดการเชื่อม โดยวิเคราะห์ด้วยวิธีอิลาสติก ให้แผ่นเหล็กสามารถรับแรงเฉือนได้

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P8.4-5

[15][Segui 8.4-6] ให้ตรวจสอบกำลังของรอยเชื่อม แรง 9,000 kg เป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน อัตราส่วนน้ำหนักบรรทุกจรใช้งานต่อน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานเท่ากับ 2.0 วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก แผ่นเหล็กและชิ้นส่วนรับแรงเฉือนได้อย่างปลอดภัย

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P8.4-6

[16][Segui 8.4-7] ให้วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก คำนวณหาแรงในรอยเชื่อมเป็น kg/cm เนื่องจากการเยื้องศูนย์

FIGURE P8.4-7

[17][Segui 8.4-8] ให้วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก คำนวณหาแรงในรอยเชื่อมเป็น kg/cm เนื่องจากการเยื้องศูนย์

FIGURE P8.4-8

[18][Segui 8.4-9] เหล็กฉากขนาด $L-150\times150\times12$ mm ยึดติดกับแผ่นประกับเหล็กหนา 15 mm โดยเชื่อมยึดด้วยลวดเชื่อม E70 ให้กำลังของรอยเชื่อมเท่ากับกำลังของเหล็กฉาก จัดรอยเชื่อมไม่ให้เกิดการเยื้องศูนย์ ชนิดเหล็ก ASTM A36 ให้ชิ้นส่วนรับแรงได้โดยปลอดภัย

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

[19][Segui 8.4-13] จุดต่อชิ้นส่วนด้วยลวดเชื่อมดังรูปที่ P8.4-13 แรงที่กระทำเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ให้ใช้วิธี AISC/LRFD หาขนาดการเชื่อม วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก

FIGURE P8.4-13

[20][Segui 8.4-14] จุดต่อชิ้นส่วนด้วยลวดเชื่อมดังรูปที่ P8.4-13 แรงที่กระทำเป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ให้ใช้วิธี AISC/ASD หาขนาดการเชื่อม วิเคราะห์โดยวิธีอิลาสติก

FIGURE P8.4-13

[21][Segui 8.4-15] ให้ใช้วิธีวิเคราะห์แบบอิลาสติก ออกแบบรอยต่อเชื่อม สำหรับเหล็กฉากชนิด ASTM A36 ขนาด $L-150\times150\times12$ mm แผ่นประกับเหล็กหนา 15 mm และเป็นชนิด ASTM A36 ด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 14,000 kg น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 14,000 kg ใช้วิธี AISC/LRFD

(ก) ไม่ต้องปรับสมดุลของรอยเชื่อม เขียนรายละเอียดจุดต่อให้ชัดเจน

(ข) ปรับสมดุลความยาวของรอยต่อ เขียนรายละเอียดจุดต่อให้ชัดเจน

FIGURE P8.4-15

[22][Segui 8.4-16] ให้ใช้วิธีวิเคราะห์แบบอิลาสติก ออกแบบรอยต่อเชื่อม สำหรับเหล็กฉากชนิด ASTM A36 ขนาด $L-150\times150\times12$ mm แผ่นประกับเหล็กหนา 15 mm และเป็นชนิด ASTM A36 ด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 14,000 kg น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 14,000 kg ใช้วิธี AISC/ASD

(ก) ไม่ต้องปรับสมดุลของรอยเชื่อม เขียนรายละเอียดจุดต่อให้ชัดเจน

(ข) ปรับสมดุลความยาวของรอยต่อ เขียนรายละเอียดจุดต่อให้ชัดเจน

FIGURE P8.4-15

[23][Segui 8.4-17] เหล็กฉากเดี่ยวรับแรงดึงเชื่อมต่อกับแผ่นประกับเหล็กดังรูป P8.4-17 เหล็ก ASTM A36 ทั้งเหล็กฉากและแผ่นประกับเหล็ก

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD และขนาดการเชื่อมที่เล็กที่สุด ออกแบบรอยต่อ ไม่ต้องปรับความยาวของรอยเชื่อม

(ข) ให้ตรวจสอบผลการออกแบบตามข้อ (ก) โดยดูผลการเยื้องศูนย์ ปรับแก้ให้เหมาะสม

(ค) ให้เขียนรายละเอียดรอยต่อเชื่อมอย่างชัดเจน

FIGURE P8.4-17

[24][Segui 8.4-18] เหล็กฉากเดี่ยวรับแรงดึงเชื่อมต่อกับแผ่นประกับเหล็กดังรูป P8.4-17 เหล็ก ASTM A36 ทั้งเหล็กฉากและแผ่นประกับเหล็ก

(ก) ใช้วิธี AISC/ASD และขนาดการเชื่อมที่เล็กที่สุด ออกแบบรอยต่อ ไม่ต้องปรับความยาวของรอยเชื่อม

(ข) ให้ตรวจสอบผลการออกแบบตามข้อ (ก) โดยดูผลการเยื้องศูนย์ ปรับแก้ให้เหมาะสม

(ค) ให้เขียนรายละเอียดรอยต่อเชื่อมอย่างชัดเจน

FIGURE P8.4-17

[25][Segui 8.4-19]

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD ออกแบบรอยต่อเชื่อมของหูช้างที่แสดงในรูป P8.4-19 เหล็กทุกชิ้นเป็นชนิด ASTM A36 ระยะ 250 mm เป็นค่าสูงสุด

(ข) ให้อธิบายว่าเหตุผลใดรอยเชื่อมของท่านเหมาะสมที่สุด

FIGURE P8.4-19

[26][Segui 8.4-20]

(ก) ใช้วิธี AISC/ASD ออกแบบรอยต่อเชื่อมของหูช้างที่แสดงในรูป P8.4-19 เหล็กทุกชิ้นเป็นชนิด ASTM A36 ระยะ 250 mm เป็นค่าสูงสุด

(ข) ให้อธิบายว่าเหตุผลใดรอยเชื่อมของท่านเหมาะสมที่สุด

FIGURE P8.4-19

รอยเชื่อมเยื้องศูนย์ รับทั้งแรงเฉือนและแรงดึง

[27][Segui 8.5-1] จงหาแรงสูงสุดในรอยเชื่อมเป็น kg/cm

FIGURE P8.5-1

[28][Segui 8.5-2] จงหาแรงสูงสุดในรอยเชื่อมเป็น kg/cm

dimension in mm

FIGURE P8.5-2

[29][Segui 8.5-3] ให้ใช้ลวดเชื่อมชนิด E70 ขนาดการเชื่อมใหญ่ที่สุด แบบการเชื่อมแบบพอก fillet ให้หาแรงปฏิกิริยาที่มากที่สุด R (ที่รอยเชื่อมรับได้) ที่รอยต่อในรูปที่ P8.5-3 สามารถรับเอาไว้ได้ คานและเสาเป็นเหล็กชนิด ASTM A992 เหล็กฉากเป็น ASTM A36 ไม่ต้องคิดการเชื่อมอ้อมปลายที่ด้านบนของรอยเชื่อม

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P8.5-3

[30][Segui 8.5-4] หูช้างทำด้วยเหล็ก ASTM A36 เชื่อติดกับเสา W350×136 ชนิดเหล็ก ASTM A992 ใช้ลวดเชื่อมชนิด E70 จงหาขนาดการเชื่อม แรงกระทำประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 3,630 kg น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 8,200 kg

(ก) โดยวิธี AISC/ASD

(ข) โดยวิธี AISC/LRFD

FIGURE P8.5-4

[31][Segui 8.5-5] หูช้าง $WT-175\times24.8$ เชื่อมติดกับเสา $W-350\times136$ โดยใช้ลวดเชื่อมชนิด E70 ขนาดการเชื่อม 8 mm ดังรูป P8.5-5 จงหาน้ำหนักบรรทุกเพิ่มค่าสูงสุด P_u ที่จุดต่อรับได้ แล้วให้หาน้ำหนักบรรทุกใช้งานสูงสุด P_a

FIGURE P8.5-5

ข้อสอบปลายภาค 2/2550 ครุศาสตร์โยธา มทร.ธัญบุรี

[32] จงออกแบบหูช้างรับน้ำหนักจากเครนโรงงานซึ่งน้ำหนักบรรทุกคงที่ 3.5 ตัน น้ำหนักบรรทุกจรที่ยกได้ 15 ตัน โดยต้องเผื่อการเปลี่ยนแปลงความเร็วในการยกอีก 30 % ของน้ำหนักบรรทุกจร เสาที่รองรับเป็นขนาด $W-350\times136$ ตำแหน่งแรงกดจากเครนห่างจากหน้าเสา 150 mm ใช้เหล็กชนิด ASTM A36 ลวดเชื่อม E70

บทที่ 8 คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่

8.1 คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่

ในกรณีที่ไม่สามารถหาหน้าตัดเหล็กรูปพรรณที่ใหญ่พอในการรับน้ำหนัก จำเป็นต้องนำเหล็กแผ่นมาประกอบกันเป็น ***คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่*** (plate girder) โดยประกอบขึ้นจากแผ่นเหล็กอย่างน้อยสามแผ่น กล่าวคือ ***เหล็กแผ่นตั้ง*** (web) ที่มีอัตราส่วนความชะลูด $\frac{h}{t_w} > 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ตามวิธี LRFD หรือ $\frac{h}{t_w} > 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ตามวิธี ASD และเหล็กแผ่นปีกคาน (flange) ที่ด้านรับแรงอัดและแรงดึงสำหรับรับโมเมนต์ดัด การต่อยึดชิ้นส่วนเข้าด้วยกัน อาจจะใช้วิธีเชื่อม หรือใช้ตัวยึด หากใช้ตัวยึดจะใช้เหล็กฉาก (angle) เป็นตัวช่วยยึดระหว่างปีกกับแผ่นตั้ง ส่วนมากหน้าตัดประกอบนี้จะคล้ายรูปตัด I หรือ W หรือกล่อง

คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่ จะใช้ในกรณีที่ต้องการช่วงความยาวมากและไม่ต้องการให้มีเสาเกะกะ เช่นห้องจัดเลี้ยง ห้องประชุม ส่วนมากเพื่อสะดวกในการใช้สอยของผู้รับบริการมักจะให้ห้องเหล่านี้อยู่ชั้นล่าง ทำให้คานชั้นสองต้องรับน้ำหนักจากเสาชั้นเหนือขึ้นไปจึงเกิดแรงเฉือนมากขึ้น แผ่นตั้งอาจจะยู่หรือครากได้ง่าย จึงป้องกันโดยเสริมเหล็กแผ่นข้างคานเป็นระยะซึ่งถือว่าเป็นค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดด้วย ทำให้คานสามารถรับแรงเฉือนและแรงกดจากเสาได้ดี ดังนั้นการใช้ $\frac{h}{t_w}$ น้อยเกินไปจะไม่ประหยัดเนื่องจากต้องเสริมเหล็กข้างคานถี่มาก

หน้าตัดแบบต่างๆ ของคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่ แสดงไว้ดังรูปที่ 8.1

รูปที่ 8.1(ก) เป็นแบบธรรมดาของคานเหล็กประกอบแบบใช้หมุดย้ำ (riveted plate girder) ที่ปีกคานจะประกอบด้วยเหล็กฉากหนึ่งคู่ นำมาประกบกับเหล็กแผ่นตั้ง (solid web plate) ที่ขอบบนและขอบล่าง

รูปที่ 8.1(ข) เมื่อต้องรับโมเมนต์ดัดมากขึ้น จะเสริมแผ่นเหล็กเข้าที่ปีกคาน เรียกเหล็กที่เสริมนี้ว่า ***แผ่นเหล็กประกบ*** (cover plate) การยึดใช้หมุดย้ำ (rivet)

รูปที่ 8.1(ค) ทำเป็นรูปกล่อง (box girder) เป็นแบบทั่วไปที่ใช้ในโครงสร้างอาคาร

รูปที่ 8.1(ง) เป็นรูปกล่อง แต่ต้องรับน้ำหนักมากหากต้องจำกัดความลึก ก็เสริมเหล็กแผ่นตั้ง (web plate)

รูปที่ 8.1(จ) แสดงวิธีเลี่ยงการใช้แผ่นเหล็กประกบปีกคาน (cover plate) ที่มากเกินไป โดยเสริมแผ่นเหล็กเข้าไประหว่างเหล็กแผ่นตั้ง (web) กับปีกเหล็กฉาก (flange angle) ทำให้เนื้อที่หน้าตัดปีกคาน (flange) มากขึ้น แต่วิธีนี้ทำงานยากจึงไม่ค่อยนิยมกันนัก

รูปที่ 8.1(ฉ) และ (ช) แสดงแบบทั่วไปของคานเหล็กประกอบที่ได้จากการเชื่อม (welded plate girder) รอยต่อระหว่างเหล็กแผ่นตั้งกับแผ่นเหล็กปีกคานใช้การเชื่อมแบบต่อทาบ (fillet weld)

รูปที่ 8.1(ซ) ใช้คานตัว T ต่อด้วยเหล็กแผ่นด้วยวิธีต่อชน (butt weld)

รูปที่ 8.1 หน้าตัดทั่วไปของคานเหล็กประกอบ

รูปที่ 8.2 ส่วนต่างๆ ของคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่ที่ต่อด้วยตัวยึด

8.2 ลักษณะการวิบัติของคานเหล็กประกอบ

ลักษณะการวิบัติของคานเหล็กประกอบคล้ายกับคานรูปพรรณ เช่นที่ปีกคานด้านรับแรงดึงอาจจะคราก ส่วนปีกคานด้านรับแรงอัดอาจจะเกิดการโก่งเดาะเฉพาะแห่ง (FLB) หรือ เกิดการบิดและโก่งทางข้าง (LTB) นอกจากนี้แรงอัดในปีกคานด้านบนที่รับแรงอัดอาจจะทำให้แผ่นตั้งโก่งงอในแนวตั้งเนื่องจากแรงลัพธ์ที่ได้จากแรงอัดนั้น

รูปที่ 8.3 แรงลัพธ์ของแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในเหล็กแผ่นตั้ง

วิธีการป้องกันการโค้งงอของเหล็กแผ่นตั้งทำได้ 3 วิธี คือ

(1) โดยการลดอัตราส่วนความลึกต่อความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง คือเพิ่มความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

(2) โดยเสริมเหล็กที่ด้านข้างของเหล็กแผ่นตั้งเป็นช่วงๆ เรียกว่า เหล็กเสริมข้างคาน ซึ่งอาจจะเป็นเหล็กแผ่นแบน หรือเหล็กฉาก ทำให้กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่นตั้งมากขึ้น

(3) โดยเสริมเหล็กที่ด้านข้างของเหล็กแผ่นตั้งเป็นช่วงๆ ตลอดความยาวคาน ทำให้เหล็กแผ่นตั้งรับแรงเฉือนซึ่งก็คือแรงอัดในแนวทแยงเพิ่มมากขึ้น จากพฤติกรรมการกระจายแรงตามสมมติฐานว่าเหล็กแผ่นตั้งจะรับแรงดึงอย่างเดียวหลังจากเกิดการโค้งโก่งงอ ที่เรียกว่า tension-field action

รูปที่ 8.5 พฤติกรรมสมมติให้เหล็กแผ่นตั้งรับเฉพาะแรงดึงในแนวทแยง

รูปที่ 8.5 แสดงหลักการของการกระจายแรงที่เหล็กแผ่นตั้งรับเฉพาะแรงดึงอย่างเดียวหลังจากเกิดการโค้งโก่งงอ หรือ tension-field action นั่นคือ เมื่อเหล็กแผ่นตั้งรับแรงอัดในแนวทแยงไม่ไหวจนเกิดการโค้งโก่งงอไปแล้ว หากมีแรงอัดเพิ่มขึ้น เหล็กเสริมข้างคานกับเหล็กปีกคานจะรับแรงแทน โดยเหล็กเสริมข้าง

คานจะรับแรงในแนวตั้งซึ่งเป็นแรงย่อยของแรงอัดในแนวทแยงที่เพิ่มขึ้น และเหล็กปีกคานจะรับแรงในแนวนอนซึ่งเป็นแรงย่อยของแรงอัดในแนวทแยงที่เพิ่มขึ้น จึงเหลือเฉพาะแรงดึงในแนวทแยงเท่านั้นที่เหล็กแผ่นตั้งต้องรับต่อไป สังเกตว่าการรับแรงจะเป็นแบบเดียวกับโครงถักแบบ Pratt โดยเหล็กเสริมข้างคานเสมือนเป็นชิ้นส่วนในแนวตั้งของโครงถักซึ่งทำหน้าที่รับแรงอัด และเหล็กแผ่นตั้งในคานช่วงในเสมือนชิ้นส่วนในแนวทแยงของโครงถักซึ่งทำหน้าที่รับแรงดึง ดังนั้นกำลังต้านทานแรงเฉือนประลัยของเหล็กแผ่นตั้งจะประกอบด้วย กำลังต้านทานก่อนเหล็กแผ่นตั้งเกิดการโก่งงอ และกำลังต้านทานภายหลังที่เหล็กแผ่นตั้งเกิดการโก่งงอ (post buckling strength) ซึ่งเป็นผลจากการที่สมมติให้เหล็กแผ่นตั้งรับเฉพาะแรงดึงในแนวทแยงภายหลังการโก่งงอ (tension-field action)

บริเวณปลายคาน เมื่อระยะห่างของเหล็กเสริมข้างคานมากเกินไป tension-field action เกิดขึ้นไม่สมบูรณ์ ถือว่าไม่มีพฤติกรรมดังกล่าวในช่วงนี้

ในกรณีที่มีเสามาตั้งบนคานหรือมีน้ำหนักขนาดมากมากดบนคาน การวิบัติของเหล็กแผ่นตั้งอาจจะเกิดการคราก หรือการยู่ หรือเซออกทางข้างเมื่อไม่มีค้ำยัน ป้องกันได้โดยเสริมเหล็กข้างคานแบบรับแรงกด (bearing stiffener) ทั้งสองข้างของเหล็กแผ่นตั้งตรงตำแหน่งที่มีน้ำหนักเป็นจุดมากด เหล็กเสริมข้างคานนี้อาจจะเป็นเหล็กแผ่นแบน (flat plate) หรือเหล็กฉาก (angle) โดยต้องมีขนาดตามข้อกำหนดมาตรฐาน

8.3 ข้อพิจารณาสำหรับออกแบบคาน ตามมาตรฐาน AISC/ASD/LRFD

ความลึกทั้งหมดของคานเหล็กประกอบ

ปกติจะใช้ $\frac{L}{12} \le d \le \frac{L}{10}$ แต่ถ้าช่วงยาวไม่มากนักอาจจะใช้ $d \ge \frac{L}{8}$

โดยที่ d = ความลึกทั้งหมดของคาน

L = ช่วงความยาวของคาน

ขนาดของเหล็กแผ่นตั้ง

ขนาดของเหล็กแผ่นตั้งที่จะใช้ ให้พิจารณาจากอัตราส่วนความชะลูด $\frac{h}{t_w}$ เพื่อป้องกันการโก่งในแนวตั้งที่จะเกิดขึ้น ค่าอัตราส่วนความชะลูด $\frac{h}{t_w}$ สูงสุดที่ยอมให้ขึ้นกับ อัตราส่วนระหว่างระยะห่างของเหล็กเสริมข้างคาน (a) กับความลึกของเหล็กแผ่นตั้ง (h) เรียกอัตราส่วนนี้ว่า **aspect ratio** ของคานเหล็กประกอบ

รูปที่ 8.6 aspect ratio

เมื่อ $\frac{a}{h} \le 1.5$ $$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = 11.74\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (8.3.1)$$

เมื่อ $\frac{a}{h} > 1.5$ $$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = \frac{0.48E}{\sqrt{F_y\left(F_y - F_r\right)}} \quad (8.3.2)$$

โดยที่

a = ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมข้างคาน, cm

h = ระยะห่างระหว่างเหล็กปีกคาน ประมาณจากความลึกตั้งหมดของคานเหล็กประกอบ ลบด้วยความหนาของเหล็กปีกคาน (ซึ่งมีค่าประมาณ 5-10 cm)

t_w = ความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง, cm (ปกติ คานทั่วไป เหล็กแผ่นตั้งหนา 6-9 mm แต่คานสะพานต้องหนาอย่างน้อย 10 mm)

F_y = กำลังจุดครากของเหล็ก, ksc

$F_r = 1150$ ksc = หน่วยแรงอัดคงค้างในปีกคาน

ถ้าพบว่า $\frac{h}{t_w} < 260$ และสามารถรับแรงเฉือนได้ตามต้องการ ก็ไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กข้างคาน

ขนาดของแผ่นเหล็กปีกคาน

แผ่นเหล็กปีกคาน ต้องสามารถต้านทานโมเมนต์ดัดได้ตามต้องการ ทั้งสภาวะวิบัติเนื่องจากการโก่งงอเฉพาะแห่ง และ/หรือ สภาวะการบิดและการโก่งด้านข้าง เมื่อรับแรงอัดที่เกิดจากโมเมนต์ดัด

เนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กปีกคานข้างหนึ่ง (A_f) อาจจะประมาณได้ ดังนี้

โมเมนต์อินเนอร์เชียของคานประกอบ = โมเมนต์อินเนอร์เชียของเหล็กแผ่นตั้ง

+ โมเมนต์อินเนอร์เชียของปีกคาน

ดังนั้น (โดยประมาณ) $I_x = \frac{t_w h^3}{12} + 2A_f\left(\frac{h}{2}\right)^2$

โมดูลัสอิลาสติกของหน้าตัด $S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{\frac{t_e h^3}{12}}{\frac{h}{2}} + \frac{2A_f\left(\frac{h}{2}\right)^2}{\frac{h}{2}} = \frac{t_w h^2}{6} + A_f h$

ตามวิธี ASD: $M = S_x F_b$ ดังนั้น

ค่าโดยประมาณ $$A_f = \frac{M}{hF_b} - \frac{t_w h}{6} \qquad (8.3.3)$$

ตามวิธี LRFD : $M_u = \phi_b S_x R_{PG} R_e F_{cr}$ (ซึ่งจะกล่าวต่อไป) ถ้าให้ $R_{PG} = 1, R_e = 1.0$ และ $F_{cr} = F_y$ โดยที่ $\phi_b = 0.9$ ดังนั้น

ค่าโดยประมาณ $$A_f = \frac{M_u}{0.9hF_y} - \frac{t_w h}{6} \qquad (8.3.4)$$

พจน์ของ $\frac{t_w h}{6}$ ที่ปรากฏในสมการข้างต้นเรียกว่า เนื้อที่ประสิทธิผลของเหล็กแผ่นตั้ง (web equivalent) สำหรับคานประกอบแบบใช้ตัวยึด มาตรฐาน AREA กำหนดว่า ให้คูณ web equivalent ด้วย 0.75 เพราะต้องทำรูเจาะสำหรับหมุดย้ำหรือสลักเกลียว

คานเหล็กประกอบที่ต่อโดยใช้ตัวยึด ต้องจัดให้ เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กประกบปีกคาน (cover plate) ที่ต้องยึดต่อ มีเนื้อที่หน้าตัดไม่เกินร้อยละ 70 ของเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของปีกคาน นอกจากนี้ อาจลดความหนาของแผ่นเหล็กปีกคานลงได้ เมื่ออยู่ห่างจากจุดกึ่งกลางของคานมากขึ้น

การลดจำนวนแผ่นเหล็กปีกคาน

จำนวนและขนาดของแผ่นเหล็กปีกคาน อาจพิจารณาลดลงตามค่าโมเมนต์ดัดที่ลดลง ซึ่งพิจารณาดังนี้

สมมติให้แผนภาพโมเมนต์ดัดของคานเป็นพาราโบลา ดังรูปที่ 8.7

ถ้าให้ A_1 = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กปีกคานตัวนอกสุด

A_2 = เป็นเนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กปีกคานตัวในเข้ามา

A_{FL} = เป็นเนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กปีกคาน กับเนื้อที่ประสิทธิผลของเหล็กแผ่นตั้ง (web equivalent)

x_1, x_2 = เป็นระยะห่างจากจุดกึ่งกลางของคานเหล็กประกอบที่จะลดจำนวนแผ่นเหล็กปีกคานตัวนอกสุดและตัวในตามลำดับ

ดังนั้น $$\frac{A_1}{A_{FL}} = \frac{x_1^2}{\left(\frac{L}{2}\right)^2}$$

รูปที่ 8.7

จะได้ระยะ $$x_1 = \frac{L}{2}\sqrt{\frac{A_1}{A_{FL}}}$$

ในทำนองเดียวกัน $$\frac{A_1 + A_2}{A_{FL}} = \frac{x_2^2}{\left(\frac{L}{2}\right)^2}$$

จะได้ระยะ $$x_2 = \frac{L}{2}\sqrt{\frac{A_1 + A_2}{A_{FL}}}$$

เมื่อคำนวณหาระยะที่จะลดแผ่นเหล็กประกบปีกคานได้แล้วตามทฤษฎี ในทางปฏิบัติให้ยื่นแผ่นเหล็กปีกคานออกไปอีกเป็นระยะไม่น้อยกว่าครึ่งหนึ่งของความกว้างของแผ่นเหล็กประกบ

8.4 การออกแบบคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่-มาตรฐาน AISC

การออกแบบคานเหล็กประกอบต่อไปนี้ พิจารณาเฉพาะคานที่มีรูปตัดคล้ายตัว I มีความสมมาตรสองแกน ซึ่งใช้เหล็กชนิดเดียวกันทั้งหมด

8.4.1 การออกแบบโดยวิธี ASD

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ (Allowable Bending Stress : $F_b^{'}$)

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ในปีกคานที่รับแรงอัด ของคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่ ซึ่งมี $\frac{h}{t_w} > 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ คือ

$$F_b^{'} = F_b R_{PG} R_e \qquad (8.4.1)$$

โดยที่

F_b = หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ ซึ่งมีค่าตามที่ให้ไว้ในบทที่ 4 (ปกติใช้ $F_b = 0.60F_y$)

R_{PG} = ตัวคูณลดกำลังเมื่อพิจารณาการโก่งงอของเหล็กแผ่นตั้งในช่วงอิลาสติก

$$R_{PG} = 1 - 0.0005a_r\left(\frac{h}{t_w} - 5.76\sqrt{\frac{0.6E}{F_b}}\right) \le 1.0$$

R_e = ตัวคูณประกอบเมื่อใช้เหล็กที่มีกำลังจุดครากต่างกัน

$$R_e = \frac{12 + a_r\left(3\alpha - \alpha^3\right)}{12 + 2a_r}$$

เมื่อใช้เหล็กชนิดเดียวกัน $R_e = 1.0$

$a_r = \dfrac{A_w}{A_f} \le 1.0 =$ อัตราส่วนระหว่างเนื้อที่ของเหล็กแผ่นตั้งต่อเนื้อที่ของปีกคานด้านที่รับแรงอัด

A_w = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กแผ่นตั้ง

A_f = เนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กปีกคานด้านที่รับแรงอัด

$\alpha = \dfrac{0.60F_y}{F_b} \le 1.0$

F_y = กำลังจุดครากของเหล็ก

h = ระยะห่างระหว่างปีกคาน

t_w = ความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ (Allowable Shear Stress : F_v)

(ก) เมื่อพิจารณาออกแบบโดยใช้เหล็กชนิดเดียวกันและอาศัยพฤติกรรมสมมติของ tension field action ด้วย เช่น ที่ช่วงภายในคานที่มีเหล็กเสริมข้างคานเป็นช่วงๆ ให้หาค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้จากสมการ

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}\left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right] \le 0.4F_y \qquad (8.4.2)$$

ทั้งนี้ค่าประสิทธิ์ C_v ในเทอมที่สองภายในวงเล็บต้องมีค่าไม่เกินกว่า 1.0

ที่ช่วงปลายคาน หรือช่วงใดที่ใช้เหล็กเสริมข้างคานซึ่งอัตราส่วน $\dfrac{a}{h}$ เกินกว่าค่าน้อยระหว่าง 3.0 กับ $\left[\dfrac{260}{\frac{h}{t_w}}\right]^2$ จะไม่มีพฤติกรรมของ Tension field action

(ข) เมื่อพิจารณาออกแบบโดยไม่พิจารณารวมผลของพฤติกรรมสมมติของ Tension field action แต่มีอัตราส่วน $\frac{h}{t_w} > \sqrt{\frac{5E}{F_y}}$ หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้หาได้จาก

$$F_v = \frac{F_y C_v}{2.89} \geq 0.4F_y \qquad (8.4.3)$$

โดยที่

$C_v = \dfrac{1.55k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$ เมื่อ C_v มีค่าน้อยกว่า 0.80

$C_v = \dfrac{1.12\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$ เมื่อ C_v มีค่ามากกว่า 0.80

$k_v = 4.00 + 5.34\left(\frac{h}{a}\right)^2$ ถ้า $\frac{a}{h} < 1.0$

$k_v = 5.34 + 4.0\left(\frac{h}{a}\right)^2$ ถ้า $\frac{a}{h} > 1.0$

t_w = ความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

a = ระยะช่วงว่างระหว่างเหล็กเสริมข้างคาน

h = ระยะช่วงว่างระหว่างปีกคานตรงหน้าตัดที่พิจารณา

ตารางที่ 15 และ 16 ในภาคผนวกให้ค่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้สำหรับคานเหล็กประกอบที่ใช้เหล็กกำลังจุดคราก $F_y = 2500$ ksc เมื่อไม่รวมและรวมผลของพฤติกรรมสมมติ Tension field action ตามลำดับ ตามวิธี ASD

ตารางที่ 15 Allowable Shear Stress in Webs of Plate Girgers [ksc]
For E = 2 x 10^6 ksc and F_y = 2500 ksc Steel, Tension Field Action Not Included

h/t_w	Aspect Ratios a/h : Stiffener Spacing to Web Depth													
	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	Over 3
60	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
70	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	986	957	942	905
80	1000	1000	1000	1000	1000	1000	976	931	900	878	863	838	824	792
90	1000	1000	1000	1000	991	931	868	827	800	781	767	745	732	704
100	1000	1000	1000	963	892	837	781	744	720	703	680	641	620	573
110	1000	1000	962	875	811	761	710	654	612	583	562	530	513	473
120	1000	991	881	802	743	696	605	550	514	490	472	445	431	398
130	1000	915	814	741	672	593	515	468	438	417	402	380	367	339
140	986	849	756	676	580	511	444	404	378	360	347	327	317	292
150	920	793	705	588	505	445	387	352	329	313	302	285	276	255
160	863	743	624	517	444	391	340	309	289	275	266	251		224
170	812	699	553	458	393	347	301	274	256	244	235			198
180	767	624	493	409	351	309	269	244	229	218	210			177
200	680	505	400	331	284	250	218	198	185					143
220	562	417	330	274	235	207	180							118
240	472	351	277	230	197	174	164							99
260	402	299	236	196	168	148								85
280	347	258	204	169										
300	302	224	178											
320	266	197												

ตารางที่ 16 Allowable Shear Stress in Webs of Plate Girders [ksc]

For E = $2x10^6$ ksc and F_y = 2500 ksc Steel, Tension Field Action Included

(*Italic* values indicate gross area, as percent of (hxt_w) required for pairs of intermediate stiffeners of 2500 ksc yield stress steel.)

h/t_w	Aspect Ratios a/h : Stiffener Spacing to Web Depth													
	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	over 3
60	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
70	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	986	957	942	905
80	1000	1000	1000	1000	1000	1000	976	931	900	878	863	846	835	792
												0.28	*0.37*	
90	1000	1000	1000	1000	991	931	868	846	830	816	805	783	769	704
								0.57	*0.92*	*1.10*	*1.20*	*1.25*	*1.18*	
100	1000	1000	1000	963	892	854	828	805	787	771	752	714	688	573
						0.47	*1.36*	*1.82*	*2.04*	*2.13*	*2.26*	*2.31*	*2.18*	
110	1000	1000	962	875	846	825	796	761	729	702	680	638	610	473
					0.93	*1.76*	*2.50*	*3.18*	*3.56*	*3.69*	*3.70*	*3.46*	*3.13*	
120	1000	991	881	845	822	800	750	709	676	648	625	581	550	398
				1.09	*2.10*	*2.87*	*4.19*	*4.75*	*4.93*	*4.91*	*4.79*	*4.34*	*3.86*	
130	1000	915	850	825	797	760	710	669	635	606	582	536	504	339
			0.89	*2.16*	*3.32*	*4.61*	*5.62*	*5.98*	*6.00*	*5.86*	*5.65*	*5.02*	*4.43*	
140	986	861	834	804	764	729	679	637	602	573	548	501	467	292
		0.26	*1.89*	*3.29*	*4.91*	*5.99*	*6.76*	*6.95*	*6.85*	*6.61*	*6.32*	*5.56*	*4.88*	
150	920	847	819	776	738	703	653	611	576	546	521	472	438	255
		1.22	*2.67*	*4.80*	*6.20*	*7.11*	*7.69*	*7.73*	*7.53*	*7.22*	*6.87*	*5.99*	*5.24*	
160	863	834	796	753	716	683	632	590	555	524	499	449		224
		2.05	*4.16*	*6.04*	*7.25*	*8.02*	*8.44*	*8.38*	*8.09*	*7.72*	*7.32*	*6.35*		
170	853	823	775	734	698	665	615	573	537	506	480			198
	0.85	*2.80*	*5.39*	*7.06*	*8.13*	*8.78*	*9.06*	*8.91*	*8.56*	*8.13*	*7.69*			
180	843	804	758	719	683	651	601	558	522	491	465			177
	1.57	*4.07*	*6.42*	*7.92*	*8.86*	*9.41*	*9.59*	*9.36*	*8.95*	*8.48*	*8.00*			
200	824	773	731	694	660	628	578	535	498					143
	2.96	*6.06*	*8.03*	*9.27*	*10.00*	*10.40*	*10.41*	*10.06*	*9.56*					
220	798	751	711	675	642	612	561	518						118
	4.84	*7.54*	*9.23*	*10.26*	*10.85*	*11.14*	*11.01*	*10.57*						
240	778	734	696	661	629	599								99
	6.27	*8.66*	*10.14*	*11.02*	*11.50*	*11.70*								
260	762	721	684	650	619	589								85
	7.39	*9.53*	*10.85*	*11.61*	*12.00*	*12.14*								
280	750	711	675	642										
	8.28	*10.23*	*11.41*	*12.08*										
300	740	702	667											
	8.99	*10.79*	*11.86*											
320	732	695												
	9.58	*11.24*												

For single angle stiffeners, multiply by 1.8; for single plate stiffeners, multiply by 2.4

Note : Girders so proportioned that the computed shear is less than that given in right-hand column do not required intermediate stiffeners.

ขนาดของเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด (Intermediate Web Stiffener)

เมื่อเหล็กแผ่นตั้ง มีอัตราส่วน $\frac{h}{t_w} \geq 260$ หรือหน่วยแรงเฉือนที่กระทำมีค่าเกินกว่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ F_v จะต้องเสริมเหล็กข้างคานแบบไม่รับแรงกด เป็นช่วงๆ เพื่อให้คานเหล็กประกอบมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น อย่างไรก็ดีระยะห่างของเหล็กเสริมข้างคานที่พิจารณาจากอัตราส่วนของ $\frac{a}{h}$ ต้องไม่เกินกว่าค่าน้อยระหว่าง 3.0 กับ $\left[\frac{260t_w}{h}\right]^2$

ขนาดของเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด ในคานเหล็กประกอบที่ออกแบบโดยรวมผลของ Tension field action ด้วย ให้พิจารณาจากสมการต่อไปนี้ คือ

$$I_{st} \geq \left(\frac{h}{50}\right)^4 \tag{8.4.4}$$

และ

$$A_{st} \geq \frac{1-C_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{\left(\frac{a}{h}\right)^2}{\sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right] YDht_w \tag{8.4.5}$$

โดยที่

I_{st} = โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนเหล็กแผ่นตั้งเมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบคู่ หรือโมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนด้านที่เหล็กเสริมข้างคานยึดติดกับเหล็กแผ่นตั้งเมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบเดี่ยว

A_{st} = เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมดของเหล็กเสริมข้างคานที่ต้องการ

Y = อัตราส่วนระหว่างกำลังจุดครากของเหล็กแผ่นตั้งต่อกำลังจุดครากของเหล็กเสริมข้างคาน

$D = 1.0$ เมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบคู่

$D = 1.8$ เมื่อใช้เหล็กฉากเป็นเหล็กเสริมข้างคานข้างเดียว

$D = 2.4$ เมื่อใช้เหล็กแผ่นเป็นเหล็กเสริมข้างคานข้างเดียว

$$C_v = \frac{1.55k_vE}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$$ เมื่อ C_v มีค่าน้อยกว่า 0.80

$$C_v = \frac{1.12\sqrt{\frac{k_vE}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$ เมื่อ C_v มีค่ามากกว่า 0.80

$$k_v = 4.00 + 5.34\left(\frac{h}{a}\right)^2$$ ถ้า $\frac{a}{h} < 1.0$

$k_v = 5.34 + 4.0\left(\frac{h}{a}\right)^2$ ถ้า $\frac{a}{h} > 1.0$

t_w = ความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

a = ระยะช่วงว่างระหว่างเหล็กเสริมข้างคาน

h = ระยะช่วงว่างระหว่างปีกคานตรงหน้าตัดที่พิจารณา

ตารางที่ 16 ในภาคผนวก ให้ค่าของเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมข้างคาน A_{st} เป็นเปอร์เซ็นต์ของเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กแผ่นตั้ง สำหรับเหล็กเสริมข้างคานแบบคู่ และกำลังจุดครากเท่ากับ $F_y = 2500$ ksc ตามวิธี ASD

การถ่ายแรงเฉือนระหว่างเหล็กเสริมข้างคานกับเหล็กแผ่นตั้ง เมื่อพิจารณารวมผลของ Tension field action แล้ว หาได้จากสมการ

$$f_{vs} = 0.027h\sqrt{\frac{F_y^3}{E}} \qquad (8.4.6)$$

เหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด ใช้เสริมที่ปีกคานด้านที่รับแรงอัดจนถึงตำแหน่งที่อยู่ห่างจากปีกคานด้านที่รับแรงดึงเป็นระยะประมาณ 4 – 6 เท่าของความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

เหล็กแผ่นตั้งที่รับโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงเฉือน (Flexure-Shear Interaction)

เมื่อออกแบบคานเหล็กประกอบโดยพิจารณารวมถึงพฤติกรรมสมมติของ Tension field action ต้องตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงเฉือน ตรงบริเวณที่โมเมนต์ดัดหรือแรงเฉือนมีค่ามาก ดังต่อไปนี้

หน่วยแรงดึงที่เกิดขึ้นเนื่องจากแรงดัด ในเหล็กแผ่นตั้งต้องมีค่าไม่เกินกว่าค่าน้อยของ

$$F_t = 0.60F_y \text{ กับ } F_1 = \left(0.825 - 0.375\frac{f_v}{F_v}\right)F_y \qquad (8.4.7)$$

โดยที่

$f_v = \frac{V}{ht_w}$ = หน่วยแรงเฉือนเฉลี่ยที่เกิดขึ้นในเหล็กแผ่นตั้ง

F_V = หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ที่ได้รวมผลของ tension field action แล้ว

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}\left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right] \le 0.4F_y$$

ดังนั้นจากสมการข้างต้น จึงไม่ต้องตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงเฉือนเมื่อ

(ก) $f_v \le 0.6F_v$ และ $f_b \le 0.6F_y$ หรือ

(ข) $f_v = F_v$ และ $f_b \le 0.75F_y$

เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

ตรงตำแหน่งที่มีน้ำหนักแบบจุดกระทำและมีค่าสูงมาก ต้องใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่ตำแหน่งนั้น เพื่อช่วยกระจายแรงที่กระทำออกไป เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่จะใช้ต้องเป็นไปตามข้อกำหนดดังต่อไปนี้

(1) หน่วยแรงกดที่กระทำต่อเหล็กเสริมข้างคาน ต้องมีค่าไม่เกินกว่า $0.9F_y$

(2) หน่วยแรงอัดที่กระทำ ต้องมีค่าไม่เกินกว่าค่าที่ยอมให้เมื่อพิจารณาเสมือนว่าเป็นเสาที่มีความยาวประสิทธิผล $KL = 0.75h$ และมีเนื้อที่หน้าตัดที่รับแรงอัด ซึ่งพิจารณาได้จากข้อกำหนดต่อไปนี้

ที่ปลายคาน

เนื้อที่หน้าตัดที่รับแรงอัด = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมข้างคาน + $12t_w$

ตรงตำแหน่งกลางช่วงคานที่รับน้ำหนักแบบจุด

เนื้อที่หน้าตัดรับแรงอัด = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมข้างคาน + $12t_w$

(3) อัตราส่วนความกว้างต่อความหนา $\frac{b}{t}$ ของเหล็กเสริมข้างคาน ต้องไม่เกินกว่า

$$\frac{b}{t} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(4) รอยเชื่อมระหว่างเหล็กเสริมข้างคานกับเหล็กแผ่นตั้ง ต้องมีกำลังพอที่จะถ่ายแรงเฉือนได้

ตรงรอยต่อระหว่างเหล็กเสริมข้างคานกับเหล็กแผ่นตั้ง ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียวต้องไม่เกิน 30 cm และระยะช่วงว่างของการเชื่อมแบบเว้นระยะต้องไม่เกิน 16 เท่าของความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง หรือไม่เกินกว่า 25 cm

8.4.2 การออกแบบโดยวิธี LRFD

กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย (Design Flexural Strength)

คานเหล็กประกอบที่มี $\frac{h}{t_w} > 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ มีกำลังรับโมเมนต์ดัด

กำลังรับโมเมนต์ดัด $= \phi_b M_n$

โดยที่

$\phi_b = 0.90 =$ ตัวคูณลดกำลัง

$M_n =$ กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย โดยพิจารณาจาก ค่าน้อย ในสภาวะวิบัติต่างๆ ต่อไปนี้

(ก) เมื่อปีกคานด้านที่รับแรงดึงเกิดการคราก (tension-flange yielding)

$$M_n = S_{xt} R_e F_y \qquad (8.4.8)$$

(ข) เมื่อปีกคานด้านที่รับแรงอัดเกิดการโก่งเดาะ (compression-flange buckling: FLB หรือ LTB)

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr} \qquad (8.4.9)$$

โดยที่

R_{PG} = ตัวคูณลดกำลังเมื่อพิจารณาการโก่งงอของเหล็กแผ่นตั้งในช่วงอิลาสติก

$$R_{PG} = 1 - 0.0005 a_r \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.70\sqrt{\frac{E}{F_{cr}}} \right) \le 1.0$$ มาตรฐาน 1986 AIDC/LRFD

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.70\sqrt{\frac{E}{F_{cr}}} \right) \le 1.0$$ มาตรฐาน 1994 AISC/LRFD

R_e = ตัวคูณประกอบเมื่อใช้เหล็กปีกคานและเหล็กแผ่นตั้งที่มีกำลังจุดครากต่างกัน

$$R_e = 1.0 - 0.1(1.3 + a_r)(0.81 - m) \le 1.0$$ มาตรฐาน 1986 AISC/LRFD

$$R_e = \frac{12 + a_r(3m - m^3)}{12 + 2a_r} \le 1.0$$ มาตรฐาน 1994 AISC/LRFD

$R_e = 1.0$ เมื่อใช้เหล็กชนิดเดียวกัน

$a_r = \dfrac{A_w}{A_f} \le 1.0$ อัตราส่วนระหว่างเนื้อที่ของเหล็กแผ่นตั้งต่อเนื้อที่ของปีกคานด้านที่รับแรงอัด

m = อัตราส่วนระหว่างกำลังที่จุดครากของเหล็กแผ่นตั้งต่อกำลังที่จุดครากของเหล็กปีกคาน หรือต่อค่าหน่วยแรงวิกฤต F_{cr}

F_{cr} = หน่วยแรงวิกฤตในปีกคานด้านรับแรงอัด ที่ได้จากสภาวะวิบัติแบบ LTB หรือ FLB

F_y = กำลังที่จุดครากที่กำหนด หรือกำลังที่จุดครากของปีกคานด้านรับแรงดึง

S_{xc} = โมดูลัสอิลาสติกของหน้าตัดเมื่อพิจารณาที่ขอบรับแรงอัด

S_{xt} = โมดูลัสอิลาสติกของหน้าตัดเมื่อพิจารณาที่ขอบรับแรงดึง

h_c = ระยะสองเท่าของระยะที่วัดจากแนวแกนสะเทินถึงขอบด้านในที่ปีกรับแรงอัด ที่เชื่อมต่อ หรือระยะสองเท่าของระยะที่วัดจากแนวแกนสะเทินถึงแนวของตัวยึดตรงปีกรับแรงอัด (เมื่อขนาดของปีกคานเท่ากันทั้งสองด้านและต่อเชื่อมนั้น ระยะ $h_c = h$)

หน่วยแรงวิกฤต F_{cr} ขึ้นกับพารามิเตอร์ความชะลูด λ, λ_p, λ_r และค่าของ C_{PG} ดังต่อไปนี้

(ก) เมื่อ $\lambda \le \lambda_p$ ค่า $F_{cr} = F_y$

(ข) เมื่อ $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$ ค่า $F_{cr} = C_b F_y \left[1 - \dfrac{1}{2}\left(\dfrac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \le F_y$

(ค) เมื่อ $\lambda > \lambda_r$ ค่า $F_{cr} = \dfrac{C_{PG}}{\lambda^2}$

ทั้งนี้ ให้พิจารณาพารามิเตอร์ความชะลูดจากสภาวะวิบัติสองแบบ คือ LTB และ FLB (ไม่ต้องพิจารณาสภาวะวิบัติแบบ WLB เพราะไม่เกิดการวิบัติ) และให้ใช้ค่าหน่วยแรงวิกฤต F_{cr} ***ที่น้อยที่สุด***

ที่สภาวะวิบัติแบบ LTB

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T}$$

$$\lambda_p = 1.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 4.44\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_{PG} = 286000C_b$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

โดยที่

M_{max} = ค่าสัมบูรณ์ (absolute) ของโมเมนต์ดัดที่มากที่สุดในช่วงที่ไม่มีค้ำยัน

M_A = ค่าสัมบูรณ์ (absolute) ของโมเมนต์ดัดตรงจุด $\frac{1}{4}$ ในช่วงที่ไม่มีค้ำยัน

M_B = ค่าสัมบูรณ์ (absolute) ของโมเมนต์ดัดตรงจุด $\frac{1}{2}$ ในช่วงที่ไม่มีค้ำยัน

M_C = ค่าสัมบูรณ์ (absolute) ของโมเมนต์ดัดตรงจุด $\frac{3}{4}$ ในช่วงที่ไม่มีค้ำยัน

อาจเลือกใช้ค่า $C_b = 1.0$ จะทำให้ต้องใช้หน้าตัดโตขึ้น

$C_b = 1.0$ สำหรับคานยื่น (unbraced cantilevers) หรือเมื่อโมเมนต์ดัดที่อยู่ในช่วงที่ไม่มีการค้ำยัน มีค่ามากกว่าหรือเท่ากับค่ามากของโมเมนต์ดัดตรงจุดค้ำยั้น

อนึ่ง มาตรฐาน AISC/LRFD ปี 1986 ใช้ค่า

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

M_1 = โมเมนต์ค่าน้อยที่ปลายคานจุดที่มีค้ำยัน

M_2 = โมเมนต์ค่ามากที่ปลายคานจุดที่มีค้ำยัน

$\frac{M_1}{M_2}$ เป็นบวกเมื่อโมเมนต์ทำให้เกิดการโก่งสองทาง (ทิศทางโมเมนต์ไปทางเดียวกัน)

$\frac{M_1}{M_2}$ เป็นลบเมื่อโมเมนต์ทำให้เกิดการโก่งทางเดียว (ทิศทางโมเมนต์สวนทางกัน)

อาจจะเลือกใช้ $C_b = 1.0$ ได้ในทุกกรณี

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

ไม่ใช่ $C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$

L_p = ช่วงระยะห่างของค้ำยัน

r_T = รัศมีไจเรชันรอบแกนในระนาบของเหล็กแผ่นตั้งของปีกคานด้านรับแรงอัดบวกกับหนึ่งในสามของเหล็กแผ่นตั้งที่รับแรงอัด (หรือหนึ่งในหกของความลึกของเหล็กแผ่นตั้ง เมื่อคานเหล็กประกอบมีรูปตัดสมมาตรทั้งสองแกน)

$$r_T = \sqrt{\frac{\frac{I_y}{2}}{A_f + \frac{A_w}{6}}} \approx 0.26b_f$$

b_f = ความกว้างของปีกคาน

ที่สภาวะวิบัติแบบ FLB

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_r = 1.35\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_{PG} = 26200k_c$$

$$C_b = 1.0$$

ค่า $k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 4\sqrt{\frac{t_w}{h}}$ และ $0.35 \le k_c \le 0.763$

กำลังรับแรงเฉือนประลัย (Design Shear Strength), $\phi_v V_n$

กำลังรับแรงเฉือนประลัย $\phi_v V_n$

โดยที่

$\phi_v = 0.90$ = ตัวคูณลดกำลังสำหรับแรงเฉือน

V_n = กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัย (ทางทฤษฎี) ซึ่งหาได้จากกรณีต่างๆ ดังนี้

(ก) เมื่อใช้เหล็กชนิดเดียวกันและพิจารณารวมผลของ Tension-field action ด้วย เช่น ที่ช่วงภายในคานที่มีเหล็กเสริมข้างคาน กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัย หาได้ดังนี้

เมื่อ $\frac{h}{t_w} \le 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $\qquad V_n = 0.6A_w F_y$ (8.4.10)

เมื่อ $\frac{h}{t_w} > 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $\qquad V_n = 0.6A_w F_y\left[C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right]$ (8.4.11)

ส่วนที่ช่วงปลายคานหรือช่วงใดที่ $\frac{a}{h}$ มีค่าน้อยกว่าค่าน้อยของ 3.0 กับ $\left(\frac{260t_w}{h}\right)^2$ จะไม่มีพฤติกรรมแบบ tension field action ดังนั้นใช้กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัย

$$V_n = 0.6A_w F_y C_v$$

(ข) กรณีที่ไม่พิจารณารวมผลของ Tension field action ซึ่งอาจใช้หรือไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคาน จะหากำลังต้านทานแรงเฉือนประลัยได้ดังนี้

เมื่อ $\frac{h}{t_w} \le 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $\qquad V_n = 0.6A_w F_y$ (8.4.12)

เมื่อ $1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6A_w F_y \frac{1.10t_w}{h}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (8.4.13)$$

เมื่อ $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $\qquad V_n = A_w \frac{0.91k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$ (8.4.14)

โดยที่

A_w = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กแผ่นตั้ง

F_y = กำลังจุดครากของเหล็ก

k_v = ค่าสัมประสิทธิ์การโก่งงอของเหล็กแผ่นตั้งที่รับแรงเฉือน

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$k_v = 5$ ถ้า $\frac{a}{h} > 3.0$

$k_v = 5$ ถ้า $\frac{a}{h} > \left(\frac{260t_w}{h}\right)^2$

C_v = ค่าสัมประสิทธิ์การเฉือน ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงวิกฤตในเหล็กแผ่นตั้ง (หาจากทฤษฎีอิลาสติก) ต่อหน่วยแรงเฉือนที่ทำให้เหล็กแผ่นตั้งเกิดการคราก ค่า C_v หาได้ดังนี้

เมื่อ $1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.10 t_w}{h}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

เมื่อ $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $\qquad C_v = \frac{1.52 k_v E}{F_y\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$

ตารางที่ 17 และ 18 ในภาคผนวก ให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนประลัยของคานเหล็กประกอบเมื่อใช้เหล็กที่มีกำลังจุดคราก 2500 ksc เมื่อไม่รวมและรวมผลของ tension field action ตามวิธี LRFD

ตารางที่ 17 Design Shear Stress ($\phi_v V_n/A_w$) for Plate Girders [ksc]
For E = 2 x 10^6 ksc and F_y = 2500 ksc Steel, Tension Field Action Not Included

h/t_w	Aspect ratios a/h : Stiffener Spacing to Web Depth													
	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	Over 3.0
60	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350
70	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350
80	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1313	1264	1237	1174
90	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1282	1231	1194	1167	1124	1100	1013
100	1350	1350	1350	1350	1350	1328	1223	1154	1108	1074	1026	952	912	821
110	1350	1350	1350	1350	1276	1207	1111	1024	943	888	848	787	754	678
120	1350	1350	1350	1253	1170	1107	966	861	793	746	713	661	633	570
130	1350	1350	1260	1156	1080	971	823	733	675	636	607	563	540	486
140	1350	1304	1170	1073	936	838	710	632	582	548	523	486	465	419
150	1350	1217	1092	935	815	730	618	551	507	477	456	423	405	365
160	1313	1141	975	822	716	641	543	484	446	420	401	372		321
170	1235	1073	864	728	635	568	481	429	395	372	355			284
180	1167	957	770	649	566	507	429	383	352	332	317			253
200	1026	775	624	526	459	410	348	310	285					205
220	848	641	516	435	379	339	287							170
240	713	538	433	365	318	285								143
260	607	459	369	311	271	243								121
280	523	396	318	268										
300	456	345	277											
320	401	303												

ตารางที่ 18 Design Shear Stress ($\phi_v V_n/A_w$) in Webs of Plate Girders [ksc]
For E = 2 x 10^6 ksc and F_y = 2500 ksc Steel, Tension Field Action Included

(*Italic* values indicate gross area, as percent of (hxt_w) required
for pairs of intermediate stiffeners of 2500 ksc yield stress steel with $V_u/\phi V_n$ = 1.0)

	Aspect ratios a/h : Stiffener Spacing to Web Depth													
h/t_w	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	Over 3.0
60	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350
70	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350
80	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1327	1292	1268	1174
90	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1350	1317	1286	1260	1238	1197	1169	1013
100	1350	1350	1350	1350	1350	1342	1294	1253	1219	1191	1152	1081	1032	821
110	1350	1350	1350	1350	1324	1295	1244	1189	1131	1083	1043	969	918	678
120	1350	1350	1350	1319	1286	1256	1180	1108	1050	1001	960	884	830	570
130	1350	1350	1324	1288	1255	1204	1116	1045	986	937	896	817	762	486
140	1350	1338	1298	1261	1204	1153	1066	995	936	887	845	765	709	419
150	1350	1316	1276	1217	1161	1111	1026	955	896	846	804	722	665	365
160	1342	1297	1242	1180	1126	1077	992	922	863	812	770	688		321
170	1325	1280	1210	1150	1097	1049	965	894	835	785 *0.28*	742 *0.47*			284
180	1309	1250	1183	1125	1073	1025	942 *0.23*	872 *0.75*	812 *1.09*	762 *1.32*	719 *1.48*			253
200	1278	1204	1141	1085 *0.16*	1035 *0.91*	988 *1.44*	906 *2.14*	836 *2.56*	776 *2.83*					205
220	1238	1170	1110	1056 *1.99*	1007 *2.61*	961 *3.05*	879 *3.63*							170
240	1208	1144 *1.52*	1086 *2.69*	1034 *3.44*	985 *3.96*	940 *4.33*								143
260	1185 *1.33*	1123 *2.98*	1068 *3.97*	1017 *4.62*	969 *5.06*	924 *5.38*								121
280	1166 *2.76*	1107 *4.18*	1053 *5.03*	1003 *5.59*										
300	1151 *3.93*	1094 *5.17*	1041 *5.92*											
320	1139 *4.92*	1084 *6.01*												

Note : Girders so proportioned that the computed shear is less than that given in right-hand column do not required intermediate stiffeners.

ขนาดของเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด (Intermediate Web Stiffener)

เมื่อเหล็กแผ่นตั้งมีอัตราส่วน $\frac{h}{t_w} \geq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ หรือมีกำลังรับแรงเฉือนประลัยไม่พอเพียง จะต้องเสริมเหล็กข้างคานแบบไม่รับแรงกดเป็นช่วงๆ เพื่อให้คานเหล็กประกอบมีกำลังรับแรงเฉือนเพิ่มขึ้น การคำนวณหากำลังรับแรงเฉือนประลัยหาได้ดังนี้

$$\phi V_n = 0.6\phi A_w F_y C_v$$

$$\phi = 0.90$$

$$k_v = 5$$

เมื่อ $1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.10 t_w}{h}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

เมื่อ $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.52 k_v E}{F_y\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

ขนาดของเหล็กข้างคานแบบไม่รับแรงกดให้พิจารณาจากสมการต่อไปนี้

$$I_{st} \geq a t_w^3 j \qquad (8.4.15)$$

และเมื่อพิจารณาออกแบบโดยรวมพฤติกรรมสมมติของ tension field action

$$A_{st} \geq \frac{F_y}{F_{y,st}}\left[0.15 D h t_w (1 - C_v)\frac{V_u}{\phi_v V_n} - 18 t_w^2\right] \geq 0 \qquad (8.4.16)$$

โดยที่

$$j = \frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 \geq 0.5$$

I_{st} = โมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนเหล็กแผ่นตั้งเมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบคู่ หรือโมเมนต์อินเนอร์เชียรอบแกนด้านที่เหล็กเสริมข้างคานต่อติดกับเหล็กแผ่นตั้งเมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานข้างเดียว

A_{st} = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมข้างคาน

F_y = กำลังจุดครากของคานเหล็กประกอบ

$F_{y,st}$ = กำลังจุดครากของเหล็กเสริมข้างคาน

$D = 1.0$ เมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบคู่

$D = 1.8$ เมื่อใช้เหล็กฉากเป็นเหล็กเสริมข้างคานข้างเดียว

D = 2.4 เมื่อใช้เหล็กแผ่นเป็นเหล็กเสริมข้างคานข้างเดียว

V_u = แรงเฉือนประลัยตรงตำแหน่งที่พิจารณาใช้เหล็กเสริมข้างคาน

เมื่อ $\frac{h}{t_w} \le 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $\quad V_n = 0.6A_w F_y$ (8.4.12)

เมื่อ $1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6A_w F_y \frac{1.10t_w}{h}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (8.4.13)$$

เมื่อ $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $\quad V_n = A_w \frac{0.91k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$ (8.4.14)

โดยที่

A_w = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กแผ่นตั้ง

F_y = กำลังจุดครากของเหล็ก

k_v = ค่าสัมประสิทธิ์การโก่งงอของเหล็กแผ่นตั้งที่รับแรงเฉือน

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

$k_v = 5$ ถ้า $\frac{a}{h} > 3.0$

$k_v = 5$ ถ้า $\frac{a}{h} > \left(\frac{260t_w}{h}\right)^2$

C_v = ค่าสัมประสิทธิ์การเฉือน ซึ่งเป็นอัตราส่วนระหว่างหน่วยแรงวิกฤตในเหล็กแผ่นตั้ง (หาจากทฤษฎีอิลาสติก) ต่อหน่วยแรงเฉือนที่ทำให้เหล็กแผ่นตั้งเกิดการคราก ค่า C_v หาได้ดังนี้

เมื่อ $1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \le 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.10t_w}{h}\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

เมื่อ $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $\quad C_v = \frac{1.52k_v E}{F_y\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$

ตารางที่ 18 ในภาคผนวก ให้ค่าของเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมข้างคาน A_{st} เป็นเปอร์เซ็นต์ของเนื้อที่หน้าตัดของเหล็กแผ่นตั้ง สำหรับเหล็กเสริมข้างคานแบบคู่ และเหล็กมีกำลังจุดครากเท่ากับ 2500 ksc ตามวิธี LRFD (ตารางที่ 18 ดูในเอกสารหน้า 19)

การถ่ายแรงเฉือนประลัยระหว่างเหล็กเสริมข้างคานกับเหล็กแผ่นตั้ง ซึ่งรวมผลของ tension field action หาได้จากสมการ

$$f_{vs} = 0.045h\sqrt{\frac{F_y^3}{E}} \qquad (8.4.17)$$

เหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด ใช้เสริมที่ปีกคานด้านที่รับแรงอัดจนถึงตำแหน่งที่อยู่ห่างจากปีกคานด้านที่รับแรงดึงเป็นระยะประมาณ 4 – 6 เท่าของความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

เหล็กแผ่นตั้งที่รับโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงเฉือน (Flexure-Shear Interaction)

เมื่อออกแบบคานเหล็กประกอบและใช้เหล็กเสริมข้างคาน โดยพิจารณากำลังรับแรงเฉือนประลัยจากพฤติกรรมสมมติของ tension field action ให้ตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดประลัยร่วมกับแรงเฉือนประลัยในเหล็กแผ่นตั้ง ดังนี้

ในช่วงที่ $0.6V_n \le V_u \le \phi V_n$ และ $0.75M_n \le M_u \le \phi M_n$ โดย $\phi = 0.90$ ให้ตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดประลัยร่วมกับแรงเฉือนประลัย ด้วยสมการ

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0.625\frac{V_u}{\phi V_n} \le 1.375 \qquad (8.4.18)$$

โดยที่

V_u = แรงเฉือนประลัยที่กระทำตรงหน้าตัดที่พิจารณา

M_u = โมเมนต์ดัดประลัยที่กระทำตรงหน้าตัดที่พิจารณา

V_n = กำลังต้านทานแรงเฉือนประลัย

M_n = กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย

$\phi = 0.9$ = ตัวคูณลดกำลัง

ทั้งนี้ $V_u \le \phi V_n$ และ $M_u \le \phi M_n$

เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

ตรงตำแหน่งที่มีน้ำหนักแบบจุดกระทำและมีค่าสูงมาก ต้องใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่ตำแหน่งนั้น เพื่อช่วยกระจายน้ำหนักที่กระทำออกไป ป้องกันเหล็กแผ่นตั้งไม่ให้วิบัติจากการคราก การยู่และการเซออกทางข้าง เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดต้องเป็นไปตามข้อกำหนดต่อไปนี้

(1) กำลังรับแรงกดประลัยของเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด ต้องไม่เกินกว่า

$$\text{แรงกดประลัย} = \phi(1.8F_yA_{pb})$$

โดยที่

$\phi = 0.75$ = ตัวคูณลดกำลัง

F_y = กำลังจุดครากของเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

A_{pb} = เนื้อที่ของเหล็กเสริมข้างคานที่รับแรงกด

(2) กำลังรับแรงอัดประลัย ให้พิจารณาเสมือนว่าเป็นเสาที่มีความยาวประสิทธิผล KL = 0.75h และมีเนื้อที่หน้าตัดที่รับแรงอัด ซึ่งพิจารณาได้จากข้อกำหนดต่อไปนี้

ที่ปลายคาน

เนื้อที่หน้าตัดที่รับแรงอัด = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมข้างคาน + $12t_w$

ตรงตำแหน่งกลางช่วงคานที่รับน้ำหนักแบบจุด

เนื้อที่หน้าตัดที่รับแรงอัด = เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กเสริมข้างคาน + $25t_w$

(3) อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของเหล็กเสริมข้างคานต้องเป็นไปดังนี้

$$\frac{b}{t} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(4) รอยเชื่อมระหว่างเหล็กเสริมข้างคานกับเหล็กแผ่นตั้ง ต้องมีกำลังพอที่จะถ่ายแรงเฉือนได้ ซึ่งปกติจะออกแบบรอยเชื่อมให้สามารถรับแรงทั้งหมดที่กระทำแบบจุด

ตรงรอยต่อระหว่างเหล็กเสริมข้างคานกับเหล็กแผ่นตั้ง ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของสลักเกลียวต้องไม่เกิน 30 cm และระยะช่วงว่างของการเชื่อมแบบเว้นระยะต้องไม่เกิน 16 เท่าของความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง หรือ ไม่เกินกว่า 25 cm

8.5 การต่อแผ่นเหล็กปีกคานกับเหล็กฉากปีกคาน (Cover Plate and Flange Connection)

การต่อแผ่นเหล็กปีกคานกับเหล็กฉากปีกคานในคานเหล็กประกอบที่ต่อด้วยตัวยึด แสดงไว้ในรูปที่ 8.8 รอยต่อดังกล่าวต้องรับได้ทั้งแรงเฉือนในแนวนอน และแรงกดที่กระทำ

รูปที่ 8.8 การต่อของแผ่นเหล็กปีกคานกับเหล็กฉากปีกคานด้วยตัวยึด

ถ้าให้ s เป็นระยะห่างระหว่างศูนย์กลาง (pitch) ของตัวยึดตามความยาวคาน และถ้าเรียงตัวยึดเป็นจำนวน 2 แถวในแต่ละด้านของเหล็กฉากปีกคาน ดังนั้น ในระยะห่างของตัวยึดเท่ากับ s ตัวยึดตัวหนึ่งจะรับแรงเฉือนในแนวนอนเพียงครึ่งเดียว

นั้นคือ ถ้าให้ R เป็นกำลังต้านทานที่ยอมให้ของตัวยึดแต่ละตัว และ

$v = \frac{VQ}{I}$ = แรงเฉือนในแนวนอน ต่อความยาวของคาน

ดังนั้นตัวยึด 1 ตัวจะรับแรงเฉือน $R = \frac{1}{2}vs = s\frac{VQ}{2I}$

ทำให้ระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของตัวยึด

$$s = \frac{2RI}{VQ}$$

โดยที่

I = โมเมนต์อินเนอร์เชียทั้งหมด ที่หน้าตัดที่พิจารณา

V = แรงเฉือนที่หน้าตัดนั้น

Q = โมเมนต์ของเนื้อที่หน้าตัดแผ่นเหล็กปีกคานรอบแกนสะเทิน

8.6 การต่อเหล็กแผ่นตั้งกับเหล็กปีกคาน (Web and Flange Connection)

รูปที่ 8.9 แสดงลักษณะการต่อของเหล็กแผ่นตั้งกับเหล็กปีกคาน สำหรับคานเหล็กประกอบที่ทำการต่อโดยใช้ตัวยึด จะต้องออกแบบรอยต่อให้รับได้ทั้งแรงเฉือนในแนวนอนและในแนวตั้งที่เกิดจากการกระทำของน้ำหนักบรรทุก ส่วนคานเหล็กประกอบที่ทำรอยต่อโดยการเชื่อม ให้พิจารณาออกแบบรอยต่อเชื่อมจากค่าแรงเฉือนในแนวนอน

รูปที่ 8.9 การต่อเหล็กแผ่นตั้งกับปีกคาน

แรงเฉือนในแนวนอนมีค่าเท่ากับ $\frac{VQ}{I}$ ต่อความยาวของคาน

ให้ s เป็นระยะห่างระหว่างศูนย์กลางของตัวยึดในเหล็กแผ่นตั้ง (ดูรูปที่ 8.10)

ดังนั้นแรงเฉือนในแนวนอนที่ตัวยึดแต่ละตัว $= \frac{VQ}{I}s$

คานเหล็กประกอบในโครงอาคารที่รับน้ำหนักกระทำแบบจุด (point load) จะต้องเสริมเหล็กข้างคานแบบรับแรงกดใต้จุดนั้น เพื่อป้องกันไม่ให้รอยต่อต้องรับแรงเฉือนในแนวตั้งโดยตรง ถ้าสมมติว่าคานต้องรับน้ำหนักแผ่ w kg/cm ที่ปีกด้านบน ดังรูปที่ 8.10 ค่าแรงเฉือนในแนวตั้งที่กระทำต่อตัวยึดแต่ละตัวเท่ากับ ws ดังนั้นตัวยึดต้องรับแรงเฉือน (แรงลัพธ์ของแรงเฉือนในแนวตั้ง และแรงเฉือนในแนวนอน) เท่ากับ

$$R = \sqrt{(ws)^2 + \left(\frac{sVQ}{I}\right)^2} = s\sqrt{w^2 + \left(\frac{VQ}{I}\right)^2}$$

นั่นคือ

$$s = \frac{R}{\sqrt{w^2 + \left(\frac{VQ}{I}\right)^2}}$$

เมื่อ R = กำลังต้านทานที่ยอมให้ของตัวยึดแต่ละตัว

รูปที่ 8.10

8.7 การต่อเหล็กแผ่นตั้ง (Web Connection)

การต่อเหล็กแผ่นตั้งจะทำเมื่อจำเป็นจริงๆ เท่านั้น และจะไม่ทำตรงกึ่งกลางของคานช่วงเดียวเพราะมีโมเมนต์สูงสุดเกิดขึ้นที่จุดนั้น

คานเหล็กประกอบที่ประกอบขึ้นโดยการเชื่อมต่อ สามารถเชื่อมต่อเหล็กแผ่นตั้งได้เลยโดยไม่จำเป็นต้องใช้แผ่นเหล็กดาม (splice plate) รูปที่ 8.11 แสดงการต่อเหล็กแผ่นตั้งโดยใช้ตัวยึด ซึ่งต้องใช้แผ่นเหล็กดามด้วย แผ่นเหล็กดามที่เลือกใช้ต้องสามารถรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนได้เท่ากันกับที่เหล็กแผ่นตั้งจะต้องรับตรงหน้าตัดนั้น

การต่อเหล็กแผ่นตั้งแบบใช้แผ่นเหล็กดาม 3 แผ่น (Triple-Plate Splice)

การต่อเหล็กแผ่นตั้งในลักษณะนี้ต้องใช้แผ่นเหล็กดาม 3 แผ่น ที่แต่ละด้านของเหล็กแผ่นตั้ง และพิจารณาให้แผ่นเหล็กที่ใช้ดามทำหน้าที่ต่างๆ คือ แผ่นเหล็กรับโมเมนต์ดัด (moment plate) 2 แผ่น และแผ่นเหล็กรับแรงเฉือน (shear plate) 1 แผ่น ดังรูปที่ 8.12

การพิจารณาออกแบบแผ่นเหล็กดามที่ใช้รับโมเมนต์ดัด อาศัยการสมมติให้กำลังต้านทานโมเมนต์ของแผ่นเหล็กดาม (splice plate) มีค่าเท่ากับ กำลังต้านทานโมเมนต์ของเหล็กแผ่นตั้ง

กำลังต้านทานโมเมนต์ของเหล็กแผ่นตั้ง $= \frac{IF_b}{c} = \frac{1}{6}F_b t_w h^2$

กำลังต้านทานโมเมนต์ดัดของแผ่นเหล็กดาม $= \frac{d}{h}F_b A_p d$

ดังนั้น $\frac{F_b t_w h^2}{6} = \frac{d}{h}F_b A_p d$

นั่นคือ เนื้อที่หน้าตัดของแผ่นเหล็กดามที่ต้องการ $A_p = \frac{t_w h^3}{6d^2}$

เนื่องจากค่า d ยังไม่ทราบ ในขั้นแรกต้องสมมติขึ้นก่อน

จำนวนของตัวยึดที่ต้องใช้ในแผ่นเหล็กดามที่รับโมเมนต์ดัด หาได้จากการสมมติว่าแผ่นเหล็กดามที่รับโมเมนต์ดัด ต้องสามารถรับแรงกระทำได้ทั้งหมด (คือ $\frac{d}{h}F_b A_p$) ดังนั้นถ้า R เป็นกำลังต้านทานของตัวยึด จะได้จำนวนตัวยึดเท่ากับ $\frac{dF_b A_p}{hR}$

(ก) Single-plate or Shear plate

(ข) Triple-plate or Moment splice

(ค) Triple-plate or Moment splice

(ง) Triple-plate splice with fillers

รูปที่ 8.11

รูปที่ 8.12 การต่อเหล็กแผ่นตั้งแบบใช้แผ่นเหล็กตาม 3 แผ่น

ตัวอย่างที่ 8.1 คานเหล็กประกอบที่ได้จากการเชื่อมดังรูป จงหากำลังรับโมเมนต์ดัดรอบแกนหลัก เมื่อระยะที่ทำค้ำยันทางข้างที่ปีกบนเท่ากับ 10 เมตร และให้ค่า $C_b = 1.75$ นอกจากนี้ให้หากำลังรับแรงเฉือน เมื่อไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคานเลย และเมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานทุกระยะ 2.50 เมตร สมมติให้ใช้เหล็กชนิด A36 $\left(F_y = 2500 \text{ ksc},\ E = 2\times10^6 \text{ ksc}\right)$

วิธีทำ

โดยวิธี ASD

ขั้นตอนที่ 1 ตรวจสอบว่าเป็นคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่หรือไม่

คานประกอบที่ได้จากการเชื่อมเป็นคานประกอบขนาดใหญ่เมื่อ $\frac{h}{t_w} \geq 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1730-15-15}{10} = 170$$

$$5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.76\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 5.76\sqrt{800} = 162.917$$

$\frac{h}{t_w} \geq 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ เป็นคานประกอบขนาดใหญ่ (plate girder)

ขั้นตอนที่ 2 ตรวจสอบความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

เพื่อป้องกันการโก่งเดาะในแนวตั้ง ในกรณีนี้ไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคาน

$a = 10 \text{ m} = 1000 \text{ cm} =$ ระยะห่างของเหล็กเสริมข้างคาน ในที่นี้คือค้ำยันทางข้าง

$$h = \frac{1730-15-15}{1000} = 1.7 \text{ m} = 170 \text{ cm}$$

$\frac{a}{h} = \frac{1000}{170} = 5.88 > 1.5$ ดังนั้นจึงตรวจสอบด้วยสมการ

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{0.48E}{\sqrt{F_y\left(F_y + F_r\right)}}$$

โดยที่ $h = 1730 - 15 - 15 = 1700 \text{ mm} = 170 \text{ cm}$

$t_w = 10 \text{ mm} = 1.0 \text{ cm}$

$E = 2 \times 10^6 \text{ ksc}$

$F_y = 2500 \text{ ksc}$

$F_r = 1150 \text{ ksc}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{170}{1.0} = 170$$

$$\frac{0.48E}{\sqrt{F_y\left(F_y + F_r\right)}} = \frac{0.48 \times 2 \times 10^6}{\sqrt{2500 \times \left(2500 + 1150\right)}} = 317.8$$

พบว่า $\frac{h}{t_w} < \frac{0.48E}{\sqrt{F_y\left(F_y + F_r\right)}}$ ความหนาของเหล็กแผ่นตั้งมากพอที่จะไม่เกิดการโก่งเดาะ

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับโมเมนต์ดัด คำนวณได้จากสมการ

$$M = S_x F_b R_{PG} R_e$$

ต้องคำนวณหาค่าต่างๆ ที่จำเป็นก่อน

หาหน่วยแรงดัด F_b ตามข้อกำหนดในบทที่ 4 การออกแบบคานเหล็กรูปพรรณ

ระยะค้ำยัน $L = 10 \text{ m} = 1000 \text{ cm}$

ระยะค้ำยันวิกฤต $L_c = 0.444 b_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.444 \times 45 \sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 565.12 \text{ cm}$

พบว่า $L > L_c$ ค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดไม่พอเพียง ตรวจสอบค่าต่างๆ ดังนี้

$C_b = 1.75$ ตามที่โจทย์กำหนดให้

$r_T \approx 0.26 b_f = 0.26 \times 45 = 11.7 \text{ cm}$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{1000}{11.7} = 85.47$$

$$\sqrt{3.517 \frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{3.517 \times \frac{2 \times 10^6 \times 1.75}{2500}} = 70.17$$

$$\sqrt{17.586 \frac{EC_b}{F_y}} = \sqrt{17.586 \times \frac{2 \times 10^6 \times 1.75}{2500}} = 156.91$$

พบว่า $\sqrt{3.517 \frac{EC_b}{F_y}} < \frac{L}{r_T} < \sqrt{17.586 \frac{EC_b}{F_y}}$

ดังนั้นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้คือ

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y\left(\frac{L}{r_T}\right)^2}{52.76EC_b}\right]F_y \le 0.6F_y$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{2500\times\left(\frac{1000}{11.7}\right)^2}{52.76\times 2\times 10^6\times 1.75}\right]\times 2500 = 1419.417144 \text{ ksc}$$

$$0.6F_y = 0.6\times 2500 = 1500 \text{ ksc}$$

ดังนั้น $F_b = 1419.417144$ ksc

หาค่าสัมประสิทธิ์อื่นๆ

$$a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{ht_w}{b_f t_f} = \frac{(d-2t_f)t_w}{b_f t_f} = \frac{(173-2\times 1.5)\times 1.0}{45\times 1.5} = 2.518518519$$

$R_e = 1.0$ เนื่องจากใช้เหล็กชนิดเดียวกันทำทั้งแผ่นตั้งและปีก

หาโมเมนต์อินเนอร์เชียโดยพิจารณาจากสี่เหลี่ยมเต็มกว้าง 45 cm ลึก 173 cm ลบด้วยส่วนเจาะเป็นรูปสี่เหลี่ยมกว้าง $45-1.0=44$ cm ลึก $173-2\times 1.5=170$ cm ดังนั้น

$$I_x = \sum\frac{bh^3}{12} = \frac{45\times 173^3}{12} - \frac{44\times 170^3}{12} = 1{,}402{,}105.417 \text{ cm}^4$$

$$c = \frac{d}{2} = \frac{173}{2} = 86.5 \text{ cm}$$

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{1{,}402{,}105.417}{86.5} = 16{,}209.31118 \text{ cm}^3$$

$$R_{PG} = 1 - 0.0005a_r\left(\frac{h}{t_w} - 5.76\sqrt{\frac{0.6E}{F_b}}\right) \le 1.0$$

$$R_{PG} = 1 - 0.0005\times 2.518518519\times\left(\frac{170}{1.0} - 5.76\sqrt{\frac{0.6\times 2\times 10^6}{1419.417144}}\right) = 0.996824302$$

$$M = S_x F_b R_{PG} R_e$$

$$M = 16{,}209.31118\times 1419.417144\times 0.996824302\times 1.0$$

$$M = 22{,}934{,}708.44 \text{ kg.cm} = 229{,}347.0844 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 4 หากำลังรับแรงเฉือน

(ก) เมื่อไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคานเลย

กำลังรับแรงเฉือนที่ไม่รวมผลของพฤติกรรมสมมติแบบ tension field action คือ

$$V = \frac{A_w F_y C_v}{2.89}$$

ระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดเท่ากับความยาวของคานคือ a = L = 1000 cm และความลึกของแผ่นตั้ง

$h = 173 - 2 \times 1.5 = 170$ cm

อัตราส่วน $\frac{a}{h} = \frac{1000}{170} = 5.882352941 > 1$

ดังนั้น $k_v = 5.34 + \frac{4.0}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5.34 + \frac{4.0}{5.882352941^2} = 5.4556$

ดังนั้นค่า $C_v = \frac{1.52 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} < 0.8$

แทนค่า $C_v = \frac{1.52 \times 5.4556 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{170}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.229550505$

$$V = \frac{A_w F_y C_v}{2.89} = \frac{d t_w F_y C_v}{2.89} = \frac{173 \times 1.0 \times 2500 \times 0.229550505}{2.89}$$

$V = 34{,}353.14654$ kg

(ข) เมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานทุกระยะ 2.50 เมตร

กำลังรับแรงเฉือนที่น้อยที่สุดจะอยู่ที่ปลายคาน เนื่องจากไม่ได้รวมผลจากพฤติกรรมสมมติแบบ tension field action ซึ่งคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนได้จากสมการ $V = \frac{A_w F_y C_v}{2.89}$

ระยะห่างของค้ำยันทางข้างของปีกคานรับแรงอัด = ระยะห่างของเหล็กเสริมข้างคาน a = 2.50 m =250 cm

ความสูงของเหล็กแผ่นตั้ง $h = 173 - 2 \times 1.5 = 170$ cm

อัตราส่วน $\frac{a}{h} = \frac{250}{170} = 1.470588235 > 1$

ดังนั้น $k_v = 5.34 + \frac{4.0}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5.34 + \frac{4.0}{1.470588235^2} = 7.1896$

ดังนั้นค่า $C_v = \frac{1.52 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} < 0.8$

แทนค่า $C_v = \dfrac{1.52 \times 7.1896 \times 2 \times 10^6}{\left(\dfrac{170}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.302510505$

$$V = \frac{A_w F_y C_v}{2.89} = \frac{dt_w F_y C_v}{2.89} = \frac{173 \times 1.0 \times 2500 \times 0.302510505}{2.89}$$

$$V = 45{,}271.90086 \ \text{kg}$$

แสดงให้เห็นว่า เมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานเป็นระยะๆ ตลอดความยาวคาน จะทำให้กำลังรับแรงเฉือนของรูปตัดมีค่าเพิ่มมากขึ้น

ถ้าต้องการให้กำลังรับแรงเฉือนของรูปตัดที่ช่วงปลายคาน มีค่าเพิ่มขึ้นเป็นสองเท่าของกรณีที่ไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคานเลย ทำได้โดยลดอัตราส่วน $\dfrac{a}{h}$ ให้น้อยลง

เมื่อต้องการ $V = \dfrac{A_w F_y C_v}{2.89} = 2 \times 34{,}353.14654 = 68{,}706.29308 \ \text{kg}$

$$\frac{173 \times 1.0 \times 2500 C_v}{2.89} = 68{,}706.29308$$

$$C_v = \frac{2.89 \times 68{,}706.29308}{173 \times 1.0 \times 2500} = 0.45910101$$

$$C_v = \frac{1.52 k_v E}{\left(\dfrac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.52 k_v \times 2 \times 10^6}{\left(\dfrac{170}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.45910101$$

$$k_v = \frac{0.45910101 \times 170^2 \times 2500}{1.52 \times 2 \times 10^6} = 10.9112$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.0}{\left(\dfrac{a}{h}\right)^2} = 10.9112$$

$$\frac{4.0}{\left(\dfrac{a}{h}\right)^2} = 10.9112 - 5.34 = 5.5712$$

$$\left(\frac{a}{h}\right)^2 = \frac{4.0}{5.5712} = 0.717978173$$

$$\frac{a}{h} = \sqrt{0.717978173} = 0.847335927$$

$$a = 0.847335927h = 0.847335927 \times 170 = 144.0471076 \ \text{cm}$$

ดังนั้นที่ปลายคาน นอกจากจะต้องเสริมเหล็กข้างคานแบบรับแรงกดที่จุดรองรับแล้ว จะต้องเสริมเหล็กข้างคานแบบไม่รับแรงกด โดยให้ห่างจากปลายคานเป็นระยะ a = 144 cm จึงจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนของรูปตัดที่ช่วงปลายคานมีค่าเพิ่มมากขึ้นกว่าเดิมเป็นสองเท่าจากกรณีที่ไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคานเลย

โดยวิธี LRFD

ขั้นตอนที่ 1 ตรวจสอบว่าเป็นคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่หรือไม่

$$\frac{h}{t_w} = \frac{173 - 2\times 1.5}{1.0} = 170$$

$$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2500}} = 161.2203461$$

$$\frac{h}{t_w} > 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แสดงว่าเป็นคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่

ขั้นตอนที่ 2 ตรวจสอบความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

เพื่อป้องกันการโก่งเดาะในแนวตั้ง ในกรณีนี้ไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคาน

$a = 10\ \text{m} = 1000\ \text{cm} =$ ระยะห่างของเหล็กเสริมข้างคาน ในที่นี้คือค้ำยันทางข้าง

$$h = \frac{1730 - 15 - 15}{1000} = 1.7\ \text{m} = 170\ \text{cm}$$

$\frac{a}{h} = \frac{1000}{170} = 5.88 > 1.5$ ดังนั้นจึงตรวจสอบด้วยสมการ

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{0.48E}{\sqrt{F_y\left(F_y + F_r\right)}}$$

โดยที่ $h = 1730 - 15 - 15 = 1700\ \text{mm} = 170\ \text{cm}$

$t_w = 10\ \text{mm} = 1.0\ \text{cm}$

$E = 2\times 10^6\ \text{ksc}$

$F_y = 2500\ \text{ksc}$

$F_r = 1150\ \text{ksc}$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{170}{1.0} = 170$$

$$\frac{0.48E}{\sqrt{F_y\left(F_y + F_r\right)}} = \frac{0.48\times 2\times 10^6}{\sqrt{2500\times\left(2500 + 1150\right)}} = 317.8$$

พบว่า $\frac{h}{t_w} < \frac{0.48E}{\sqrt{F_y\left(F_y + F_r\right)}}$ ความหนาของเหล็กแผ่นตั้งมากพอที่จะไม่เกิดการโก่งเดาะ

ขั้นตอนที่ 3 หากำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

หาหน่วยแรงดัดวิกฤต F_{cr} ที่ปีกคานรับแรงอัด ซึ่งพิจารณาได้จาก

(ก) ถ้าการวิบัติเป็นแบบ LTB

ต้องใช้พารามิเตอร์ $\lambda = \frac{L_b}{r_T}$ เป็นตัวพิจารณา

$L_b = 10\ \text{m} = 1000\ \text{cm} =$ ระยะห่างของค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด ในที่นี้เท่ากับความยาวคาน

$r_T \approx 0.26b_f = 0.26 \times 45 = 11.7\ \text{cm}$

ดังนั้น

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} = \frac{1000}{11.7} = 85.47008547$$

$$\lambda_p = 1.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 49.7803174$$

$$\lambda_r = 4.44\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.44\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 125.5821643$$

พบว่า $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ ดังนั้น

$$F_{cr} = C_b F_y\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \le F_y$$

$$F_{cr} = 1.75 \times 2500 \times \left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{85.47008547 - 49.7803174}{125.5821643 - 49.7803174}\right)\right]$$

$$F_{cr} = 3345.059823\ \text{ksc} > F_y = 2500\ \text{ksc}$$

$$F_{cr} = F_y = 2500\ \text{ksc}$$

(ข) ถ้าการวิบัติเป็นแบบ FLB

ต้องใช้พารามิเตอร์ $\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$ เป็นตัวพิจารณา

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{45}{2\times1.5} = 15$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 10.74802307$$

$$\lambda_r = 0.88\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.88\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 24.8901587$$

พบว่า $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ ดังนั้น

$$F_{cr} = C_b F_y\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right] \le F_y$$

$$F_{cr} = 1.0 \times 2500 \times \left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{15 - 10.74802307}{24.8901587 - 10.74802307}\right)\right]$$

$$F_{cr} = 2124.174785\ \text{ksc} < F_y = 2500\ \text{ksc}$$

$$F_{cr} = 2124.174785\ \text{ksc}$$

พิจารณาจากผลของข้อ (ก) และ (ข) เลือกค่าน้อย นั่นคือ

$$F_{cr} = 2124.174785 \text{ ksc}$$

หาค่าสัมประสิทธิ์อื่นๆ เพื่อนำไปแทนค่าหากำลังรับโมเมนต์ดัด

$$a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{(d-2t_f)t_w}{b_f t_f} = \frac{(173-2\times1.5)\times1.0}{45\times1.5} = 2.518518519$$

$R_e = 1.0$ เนื่องจากใช้เหล็กชนิดเดียวกันทำทั้งแผ่นตั้งและปีก

หาโมเมนต์อินเนอร์เชียโดยพิจารณาจากสี่เหลี่ยมเต็มกว้าง 45 cm ลึก 173 cm ลบด้วยส่วนเจาะเป็นรูปสี่เหลี่ยมกว้าง $45-1.0=44$ cm ลึก $173-2\times1.5=170$ cm ดังนั้น

$$R_{PG} = 1-0.0005a_r\left(\frac{h}{t_w}-5.76\sqrt{\frac{0.6E}{F_b}}\right) \le 1.0$$

$$R_{PG} = 1-0.0005\times2.518518519\times\left(\frac{170}{1.0}-5.76\sqrt{\frac{0.6\times2\times10^6}{1419.417144}}\right) = 0.996824302$$

หากำลังต้านทานโมเมนต์ดัดประลัย

เมื่อพิจารณาที่ปีกคานรับแรงดึง

$$M_n = S_{xt}R_eF_y = 16{,}209.31118\times1.0\times2500 = 40{,}523{,}277.95 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 405{,}232.7795 \text{ kg.m}$$

เมื่อพิจารณาที่ปีกคานรับแรงอัด

$$M_n = S_{xc}R_{PG}R_eF_{cr} = 16{,}209.31118\times0.996824302\times1.0\times2124.174785$$

$$M_n = 34{,}322{,}066.33 \text{ kg.cm} = 343{,}220.6633 \text{ kg.m}$$

ดังนั้น กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยทางทฤษฎีคือ $M_n = 343{,}220.6633$ kg.m และกำลังรับโมเมนต์ดัดประลัยที่รับได้จริงคือ

$$\phi_b M_n = 0.9\times343{,}220.6633 = 308{,}898.597 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 4 หากำลังรับแรงเฉือนประลัย

(ก) เมื่อไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคานเลย

หากไม่รวมผลจากพฤติกรรมสมมติแบบ tension field action เลย กำลังรับแรงเฉือนจะคำนวณได้จาก

$$\phi_v V_n = 0.9(0.6A_wF_yC_v)$$

ระยะค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดเท่ากับความยาวของคานคือ a = L = 1000 cm และความลึกของแผ่นตั้ง $h = 173-2\times1.5 = 170$ cm

อัตราส่วน $\frac{a}{h} = \frac{1000}{170} = 5.882352941 > 3$

ดังนั้น $k_v = 5$

ดังนั้นค่า $C_v = \dfrac{1.52k_vE}{\left(\dfrac{h}{t_w}\right)^2 F_y} < 0.8$

แทนค่า $C_v = \dfrac{1.52 \times 5 \times 2 \times 10^6}{\left(\dfrac{170}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.210380622$

ดังนั้น กำลังรับแรงเฉือน

$$\phi_v V_n = 0.9 \times (0.6 \times 170 \times 1.0 \times 2500 \times 0.210380622)$$

$$\phi_v V_n = 48{,}282.35294 \text{ kg}$$

(ข) เมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคาน ทุกระยะ 2.50 เมตร

กำลังรับแรงเฉือนที่น้อยที่สุดจะอยู่ที่ปลายคาน เนื่องจากไม่ได้รวมผลจากพฤติกรรมสมมติแบบ tension field action ซึ่งคำนวณค่ากำลังรับแรงเฉือนได้จากสมการ

$$\phi_v V_n = 0.9(0.6A_w F_y C_v)$$

ระยะห่างของค้ำยันทางข้างของปีกคานรับแรงอัด = ระยะห่างของเหล็กเสริมข้างคาน a = 2.50 m =250 cm

ความสูงของเหล็กแผ่นตั้ง $h = 173 - 2 \times 1.5 = 170$ cm

อัตราส่วน $\dfrac{a}{h} = \dfrac{250}{170} = 1.470588235 > 3$

ดังนั้น $k_v = 5 + \dfrac{5}{\left(\dfrac{a}{h}\right)^2} = 5 + \dfrac{5}{1.470588235^2} = 7.312000001$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{170}{1.0} = 170$$

$$1.37\sqrt{\frac{k_vE}{F_y}} = 1.37\sqrt{\frac{7.312 \times 2 \times 10^6}{2500}} = 104.7812686$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_vE}{F_y}}$$

ดังนั้นค่า $C_v = \dfrac{1.52k_vE}{\left(\dfrac{h}{t_w}\right)^2 F_y} < 0.8$

แทนค่า $C_v = \dfrac{1.52 \times 7.312 \times 2 \times 10^6}{\left(\dfrac{170}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.307660622$

กำลังรับแรงเฉือน

$$\phi_v V_n = 0.9(0.6A_w F_y C_v) = 0.9 \times (0.6 \times 170 \times 1.0 \times 2500 \times 0.307660622)$$

$$\phi_v V_n = 70{,}608.11294 \text{ kg}$$

แสดงให้เห็นว่า เมื่อใช้เหล็กเสริมข้างคานเป็นระยะๆ ตลอดความยาวคาน จะทำให้กำลังรับแรงเฉือนของรูปตัดมีค่าเพิ่มมากขึ้น

ถ้าต้องการให้กำลังรับแรงเฉือนของรูปตัดที่ช่วงปลายคาน มีค่าเพิ่มขึ้นเป็นสองเท่าของกรณีที่ไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคานเลย ทำได้โดยลดอัตราส่วน $\frac{a}{h}$ ให้น้อยลง

เมื่อต้องการให้ $\phi_v V_n = 0.9(0.6A_w F_y C_v) = 2 \times 48{,}282.35294$

นั่นคือ ต้องการ $C_v = \dfrac{\phi_v V_n}{0.9(0.6A_w F_y)} = \dfrac{2 \times 48{,}282.35294}{0.9(0.6 \times 170 \times 1.0 \times 2500)} = 0.420761245$

แต่เนื่องจาก $C_v = \dfrac{1.52k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$ หรือ $k_v = \dfrac{C_v F_y}{1.52E}\left(\dfrac{h}{t_w}\right)^2$

$$k_v = \frac{C_v F_y}{1.52E}\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 = \frac{0.420761245 \times 2500}{1.52 \times 2 \times 10^6}\left(\frac{170}{1.0}\right)^2 = 10$$

แต่ $k_v = 5 + \dfrac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$ ได้ $\left(\dfrac{a}{h}\right)^2 = \dfrac{5}{k_v - 5} = \dfrac{5}{10-5} = \dfrac{5}{5} = 1$

$$\frac{a}{h} = \sqrt{1} = 1$$

$$a = 1 \times h = 1 \times 170 = 170 \text{ cm}$$

นั่นคือ นอกจากจะต้องเสริมเหล็กข้างคานแบบรับแรงกดที่จุดรองรับแล้ว จะต้องเสริมเหล็กข้างคานแบบไม่รับแรงกด โดยให้ห่างจากปลายคานเป็นระยะ $a = h = 170$ cm จึงจะทำให้กำลังรับแรงเฉือนของรูปตัดที่ช่วงปลายคานมีค่าเพิ่มมากกว่าเดิมเป็นสองเท่าจากกรณีที่ไม่ใช้เหล็กเสริมข้างคานเลย

ตัวอย่างที่ 8.2 คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่ซึ่งใช้เหล็กชนิด A36 ต้องรับน้ำหนักบรรทุกแบบแผ่ที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน (รวมน้ำหนักของคานแล้ว) 1.5 ตัน/เมตร น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 4.5 ตัน/เมตร และน้ำหนักบรรทุกแบบจุดที่เกิดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 4.5 ตัน น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 13.5 ตัน ซึ่งกระทำที่ตำแหน่งต่างๆ ดังแสดง สมมติให้มีค้ำยันทางข้างที่ปีกคานด้านรับแรงอัดเฉพาะที่ปลายคานและที่น้ำหนักแบบจุดกระทำเท่านั้น และให้มีเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดเฉพาะที่ปลายคานและที่น้ำหนักแบบจุดกระทำเช่นกัน ถ้าต่อเชื่อมคานเหล็กประกอบนี้อย่างเพียงพอ ให้ตรวจสอบ

(ก) กำลังรับโมเมนต์ดัด

(ข) กำลังรับแรงเฉือน

(ค) การรับแรงเฉือนร่วมกับโมเมนต์ดัด

(ง) การใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด ขนาด 10×150 mm หนึ่งคู่ตรงที่มีน้ำหนักแบบจุดกระทำ และขนาด 12×150 mm หนึ่งคู่ที่ปลายคานทั้งสอง

วิธีทำ

ตรวจสอบโดยวิธี ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักใช้งานที่กระทำ

น้ำหนักแผ่ $w = 1.5 + 4.5 = 6 \ t/m$

น้ำหนักแบบจุด $P = 4.5 + 13.5 = 18$ ตัน

ขั้นตอนที่ 2 เขียนแผนภาพแรงเฉือน (SFD) และแผนภาพโมเมนต์ดัด (BMD) ดังแสดง

แผนภูมิแรงเฉือน (SFD) และแผนภูมิโมเมนต์ดัด (BMD)

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบขนาดของเหล็กแผ่นตั้ง

ความสูงแผ่นตั้ง $h = d - 2t_f = 170 - 2 \times 2.5 = 165$ cm

ความหนาแผ่นตั้ง $t_w = 1.0$ cm

$$\frac{h}{t_w} = \frac{165}{1.0} = 165$$

$$5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.76\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 162.9174024$$

$$\frac{h}{t_w} > 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แสดงว่าเป็นคานประกอบขนาดใหญ่ (plate girder)

ตรวจสอบความหนาอย่างน้อยของเหล็กแผ่นตั้ง t_w เพื่อป้องกันการโก่งเดาะในแนวตั้ง

$a = 3.50$ m $= 350$ cm = ระยะห่างระหว่างค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด (ดูจากรูป)

$\frac{a}{h} = \frac{350}{165} = 2.121212121$ ดังนั้นตรวจสอบด้วยสมการ

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + F_r)}} = \frac{0.48 \times 2 \times 10^6}{\sqrt{2500(2500+1150)}} = 317.8006612$$

$$t_w = \frac{h}{317.8006612} = \frac{165}{317.8006612} = 0.519193381 \text{ cm} < 1.0 \text{ cm}$$

แสดงว่าใช้เหล็กแผ่นตั้งขนาดสูง 165 cm และหนา 10 mm ได้

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ดัด

หน่วยแรงดัดที่ยอมให้

$$F_b' = F_b R_{PG} R_e$$

หาค่าต่างๆ ที่จำเป็น

$R_e = 1.0$ เนื่องจากใช้เหล็กชนิดเดียวกันในการทำแผ่นตั้งและปีกคาน

I_x = สี่เหลี่ยมเต็มลบสี่เหลี่ยมเจาะออก

$$I_x = \frac{40 \times 170^3}{12} - \frac{(40-1.0)(170 - 2 \times 2.5)^3}{12} = 1{,}777{,}260.417 \text{ cm}^4$$

$$c = \frac{170}{2} = 85 \text{ cm}$$

$$S_x = \frac{I}{c} = \frac{1{,}777{,}260.417}{85} = 20{,}908.94608 \text{ cm}^3$$

หาหน่วยแรงดัด F_b

เนื่องจากมีค้ำยันด้านข้างเป็นระยะๆ ดังนั้น ต้องพิจารณาหาหน่วยแรงดัดจากการโก่งออกทางข้าง และจากการโก่งเฉพาะที่ที่ปีกคานด้านรับแรงอัด แล้วนำค่าน้อยมาใช้

(ก) สำหรับการโก่งเฉพาะที่ที่ปีกคานด้านรับแรงอัด

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{40}{2 \times 2.5} = 8$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 10.74802307$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

แม้จะเหมือนกับเป็นหน้าตัดแบบอัดแน่น แต่เหล็กปีกคานอาจจะไม่ได้ยึดต่อเนื่องกับเหล็กแผ่นตั้งตลอดความยาวคาน ดังนั้น

$$F_b = 0.60F_y = 0.60 \times 2500 = 1500 \text{ ksc}$$

(ข) สำหรับการโก่งออกทางข้าง พิจารณาจากระยะค้ำยันทางข้าง

$L = 3.50 \text{ m} = 350 \text{ m} =$ ระยะห่างของค้ำยันทางข้าง (ดูจากรูป)

$$L_c = 0.444b_f\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.444 \times 40\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 502.3286574 \text{ cm}$$

$$L < L_c$$

ดังนั้น $F_b = 0.66F_y = 0.66 \times 2500 = 1650 \text{ ksc}$

เลือกค่าน้อย หน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 1500 \text{ ksc}$

$$a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{ht_w}{b_f t_f} = \frac{165 \times 1.0}{40 \times 2.5} = 1.65$$

$$R_{PG} = 1 - 0.0005a_r\left(\frac{h}{t_w} - 5.76\sqrt{\frac{0.6E}{F_b}}\right) \le 1.0$$

$$R_{PG} = 1 - 0.0005 \times 1.65\left(\frac{165}{1.0} - 5.76\sqrt{\frac{0.6 \times 2 \times 10^6}{1500}}\right)$$

$$R_{PG} = 0.998281857$$

ดังนั้น หน่วยแรงดัดที่ยอมให้

$$F_b' = F_b R_{PG} R_e = 1500 \times 0.998281857 \times 1.0 = 1497.422785 \text{ ksc}$$

โมเมนต์ดัดที่รับได้

$$M = F_b' S_x = 1497.422785 \times 20{,}908.94608 = 31{,}309{,}532.28 \text{ kg.cm}$$

$$M = 313{,}095.3228 \text{ kg.m}$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดที่เกิดขึ้น 273 ตัน.เมตร หน้าตัดรับโมเมนต์นี้ได้

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

(ก) ที่ปลายคาน แม้ว่าจะใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่ฐานรอง และที่ตำแหน่งซึ่งน้ำหนักแบบจุดกระทำ แต่จะไม่มีผลต่อพฤติกรรมสมมติแบบ tension field action จาก

$$\frac{h}{t_w} = \frac{165}{1.0} = 165$$

$$\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^6}{2500}} = 63.2455532$$

$$\frac{h}{t_w} > \sqrt{\frac{5E}{F_y}}$$

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้คือ $F_v = \dfrac{F_y C_v}{2.89}$

$a = 3.50 \text{ m} = 350 \text{ cm} =$ ระยะห่างระหว่างค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด (ดูจากรูป)

$$\frac{a}{h} = \frac{350}{165} = 2.121212121 > 1.0$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.0}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5.34 + \frac{4.0}{2.121212121^2} = 6.228979592$$

ค่า $C_v = \dfrac{1.55k_vE}{\left(\dfrac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \dfrac{1.52 \times 6.228979592 \times 2 \times 10^6}{165^2 \times 2500} = 0.278216315$

ดังนั้น

$$F_v = \frac{F_yC_v}{2.89} = \frac{2500 \times 0.278216315}{2.89} = 240.671553 \text{ ksc}$$

รับแรงเฉือนได้

$$V = 240.671553 \times 165 \times 1.0 = 39{,}710.80625 \text{ kg} < 69 \text{ tonne}$$

แสดงว่าไม่สามารถรับแรงเฉือนดังที่ต้องการ

วิธีแก้ไขเพื่อเพิ่มกำลังรับแรงเฉือน คือ ต้องพิจารณาเสริมเหล็กข้างคานช่วงใน (intermediate stiffener) แบบไม่รับแรงกด ทั้งนี้ เพื่อลดอัตราส่วน $\dfrac{a}{h}$

การหาตำแหน่งตัวแรกของเหล็กเสริมข้างคานช่วงในแบบไม่รับแรงกด ทำดังนี้

จากแผนภาพแรงเฉือน แรงเฉือนสูงสุด V = 69 t = 69,000 kg

ให้ $F_v = \dfrac{F_yC_v}{2.89} = \dfrac{V}{A_w} = \dfrac{69{,}000}{165 \times 1.0}$

$$C_v = \frac{69{,}000}{165 \times 1.0} \times \frac{2.89}{2500} = 0.483418181$$

แต่ $C_v = \dfrac{1.55k_vE}{\left(\dfrac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$ ดังนั้น

$$k_v = \frac{C_vF_y}{1.55E}\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 = \frac{0.483418181 \times 2500}{1.55 \times 2 \times 10^6}\left(\frac{165}{1.0}\right)^2 = 10.61375806$$

แต่ $k_v = 5.34 + \dfrac{4.0}{\left(\dfrac{a}{h}\right)^2}$ ได้ $\left(\dfrac{a}{h}\right) = \sqrt{\dfrac{4.0}{k_v - 5.34}} = \sqrt{\dfrac{4.0}{10.61375806 - 5.34}}$

$$\frac{a}{h} = 0.870903216$$

$$a = 0.870903216h = 0.870903216 \times 165 = 143.6990307 \text{ cm}$$

นั่นคือ ระยะที่ต้องเสริมเหล็กข้างคานตัวแรก $a = 143.699$ m

(ข) ที่ตำแหน่งซึ่งรับน้ำหนักกระทำแบบจุด

เนื่องจากใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดทุกระยะ 3.50 เมตร ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนจะพิจารณาโดยรวมผลของพฤติกรรมสมมติแบบ tension field action

$$\frac{a}{h} = \frac{350}{165} = 2.121212121$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.0}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5.34 + \frac{4.0}{2.121212121^2} = 6.228979592$$

$$C_v = \frac{1.55k_vE}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.55 \times 6.228979592 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{165}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.283707426 < 1.0$$

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}\left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right]$$

$$F_v = \frac{2500}{2.89}\left[0.283707426 + \frac{1 - 0.283707426}{1.15\sqrt{1 + \left(\frac{350}{165}\right)^2}}\right]$$

$$F_v = 475.1801335 \text{ ksc}$$

แรงเฉือนที่เกิดจริง (ดูจาก SFD) $V = 69 - 6 \times 3.50 - 18 = 30 \text{ t} = 30{,}000 \text{ kg}$

หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจริง $f_v = \frac{V}{ht_w} = \frac{30{,}000}{165 \times 1.0} = 181.8181818 \text{ ksc}$

พบว่า $f_v < F_v$ ใช้ได้

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนร่วมกัน

ต้องตรวจสอบด้วยสมการ

$$F_b = \left(0.825 - 0.375\frac{f_v}{F_v}\right)F_y \le 0.6F_y$$

ตรงตำแหน่งที่น้ำหนักกระทำเป็นจุด จากขั้นตอนที่ 5 พบว่า

$f_v = 181.8181818 \text{ ksc}$

$F_v = 475.1801335 \text{ ksc}$

$$F_b = \left(0.825 - 0.375 \times \frac{181.8181818}{475.1801335}\right) \times 2500 = 1703.784361 \text{ ksc}$$

$$0.6F_y = 0.6 \times 2500 = 1500 \text{ ksc}$$

ใช้ $F_b = 1500 \text{ ksc}$

ตรงตำแหน่งที่น้ำหนักกระทำเป็นจุด ดู BMD จะพบว่ามีโมเมนต์ $M = 231\ t,m$ และหน้าตัดโมดูลัสหน้าตัด $S_x = 20{,}908.94608\ cm^3$ ดังนั้นหน่วยแรงดัด

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{231 \times 1000 \times 100}{20{,}908.94608} = 1104.790261\ ksc < F_b = 1500\ ksc$$

แสดงว่าการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนร่วมกัน ไม่มีผลต่อการรับน้ำหนักของคานประกอบนี้

ขั้นตอนที่ 7 ตรวจสอบการใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

(ก) ที่ตำแหน่งซึ่งมีน้ำหนักแบบจุดกระทำ และใช้เหล็กเสริมข้างคานหนึ่งคู่ ขนาดหน้าตัด $10 \times 150\ mm$

ตรวจสอบ อัตราส่วน $\frac{b}{t} = \frac{150}{10} = 15$

กับอัตราส่วน $0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 15.8391919$

พบว่า $\frac{b}{t} < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ใช้ได้

ตรวจสอบกำลังรับแรงกดของเหล็กเสริมข้างคาน

$$R = 0.9 F_y A_{pb}$$

ถ้าขนาดขาเชื่อมระหว่างปีกคานกับแผ่นตั้งเท่ากับ 10 mm และตัดมุมที่เหล็กเสริมข้างคาน เท่ากับ 1.5 cm ดังนั้น

$$A_{pb} = 2(15 - 1.5)(1.0) = 27\ cm^2$$

$$R = 0.9 \times 2500 \times 27 = 60{,}750\ kg > 18{,}000\ kg \quad \text{ใช้ได้}$$

พิจารณากำลังรับน้ำหนักเมื่อทำหน้าที่คล้ายเสา

$$A = 25 \times 1 + 2 \times 1.0 \times 15 = 55\ cm^2$$

$$I = \sum \frac{bd^3}{12} + \sum Ad^2 = \frac{25 \times 1.0^3}{12} + 2 \times \frac{1.0 \times 15^3}{12} + 2 \times 1.0 \times 15 \times \left(0.5 + \frac{15}{2}\right)^2$$

$$I = 2484.583333\ cm^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2484.583333}{55}} = 6.721178648$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75 \times 165}{6.721178648} = 18.41194922$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2 \times 10^6}{2500}} = 125.6637061 > \frac{KL}{r}$$

$$\frac{KL}{rC_c} = \frac{18.41194922}{125.6637061} = 0.146517636$$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right]F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3}$$

$$F_a = \frac{\left[1-0.5\left(0.146517636^2\right)\right]\times 2500}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\times 0.14651763-\frac{1}{8}\times 0.14651763^3} = 1436.869872 \text{ ksc}$$

$$P = 55\times 1436.869872 = 79{,}027.84294 \text{ kg} > 18{,}000 \text{ kg OK}$$

(ข) ที่ปลายคาน ซึ่งใช้เหล็กเสริมข้างคาน 1 คู่ ขนาดหน้าตัด 12×150 mm

ตรวจสอบ อัตราส่วน $\frac{b}{t} = \frac{150}{12} = 12.5$

กับอัตราส่วน $0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2500}} = 15.8391919$

พบว่า $\frac{b}{t} < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ใช้ได้

ถ้าขนาดขาเชื่อมระหว่างปีกคานกับแผ่นตั้งเท่ากับ 10 mm และตัดมุมที่เหล็กเสริมข้างคาน เท่ากับ 1.5 cm ดังนั้น

$$A_{pb} = 2(15-1.5)(1.2) = 32.4 \text{ cm}^2$$

$$R = 0.9\times 2500\times 32.4 = 72{,}900 \text{ kg} > 69{,}000 \text{ kg}$$ ใช้ได้

พิจารณากำลังรับน้ำหนักเมื่อทำหน้าที่คล้ายเสา

$$A = 12\times 1 + 2\times 1.2\times 15 = 48 \text{ cm}^2$$

$$I = \sum\frac{bd^3}{12} + \sum Ad^2 = \frac{12\times 1.0^3}{12} + 2\times\frac{1.2\times 15^3}{12} + 2\times 1.2\times 15\times\left(0.5+\frac{15}{2}\right)^2$$

$$I = 2980 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2980}{48}} = 7.879297769 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75\times 165}{7.879297769} = 15.70571435$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2\times 2\times 10^6}{2500}} = 125.6637061 > \frac{KL}{r}$$

$$\frac{KL}{rC_c} = \frac{15.70571435}{125.6637061} = 0.124982103$$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right]F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3}$$

$$F_a = \frac{\left[1-0.5\left(0.124982103^2\right)\right]\times 2500}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\times 0.124982103-\frac{1}{8}\times 0.124982103^3} = 1447.78351 \text{ ksc}$$

$$P = 48\times 1447.78351 = 69{,}493.6085 \text{ kg} > 69{,}000 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

สรุปว่า คานเหล็กประกอบที่กำหนดให้ จะสามารถรับน้ำหนักกระทำดังกล่าวได้ ต่อเมื่อเพิ่มเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกดที่ระยะห่างจากปลายคานไม่เกิน 1.43 เมตร

ตรวจสอบตามวิธี LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักประลัยที่กระทำ

น้ำหนักแผ่ประลัย $w_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2\times 1.5 + 1.6\times 4.5 = 9$ ตัน/เมตร

น้ำหนักประลัยแบบจุด $P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2\times 4.5 + 1.6\times 13.5 = 27$ ตัน

ขั้นตอนที่ 2 เขียนแผนภาพแรงเฉือน (SFD) และแผนภาพโมเมนต์ดัด (BMD)

แผนภูมิของแรงเฉือน (SFD) และแผนภูมิของโมเมนต์ดัด (BMD)

ขั้นตอนที่ 3 ตรวจสอบขนาดของเหล็กแผ่นตั้ง

ความสูง $h = d - 2t_f = 170 - 2 \times 2.5 = 165$ cm

ความหนา $t_w = 1$ cm

$$\frac{h}{t_w} = \frac{165}{1} = 165$$

$$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 161.2203461$$

$$\frac{h}{t_w} > 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{OK}$$

ตรวจสอบความหนาอย่างน้อยของเหล็กแผ่นตั้ง เพื่อป้องกันไม่ให้เกิดการโก่งเดาะในแนวตั้ง

$a = 3.50$ m $= 350$ cm ระยะห่างของค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด

$\frac{a}{h} = \frac{350}{165} = 2.121212121 > 1.5$ จึงต้องตรวจสอบด้วยสมการ

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + F_r)}}$$

$$\frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + F_r)}} = \frac{0.48 \times 2 \times 10^6}{\sqrt{2500(2500 + 1150)}} = 317.8006612$$

$$\frac{165}{t_w} \le 317.8006612$$

$$t_w \ge \frac{165}{317.8006612} = 0.519193381 \text{ cm}$$

ดังนั้นใช้เหล็กแผ่นตั้งขนาดสูง 165 cm หนา 10 mm ได้

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ดัด

กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย $\phi_b M_n = \phi_b S_{xt} R_e F_y$ สำหรับปีกรับแรงดึง

กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย $\phi_b M_n = \phi_b S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr}$ สำหรับปีกรับแรงอัด

หาค่าต่างๆ ที่จำเป็น

$R_e = 1.0$ เนื่องจากใช้เหล็กชนิดเดียวกันในการทำแผ่นตั้งและปีกคาน

I_x = สี่เหลี่ยมเต็มลบสี่เหลี่ยมเจาะออก

$$I_x = \frac{40 \times 170^3}{12} - \frac{(40 - 1.0)(170 - 2 \times 2.5)^3}{12} = 1{,}777{,}260.417 \text{ cm}^4$$

$$c = \frac{170}{2} = 85 \text{ cm}$$

$$S_x = \frac{I}{c} = \frac{1{,}777{,}260.417}{85} = 20{,}908.94608 \text{ cm}^3$$

หาหน่วยแรงดัดวิกฤตที่ปีกรับแรงอัด F_{cr}

เนื่องจากมีค้ำยันทางข้างเป็นระยะๆ ดังนั้นต้องพิจารณาหาหน่วยแรงดัดวิกฤตจากลักษณะการวิบัติแบบ LTB และแบบ FLB แล้วนำค่าน้อยมาใช้

(ก) สำหรับการวิบัติแบบ FLB

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{40}{2\times 2.5} = 8$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2500}} = 10.74802307$$

$$\lambda < \lambda_p$$

ดังนั้น $F_{cr} = F_y = 2500$ ksc

(ข) สำหรับการวิบัติแบบ LTB

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} \approx \frac{L_b}{0.26b_f} = \frac{350}{0.26\times 40} = 33.65384615$$

$$\lambda_p = 1.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2500}} = 49.7803174$$

$$\lambda < \lambda_p$$

ดังนั้น $F_{cr} = F_y = 2500$ ksc

เลือกค่าน้อย ใช้ $F_{cr} = F_y = 2500$ ksc

เนื่องจาก $a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{ht_w}{b_f t_f} = \frac{165\times 1.0}{40\times 2.5} = 1.65$

$$R_{PG} = 1 - 0.0005a_r\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.70\sqrt{\frac{E}{F_{cr}}}\right) \le 1.0$$

ปีกคานขนาดเท่ากัน $h_c = h = 165$ cm

$$R_{PG} = 1 - 0.0005\times 1.65\times\left(\frac{165}{1.0} - 5.70\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2500}}\right) = 0.996881785 < 1.0$$

ที่ปีกคานรับแรงดึง

$$\phi_b M_n = \phi_b S_{xt} R_e F_y = 0.9\times 20{,}908.94608\times 1.0\times 2500$$

$$\phi_b M_n = 47{,}045{,}128.68 \text{ kg.cm} = 470{,}451.2868 \text{ kg.m}$$

ที่ปีกคานรับแรงอัด

$$\phi_b M_n = \phi_b S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr} = 0.9\times 20{,}908.94608\times 0.996881785\times 1.0\times 2500$$

$$\phi_b M_n = 46{,}898{,}431.88 \text{ kg.cm} = 468{,}984.3188 \text{ kg.m}$$

เลือกค่าน้อย $\phi_b M_n = 468{,}984.3188$ kg.m $> 409{,}500$ kg.m ที่เกิดขึ้น ใช้ได้

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือน

(ก) ที่ปลายคาน แม้ว่าจะใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่ฐานรอง และที่ตำแหน่งซึ่งน้ำหนักแบบจุดกระทำ แต่จะไม่มีผลต่อพฤติกรรมสมมติแบบ tension field action ดังนั้น กำลังรับแรงเฉือนจะคำนวณได้จาก

$$\phi_v V_n = 0.9(0.6A_w F_y C_v)$$

$$A_w = ht_w = 165 \times 1.0 = 165 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 2500 \text{ ksc}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{350}{165} = 2.121212121 < 3.0 \text{ ดังนั้น}$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{350}{165}\right)^2} = 6.11122449$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{165}{1.0} = 165$$

$$1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.37\sqrt{\frac{6.11122449 \times 2 \times 10^6}{2500}} = 95.79209673$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

ดังนั้น $$C_v = \frac{1.52k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.52 \times 6.11122449 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{165}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.272956803$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือน

$$\phi_v V_n = 0.9(0.6A_w F_y C_v)$$

$$\phi_v V_n = 0.9 \times 0.6 \times 165 \times 2500 \times 0.272956803$$

$$\phi_v V_n = 60{,}801.12802 \text{ kg} < V_u = 103{,}500 \text{ kg}$$

แสดงว่า ไม่สามารถรับแรงเฉือนที่เกิดขึ้นได้ วิธีแก้ไขต้องเสริมเหล็กข้างคานแบบไม่รับแรงกดเพื่อลดระยะ a ให้น้อยลง

หาตำแหน่งของเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกดคู่แรก

ให้แรงเฉือนที่รับได้เท่ากับแรงเฉือนประลัย

$$\phi_v V_n = 0.9(0.6A_w F_y C_v) = 103{,}500$$

$$0.9 \times 0.6 \times 165 \times 2500 C_v = 103{,}500$$

$$C_v = \frac{103{,}500}{0.9 \times 0.6 \times 165 \times 2500} = 0.464646464$$

แต่ $$C_v = \frac{1.52k_vE}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.52 \times k_v \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{165}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.464646464$$

$$k_v = \frac{0.464646464 \times 165^2 \times 2500}{1.52 \times 2 \times 10^6} = 10.40296053$$

แต่ $$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 10.40296053$$

$$\frac{a}{h} = \sqrt{\frac{5}{10.40296053 - 5}} = 0.961986782$$

$$a = 0.961986782 \times 165 = 158.7278191 \text{ cm}$$

ดังนั้นระยะที่ต้องเสริมเหล็กข้างคานคู่แรกห่างจากปลายคานระยะ $a = 158 \text{ cm} = 1.58 \text{ m}$

(ข) ที่ตำแหน่งซึ่งรับน้ำหนักกระทำแบบจุด

เนื่องจากใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดทุกระยะ 3.50 เมตร ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือน จะพิจารณาโดยรวมผลของพฤติกรรมสมมติแบบ tension field action

$$\frac{a}{h} = \frac{350}{165} = 2.121212121 < 3.0 \text{ ดังนั้น}$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{350}{165}\right)^2} = 6.11122449$$

$$C_v = \frac{1.52k_vE}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.52 \times 6.11122449 \times 2 \times 10^6}{\left(\frac{165}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.272956803$$

แต่

$$\frac{h}{t_w} = \frac{165}{1.0} = 165$$

$$1.10\sqrt{\frac{k_vE}{F_y}} = 1.10\sqrt{\frac{6.11122449 \times 2 \times 10^6}{2500}} = 76.91336234$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.10\sqrt{\frac{k_vE}{F_y}}$$

กำลังรับแรงเฉือนประลัย

$$V_n = 0.6A_wF_y\left[C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+\left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right]$$

$$V_n = 0.6\times165\times1.0\times2500\times\left[0.272956803 + \frac{1-0.272956803}{1.15\sqrt{1+\left(\frac{350}{165}\right)^2}}\right]$$

$$V_n = 247,500\times\left[0.272956803 + \frac{0.727043197}{1.15\times2.34510999}\right]$$

$$V_n = 134,279.6238 \text{ kg}$$

$$\phi_vV_n = 0.9\times134,279.6238 = 120,851.6615 \text{ kg} > 45,000 \text{ kg} \quad \text{OK}$$

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนร่วมกัน

ต้องตรวจสอบในช่วง

$$0.6V_n \le V_u \le \phi_vV_n$$

หรือเมื่อ $0.75M_n \le M_u \le \phi_bM_n$

ขณะนี้ทราบว่า $V_n = 134,279.6238 \text{ kg}$

$\phi_vV_n = 120,851.6615 \text{ kg}$

และ $0.6V_n = 0.6\times134,279.6238 = 80,567.77428 \text{ kg}$

$\phi_bM_n = 468,984.3188 \text{ kg.m}$

$$M_n = \frac{468,984.3188}{0.9} = 521,093.6876 \text{ kg.m}$$

$$0.75M_n = 0.75\times521,093.6876 = 390,820.2657 \text{ kg.m}$$

เมื่อพิจารณาจากแผนภาพของแรงเฉือนและโมเมนต์ดัด เมื่อค่า $V_u = 80.6$ ตัน ค่าของ M_u จะน้อยและมีค่าน้อยกว่าค่าที่ต้องพิจารณาคือ 390,820.2657 kg.m

นั่นคือ การรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนร่วมกัน ไม่มีผลต่อการรับน้ำหนักของคานประกอบนี้

ขั้นตอนที่ 7 ตรวจสอบการใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

(ก) ที่ตำแหน่งซึ่งมีน้ำหนักแบบจุดกระทำ และใช้เหล็กเสริมข้างคานหนึ่งคู่ ขนาดหน้าตัดข้างละ 10×150 mm

ตรวจสอบอัตราส่วน $\frac{b}{t}$ ว่าชะลูดเกินไปหรือไม่

$$\frac{b}{t} = \frac{150}{10} = 15$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 15.8391919$$

$$\frac{b}{t} < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{OK}$$

ตรวจสอบกำลังรับแรงกดประลัยของเหล็กเสริมข้างคาน

$$\phi R_n = 0.75(1.8F_yA_{pb})$$

ถ้าขนาดขาเชื่อมระหว่างปีกคานกับแผ่นตั้งเท่ากับ 10 mm และตัดมุมที่เหล็กเสริมข้างคานเท่ากับ 1.5 cm ดังนั้นเนื้อที่รับแรงกดคือ

$$A_{pb} = 2\times(15-1.5)\times1.0 = 27 \ \text{cm}^2$$

ดังนั้นกำลังรับแรงกดประลัย

$$\phi R_n = 0.75(1.8F_yA_{pb}) = 0.75\times1.8\times2500\times27$$

$$\phi R_n = 91{,}125 \ \text{kg} > 27{,}000 \ \text{kg} \quad \text{OK}$$

พิจารณากำลังรับน้ำหนักประลัยเมื่อทำหน้าที่คล้ายเสา

$$A = 25\times1.0 + 2\times15\times1.0 = 55 \ \text{cm}^2$$

$$I = \frac{25\times1^3}{12} + 2\times\frac{1.0\times15^3}{12} + 2\times15\times1.0\times\left(0.5+\frac{15}{2}\right)^2 = 2484.583333 \ \text{cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2484.583333}{55}} = 6.721178648$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75\times165}{6.721178648} = 18.41194922$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{18.41194922}{\pi}\sqrt{\frac{2500}{2\times10^6}} = 0.207207228 < 1.5$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2}F_y = 0.658^{0.207207228^2}\times2500 = 0.982190114\times2500$$

$$F_{cr} = 2455.427881 \ \text{ksc}$$

$$\phi_cP_n = 0.85F_{cr}A_g = 0.85\times2455.427881\times55$$

$$\phi_cP_n = 114{,}791.2534 \ \text{kg} > 27{,}000 \ \text{kg} \quad \text{OK}$$

(ข) ที่ปลายคาน ซึ่งใช้เหล็กเสริมข้างคานหนึ่งคู่ ขนาดหน้าตัด 12×150 mm

ตรวจสอบอัตราส่วน $\frac{b}{t}$ ว่าชะลูดเกินไปหรือไม่

$$\frac{b}{t} = \frac{150}{12} = 12.5$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2 \times 10^6}{2500}} = 15.8391919$$

$$\frac{b}{t} < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{OK}$$

ตรวจสอบกำลังรับแรงกดประลัยของเหล็กเสริมข้างคาน

$$\phi R_n = 0.75(1.8F_y A_{pb})$$

ถ้าขนาดขาเชื่อมระหว่างปีกคานกับแผ่นตั้งเท่ากับ 10 mm และตัดมุมที่เหล็กเสริมข้างคานเท่ากับ 1.5 cm ดังนั้นเนื้อที่รับแรงกดคือ

$$A_{pb} = 2 \times (15 - 1.5) \times 1.2 = 32.4 \ \text{cm}^2$$

ดังนั้นกำลังรับแรงกดประลัย

ดังนั้นกำลังรับแรงกดประลัย

$$\phi R_n = 0.75(1.8F_y A_{pb}) = 0.75 \times 1.8 \times 2500 \times 32.4$$

$$\phi R_n = 109{,}350 \ \text{kg} > 103{,}500 \ \text{kg} \quad \text{OK}$$

พิจารณากำลังรับน้ำหนักประลัยเมื่อทำหน้าที่คล้ายเสา

$$A = 12 \times 1.0 + 2 \times 15 \times 1.2 = 48 \ \text{cm}^2$$

$$I = \frac{12 \times 1^3}{12} + 2 \times \frac{1.2 \times 15^3}{12} + 2 \times 15 \times 1.2 \times \left(0.5 + \frac{15}{2}\right)^2 = 2980 \ \text{cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2980}{48}} = 7.879297769$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75 \times 165}{7.879297769} = 15.70571439$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{15.70571439}{\pi}\sqrt{\frac{2500}{2 \times 10^6}} = 0.176751386 < 1.5$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.176751386^2} \times 2500 = 0.987009165 \times 2500$$

$$F_{cr} = 2467.522914 \ \text{ksc}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 F_{cr} A_g = 0.85 \times 2467.522914 \times 48$$

$$\phi_c P_n = 100{,}674.9349 \ \text{kg} < 103{,}500 \ \text{kg} \quad \text{No good}$$

สรุป คานเหล็กประกอบที่กำหนดให้ ไม่สามารถรับน้ำหนักกระทำดังกล่าวได้ แต่จะสามารถรับน้ำหนักดังกล่าวได้ ก็ต่อเมื่อ

(ก) เพิ่มเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด ที่ระยะห่างจากปลายคานไม่เกินกว่า 1.58 เมตร

(ข) เพิ่มความหนาของเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่ปลายคาน

ตัวอย่างที่ 8.3 จงออกแบบคานเหล็กประกอบยาว 20 เมตร ให้รับน้ำหนักแผ่ซึ่งประกอบด้วย น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 2500 kg/m ๖ไม่รวมน้ำหนักคาน) น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 1900 kg/m และให้รับน้ำหนักจากเสาที่กระทำตรงกลางคานซึ่งประกอบด้วยน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 35000 kg และน้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 26000 kg สมมติมีค้ำยันทางข้างที่ปีกบนตลอดความยาวคาน และใช้เหล็กชนิด ASTM A36 มี $F_y = 2500$ ksc, $E = 2\times10^6$ ksc, และหนัก 8000 kg/m^3

วิธีทำ

ออกแบบโดยวิธี ASD

ขั้นตอนที่ 1 หาความลึกทั้งหมดของหน้าตัดคาน

ประมาณความลึกคานอยู่ระหว่าง $\frac{L}{12}$ ถึง $\frac{L}{10}$

$$\frac{L}{12} = \frac{20}{12} = 1.67 \text{ m}, \quad \frac{L}{10} = \frac{20}{10} = 2.00 \text{ m}$$

เลือกความลึกคาน $d = 180$ cm

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของเหล็กแผ่นตั้ง

สมมติให้ปีกคานหนา $t_f = 50$ mm ดังนั้น $h = d - 2t_f = 180 - 2\times5 = 170$ cm

หาความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

(ก) ถ้าเป็นคานประกอบขนาดใหญ่ $\frac{h}{t_w} \geq 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{170}{t_w} \geq 5.76\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 162.9174024$$

$$t_w \leq \frac{170}{162.9174024} = 1.043473549 \text{ cm}$$

(ข) จากมาตรฐาน ว.ส.ท. เหล็กแผ่นตั้งจะไม่เกิดการโก่งเดาะในแนวตั้ง ถ้า

ในกรณี $\frac{a}{h} < 1.5$

$$\frac{h}{t_w} \le 11.74\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{170}{t_w} \le 11.74\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 332.0573444$$

$$t_w \ge \frac{170}{332.0573444} = 0.511959764 \text{ cm}$$

ในกรณี $\frac{a}{h} > 1.5$

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{0.48E}{\sqrt{F_y\left(F_y + F_r\right)}}$$

$$\frac{170}{t_w} \le \frac{0.48\times2\times10^6}{\sqrt{2500\times\left(2500+1150\right)}} = 317.8006612$$

$$t_w \ge \frac{170}{317.8006612} = 0.534926514 \text{ cm}$$

ดังนั้นเลือกใช้เหล็กแผ่นตั้งขนาดสูง 170 cm หนา 10 mm

ขั้นตอนที่ 3 หาขนาดของเหล็กปีกคาน

เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กปีกคานโดยประมาณ $A_f = \frac{M}{hF_b} - \frac{A_w}{6}$

ดังนั้น หาโมเมนต์ดัดที่กระทำ ซึ่งเกิดจากน้ำหนักที่ประกอบด้วย

สมมติน้ำหนักของคาน $= 0.11\left(2500+1900\right) = 484 \rightarrow 500 \text{ kg/m}$

น้ำหนักแผ่ $w = \left(2500+500\right)+\left(1900\right) = 4900 \text{ kg/m}$

น้ำหนักกระทำเป็นจุด $P = 35000 + 26000 = 61000 \text{ kg}$

ดังนั้น $M_{max} = \frac{wL^2}{8} + \frac{PL}{4} = \frac{4900\times20^2}{8} + \frac{61000\times20}{4} = 550{,}000 \text{ kg.m}$

$$V_{max} = \frac{wL}{2} + \frac{P}{2} = \frac{4900\times20}{2} + \frac{61000}{2} = 79{,}500 \text{ kg}$$

สมมติหน่วยแรงดัดที่ยอมให้ $F_b = 0.6F_y = 0.6\times2500 = 1500 \text{ ksc}$

แทนค่า $A_f \approx \frac{550{,}000\times100}{170\times1500} - \frac{170\times1}{6} = 187.3529412 \text{ cm}^2$

โดยที่สมมติไว้แล้วว่าปีกคานหนา 5 cm ดังนั้นความกว้างปีกคานอย่างน้อย

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{187.3529412}{5} = 37.47058824 \text{ cm}$$

เลือกใช้ขนาดของปีกคาน กว้าง $b_f = 40 \text{ cm} = 400 \text{ mm}$ หนา $t_f = 5 \text{ cm} = 50 \text{ mm}$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบหน่วยแรงดัด

$$\frac{h}{t_w} = \frac{170}{1} = 170$$

$$5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.76\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 162.9174024$$

$$\frac{h}{t_w} > 5.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

ดังนั้นหน่วยแรงดัดที่ยอมให้คือ

$$F_b^{'} = F_b R_{PG} R_e$$

คานมีค้ำยันทางข้างตลอดความยาวคาน และอัตราส่วน

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{40}{2\times5} = 4$$

$$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2\times10^6}{2500}} = 10.74802307$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

ดังนั้น

$$F_b = 0.6F_y = 0.6\times2500 = 1500 \text{ ksc}$$

$R_e = 1.0$ เพราะใช้เหล็กชนิดเดียวกันทั้งแผ่นตั้งและปีกคาน

$$a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{ht_w}{b_f t_f} = \frac{170\times1}{40\times5} = 0.85$$

จากสมการ

$$R_{PG} = 1 - 0.0005a_r\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.76\sqrt{\frac{0.6E}{F_b}}\right) \le 1.0$$

แต่ปีกคานรับแรงอัดเท่ากับปีกคานรับแรงดึง $h_c = h = 170$ cm

$$R_{PG} = 1 - 0.0005 \times 0.85 \times \left(\frac{170}{1} - 5.76\sqrt{\frac{0.6 \times 2 \times 10^6}{1500}}\right) = 0.996989896 < 1.0$$

ดังนั้น หน่วยแรงดัดที่ยอมให้

$$F_b^{'} = F_b R_{PG} R_e = 1500 \times 0.996989896 \times 1.0 = 1495.484844 \text{ ksc}$$

จากรูปตัดที่เลือกใช้

$$I_x = \text{ สี่เหลี่ยมเต็ม} - \text{สี่เหลี่ยมเจาะออก } = \frac{bd^3}{12} - \frac{b_1 d_1^3}{12}$$

$$I_x = \frac{40 \times 180^3}{12} - \frac{(40-1) \times (180 - 2 \times 5)^3}{12} = 3{,}472{,}750 \text{ cm}^4$$

$$c = \frac{d}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ cm}$$

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{3{,}472{,}750}{90} = 38{,}586.11111 \text{ cm}^3$$

หน่วยแรงดัดที่เกิดขึ้นจริง

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{550 \times 1000 \times 100}{38{,}586.11111} = 1425.383342 < F_{bx} = F_b^{'} = 1495.484844 \text{ ksc}$$ ใช้ได้

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนและพิจารณาหาตำแหน่งของเหล็กเสริมข้างคาน

(ก) ที่ปลายคาน หากใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่ฐานรองและที่กึ่งกลางซึ่งมีน้ำหนักแบบจุดกระทำ

$a = 10 \text{ m} = 1000 \text{ cm} =$ ระยะห่างระหว่างค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัด

$h = d - 2t_f = 180 - 2 \times 5 = 170 \text{ cm} =$ ความสูงของแผ่นตั้ง

$$\frac{a}{h} = \frac{1000}{170} = 5.882352941 > 1.0$$

ดังนั้น $$k_v = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5.34 + \frac{4}{5.882352941^2} = 5.4556$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{170}{1} = 170$$

$$\sqrt{\frac{5E}{F_y}} = \sqrt{\frac{5 \times 2 \times 10^6}{2500}} = 63.2455532$$

$$\frac{h}{t_w} > \sqrt{\frac{5E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{1.55k_vE}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.55 \times 5.4556 \times 2 \times 10^6}{170^2 \times 2500} = 0.234081107$$

$$F_v = \frac{F_yC_v}{2.89} = \frac{2500 \times 0.234081107}{2.89} = 202.4923073 \text{ ksc}$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{79500}{170 \times 1} = 467.6470588 \text{ ksc} > F_v \text{ No good}$$

หน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้นมากกว่าหน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ ใช้ไม่ได้ ต้องพิจารณาเสริมเหล็กข้างคานช่วงใน (intermediate stiffener) ด้วย

หาตำแหน่งตัวแรกของเหล็กเสริมข้างคานตัวในแบบไม่รับแรงกด

พิจารณาได้จากให้หน่วยแรงเฉือนที่รับได้เท่ากับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดขึ้น

$$F_v = \frac{F_yC_v}{2.89} = f_v = 467.6470588$$

$$C_v = \frac{467.6470588 \times 2.89}{F_y} = \frac{467.6470588 \times 2.89}{2500} = 0.5406$$

$$C_v = \frac{1.55k_vE}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.55k_v \times 2 \times 10^6}{170^2 \times 2500} = 0.5406$$

$$k_v = \frac{0.5406 \times 170^2 \times 2500}{1.55 \times 2 \times 10^6} = 12.59946774$$

$$k_v = 4 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 12.59946774$$

$$\frac{a}{h} = \sqrt{\frac{5.34}{12.59946774 - 4}} = 0.78801565 < 1.0$$

$$a = 0.78801565h = 0.78801565 \times 170 = 133.9626605 \text{ cm}$$

ดังนั้น ใช้เหล็กเสริมข้างคานตัวแรกแบบไม่รับแรงกด ที่ระยะ 1 เมตร จากปลายคาน

(ข) หาตำแหน่งถัดไปของเหล็กเสริมข้างคานช่วงใน

ถ้าใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกดทุกๆ ระยะ 3 เมตร จนถึงกลางช่วงคาน ดังนั้นตรวจสอบหน่วยแรงเฉือนที่ระยะ 1 เมตรแรกที่ห่างจากปลายคาน โดยพิจารณารวมพฤติกรรมรับแรงดึงสมมติ tension field action

$$\frac{a}{h} = \frac{300}{170} = 1.764705882 > 1.0$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5.34 + \frac{4}{1.764705882^2} = 6.624444444$$

$$C_v = \frac{1.55 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.55 \times 6.624444444 \times 2 \times 10^6}{170^2 \times 2500} = 0.284232218$$

หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}\left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right]$$

$$F_v = \frac{2500}{2.89} \times \left[0.284232218 + \frac{1 - 0.284232218}{1.15\sqrt{1 + 1.764705882^2}}\right]$$

$$F_v = \frac{2500}{2.89} \times 0.591086579 = 511.3205703 \text{ ksc}$$

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{79500 - 4900 \times 1.00}{170 \times 1} = 438.8235294 \text{ ksc} < F_v \quad \text{OK}$$

(ค) หาขนาดของเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด

สมมติใช้เหล็กเสริมข้างคานเป็นคู่ ค่า $D = 1.0$

ดังนั้น

$$\min A_{st} = \frac{1 - C_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{\left(\frac{a}{h}\right)^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}}\right] YDht$$

$$\min A_{st} = \frac{1 - 0.284232218}{2}\left[\frac{300}{170} - \frac{\left(\frac{300}{170}\right)^2}{\sqrt{1 + \left(\frac{300}{170}\right)^2}}\right] \times 1 \times 1 \times 170 \times 1.0$$

$$\min A_{st} = 13.95508976 \text{ cm}^2$$

และ

$$\min I_{st} = \left(\frac{h}{50}\right)^4 = \left(\frac{170}{50}\right)^4 = 133.6336 \text{ cm}^4$$

เลือกใช้แผ่นเหล็กขนาดกว้าง 75 mm หนา 10 mm ยาว 165 cm เสริม 2 ข้าง

$$I_{st} = \frac{bh^3}{12} + Ad^2 = 2\times\left[\frac{1.0\times 7.5^3}{12} + (1.0\times 7.5)\left(\frac{7.5}{2}+\frac{1.0}{2}\right)^2\right] = 341.25\ cm^4 > \min I_{st}$$

ตรวจสอบ

$$\frac{b}{t} = \frac{75}{10} = 7.5$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2500}} = 15.8391919$$

$$\frac{b}{t} < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{OK}$$

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนร่วมกัน โดยคิดรวมกับพฤติกรรมการรับแรงดึงสมมติ หรือ tension field action ซึ่งต้องตรวจสอบด้วยสมการ

$$F_b = \left(0.825 - 0.375\frac{f_v}{F_v}\right)F_y \le 0.6F_y$$

ที่ตำแหน่งน้ำหนักกระทำเป็นจุดนั้น

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{30{,}500}{170\times 1} = 179.4117647\ \text{ksc}$$

จากข้อ (ข) ทราบว่า $F_v = 511.3205703$ ksc

$$F_b = \left(0.825 - 0.375\times\frac{179.4117647}{511.3205703}\right)\times 2500 = 1733.550728\ \text{ksc}$$

$$0.6F_y = 0.6\times 2500 = 1500\ \text{ksc}$$

ดังนั้นใช้ $F_b = 1500$ ksc ที่จริงในสภาวะที่ $f_v < 0.6F_v$ ไม่ต้องตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดและแรงเฉือนร่วมกัน

หน้าตัดเสาตรงที่รับน้ำหนักแบบจุด

หน้าตัดเสาที่ปลายคาน

ขั้นตอนที่ 7 หาขนาดของเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

(ก) ตรงกลางคาน ที่รับแรงกด 61000 kg

กำลังรับแรงกดของเหล็กเสริมข้างคาน

$$0.9F_yA_{pb} = 61000$$

$$A_{pb} = \frac{61000}{0.9F_y} = \frac{61000}{0.9\times 2500} = 27.11111111 \text{ cm}^2$$

สมมติใช้แผ่นเหล็กหนา $t = 12 \text{ mm} = 1.2 \text{ cm}$ มีแผ่นเหล็ก 2 แผ่น ดังนั้นความกว้างแผ่นเหล็กต้องไม่น้อยกว่า

$$b = \frac{27.11111111}{2\times 1.2} = 11.2962963 \text{ cm}$$

ขณะเดียวกันความกว้างต้องไม่มากกว่า

$$\frac{b}{t} \le 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2\times 10^6}{2500}} = 15.8391919$$

$$b \le 15.8391919\times 1.2 = 19.00703028 \text{ cm}$$

ดังนั้นใช้เหล็กเสริมข้างคานหนึ่งคู่ ขนาดหน้าตัด 12×150 mm

ถ้าขนาดขาเชื่อมระหว่างปีกคานกับแผ่นตั้งเท่ากับ 10 mm และตัดมุมของเหล็กเสริมข้างคานเท่ากับ 1.5 cm ดังนั้น

$$A_{pb} = 2\times(15-1.5)\times 1.2 = 32.4 \text{ cm}^2 > 27 \text{ cm}^2$$

ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักเมื่อทำหน้าที่คล้ายเสา

$$A = 25\times 1 + 2\times 1.2\times 15 = 61 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bd^3}{12} + Ad^2 = \frac{25\times 1^3}{12} + 2\times\frac{1.2\times 15^3}{12} + 2\times(1.2\times 15)\times\left(\frac{1.0}{2}+\frac{15}{2}\right)^2$$

$$I = 2981.083333 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2981.083333}{61}} = 6.990723752 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75\times 170}{6.990723752} = 18.23845492$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2\times 2\times 10^6}{2500}} = 125.6637061 > \frac{KL}{r}$$

$$\frac{KL}{rC_c} = \frac{18.23845492}{125.6637061} = 0.145137012$$

$$F_a = \frac{\left[1-\frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right]F_y}{\left[\frac{5}{3}+\frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)-\frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - 0.5 \times 0.145137012^2\right] \times 2500}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times 0.145137012 - \frac{1}{8} \times 0.145137012^3\right]}$$

$$F_a = 1437.585522 \text{ ksc}$$

$$P = F_a A = 1437.585522 \times 61 = 87{,}692.71687 \text{ kg} > 61{,}000 \text{ kg OK}$$

(ข) ที่ปลายคาน แรงปฏิกิริยา 79500 kg

ใช้เหล็กเสริมข้างคานหนึ่งคู่ขนาดหน้าตัด 16×150 mm วางห่างจากปลายคาน 5 cm

ถ้าขนาดขาเชื่อมระหว่างปีกคานกับแผ่นตั้งเท่ากับ 10 mm และตัดมุมของเหล็กเสริมข้างคานเท่ากับ 1.5 cm ดังนั้นพื้นที่รับแรงกดคือ

$$A_{pb} = 2 \times (15 - 1.5) \times 1.6 = 43.2 \text{ cm}^2$$

รับแรงกดได้

$$P = 0.9 F_y A_{pb} = 0.9 \times 2500 \times 43.2 = 97{,}200 \text{ kg} > 79{,}500 \text{ kg}$$

ตรวจกำลังรับน้ำหนักเมื่อทำหน้าที่คล้ายเสา

$$A = 12 \times 1 + 2 \times 1.6 \times 15 = 60 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bd^3}{12} + Ad^2 = \frac{12 \times 1^3}{12} + 2 \times \frac{1.6 \times 15^3}{12} + 2 \times (1.6 \times 15) \times \left(\frac{1.0}{2} + \frac{15}{2}\right)^2$$

$$I = 3973 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3973}{60}} = 8.13736239 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75 \times 170}{8.13736239} = 15.66846773$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2 \times 10^6}{2500}} = 125.6637061 > \frac{KL}{r}$$

$$\frac{KL}{rC_c} = \frac{15.66846773}{125.6637061} = 0.124685704$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^2\right] F_y}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right) - \frac{1}{8}\left(\frac{KL}{rC_c}\right)^3\right]}$$

$$F_a = \frac{\left[1 - 0.5 \times 0.124685704^2\right] \times 2500}{\left[\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \times 0.124685704 - \frac{1}{8} \times 0.124685704^3\right]}$$

$$F_a = 1447.929972 \text{ ksc}$$

$$P = F_a A = 1447.929972 \times 60 = 86{,}875.7983 \text{ kg} > 79{,}500 \text{ kg OK}$$

ขั้นตอนที่ 8 ตรวจสอบน้ำหนักของคานประกอบที่ได้

ปริมาตรของปีกคาน $2V_f = 2 \times 0.05 \times 0.40 \times 20 = 0.8\ m^3$

ปริมาตรของแผ่นตั้ง $0.01 \times 1.70 \times 20 = 0.34\ m^3$

เหล็กเสริมข้างคาน

แบบไม่รับแรงกด มี 12 ชิ้น ขนาด $10 \times 75 \times 1650$ mm

ปริมาตรแบบไม่รับแรงกด $12 \times 0.01 \times 0.075 \times 1.65 = 0.01485\ m^3$

แบบรับแรงกด ขนาด $12 \times 150 \times 1700$ mm จำนวน 2 ชิ้น และขนาด $16 \times 150 \times 1700$ m จำนวน 4 ชิ้น

ปริมาตรแบบไม่รับแรงกด $2 \times 0.012 \times 0.15 \times 1.70 + 4 \times 0.016 \times 0.15 \times 1.70 = 0.02244\ m^3$

รวมปริมาตร $0.8 + 0.34 + 0.01485 + 0.02244 = 1.17729\ m^3$

น้ำหนักคาน $= 8000 \times 1.17729 = 9418.32\ kg = \dfrac{9418.32}{20} = 470.916\ kg/m$ น้อยกว่าที่สมมติไว้ที่ 500 kg/m ใช้ได้

ขั้นตอนที่ 9 ออกแบบรอยต่อต่างๆ ของคานประกอบ

สมมติใช้ลวดเชื่อมชนิด E70

กำลังของลวดเชื่อม $= 0.3 \times 4900 = 1470$ ksc

(ก) รอยต่อระหว่างปีกคานกับเหล็กแผ่นตั้ง

แรงเฉือนในแนวนอนของรอยต่อนี้ $= \dfrac{VQ}{I}$

$V = 79{,}500$ kg = แรงเฉือน

$Q = (40 \times 5) \times \left(\dfrac{180}{2} - \dfrac{5}{2}\right) = 17{,}500\ cm^3 =$ โมเมนต์ของพื้นที่เหนือรอยต่อรอบแกนสะเทิน

$I = \dfrac{40 \times 180^3}{12} - \dfrac{(40-1)(180 - 2 \times 5)^3}{12} = 3{,}472{,}750\ cm^4$

แรงเฉือนในแนวนอน $\dfrac{79{,}500 \times 17{,}500}{3{,}472{,}750} = 400.6191059\ kg/cm$

แผ่นเหล็กที่บางที่สุดคือแผ่นตั้งหนา 10 mm ใช้ขนาดการเชื่อม = 10 – 2 = 8 mm ตามข้อกำหนด

ถ้าเป็นการเชื่อมแบบเว้นระยะ (intermittent weld)

จะต้องเชื่อมยาวอย่างน้อย $L_{min} = 4 \times 8 = 32$ mm แต่ต้องไม่น้อยกว่า 38 mm

ดังนั้นใช้ความยาวรอยเชื่อมแต่ละช่วง 50 mm = 5 cm

รอยเชื่อมมี 2 ด้าน ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อม

$0.707tF_v = 2 \times 0.707 \times 0.8 \times 1470 = 1662.864\ kg/cm$

แต่กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่น

$$= 0.4F_y t = 0.4 \times 2500 \times 1.0 = 1000 \ \ kg/cm$$

ดังนั้น หากจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนจะไม่เกิดที่รอยเชื่อมแต่จะเกิดที่แผ่นเหล็กแผ่นตั้ง

กำลังของรอยเชื่อม $= 1000 \ \ kg/cm = 1000 \times 5 = 5000 \ \ kg$

แต่แรงเฉือนในแนวนอน $= 400.6191059 \ \ kg/cm$ รอยเชื่อมยาว 5 cm จะต้องรับแรงนี้ได้ ดังนั้นระยะจากศูนย์รอยเชื่อมถึงศูนย์รอยเชื่อมจะมีระยะห่าง

$$= \frac{5000}{400.6191059} = 12.48068284 \ \ cm$$

มาตรฐาน AISC ให้ข้อกำหนดเกี่ยวกับ การเว้นระยะเชื่อมสำหรับคานเหล็กประกอบไว้ดังนี้

- เมื่อรอยเชื่อมรับแรงอัด เว้นระยะห่างจากรอยเชื่อมถึงรอยเชื่อมได้ไม่เกิน $0.75t_f\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ แต่ไม่เกิน 30 cm

- เมื่อรอยเชื่อมรับแรงดึง เว้นระยะห่างจากศูนย์ถ่วงรอยเชื่อมถึงศูนย์ถ่วงรอยเชื่อมได้ไม่เกิน $24t_f$ แต่ไม่เกิน 30 cm

ถ้าเชื่อมเว้นระยะจากศูนย์ถ่วงถึงศูนย์ถ่วง = 12 cm

ระยะห่างระหว่างรอยเชื่อม $12 - \frac{5}{2} - \frac{5}{2} = 7 \ \ cm < 30 \ \ cm$

ดังนั้นใช้ขาเชื่อม 8 mm เชื่อมยาว 50 mm และเว้นระยะจากศูนย์ถึงศูนย์ 120 mm

(ข) รอยต่อระหว่างเหล็กแผ่นตั้งกับเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด

แรงเฉือนระหว่างเหล็กแผ่นตั้งกับเหล็กเสริมข้างคาน

$$0.027h\sqrt{\frac{F_y^3}{E}} = 0.027 \times 170\sqrt{\frac{2500^3}{2 \times 10^6}} = 405.7025157 \ \ kg/cm$$

เลือกใช้การเชื่อมแบบเว้นระยะ ขนาดขาเชื่อม 3 mm เชื่อมยาว 50 mm

แผ่นเหล็กมี 2 แผ่น แต่ละแผ่นมีรอยเชื่อม 2 ด้าน ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อม

$$0.707tF_v = 2 \times 2 \times 0.707 \times 0.3 \times 1470 = 1247.148 \ \ kg/cm$$

แต่กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่น

$$= 0.4F_y t = 0.4 \times 2500 \times 0.6 = 600 \ \ kg/cm$$

ดังนั้น หากจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนจะไม่เกิดที่รอยเชื่อมแต่จะเกิดที่แผ่นเหล็กแผ่นตั้ง

กำลังของรอยเชื่อม $= 600 \ \ kg/cm = 600 \times 5 = 3000 \ \ kg$

แต่แรงเฉือน $= 405.7025157 \ \ kg/cm$ รอยเชื่อมยาว 5 cm จะต้องรับแรงนี้ได้ ดังนั้นระยะจากศูนย์รอยเชื่อมถึงศูนย์รอยเชื่อมจะมีระยะห่าง

$$= \frac{3000}{405.7025157} = 7.394580718 \ \ cm$$

มาตรฐาน AISC ให้ข้อกำหนดเกี่ยวกับการเว้นระยะการเชื่อม (สำหรับเหล็กเสริมข้างคาน) ดังนี้

ให้เว้นระยะห่างระหว่างรอยเชื่อมได้ไม่เกิน $16t_w$ แต่ไม่กิน 25 cm

ถ้าเชื่อมให้ระยะจากศูนย์ถึงศูนย์ 5 cm

ระยะห่างระหว่างรอยเชื่อม $= 5 - \frac{5}{2} - \frac{5}{2} = 0 \text{ cm}$

ดังนั้นใช้ขาเชื่อม 3 mm เชื่อมตลอดความยาวของเหล็กเสริมข้างคาน

(ค) รอยต่อระหว่างเหล็กแผ่นตั้งกับเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

แรงกดที่ปลายคาน $= \frac{79500}{170 - 1.5 - 1.5} = 476.0479042 \text{ kg/cm}$

เลือกใช้การเชื่อมแบบเว้นระยะ ขนาดขาเชื่อม 8 mm เชื่อมยาว 50 mm

แผ่นเหล็กมี 2 แผ่น แต่ละแผ่นมีรอยเชื่อม 2 ด้าน ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อม

$$0.707tF_v = 2 \times 2 \times 0.707 \times 0.8 \times 1470 = 3325.728 \text{ kg/cm}$$

แต่กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่น

$$= 0.4F_y t = 0.4 \times 2500 \times 1.0 = 1000 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้น หากจะเกิดการวิบัติเนื่องจากแรงเฉือนจะไม่เกิดที่รอยเชื่อมแต่จะเกิดที่แผ่นเหล็กแผ่นตั้ง

กำลังของรอยเชื่อม $= 1000 \text{ kg/cm} = 1000 \times 5 = 5000 \text{ kg}$

แต่แรงเฉือน $= 476.0479042 \text{ kg/cm}$ รอยเชื่อมยาว 5 cm จะต้องรับแรงนี้ได้ ดังนั้นระยะจากศูนย์รอยเชื่อมถึงศูนย์รอยเชื่อมจะมีระยะห่าง

$$= \frac{5000}{476.0479042} = 10.50314465 \text{ cm}$$

ถ้าเชื่อมเว้นระยะจากศูนย์ถึงศูนย์ = 10 cm

ระยะห่างระหว่างรอยเชื่อม $= 10 - \frac{5}{2} - \frac{5}{2} = 5 \text{ cm} < 16t_w = 16 \times 1 = 16 \text{ cm}$

ดังนั้นใช้ขาเชื่อม 8 mm เชื่อมยาว 50 mm และเว้นระยะจากศูนย์ถึงศูนย์ 10 cm

ออกแบบโดยวิธี LRFD

ขั้นตอนที่ 1 หาความลึกทั้งหมดของหน้าตัดคาน

ประมาณความลึกคานอยู่ระหว่าง $\frac{L}{12}$ ถึง $\frac{L}{10}$

$$\frac{L}{12} = \frac{20}{12} = 1.67 \text{ m}, \quad \frac{L}{10} = \frac{20}{10} = 2.00 \text{ m}$$

เลือกความลึกคาน $d = 180 \text{ cm}$

ขั้นตอนที่ 2 หาขนาดของเหล็กแผ่นตั้ง

สมมติให้ปีกคานหนา $t_f = 50 \text{ mm}$ ดังนั้น $h = d - 2t_f = 180 - 2 \times 5 = 170 \text{ cm}$

หาความหนาของเหล็กแผ่นตั้ง

(ก) ถ้าเป็นคานประกอบขนาดใหญ่นั้น $\frac{h}{t_w} \geq 5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\frac{170}{t_w} \geq 5.70\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}}$$

$$\frac{170}{t_w} \geq 162.8245682$$

$$t_w \leq \frac{170}{162.8245682} = 1.044$$

ความหนาของเหล็กแผ่นตั้งต้องไม่เกิน 1.044 cm

(ข) จากข้อกำหนด เหล็กแผ่นตั้งจะไม่เกิดการโก่งเดาะในแนวตั้ง หาก

กรณี $\frac{a}{h} \leq 1.5$ นั้น

$$\frac{h}{t_w} \leq 11.74\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{170}{t_w} \leq 11.74\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 335.361479$$

$$t_w \geq \frac{170}{335.361479} = 0.507 \quad \text{cm}$$

กรณี $\frac{a}{h} > 1.5$ นั้น

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + F_r)}}$$

$$\frac{170}{t_w} \leq \frac{0.48 \times 2,040,000}{\sqrt{2500(2500+1150)}} = 324.1566744$$

$$t_w \geq \frac{170}{324.1566744} = 0.524 \quad \text{cm}$$

ใช้ $F_r = 1150$ ksc เนื่องจากคานประกอบใช้วิธีเชื่อมต่อแผ่นเหล็ก

ดังนั้นเลือกใช้เหล็กแผ่นตั้งสูง 1700 mm หนา 10 mm

ขั้นตอนที่ 3 หาขนาดของเหล็กปีกคาน

เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กปีกคานที่ต้องการโดยประมาณ

$$A_f = \frac{M_u}{0.9hF_y} - \frac{A_w}{6}$$

ตอนนี้ยังขาดค่าโมเมนต์ดัดประลัย M_u

สมมติน้ำหนักคาน 10% ของน้ำหนักบรรทุกที่รับ หรือ

$$w_b = 0.10 \times (DL + LL) = 0.10 \times (2500 + 1900) = 440 \quad \text{kg/m}$$

น้ำหนักแผ่ประลัย

$$w_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times (2500 + 440) + 1.6 \times 1900 = 6568 \quad \text{kg/m}$$

โมเมนต์ดัดประลัยสูงสุดที่กลางคาน

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} + \frac{P_u L}{4} = \frac{6568 \times 20^2}{8} + \frac{83{,}600 \times 20}{4} = 746{,}400 \quad \text{kg.m}$$

$$M_u = 74{,}640{,}000 \quad \text{kg.cm}$$

แรงเฉือนประลัยสูงสุดที่จุดรองรับ

$$V_u = \frac{w_u L}{2} + \frac{P_u}{2} = \frac{6568 \times 20}{2} + \frac{83{,}600}{2} = 107{,}480 \quad \text{kg}$$

ดังนั้นเนื้อที่หน้าตัดของปีกคานที่ต้องการคือ

$$A_f = b_f t_f = \frac{M_u}{0.9hF_y} - \frac{A_w}{6} = \frac{M_u}{0.9hF_y} - \frac{ht_w}{6}$$

$$b_f \times 5 = \frac{74{,}640{,}000}{0.9 \times 170 \times 2500} - \frac{170 \times 1.0}{6} = 166.8039216$$

$$b_f = \frac{166.8039216}{5} = 33.36 \quad \text{cm} \Rightarrow 35 \quad \text{cm} = 350 \text{ mm}$$

ดังนั้น ใช้ปีกคานขนาดกว้าง 350 mm หนา 50 mm มี $A_f = 35 \times 5 = 175 \quad \text{cm}^2$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบกำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย

กำลังรับโมเมนต์ดัดประลัย $= \phi_b M_n$ เมื่อ

พิจารณาจากปีกรับแรงดึง

$$M_n = S_{xt} R_e F_y$$

พิจารณาจากปีกรับแรงอัด

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr}$$

หาค่าต่างๆ ที่เกี่ยวข้องดังนี้

$R_e = 1.0$ เมื่อเหล็กที่ใช้ทำปีกคานกับที่ใช้ทำแผ่นตั้งเป็นเหล็กชนิดเดียวกัน

เมื่อมีค้ำยันทางข้างตลอดความยาว การวิบัติแบบโก่งเดาะทางข้างจากการบิด (Lateral Torsional Buckling : LTB) แต่จะเป็นการโก่งเกาะของปีกคานเฉพาะที่ (Flange Local Buckling : FLB) โดยพิจารณาดังนี้

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{350}{2\times 50} = 3.5$$

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 10.85497121$$

$$\lambda < \lambda_p$$

ดังนั้น

$$F_{cr} = F_y = 2500 \quad \text{ksc}$$

$$a_r = \frac{A_w}{A_f} = \frac{ht_w}{b_f t_f} = \frac{170\times 1.0}{35\times 5} = 0.971428571$$

ตัวคูณลดค่าจากการโก่งเดาะในช่วงอิลาสติกของเหล็กแผ่นตั้ง R_{PG}

$$R_{PG} = 1 - 0.0005a_r\left(\frac{h_c}{t_w} - 5.70\sqrt{\frac{E}{F_{cr}}}\right) \le 1.0$$

$$R_{PG} = 1 - 0.0005\times 0.971428571\times\left(\frac{170}{1.0} - 5.70\sqrt{\frac{2,040,000}{2500}}\right)$$

$$R_{PG} = 0.99651479$$

หน้าตัดคานประกอบด้วยสี่เหลี่ยมเต็มกว้าง 35 cm ลึก 180 cm แล้วเจาะออกกว้าง 35-1.0 = 34 cm ลึก 180 – 5 – 5 = 170 cm ดังนั้นโมเมนต์อินเนอร์เชียของคานคือ

$$I = \frac{35\times 180^3}{12} - \frac{34\times 170^3}{12} = 3,089,833.333 \quad \text{cm}^4$$

ระยะจากแกนสะเทินถึงผิวบนสุดและล่างสุด

$$c = \frac{d}{2} = \frac{180}{2} = 90 \quad \text{cm}$$

โมดูลัสหน้าตัดของคานรอบแกนหลัก x คือ

$$S_x = \frac{I}{c} = \frac{3,089,833.333}{90} = 34,331.48148 \quad \text{cm}^3$$

ที่ปีกคานรับแรงดึง

$$M_n = S_{xt}R_eF_y = 34,331.48148\times 1.0\times 2500 = 85,828,703.7 \quad \text{kg.cm}$$

ที่ปีกคานรับแรงอัด

$$M_n = S_{xc}R_{PG}R_eF_{cr} = 34,331.48148\times 0.99651479\times 1.0\times 2500$$

$$M_n = 85,529,572.65 \quad \text{kg.cm} = 855,295.7265 \quad \text{kg.m}$$

เลือกค่าน้อย $M_n = 855,295.7265$ kg.m

นั่นคือ กำลังรับโมเมนต์ดัด

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 855{,}295.7265 = 769{,}766.1538 \text{ kg.m} > M_u = 746{,}400 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 5 ตรวจสอบกำลังรับแรงเฉือนและพิจารณาหาตำแหน่งของเหล็กเสริมข้างคาน

(ก) แรงเฉือนที่ปลายคาน หากใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่ปลายทั้งสองและที่กึ่งกลางคานเท่านั้น ระยะห่างระหว่างเหล็กเสริมข้างคาน a = 10.00 m = 1,000 cm และ ความสูงของแผ่นตั้ง h = 170 cm ดังนั้น

$$\frac{a}{h} = \frac{1{,}000}{170} = 5.882352941 > 3.0$$

$$k_v = 5$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{170}{1.0} = 170$$

$$1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.10\sqrt{\frac{5 \times 2{,}040{,}000}{2{,}500}} = 70.26236546$$

$$1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.37\sqrt{\frac{5 \times 2{,}040{,}000}{2{,}500}} = 87.50858244$$

พบว่า $\frac{h}{t_w} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ จะได้ว่า

$$C_v = \frac{1.52 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.52 \times 5 \times 2{,}040{,}000}{170^2 \times 2500} = 0.214588235$$

ดังนั้น

$$\phi_v V_n = 0.9(0.6 A_w F_y C_v) = 0.9(0.6 h t_w F_y C_v)$$

$$\phi_v V_n = 0.9(0.6 \times 170 \times 1.0 \times 2500 \times 0.214588235) = 49{,}247.99993 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n < V_u = 107{,}480 \text{ kg}$$

แสดงว่าต้องเสริมเหล็กข้างคานช่วงใน (intermediate stiffener) ด้วย

หาตำแหน่งเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกดตัวแรก a

ให้ $\phi_v V_n = 0.9(0.6 h t_w F_y C_v) = V_u = 107{,}480$

$$0.9(0.6 \times 170 \times 1.0 \times 2500 C_v) = 107{,}480$$

$$C_v = \frac{1.52 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{107{,}480}{0.9 \times 0.6 \times 170 \times 1.0 \times 2500} = 0.46832244$$

$$\frac{1.52 k_v \times 2{,}040{,}000}{\left(\frac{170}{1.0}\right)^2 \times 2500} = 0.46832244$$

$$k_v = \frac{0.46832244 \times 170^2 \times 2500}{1.52 \times 2{,}040{,}000} = 10.91211826$$

เนื่องจาก $$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + 5\left(\frac{h}{a}\right)^2$$

$$\left(\frac{h}{a}\right)^2 = \frac{k_v - 5}{5} = \frac{10.91211826 - 5}{5} = 1.182423652$$

$$\left(\frac{170}{a}\right)^2 = 1.182423652$$

$$\frac{170}{a} = \sqrt{1.182423652} = 1.087393053$$

$$a = \frac{170}{1.087393053} = 156.3372136 \text{ cm}$$

เลือกใช้เหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกดตัวในตัวแรกที่ระยะ 1.00 เมตร จากปลายคาน เหลือช่วงระยะจากเหล็กข้างคานตัวในแรกไปถึงกลางคานระยะ 10.00 – 1.00 = 9.00 เมตร สมมติส่วนที่เหลือเสริมเหล็กข้างคานทุกระยะ 3.00 เมตร

$$\frac{a}{h} = \frac{300}{170} = 1.764705882$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 5 + \frac{5}{1.764705882^2} = 6.605555556$$

$$C_v = \frac{1.52 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = \frac{1.52 \times 6.605555556 \times 2{,}040{,}000}{\left(\frac{170}{1.0}\right)^2 \times 2500}$$

$$C_v = 0.283494902$$

เนื่องจาก $$\frac{h}{t_w} = \frac{170}{1.0} = 170$$

$$1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1.10\sqrt{\frac{6.605555556 \times 2{,}040{,}000}{2500}} = 80.75928017$$

$$\frac{h}{t_w} > 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

ดังนั้น $$V_n = 0.6 A_w F_y \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right]$$

$$V_n = 0.6 \times (170 \times 1.0) \times 2500 \times \left[0.283494902 + \frac{1 - 0.283494902}{1.15\sqrt{1 + \left(\frac{300}{170}\right)^2}} \right]$$

$$V_n = 150{,}619.6656 \ \text{kg}$$

กำลังรับแรงเฉือนที่ตำแหน่ง 1.00 เมตรจากปลายคานตรงเหล็กเสริมภายในแรกอยู่นั้นคือ

$$\phi_v V_n = 0.6 \times 150{,}619.6656 = 135{,}557.699 \ \text{kg}$$

แรงเฉือนจริงที่ระยะ 1.00 เมตร จากปลายคานซึ่งเป็นค่าสูงสุดของชุดเหล็กข้างคานภายในที่มี a = 3.00 m

$$V_u = R - w_u x = 107{,}480 - 6{,}568 \times 1.00 = 100{,}912 \ \text{kg} < \phi_v V_n$$

(ข) หาขนาดของเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด

สมมติใช้เหล็กเสริมข้างคานเป็นคู่ทำให้ค่า D = 1.0 ดังนั้น

$$\min A_{st} = \frac{F_y}{F_{y,st}} \left[0.15 D h t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi_v V_n} - 18 t_w^2 \right] \geq 0$$

$$\min A_{st} = \frac{2500}{2500} \left[0.15 \times 1.0 \times 170 \times 1.0 (1 - 0.283494902) \times \frac{100{,}912}{135{,}557.699} - 18 \times 1.0^2 \right]$$

$$\min A_{st} = -4.398772949 < 0$$

$$j = \frac{2.5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} - 2 = \frac{2.5}{\left(\frac{300}{170}\right)^2} - 2 = 2.5\left(\frac{170}{300}\right)^2 - 2 = -1.197222222 < 0.5 \ \text{ใช้} \ j = 0.5$$

และ $\min I_{st} \geq a t_w^3 j = 300 \times 1.0^3 \times 0.5 = 150$

$$\min I_{st} = \frac{t b^3}{12} = 150$$

สมมติใช้เหล็กเสริมข้างคานหนา t = 6 mm = 0.6 cm ดังนั้น

$$\min I_{st} = \frac{0.6 b^3}{12} = 150$$

$$b^3 = \frac{150 \times 12}{0.6} = 3000$$

$$b = \sqrt[3]{3000} = 14.4224957 \text{ cm}$$

ความกว้างของเหล็กเสริมข้างคานทั้งคู่คือ 14.4224957 cm แต่ละข้างต้องการความกว้าง 7.21124785 cm

สมมติใช้แผ่นเหล็กกว้าง 75 mm หนา 6 mm ยาว 165 cm (น้อยกว่าระยะ h = 170 cm เพราะเป็นแบบไม่รับแรงกด) เสริมสองข้าง

ตรวจสอบ

$$\frac{b}{t} = \frac{7.5}{0.6} = 12.5$$

$$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 15.99679958$$

$$\frac{b}{t} < 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

ใช้ได้

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบการรับโมเมนต์ดัดร่วมกับแรงเฉือน เมื่อพิจารณาพฤติกรรมการรับแรงดึงสมมติ ต้องตรวจสอบในช่วงที่ $0.6V_n \le V_u \le \phi_v V_n$ หรือเมื่อ $0.75M_n \le M_u \le \phi_b M_n$

ที่ตำแหน่ง 1.00 เมตรจากปลายคาน มี $V_n = 150{,}619.6656$ kg

$$0.6V_n = 0.6 \times 150{,}619.6656 = 90{,}371.79936 \text{ kg}$$

$$\phi_v V_n = 0.9 \times 150{,}619.6656 = 135{,}557.699 \text{ kg}$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดทางทฤษฎีที่รับได้ $M_n = 855{,}295.7265$ kg.m

$$0.75M_n = 0.75 \times 855{,}295.7265 = 641{,}471.7949 \text{ kg.m}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 855{,}295.7265 = 769{,}766.1538 \text{ kg.m}$$

ให้ $V_u = 0.6V_n = 90{,}371.79936$ kg

และ $M_u = 0.75M_n = 641{,}471.79949$ kg.m

หาตำแหน่งที่ $V_u = 0.6V_n = 90{,}371.79936$ kg แล้วหาค่าของ M_u ไปเทียบกับ $0.75M_n$

$$V_u = R - w_u x$$

$$90{,}371.79936 = 107{,}480 - 6{,}568x$$

$$x = \frac{107{,}480 - 90{,}371.79936}{6{,}568} = 2.604780853 \text{ m}$$

$$M_u = Rx - \frac{1}{2}w_u x^2 = 107{,}480 \times 2.604780853 - \frac{1}{2} \times 6{,}568 \times 2.604780853^2$$

$$M_u = 257{,}680.2893 \text{ kg.m} < 0.75M_n = 641{,}471.79949 \text{ kg.m}$$

จึงอยู่นอกช่วงพิจารณา หมายความว่าการรับโมเมนต์ดัดร่วมกับการรับแรงเฉือน หน้าตัดนี้รับได้

ขั้นตอนที่ 7 หาขนาดเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

(ก) ที่กลางคาน รับแรงกด $P_{pb} = 83{,}600$ kg

กำลังรับแรงกดประลัยของเหล็กเสริมข้างคาน

$$\phi_{br}R_n = 0.75(1.8F_yA_{pb})$$

$$83{,}600 = 0.75 \times 1.8 \times 2500A_{pb}$$

เนื้อที่รับแรงกดที่ต้องการ

$$A_{pb} = \frac{83{,}600}{0.75 \times 1.8 \times 2500} = 24.77037037 \quad cm^2$$

สมมติแผ่นเหล็กรับแรงกดหนา $t_{pb} = 12$ mm หาความกว้างที่ต้องการ

$$A_{pb} = b_{pb}t_{pb} = b_{pb} \times 1.2 = 24.77037037$$

$$b_{pb} = \frac{24.77037037}{1.2} = 20.64197531 \quad cm$$

แต่เสริมสองข้างดังนั้นแต่ละข้างกว้างอย่างน้อย

$$\frac{b_{pb}}{2} = \frac{20.64197531}{2} = 10.32098765 \quad cm$$

แต่ความกว้างแต่ละข้างต้องไม่เกินกว่า

$$\frac{b_{pb}}{2} \le 0.56t_{pb}\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \times 1.2\sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 19.19615962 \quad cm$$

เลือกใช้ความกว้าง 150 mm หนา 12 mm เสริมสองข้าง

สมมติขนาดขาเชื่อมระหว่างปีกคานกับเหล็กแผ่นตั้งเท่ากับ 10 mm เหล็กเสริมข้างคานต้องตัดมุมเพื่อหลบรอยเชื่อมนี้ สมมติตัดไป 15 mm รูปโค้งหนึ่งส่วนสี่ของวงกลม (ลด stress concentration) พื้นที่รับแรงกดจะลดลง ส่วนที่เหลือจึงเป็น

$$A_{pb} = 2 \text{ ข้าง} \times (15.0 - 1.5) \times 1.2 = 32.4 \quad cm^2 > 24.77 \quad cm^2$$

ตรวจสอบกำลังรับน้ำหนักประลัยเมื่อทำหน้าที่คล้ายเสา

หน้าตัดเสาตรงที่รับน้ำหนักแบบจุด

หน้าตัดเสาที่ปลายคาน

เนื้อที่หน้าตัดรับแรงกดที่กลางคานส่วนของเหล็กแผ่นตั้งมาตรฐานกำหนดความกว้างไว้ที่ 25 cm

$$A = 25 \times 1 + 2 \times 15 \times 1.2 = 61 \quad cm^2$$

$$I = \frac{25\times1^3}{12} + 2\times\left[\frac{1.2\left(15+\frac{1}{2}\right)^3}{3} - \frac{1.2\times\left(\frac{1}{2}\right)^3}{3}\right] = 2981.283333 \ \ cm^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2981.2833333}{61}} = 7.048975497 \ \ cm$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.75\times170}{7.048975497} = 18.08773489$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{18.08773489}{\pi}\sqrt{\frac{2500}{2,040,000}} = 0.201552983 < 1.5$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2}F_y = 0.658^{0.201552983^2}\times2500 = 2457.851779 \ \ ksc$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85\times2457.851779\times61 = 127,439.6147 \ \ kg > 83,600 \ kg$$

ระบบค้ำยันทางข้างแบบรับแรงกดที่กลางคานร่วมกับแผ่นตั้งรับน้ำหนักกดที่กลางคานได้

(ข) ที่ปลายคาน แรงปฏิกิริยาประลัย $R_u = 107,480$ kg

ใช้เหล็กเสริมข้างคานหนึ่งคู่แต่ละข้างหน้าตัดกว้าง 15 cm หนา 16 mm วางห่างจากปลายคานเข้าไปทางกลางคานระยะ 5 cm

สมมติขนาดขาเชื่อมระหว่างปีกคานกับเหล็กแผ่นตั้งเท่ากับ 10 mm เหล็กเสริมข้างคานต้องตัดมุมเพื่อหลบรอยเชื่อมนี้ สมมติตัดไป 15 mm รูปโค้งหนึ่งส่วนสี่ของวงกลม (ลด stress concentration) พื้นที่รับแรงกดจะลดลง

เนื้อที่หน้าตัดรับแรงกดที่ปลายคานส่วนของเหล็กแผ่นตั้งมาตรฐานกำหนดความกว้างไว้ที่ 12 cm

หน้าตัดเสาตรงที่รับน้ำหนักแบบจุด

หน้าตัดเสาที่ปลายคาน

$$A = 12\times1.0 + 2\times15\times1.6 = 60 \ \ cm^2$$

$$I = \frac{12\times1^3}{12} + 2\times\left[\frac{1.6\left(15+\frac{1}{2}\right)^3}{3} - \frac{1.6\left(\frac{1}{2}\right)^3}{3}\right] = 3973 \ \ cm^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3973}{60}} = 8.13736239 \quad \text{cm}$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{0.75 \times 170}{8.13736239\pi}\sqrt{\frac{2500}{2{,}040{,}000}} = 0.174594908 < 1.5$$

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = 0.658^{0.174594908^2} \times 2500 = 2468.305547 \quad \text{ksc}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 \times 2468.305547 \times 60 = 125{,}883.5829 \quad \text{kg} > 107{,}480 \text{ kg}$$

เหล็กข้างคานร่วมกับแผ่นตั้งของคานรับแรงปฏิกิริยาที่ปลายคานได้

ขั้นตอนที่ 8 ตรวจสอบน้ำหนักของคานประกอบที่ได้ โดยหาปริมาตรแล้วคูณกับหน่วยน้ำหนักของเหล็ก 7850 kg/m^3 ก็จะได้น้ำหนักทั้งหมดของคาน แล้วหาน้ำหนักต่อความยาว 1 เมตรเทียบกับน้ำหนักที่สมมติว่ามากกว่าหรือไม่

ปีกคาน หนา 5 cm กว้าง 35 cm ยาว 20 m มี 2 ปีก ปีกบนกับปีกล่าง

$$V_f = 2 \times \frac{5}{100} \times \frac{35}{100} \times 20 = 0.7 \quad \text{m}^3$$

แผ่นตั้ง 1 แผ่น หนา 1.0 cm ลึก 170 cm ยาว 20 m

$$V_w = 1 \times \frac{1.0}{100} \times \frac{170}{100} \times 20 = 0.34 \quad \text{m}^3$$

เหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกดมี 6 ตำแหน่ง ๆ ละ 2 แผ่น รวม 12 แผ่น ความหนา 6 mm กว้าง 75 mm ยาว 165 cm

$$V_{pb} = 12 \times \frac{6}{1000} \times \frac{75}{1000} \times \frac{165}{100} = 0.00891 \quad \text{m}^3$$

เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่กลางคาน มี 2 แผ่น ความหนา 12 mm กว้าง 150 mm ยาว 170 cm

$$V_{pb} = 2 \times \frac{12}{1000} \times \frac{150}{1000} \times \frac{170}{100} = 0.00612 \quad \text{m}^3$$

เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่ปลายคานมี 4 แผ่น ความหนา 16 mm กว้าง 150 mm ยาว 170 cm

$$V_{pb} = 4 \times \frac{16}{1000} \times \frac{150}{1000} \times \frac{170}{100} = 0.01632 \quad \text{m}^3$$

รอยเชื่อมระหว่างปีกกับแผ่นตั้ง ขนาดขาเชื่อม 10 mm ตลอด 4 แนวๆ ละ 20 เมตร

$$V_{weld} = 4 \times 20 \times \frac{1}{2} \times \frac{10}{1000} \times \frac{10}{1000} = 0.004 \quad \text{m}^3$$

รอยเชื่อมระหว่างเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด มี 12 แผ่น แต่ละแผ่นมีรอยเชื่อมขนาดขาเชื่อม 6 mm 2 แนว ยาวแนวละ $75 + 1650 - 15 - 15 = 1695$ mm

$$V_{weld} = 12 \times 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{6}{1000} \times \frac{6}{1000} \times \frac{1695}{1000} = 0.00073224 \quad \text{m}^3$$

รอยเชื่อมระหว่างเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดทั้งที่กลางคานและที่ปลายคานมี 6 แผ่น มีรอยเชื่อมแผ่นละ 2 แนว ขาเชื่อม 10 mm ยาวแนวละ $150 + 150 + 1700 - 4 \times 15 = 1940$ mm

$$V_{weld} = 6 \times 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{10}{1000} \times \frac{10}{1000} \times \frac{1940}{1000} = 0.001164 \ \ m^3$$

ปริมาตรรวมทั้งสิ้น

$$V = 0.7 + 0.34 + 0.00891 + 0.00612 + 0.01632$$
$$+ 0.004 + 0.00073224 + 0.001164$$
$$V = 1.07724624 \ \ m^3$$

น้ำหนักคานทั้งหมด

$$W = 7850 \times 1.07724624 = 8{,}456.382984 \ \ kg$$

น้ำหนักเฉลี่ยต่อความยาว 1 เมตร

$$w = \frac{W}{L} = \frac{8{,}456.382984}{20} = 422.8191492 \ \ kg/m < 440 \ kg/m$$ ที่สมมติไว้ ใช้ได้

ขั้นตอนที่ 9 ออกแบบรอยต่อต่างๆ ของคานประกอบ

สมมติใช้ลวดเชื่อมชนิด E70

กำลังของลวดเชื่อม

$$\phi_w F_w A_w = 0.75(0.6F_{Exx})(0.707t_{weld}L)$$
$$\phi_w F_w A_w = 0.75(0.6 \times 4900)(0.707t_{weld}L) = 2205(0.707t_w L) \ \ kg$$

(ก) รอยต่อระหว่างแผ่นเหล็กปีกคานกับแผ่นตั้ง

แรงเฉือนในแนวนอนที่รอยต่อนี้

$$v_{uh} = \frac{V_{uv}Q}{I}$$
$$V_{uv} = 107{,}480 \ \ kg$$
$$Q = 5 \times 35 \times \left(\frac{170}{2} + \frac{5}{2}\right) = 15{,}312.5 \ \ cm^3$$
$$I = \frac{35 \times (170 + 5 + 5)^3}{12} - \frac{(35 - 1.0) \times 170^3}{12} = 3{,}089{,}833.333 \ \ cm^4$$
$$v_{uh} = \frac{107{,}480 \times 15{,}312.5}{3{,}089{,}833.333} = 532.6460435 \ \ kg/cm$$

แผ่นตั้งหนา 10 mm ซึ่งบางกว่าแผ่นปีกที่หนา 50 mm แล้วความหนามากกว่า 6 mm ดังนั้น ขนาดขาเชื่อมจึงลดลงอีก 2 mm เหลือเป็นขนาดขาเชื่อม t_{weld} =10 – 2 = 8 mm

เมื่อจะเชื่อมแบบเว้นระยะ (intermittent weld) ต้องเชื่อมยาวอย่างน้อย

$$L_{min} = 4t_{weld} \geq 38 \ \ mm$$
$$L_{min} = 4 \times 8 = 32 \ \ mm < 38 \ mm$$

ดังนั้นให้เชื่อมยาว L = 50 mm = 5 cm

กำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อมที่มี 2 ข้าง

$$v_{weld} = \frac{\phi_w F_w A_w}{L} = 2 \times \frac{2205(0.707 \times 0.8L)}{L} = 2494.296 \text{ kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่นตั้งเอง

$$v_{web} = \phi_v (0.6F_y t_w) = 0.9 \times (0.6 \times 2500 \times 1.0) = 1350 \text{ kg/cm} < 2494.296 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อต้องพิจารณาจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่เหล็กแผ่นตั้ง แต่เนื่องจากความยาวของรอยเชื่อมแต่ละช่วง L = 5 cm ดังนั้นระยะช่วงห่างระหว่างรอยเชื่อมหาได้จาก

$$x = \frac{1350 \times 5}{532.6460435} = 12.67 \text{ cm}$$

ต้องเชื่อมเว้นระยะจากศูนย์ถึงศูนย์ของรอยเชื่อม 12.5 cm หรือเชื่อมช่วงยาวช่วงละ 5 cm ช่องว่างระหว่างรอยเชื่อม = 12.5 – 5 = 7.5 cm

มาตรฐาน AISC มีข้อกำหนดเกี่ยวกับการเว้นรอยเชื่อมสำหรับคานเหล็กประกอบ ดังนี้

- เมื่อเชื่อมตรงปีกคานรับแรงอัด ให้เว้นระยะห่างจากรอยเชื่อมถึงรอยเชื่อมได้ไม่เกิน

$$x = 0.75t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ และต้องไม่เกิน 30 cm}$$

- เมื่อเชื่อมตรงปีกคานรับแรงดึง ให้เว้นระยะห่างจากศูนย์ถ่วงรอยเชื่อมถึงศูนย์ถ่วงรอยเชื่อมได้ไม่เกิน

$$x = 24t_f \le 30 \text{ cm}$$

กรณีนี้ระยะห่างระหว่างรอยเชื่อมที่ปีกคานรับแรงอัดคือ 7.5 cm < 30 cm

ดังนั้นใช้ขาเชื่อม 8 mm เชื่อมยาว 50 mm และเว้นระยะจากศูนย์ถึงศูนย์ 12.5 cm หรือเว้นระยะจากรอยเชื่อมถึงรอยเชื่อม 7.5 cm

(ข) รอยต่อระหว่างเหล็กแผ่นตั้งกับเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด

แรงเฉือนระหว่างเหล็กแผ่นตั้งกับเหล็กเสริมข้างคาน

$$v_b = 0.045h\sqrt{\frac{F_y^3}{E}} = 0.045 \times 170\sqrt{\frac{2500^3}{2{,}040{,}000}} = 669.5089152 \text{ kg/cm}$$

เลือกใช้การเชื่อมแบบเว้นระยะ ขนาดขาเชื่อม $t_{weld} = 3$ mm เชื่อมยาวช่วงละ $L = 50$ mm มี 2 ด้าน แต่ละจุดมีเหล็ก 2 แผ่น

$$v_{weld} = \frac{\phi_w F_w A_w}{L} = 2 \times 2 \times \frac{2205(0.707 \times 0.3L)}{L} = 1870.722 \text{ kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่นตั้งเอง

$$v_{web} = \phi_v (0.6F_y t_w) = 0.9 \times (0.6 \times 2500 \times 0.6) = 810 \text{ kg/cm} < 1870.722 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อต้องพิจารณาจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่เหล็กแผ่นตั้ง แต่เนื่องจากความยาวของรอยเชื่อมแต่ละช่วง L = 5 cm ดังนั้นระยะช่วงห่างระหว่างรอยเชื่อมหาได้จาก

$$x = \frac{810 \times 5}{669.5089152} = 6.049209963 \quad \text{cm}$$

ต้องเชื่อมเว้นระยะจากศูนย์ถึงศูนย์ของรอยเชื่อม 6.05 cm

มาตรฐาน AISC มีข้อกำหนดเกี่ยวกับการเว้นระยะการเชื่อมสำหรับเหล็กเสริมข้างคานทั้งแบบมีและไม่มีแรงกดว่า ให้เว้นระยะห่างระหว่างรอยเชื่อมได้ไม่เกิน $16t_w$ แต่ไม่เกิน 25 cm

$$x = 16 \times 1.0 = 16 \quad \text{cm} > 6.05 \text{ cm}$$

ดังนั้นระยะช่องว่างระหว่างรอยเชื่อมที่ติดกันคือ

$$x_v = 6.05 - \frac{5}{2} - \frac{5}{2} = 1.05 \quad \text{cm}$$

จะเห็นว่า หากเชื่อมด้วยขนาดขาเชื่อม 3 mm ยาวครั้งละ 5 cm จะเว้นได้เพียง 1.05 cm ซึ่งน้อยไปและไม่สะดวกในการทำงาน ควรเชื่อมยาวตลอดของเหล็กเสริมข้างคานแบบไม่รับแรงกด

(ค) รอยต่อระหว่างเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดกับเหล็กแผ่นตั้ง

ที่ปลายคานมีแรงกดสูงสุด 107,480 kg มีเหล็กแผ่นตั้ง 2 แผ่น ยาว 170 cm แต่ตัดมุมเพื่อหลบรอยเชื่อมระหว่างเหล็กแผ่นตั้งกับปีกคานไป 2 ข้างๆ ละ 1.5 cm ดังนั้นความยาวที่รับแรงเฉือนจะเหลือเพียง 170 - $2 \times 1.5 = 167$ cm เฉลี่ยแรงเฉือนที่รอยเชื่อมจะต้องรับ

$$v_v = \frac{107,480}{167} = 643.5928144 \quad \text{kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของรอยเชื่อม ซึ่งมี 2 แผ่น แผ่นละ 2 แนว ขนาดขาเชื่อม 8 mm = 0.8 cm เชื่อมยาวช่วงละ 50 mm

$$v_{weld} = \frac{\phi_w F_w A_w}{L} = 2 \times 2 \times \frac{2205(0.707 \times 0.8L)}{L} = 4988.592 \quad \text{kg/cm}$$

กำลังรับแรงเฉือนของเหล็กแผ่นตั้งเอง

$$v_{web} = \phi_v (0.6 F_y t_w) = 0.9 \times (0.6 \times 2500 \times 1.0) = 1350 \text{ kg/cm} < 4988.592 \text{ kg/cm}$$

ดังนั้นกำลังรับแรงเฉือนของรอยต่อต้องพิจารณาจากการวิบัติด้วยแรงเฉือนที่เหล็กแผ่นตั้ง แต่เนื่องจากความยาวของรอยเชื่อมแต่ละช่วง L = 5 cm ดังนั้นระยะช่วงห่างระหว่างรอยเชื่อมหาได้จาก

$$x = \frac{1350 \times 5}{669.5089152} = 10.0820166 \quad \text{cm}$$

มาตรฐาน AISC มีข้อกำหนดเกี่ยวกับการเว้นระยะการเชื่อมสำหรับเหล็กเสริมข้างคานทั้งแบบมีและไม่มีแรงกดว่า ให้เว้นระยะห่างระหว่างรอยเชื่อมได้ไม่เกิน $16t_w$ แต่ไม่เกิน 25 cm

$$x = 16 \times 1.0 = 16 \quad \text{cm} > 6.05 \text{ cm}$$

ดังนั้นระยะช่องว่างระหว่างรอยเชื่อมที่ติดกันคือ

$$x_v = 10.0820166 - \frac{5}{2} - \frac{5}{2} = 5.0820166 \quad \text{cm}$$

ดังนั้นใช้ขาเชื่อม 8 mm เชื่อมยาว 5 cm เว้นระยะ 5 cm หรือศูนย์ถึงศูนย์ 10 cm

แบบฝึกหัดบทที่ 8

คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่

แบบฝึกหัดเรื่องกำลังรับแรงดัด

[1][Segui 10.4-1] คานประกอบขนาดใหญ่มีปีกกว้าง 250 mm หนา 25 mm แผ่นตั้งสูง 1150 mm หนา 9 mm เป็นคานช่วงเดียวรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ ค้ำยันทางข้างตลอดความยาว เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 จงหากำลังรับแรงดัดระบุ (M_n)

[2][Segui 10.4-2] คานประกอบขนาดใหญ่มีปีกกว้าง 560 mm หนา 75 mm แผ่นตั้งสูง 1750 mm หนา 12 mm เป็นคานช่วงเดียวรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ ค้ำยันทางข้างตลอดความยาว เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 จงหากำลังรับแรงดัดระบุ (M_n)

[3][Segui 10.4-3] คานประกอบขนาดใหญ่มีปีกกว้าง 300 mm หนา 22 mm แผ่นตั้งสูง 1500 mm หนา 9 mm เป็นคานช่วงเดียวรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ ช่วงยาวคาน 12.00 เมตร ค้ำยันทางข้างที่ปลายทั้งสองและกึ่งกลางคาน เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 จงหากำลังรับแรงดัดระบุ (M_n)

[4][Segui 10.4-4] คานประกอบขนาดใหญ่มีปีกกว้าง 450 mm หนา 19 mm แผ่นตั้งสูง 1300 mm หนา 6 mm เป็นคานช่วงเดียวรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ ช่วงยาวคาน 15.00 เมตร ค้ำยันทางข้างที่ปลายทั้งสองและกึ่งกลางคาน เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 จงหากำลังรับแรงดัดระบุ (M_n)

[5][Segui 10.4-5] คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่ช่วงยาว 24.00 เมตร ประกอบขึ้นจากเหล็กแผ่นตั้งหนา 6 mm สูง 1950 mm และปีกคานบนล่างกว้าง 550 mm หนา 75 mm ค้ำยันทางข้างตลอดความยาว เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 1.5 T/m (รวมน้ำหนักคานแล้ว) น้ำหนักบรรทุกจรใช้งาน 3 T/m น้ำหนักบรรทุกจรใช้งานแบบจุดที่กลางช่วง 215 T เหล็กเสริมข้างคานที่ปลายคานทั้งสองข้าง และที่ระยะ 1.20 เมตร 4.85 เมตร และ 8.50 เมตร จากแต่ละปลาย และที่กึ่งกลางช่วงคาน จงตรวจดูว่ากำลังรับแรงดัดพอเพียงหรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P10.4-5

แบบฝึกหัดเรื่องกำลังรับแรงเฉือน

[6][Segui 10.5-1] คานเหล็กประกอบตามข้อ [2]

(ก) จงหากำลังรับแรงเฉือนระบุ (V_n) ของปลายคาน หากค้ำยันทางข้างภายในตัวแรกห่างจากจุดรองรับ 1.75 เมตร

(ข) จงหากำลังรับแรงเฉือนระบุ (V_n) ของช่วงภายใน หากค้ำยันทางข้างภายในที่เหลือวางห่างกัน 5.00 เมตร

(ค) ถ้าไม่มีค้ำยันภายใน ยกเว้นที่มีอยู่ในปลายคานและที่กึ่งกลางคาน กำลังรับแรงเฉือนระบุ (V_n) จะเป็นเท่าใด

[7][Segui 10.5-2] คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่ ปีกหนา 25 mm กว้าง 750 mm แผ่นตั้งหนา 15 mm สูง 2250 mm รับน้ำหนักบรรทุกแผ่คงที่ใช้งาน 6 T/m (รวมน้ำหนักคานด้วย) และน้ำหนักบรรทุกแผ่จรใช้งาน 4.5 T/m ช่วงคานยาว 22.50 เมตร กำลังครากของเหล็ก 2500 ksc ถ้าเหล็กเสริมทางข้างมีที่ปลายทั้งสอง จงหาตำแหน่งของเหล็กเสริมทางข้างภายในคู่แรกนับจากปลายคาน

[8][Segui 10.5-3] คานเหล็กประกอบขนาดใหญ่มีปีกหนา 38 mm กว้าง 375 mm เท่ากันทั้งปีกบนปีกล่าง ส่วนแผ่นตั้งหนา 8 mm สูง 1650 mm เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 ความยาวช่วงคาน 16.50 เมตร น้ำหนักบรรทุกแผ่จรใช้งาน 3 T/m และน้ำหนักบรรทุกแผ่คงที่ใช้งาน 0.33 T/m รวมน้ำหนักคานด้วยแล้ว เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดเสริมที่ปลายทั้งสองข้าง และเหล็กเสริมข้างคานภายในแบบไม่รับแรงกดเสริมที่ระยะ 1.85 เมตร และ 3.85 เมตร จากแต่ละปลาย คานนี้รับแรงเฉือนได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

FIGURE P10.5-3

[9][Segui 10.5-4] จงตรวจสอบว่าคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่ในข้อ [5] รับแรงเฉือนได้หรือไม่

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

[10][10.6-1] เหล็กเสริมข้างคานภายในเป็นแผ่นคู่ หนา 12 mm กว้าง 150 mm เหล็กแผ่นตั้งหนา 8 mm สูง 1400 mm ที่มุมของเหล็กข้างคานเจียนออก 12 mm เพื่อหลบรอยเชื่อมระหว่างปีกกับแผ่นตั้ง เหล็กทุกส่วนเป็นชนิด ASTM A36

(ก) ให้ใช้วิธี AISC/LRFD หาน้ำหนักบรรทุกแบบจุดเพิ่มค่าสูงสุดที่รับได้

(ข) ให้ใช้วิธี AISC/ASD หาน้ำหนักบรรทุกแบบจุดใช้งานสูงสุดที่รับได้

[11][Segui 10.6-2] รูปที่ P10.6-2 แสดงเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่ปลายคาน เหล็กเสริมข้างคานหนา 15 mm ส่วนเหล็กแผ่นตั้งหนา 5 mm ปลายเหล็กเสริมข้างคานเจียนออก 12 mm เพื่อหลบรอยเชื่อมระหว่างแผ่นตั้งกับปีกคาน เหล็กทุกแผ่นเป็น ASTM A572 Grade 50

(ก) ให้ใช้วิธี AISC/LRFD หาน้ำหนักบรรทุกแบบจุดเพิ่มค่าสูงสุดที่รับได้

(ข) ให้ใช้วิธี AISC/ASD หาน้ำหนักบรรทุกแบบจุดใช้งานสูงสุดที่รับได้

FIGURE P10.6-2

แบบฝึกหัดออกแบบคานประกอบขนาดใหญ่

[12][Segui 10.7.1] จงออกแบบคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่เพื่อรับโมเมนต์ดัดใช้งานขนาด 1,659,000 kg.m โดยเป็นส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ 25% และน้ำหนักบรรทุกจร 75% ความลึกของคานที่ 2565 mm ค้ำยันทางข้างตลอดความยาว ให้ประมาณขนาดหน้าตัดคานที่เหมาะสม โมเมนต์ดัดที่ให้มาถือว่ารวมเอาผลของน้ำหนักคานไว้ด้วยแล้ว

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

[13][Segui 10.7.2] จงออกแบบคานเหล็กประกอบขนาดใหญ่รับโมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกคงที่ 525,400 kg.m และโมเมนต์ดัดจากน้ำหนักบรรทุกจร 1,078,400 kg.m ความลึกของคานจำกัดไว้ที่ 1980 mm ช่วงเหล็กเสริมทางข้างห่างกัน 7.50 เมตร เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50 ให้ประมาณขนาดหน้าตัดคานที่เหมาะสม โมเมนต์ดัดที่ให้มาถือว่ารวมเอาผลของน้ำหนักคานไว้ด้วยแล้ว ใช้ C_b = 1.67

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

[14][Segui 10.7-3] ให้ใช้วิธี AISC/LRFD หาขนาดของปีกและแผ่นตั้งที่เหมาะสม ของคานประกอบขนาดใหญ่ ที่แสดงในรูปที่ P10.7-3 โดยมีเงื่อนไขดังนี้

- ความยาวช่วงคาน 15.00 เมตร
- เป็นคานช่วงเดี่ยว เสริมเหล็กข้างคานทุกๆ ระยะ 3.75 เมตร
- น้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งานเพิ่มเติม 0.75 T/m ไม่รวมน้ำหนักคาน

- น้ำหนักบรรทุกจรใช้งานแบบจุด 59 ตัน ที่กึ่งกลางคาน
- ใช้เหล็ก ASTM A572 Grade 50

ให้เลือกขนาดของปีกและแผ่นตั้งจนไม่จำเป็นต้องเสริมเหล็กข้างคานช่วงใน เหล็กข้างคานแบบรับแรงกดใช้ที่บริเวณจุดรองรับและที่น้ำหนักแบบจุดกระทำ

FIGURE P10.7-3

[15][Segui 10.7-4] ให้ออกแบบคานประกอบขนาดใหญ่เพื่อรับน้ำหนักบรรทุกดังรูปที่ P10.7-4 น้ำหนักบรรทุกที่แสดงเพิ่มค่าเอาไว้แล้ว น้ำหนักบรรทุกแผ่ได้รวมน้ำหนักของตัวคานเองเอาไว้ด้วย เหล็กเสริมข้างคานมีที่ปลายคานและที่มีน้ำหนักเป็นจุดกระทำ ใช้วิธี AISC/LRFD ในการหา

(ก) เลือกขนาดของปีกและแผ่นตั้งโดยให้มีเหล็กเสริมข้างคานช่วงใน ให้ $F_y = 3500$ ksc ความลึกของคาน 1250 mm เหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดมีที่ปลายคานและบริเวณรับน้ำหนักแบบจุด แต่ไม่ต้องออกแบบเหล็กเสริมข้างคานนี้

(ข) คำนวณหาตำแหน่งของเหล็กเสริมข้างคานช่วงใน แต่ไม่ต้องออกแบบ

FIGURE P10.7-4

[16][Segui 10.7-5] ให้ใช้วิธี AISC/LRFD ออกแบบเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดในแบบฝึกหัดข้อ [15] ให้ใช้ $F_y = 3500$ ksc

[17][Segui 10.7-6] ให้ออกแบบรอยเชื่อมระหว่างปีกคานกับแผ่นตั้งของข้อ [16]

(ก) ใช้วิธี AISC/LRFD

(ข) ใช้วิธี AISC/ASD

[18][Segui 10.7-7] คานยาว 21 เมตร รับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอและน้ำหนักเป็นจุดอีกสองแรง ตรงจุดที่แบ่งคานเป็น 3 ช่วงเท่ากัน น้ำหนักบรรทุกแผ่เป็นส่วนของน้ำหนักบรรทุกคงที่ 1935 kg/m และน้ำหนักบรรทุกจร 3420 kg/m ส่วนน้ำหนักแบบจุดแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 12,700 kg และน้ำหนักบรรทุกจร 72,921 kg เหล็กเสริมข้างคานมีที่ปลายคานซึ่งเป็นจุดรองรับ และที่น้ำหนักแบบจุดกระทำ ใช้เหล็ก ASTM A572 Grade 50 ความลึกคาน 2000 mm ให้ใช้วิธี AISC/LRFD

(ก) ให้ออกแบบหน้าตัดของปีกและแผ่นตั้ง แล้วหาระยะของเหล็กเสริมข้างคานช่วงใน

(ข) หาขนาดของเหล็กเสริมข้างคานช่วงในที่เป็นแบบไม่รับแรงกด และเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกด

(ค) ออกแบบรอยเชื่อมทั้งหมด

[19][Segui 10.7-8] จงออกแบบคานประกอบขนาดใหญ่ ตามข้อมูลและเงื่อนไขต่อไปนี้

(ก) ความยาวช่วงคาน 30 เมตร

(ข) น้ำหนักบรรทุกแผ่ใช้งานสม่ำเสมอ โดยเป็นน้ำหนักบรรทุกจร 1042 kg/m และเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่เพิ่มเติม 446 kg/m

(ค) น้ำหนักบรรทุกใช้งานแบบจุดที่ทุกจุดซึ่งแบ่งความยาวคานเป็น 4 ส่วนเท่าๆ กัน โดยเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 22,680 kg และน้ำหนักบรรทุกจร 68,040 kg

(ง) ปีกรับแรงอัดมีเหล็กเสริมข้างคานค้ำยันเอาไว้ที่ปลายคานทั้งสองข้าง และตรงที่มีน้ำหนักจุดกระทำ

ให้ใช้เหล็กชนิด ASTM A572 Grade 50

(1) เลือกขนาดหน้าตัดคานประกอบที่เหมาะสม และระยะห่างของเหล็กเสริมข้างคานช่วงใน

(2) ออกแบบขนาดของเหล็กเสริมข้างคานช่วงในแบบไม่รับแรงกด และแบบรับแรงกดตรงจุดที่มีน้ำหนักแบบจุดกระทำ

(3) ออกแบบรอยเชื่อมทั้งหมด

[20][Segui 10.7-9] คานประกอบขนาดใหญ่ ABCDE ใช้ก่อสร้างอาคารที่ต้องการช่วงว่างกว้างมากๆ ดังรูปที่ P10.7-9 น้ำหนักบรรทุกแผ่คงที่ 2,828 kg/m ยังไม่รวมน้ำหนักคาน และน้ำหนักแผ่จร 4,167 kg/m ที่จุด B,C และ D มีเสามาตั้งฝากบนคานโดยที่น้ำหนักบรรทุกคงที่ 50,800 kg และน้ำหนักบรรทุกจร 76,200 kg ทั้งสามจุด ให้คานเป็นแบบช่วงเดียว น้ำหนักของเสาที่ตั้งบนคานให้ถือเป็นแบบจุด ปีกรับแรงอัดมีเหล็กเสริมข้างคานทุกๆ ระยะ 3.00 เมตร ใช้วิธี AISC/LRFD กำลังครากของเหล็ก $F_y = 3500$ ksc ทุกชิ้นส่วน

(ก) ออกแบบหน้าตัดคานประกอบขนาดใหญ่นี้ ความลึกคาน 3.00 เมตร

(ข) ให้หาตำแหน่งเหล็กเสริมข้างคานช่วงใน และออกแบบขนาดด้วย

(ค) ให้ออกแบบขนาดเหล็กเสริมข้างคานแบบรับแรงกดที่จุด B , C และ D (สมมติว่าแต่ละปลายเป็นการต่อแบบโครงเฟรม)

(ง) ออกแบบรอยเชื่อมทุกแห่ง

FIGURE P10.7-9

บทที่ 9 ส่วนโครงสร้างรับโมเมนต์บิด

โครงสร้างเหล็กที่น้ำหนักกระทำไม่ผ่านศูนย์กลางแรงเฉือน (shear center) จะเกิดโมเมนต์บิดร่วมกับโมเมนต์ดัด แรงเฉือน หรืออาจจะมีแรงดึงกับแรงอัดเข้ามากระทำร่วมด้วย การออกแบบหน้าตัดกรณีที่มีโมเมนต์บิดมากๆ ต้องคำนึงถึงโมเมนต์บิดเอาไว้ด้วย เพราะอาจจะต้องการขนาดหน้าตัดที่โตกว่าการรับโมเมนต์ดัด แรงเฉือน แรงตามแนวแกน

9.1 จุดศูนย์กลางแรงเฉือน (Shear Center)

จุดศูนย์กลางแรงเฉือนของหน้าตัดเป็นจุดที่หากแนวแรงกระทำผ่านจุดนี้จะไม่เกิดโมเมนต์บิดในหน้าตัดนั้น การหาตำแหน่งจะพิจารณาสมดุลของโมเมนต์บิดจากแรงเฉือนภายในกับโมเมนต์บิดที่กระทำภายนอก โดยปกตินั้นจุดศูนย์กลางแรงเฉือนจะอยู่บนแกนสมมาตรเสมอ ดังรูปที่ 9.1 หากการสมมาตรทั้งสองแกน จุดศูนย์กลางแรงเฉือนกับจุดเซนทรอยด์ของหน้าตัดจะเป็นจุดเดียวกัน แต่ถ้าสมมาตรแกนเดียว จุดศูนย์กลางแรงเฉือนจะอยู่บนแกนสมมาตรนั้นแต่จะเป็นคนละจุดกับเซนทรอยด์ของหน้าตัด สำหรับเหล็กฉากและตัวที จุดศูนย์กลางแรงเฉือนอยู่จุดตัดของเส้นแนวกลางความหนาของสองแผ่นตัดกัน

รูปที่ 9.1 ตำแหน่งของจุดศูนย์กลางแรงเฉือน

จุดศูนย์กลางแรงเฉือน เรียกอีกชื่อว่า จุดศูนย์กลางของการบิด (center of rotation or twisting) เพราะหากแรงกระทำผ่านจุดนี้จะไม่เกิดการบิดตัวของหน้าตัด มีแต่โมเมนต์ดัดกับแรงอื่นๆ แต่ถ้าแรงไม่ผ่านจุดนี้จะมีโมเมนต์บิดเกิดขึ้นและทำให้หน้าตัดบิดตัว ค่าโมเมนต์บิดจะเท่ากับแรงคูณกับระยะเยื้องศูนย์ e ดังรูปที่ 9.2 ค่าของโมเมนต์บิดจะมากที่สุดตรงจุดรองรับและเป็น 0 ที่กลางคาน พบมากในแปซึ่งจะเอียงตัวตามแนวของจันทันในโครงหลังคา แปรูปตัด C มีจุดศูนย์กลางแรงเฉือนบนแกนสมมาตรทางด้านหลังของตัว C หากวาง C คว่ำลงไปทางชายคาด้วยการอ้างว่าหลบน้ำฝนที่อาจจะรั่ว แนวแรงจะห่างจากจุดศูนย์กลางแรงเฉือนมากที่สุด การบิดตัวของแปจึงมากที่สุดไปด้วย ทำให้กระเบื้องแตกตามแนวยาว แต่ถ้าวางตัว C ให้หงายขึ้นแนวแรงจะตรงหรืออยู่ใกล้จุดศูนย์กลางแรงเฉือนมาก การบิดตัวของแปไม่มีหรือมีน้อย นี่คือเหตุผลในการวางแป C ให้หงายขึ้นหาอกไก่ ไม่ใช่ปัญหาเรื่องฝนรั่วหรือไม่

P
e
T = Pe
P
e
T = Pe
P
e
T = Pe
P
e
T = Pe

(ก)

w
e
w
T = we
wL/2
SFD
wL/2
wL2/8
BMD
weL/2
TMD
weL/2
L/2
L/2

(ข)

รูปที่ 9.2

9.2 โมเมนต์บิด (Torsion or Twisting Moment)

ความต้านทานโมเมนต์บิดของรูปตัดโครงสร้าง มีทั้งความต้านทานโมเมนต์บิดแบบสม่ำเสมอ เรียกว่า *โมเมนต์บิดเซนต์วีนานท์* (St-Venant Torsion) กับ ความต้านทานโมเมนต์บิดแบบไม่สม่ำเสมอ เรียกว่า *โมเมนต์บิดเบี้ยว* (Warping Torsion)

9.2.1 โมเมนต์บิดเซนต์วีนานท์

โมเมนต์บิดแบบเซนต์วีนานท์ เป็นโมเมนต์บิดต้านทานแบบสม่ำเสมอ ระนาบของหน้าตัดก่อนและหลังการบิดจะคงรูปเป็นระนาบโดยไม่มีการบิดเบี้ยว หน่วยแรงเฉือนจะมีค่าสูงสุดที่ขอบนอกสุดและแปรลดลงเป็นเส้นตรงจนเป็น 0 ที่จุดเซนทรอยด์ของหน้าตัด รูปตัดที่เป็นไปตามทฤษฎีนี้คือหน้าตัดกลมตันและกลมกลวง

ในกรณีที่หน้าตัดไม่กลม เมื่อรับโมเมนต์บิดจะเกิดการบิดเบี้ยวของระนาบหน้าตัด เนื่องจากต้องรับทั้งหน่วยแรงเฉือนขนานหน้าตัดที่เกิดจากโมเมนต์บิดแล้วยังต้องรับหน่วยแรงดัดที่ตั้งฉากกับหน้าตัด สำหรับในทางทฤษฎี จะถือว่าทุกหน้าตัดสามารถรับแรงเฉือนแบบเซนต์วีนานท์หากปลายมีการยึดรั้งที่ดีพอในการต้านทานโมเมนต์บิดเบี้ยว

9.2.2 โมเมนต์บิดเบี้ยว

เมื่อโมเมนต์บิดกระทำต่อส่วนของโครงสร้างที่มีการยึดรั้ง จะเกิดแรงเฉือนในระนาบหน้าตัดและเกิดแรงดึงแรงอัดในแนวตั้งฉากกับระนาบ ระนาบของหน้าตัดจึงเกิดการบิดเบี้ยวตัวไปจากเดิมก่อนมีโมเมนต์บิดกระทำ

รูปตัดแบบปิดเช่นท่อกลม ท่อเหลี่ยม จะมีแรงเฉือนต้านทานโมเมนต์บิดแบบเซนต์วีนานท์ แต่เมื่อเป็นรูปตัดเปิดเช่น W ตัว C จะพิจารณาให้ปีกคานมีส่วนช่วยต้านทานโมเมนต์บิดที่มากระทำด้วย และเป็นโมเมนต์บิดเบี้ยว ดังนั้นปีกคานจึงต้องรับหน่วยแรงเฉือนเนื่องจากโมเมนต์บิดและหน่วยแรงตั้งฉากจากโมเมนต์ดัด การวิเคราะห์ขั้นสูงใช้ในการหาค่าหน่วยแรงเนื่องจากโมเมนต์บิดเบี้ยวมีความยุ่งยากมาก

แต่เพื่อให้การออกแบบรูปตัดง่ายขึ้น หน่วยแรงต้านทานที่เกิดจากโมเมนต์บิดเบี้ยวบนรูปตัด W อาจใช้ค่าโดยประมาณดังรูปที่ 9.4

สมมติว่ารูปตัดต้องรับโมเมนต์บิด T ที่กระทำตรงปลายของคานยื่น แปลงโมเมนต์บิดเป็นแรงคู่ควบกระทำที่ปีกบนและปีกล่าง สมมติระยะห่างของแนวแรงเฉือนเท่ากับ d ให้ P’ เป็นแรงคู่ควบที่กระทำในปีกคาน ดังนั้น

$$P' = \frac{T}{d}$$

รูปตัด	หน่วยแรงเฉือน f_{vST}	ค่าคงที่ต้านการบิด J
ท่อนกลม	$\frac{Tr}{J}$	$\frac{\pi R^4}{2}$
ท่อกลมกลวง	$\frac{Tr}{J}$	$\frac{\pi}{2}(R_0^4 - R_i^4)$
ท่อเหลี่ยมกลวง	$\frac{T}{2bht_1}$ $\frac{T}{2bht_2}$	$\frac{2t_1t_2b^2h^2}{bt_2 + ht_1}$
ท่อเหลี่ยมจตุรัสกลวง	$\frac{T}{2b^2t}$	tb^3
ท่อนเหลี่ยมตัน	$\frac{Tt}{J}$	$\frac{bt^3}{3}$ (ประมาณ)
รูปตัดแบบเปิด	$\frac{Tt_i}{J}$	$\frac{\Sigma bt^3}{3}$ (ประมาณ)

รูปที่ 9.3 หน่วยแรงเฉือน และค่าคงที่ที่ต้านทานการบิด ของโมเมนต์บิดเซนต์วีนานท์

รูปที่ 9.4 การกระทำของโมเมนต์บิดเบี้ยว (โดยประมาณ)

ให้คานยื่นยาว L และที่จุดรองรับจะรับโมเมนต์ดัด

$$M' = P'L = \frac{TL}{d}$$

โดยถือว่าส่วนปีกคานเท่านั้นที่ทำหน้าที่รับโมเมนต์ดัด ส่วนของแผ่นตั้งมีสติฟเนสในการรับโมเมนต์ดัดน้อยมากจนตัดทิ้งไปได้ หน้าตัดปีกคานจึงต้องรับทั้งหน่วยแรงเฉือนขนานผิวหน้าตัดเนื่องจากแรง P' และหน่วยแรงดัดตั้งฉากผิวหน้าตัดเนื่องจากโมเมนต์ดัด M'

การประมาณข้างต้นจะได้หน่วยแรงเกินจริงไปบ้าง แต่เป็นทางด้านปลอดภัยเพราะต้องออกแบบให้แข็งแรงเกินจริง การวิบัติย่อมไม่เกิดโดยง่าย

9.3 มุมบิด

ส่วนโครงสร้างใดๆ มีความยาว L โมดูลัสการเฉือน G ค่าคงที่ต้านทานการบิด J รับโมเมนต์บิด T มุมบิด θ เปรียบเทียบระหว่างปลายทั้งสองข้างมีหน่วยเป็นเรเดียน หาได้จากสมการ

$$\theta = \frac{TL}{GJ} \qquad (9.3.1)$$

เมื่อ θ = มุมบิดเปรียบเทียบระหว่างปลาย โดยมองย้อนทางปลายชิ้นส่วน ลากเส้นตรงทั้งสองปลายให้ทับแนวกัน จากนั้นใส่แรงบิดเข้าไป เส้นตรงทั้งสองจะบิดออกจากกัน มุมที่บิดไปเป็นเรเดียวคือมุมบิดนี้

J = ค่าคงที่ต้านทานการบิด ดูรูปที่ 9.3 หรือจากโปรแกรม Prokon

$E = 2{,}040{,}000$ ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

$\nu = 0.3 =$ อัตราส่วนปัวซองของเหล็ก (ค่าจริงคือ 0.298 ประมาณค่าเป็น 0.3)

$G = \dfrac{E}{2(1+\nu)} = \dfrac{E}{2(1+0.3)} = \dfrac{E}{2.6} = \dfrac{2{,}040{,}000}{2.6} = 784{,}615$ ksc = โมดูลัสการเฉือนของเหล็ก

9.4 การออกแบบส่วนโครงสร้างรับโมเมนต์บิดร่วมกับแรงกระทำอื่น

ข้อกำหนดในการออกแบบตามวิธี AISC/LRFD มีดังนี้

(ก) ที่สภาวะคราก เมื่อมีหน่วยแรงตั้งฉากกับรูปตัดเช่น แรงดึง แรงอัด

$$f_{un} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_{ux}}{Z_x} \frac{M_{uy}}{Z_y} \pm f_{nT} \le \phi F_y \quad \text{ใช้ } \phi = 0.90 \tag{9.4.1}$$

(ข) ที่สภาวะคราก เมื่อมีหน่วยแรงเฉือนกระทำกับรูปตัด

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A_v} \pm f_{vST} \pm f_{vWT} \le 0.6\phi F_y \quad \text{ใช้ } \phi = 0.90 \tag{9.4.2}$$

(ค) ที่สภาวะของการโก่งเดาะ

หน่วยแรงอัดจากสมการ (9.4.1) $f_{un} \le \phi_c F_{cr}$ ใช้ $\phi_c = 0.85$ (9.4.3)

หน่วยแรงเฉือนจากสมการ (9.4.2) $f_{uv} = \phi_c F_{cr}$ ใช้ $\phi_c = 0.85$ (9.4.4)

เมื่อ

$f_{un} =$ หน่วยแรงประลัยทั้งหมดตามแนวแกน ซึ่งตั้งฉากกับรูปตัด

$f_{uv} =$ หน่วยแรงเฉือนประลัยทั้งหมด

$f_{nT} =$ หน่วยแรงตั้งฉากกับรูปตัดที่เกิดจากโมเมนต์บิด

$f_{vST} =$ หน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากโมเมนต์บิดเซนต์วีนานท์

$f_{vWT} =$ หน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากโมเมนต์บิดเบี้ยว

$P_u =$ แรงประลัยตามแนวแกน ซึ่งอาจจะเป็นแรงดึงหรือแรงอัด

$M_{ux} =$ โมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน x ของหน้าตัด

$M_{uy} =$ โมเมนต์ดัดประลัยรอบแกน y ของหน้าตัด

$V_u =$ แรงเฉือนประลัยที่กระทำ

$A =$ เนื้อที่หน้าตัดของรูปตัด

$A_w =$ เนื้อที่หน้าตัดของเหล็กแผ่นตั้ง

Z_x = โมดูลัสพลาสติกของรูปตัดรอบแกน x

Z_y = โมดูลัสพลาสติกของรูปตัดรอบแกน y

K = ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล

L = ความยาวของชิ้นส่วน

I = โมเมนต์อินเนอร์เชียของรูปตัด

$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ = รัศมีไจเรชันของรูปตัด

E = 2,040,000 ksc = โมดูลัสยืดหยุ่นของเหล็ก

F_y = กำลังครากของเหล็กโครงสร้าง

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

F_{cr} = หน่วยแรงวิกฤตของส่วนโครงสร้างรับแรงอัดตามวิธี AISC/LRFD

ถ้า $\lambda_c \le 1.5$ ได้

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$$

ถ้า $\lambda_c > 1.5$ ได้

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

ตัวอย่างการออกแบบส่วนโครงสร้างรับแรงบิด

ตัวอย่างที่ 9.1 คานยื่นยาว 1.50 เมตร ทำด้วยเหล็กชนิด ASTM A36 รับโมเมนต์บิดใช้งานที่ปลายเท่ากับ 1.5 ตัน.เมตร ให้เปรียบเทียบหน่วยแรงเฉือน หน่วยแรงตั้งฉากกับรูปตัด และมุมบิด ที่เกิดจากโมเมนต์บิดนี้ เมื่อรูปตัดของคานดังกล่าวเป็นแบบ รูปตัดแบบกล่อง (แบบปิด) กับ รูปตัด W (แบบเปิด) โดยมีขนาดดังแสดง

วิธีทำ

(ก) รูปตัดแบบกล่อง (แบบปิด)

โมเมนต์บิดต้านทานของรูปตัดแบบปิด ขึ้นกับโมเมนต์บิดเซนต์วีนานท์เป็นส่วนใหญ่ จึงไม่คิดส่วนของโมเมนต์บิดเบี้ยว ที่จะทำให้เกิดหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงตั้งฉาก

(1) จากรูปที่ 9.3 กล่องสี่เหลี่ยมจัตุรัส หน่วยแรงเฉือนแบบเซนต์วีนานท์คือ

$$f_{vST} = \frac{T}{2b^2t}$$

โดยที่ $T = 1.5 \times 1000 \times 100 = 150{,}000$ kg.cm = โมเมนต์บิดที่กระทำ

$b = 25 - \frac{2.5}{2} - \frac{2.5}{2} = 22.5$ cm = ความยาวของเส้นแบ่งครึ่งความหนาของกล่อง

$t = 2.5$ cm = ความหนาของกล่อง

$$f_{vST} = \frac{150{,}000}{2 \times 22.5^2 \times 2.5} = 59.25925926 \text{ ksc}$$

เป็นหน่วยแรงเฉือนที่มากที่สุด

(2) หามุมบิดที่มากที่สุดที่ปลายคานจากสมการ

$$\theta = \frac{TL}{JG}$$

เมื่อ $T = 150{,}000$ kg.cm = โมเมนต์บิด

$L = 150$ cm = ความยาวคาน

$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615$ ksc = โมดูลัสการเฉือน

$J = tb^3 = 2.5 \times 22.5^3 = 28{,}476.5625 \ \ cm^4$ = ค่าคงที่การบิด

แทนค่าได้

$$\theta = \frac{150{,}000 \times 150}{28{,}476.5625 \times 784{,}615} = 0.00100702 \ \text{เรเดียน}$$

$$\theta = 0.00100702 \times \frac{180}{\pi} = 0.057698029 \ \text{องศา}$$

(ข) รูปตัด W (แบบเปิด)

โมเมนต์บิดต้านทานของรูปตัดแบบเปิดประกอบจาก โมเมนต์บิดแบบเซนต์วีนานท์ กับ โมเมนต์บิดเบี้ยว

(1) หาหน่วยแรงเฉือนสูงสุดบนปีกคานและเหล็กแผ่นตั้ง เนื่องจากโมเมนต์บิดเซนต์วีนานท์ จากสมการ

$$f_{vST} = \frac{Tt_i}{J}$$

เมื่อ $T = 150{,}000 \ \ kg.cm$ = โมเมนต์บิดที่กระทำ

$t_i = 2.5 \ \ cm$ = ความหนาของปีกและแผ่นตั้ง ซึ่งเท่ากัน

ส่วนของปีกมี $b = 25 \ \ cm$ และ $t = 2.5 \ \ cm$ มี 2 แผ่น

ส่วนของแผ่นตั้งมี $b = 25 - 2.5 - 2.5 = 20 \ \ cm$ และ $t = 2.5 \ \ cm$ มี 1 แผ่น

$$J = \sum \frac{bt^3}{3} = 2 \times \frac{25 \times 2.5^3}{3} + \frac{20 \times 2.5^3}{3} = 364.5833333 \ \ cm^4$$

แทนค่าจะได้หน่วยแรงเฉือนสูงสุด

$$f_{vST} = \frac{150{,}000 \times 2.5}{364.5833333} = 1028.571429 \ \ ksc$$

(2) หาหน่วยแรงเฉือนและหน่วยแรงตั้งฉากที่มากที่สุด เนื่องจากโมเมนต์บิดเบี้ยว พิจารณาโดยประมาณ จากรูปที่แสดง

แรงคู่ควบที่ปีกปลายคาน $P' = \frac{T}{d} = \frac{150{,}000}{22.5} = 6666.7 \ \ kg$

โมเมนต์ดัดที่ปีกคานแต่ละปีกจากแรง P' ที่ปลายยึดแน่น (ไม่คิดแผ่นตั้ง)

$$M = P'L = \frac{150,000}{22.5} \times 1.50 = 10,000 \text{ kg.m}$$

หน่วยแรงเฉือนมากที่สุดเกิดที่กลางปีกตรงตำแหน่งแผ่นตั้งพอดี และเป็น 1.5 เท่าของค่าเฉลี่ย

$$f_{vWT} = 1.5\frac{V}{b_f t_f} = 1.5 \times \frac{6666.7}{25 \times 2.5} = 160 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงตั้งฉากมากที่สุดในปีกคาน $f_{nT} = \frac{M}{S}$

โดยที่ $M = 10,000 \times 100 = 1,000,000$ kg.cm โมเมนต์ดัดที่ปลายยึดแน่นของปีกคาน

$S = \frac{t_f b_f^2}{6} = \frac{2.5 \times 25^2}{6} = 260.4166667$ cm^3 = โมดูลัสอิลาสติกของปีกคาน

แทนค่าได้

$$f_{nT} = \frac{1,000,000}{260.4166667} = 3840 \text{ ksc}$$

(3) หาหน่วยแรงรวมมากที่สุด

หน่วยแรงเฉือนในปีกคาน

$$f_{uv} = f_{vST} + f_{vWT} = 1028.571429 + 160 = 1188.571429 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงตั้งฉากกับปีกคาน

$$f_{un} = f_{nT} = 3840 \text{ ksc}$$

(4) หามุมบิดมากที่สุดจากสมการ $\theta = \frac{TL}{JG}$

$$J = \sum \frac{bt^3}{3} = 2 \times \frac{25 \times 2.5^3}{3} + \frac{20 \times 2.5^3}{3} = 364.5833333 \text{ cm}^4$$

$$T = 150,000 \text{ kg.cm}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,040,000}{2(1+0.3)} = 784,615 \text{ ksc}$$

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$\theta = \frac{150,000 \times 150}{364.5833333 \times 784,615} = 0.0786555 \text{ เรเดียน}$$

$$\theta = 0.0786555 \times \frac{180}{\pi} = 4.506628228 \text{ องศา}$$

สรุปว่า หน้าตัดแบบเปิดจะเกิดหน่วยแรงและมุมบิดมากกว่าหน้าตัดแบบปิด

ตัวอย่างที่ 9.2 จงออกแบบคานเหล็กรูปพรรณช่วงเดียวยาว 6.00 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 900 kg/m กระทำโดยเยื้องจากศูนย์กลางแรงเฉือนหน้าตัดเหล็กรูปไป 10 cm สมมติว่าคานมีค้ำยันทางข้างเฉพาะที่จุดรองรับ ใช้เหล็กชนิด ASTM A36

วิธีทำ

คานรับน้ำหนักบรรทุกคงที่แผ่ใช้งาน 900 kg/m เยื้องศูนย์จากจุดศูนย์กลางแรงเฉือน ย้ายแรงไปที่จุดศูนย์กลางแรงเฉือนจะเกิดโมเมนต์บิด

$$T = we = 900 \times 10 = 9000 \quad \text{kg.cm/m}$$

สมมติคานมีน้ำหนักคงที่แผ่ใช้งาน 140 kg/m เมื่อรวมกับน้ำหนักบรรทุกแผ่คงที่ใช้งานที่ย้ายมาเป็น 900 + 140 = 1040 kg/m ซึ่งจะทำให้เกิดโมเมนต์ดัดสูงสุดที่กลางช่วง และแรงเฉือนสูงสุดที่ปลายคาน

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักและโมเมนต์ดัดสูงสุดประลัยที่เกิดขึ้น ใช้ตัวคูณเพิ่มค่า 1.4 เพราะมีแต่น้ำหนักบรรทุกคงที่

น้ำหนักแผ่ประลัยรวม $w_u = 1.4 \times 1040 = 1456$ kg/m

โมเมนต์ดัดประลัยสูงสุดที่กลางคาน

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{1456 \times 6.00^2}{8} = 6552 \quad \text{kg.m} = 655{,}200 \text{ kg.cm}$$

โมเมนต์บิดประลัยสูงสุดที่ปลายคานสองข้างๆ ละครึ่ง ต้องเพิ่มค่าด้วย 1.4 เพราะเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่

$$T_u = 1.4 \times 9000 \times \frac{6.00}{2} = 37{,}800 \quad \text{kg.cm}$$

แรงเฉือนประลัยที่จุดรองรับ

$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{1456 \times 6.00}{2} = 4368 \quad \text{kg}$$

ขั้นตอนที่ 2 เลือกขนาดรูปตัด

เนื่องจากคานต้องรับทั้งโมเมนต์ดัด (Mu) และโมเมนต์บิด (Tu) ที่ประกอบจากโมเมนต์บิดแบบเซนต์วีนานท์ และโมเมนต์บิดเบี้ยว ดังนั้นอาจจะหาโมดูลัสพลาสติกของหน้าตัด (โดยประมาณ) ได้จากสมการ

$$Z_x = \frac{M_{ux} + C_{un}M_{uy} + 2C_{un}\left(\frac{T_u}{d}\right)}{0.9F_y}$$

เมื่อ $M_{ux} = 655{,}200$ kg.cm

$M_{uy} = 0$

$T_u = 37{,}800$ kg.cm

สมมติ $d = 250$ mm = 25 cm

$$C_{un} = \frac{Z_x}{Z_y} = 2.2$$

ดังนั้น

$$Z_x = \frac{655{,}200 + 2.2\times 0 + 2\times 2.2\times \frac{37{,}800}{25}}{0.9\times 2500} = 294.1568 \text{ cm}^3$$

ลองเลือกรูปตัด $W250\times 72.4$ มี d = 250 mm, b_f = 250 mm, t_w = 9 mm t_f = 14 mm , r = 16 mm ,A = 92.188 cm^2, I_x = 10,834 cm^4, I_y = 3648.8 cm^4, r_x = 10.841 cm, r_y = 6.2913 cm, S_x = 866.7 cm^3, S_y =291.91 cm^3, Z_x = 960.6 cm^3, Z_y = 443.78 cm^3, J = 58.937 cm^4, Z_t = 27.617 cm^3, C_w = 501,600 cm^6

$$C_{un} = \frac{Z_x}{Z_y} = \frac{960.6}{443.78} = 2.16 \approx 2.2$$

ขั้นตอนที่ 3 หาหน่วยแรงต่างๆ ที่เกิดขึ้นเนื่องจากโมเมนต์ดัดและโมเมนต์บิด

(ก) เนื่องจากโมเมนต์ดัดประลัย $M_u = 655{,}200$ *kg.cm และแรงเฉือนประลัย* $V_u = 4368$ *kg*

หน่วยแรงดัดในปีกคาน

$$f_{fu} = \frac{M_{ux}}{Z_x} = \frac{655{,}200}{960.6} = 682.0737039 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงเฉือนในแผ่นตั้ง

$$f_{vw} = \frac{V_u}{A_w} = \frac{V_u}{dt_w} = \frac{4368}{25\times 0.9} = 194.1333333 \text{ ksc}$$

(ข) เนื่องจากโมเมนต์บิดแบบเซนต์วีนานท์

หน่วยแรงเฉือนในปีกคานและแผ่นตั้ง คำนวณจาก $f_{vST} = \frac{T_u t_i}{J}$

หน่วยแรงเฉือนที่ปีกคาน $f_{vST} = \frac{37{,}800\times 1.4}{58.937} = 897.9079356$ ksc

หน่วยแรงเฉือนที่แผ่นตั้ง $f_{vST} = \dfrac{37{,}800 \times 0.9}{58.937} = 712.6253457$ ksc

(ค) เนื่องจากโมเมนต์บิดเบี้ยว

ต้องแปลงโมเมนต์บิดสม่ำเสมอตลอดคานเป็นแรงที่ปีกคานก่อน

$$T_u = 1.4 \times \frac{9000}{100} = 126 \text{ kg.m/m}$$

ระยะห่างระหว่างแรงกระทำที่ปีกคาน $= 25 - \dfrac{1.4}{2} - \dfrac{1.4}{2} = 23.6$ cm = 0.236 m

แรงกระทำที่ปีกคาน

$$P' = \frac{T_u}{d_1} = \frac{126}{0.236} = 533.8983051 \text{ kg (ในรูป 534 kg)}$$

ในกรณีจะพิจารณาคานมีเฉพาะปีกคาน ไม่คิดผลของแผ่นตั้งซึ่งมีผลน้อย

แรง P' = 533.8983051 kg/m กระทำทางข้างของปีกคานแต่ละปีก

$$\max V_u = \frac{P'L}{2} = \frac{533.8983051 \times 6.00}{2} = 1601.694915 \text{ kg}$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดในปีกคาน

$$\max M_u = \frac{P'L^2}{8} = \frac{533.8983051 \times 6.00^2}{8} = 2402.542373 \text{ kg.m}$$

หน่วยแรงเฉือนในปีกคานเนื่องจากแรงเฉือน

$$f_{vWT} = 1.5\frac{V_u}{b_f t_f} = 1.5 \times \frac{1601.694915}{25 \times 1.4} = 68.64406779 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงดัดในปีกคานเนื่องจากโมเมนต์ดัด

$$f_{nT} = \frac{M_u}{\dfrac{t_f b_f^2}{4}} = \frac{4 \times 2402.542373 \times 100}{1.4 \times 25^2} = 1098.305085 \text{ ksc}$$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบหน่วยแรงตามข้อกำหนด

(ก) หน่วยแรงตั้งฉากสูงสุดในปีกคาน (เกิดที่กลาวงช่วงคาน) จากสมการ (9.4.1)

$$f_{un} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_{ux}}{Z_x} \pm \frac{M_{uy}}{Z_y} \pm f_{nT}$$

$$f_{un} = 0 + 682.0737039 + 0 + 1098.305085$$

$$f_{un} = 1780.378789 \text{ ksc} < 0.9F_y = 0.9 \times 2500 = 2250 \text{ ksc}$$ ใช้ได้

(ข) หน่วยแรงเฉือนสูงสุดในปีกคาน (เกิดขึ้นที่จุดรองรับ) จากสมการ (9.4.2)

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A_w} \pm f_{vST} \pm f_{vWT}$$

$$f_{uv} = 0 + 897.9079356 + 68.64406779$$

$$f_{uv} = 966.5520034 \text{ ksc} < 0.6(0.9F_y) = 0.6 \times 0.9 \times 2500 = 1350 \text{ ksc}$$ ใช้ได้

(ค) หน่วยแรงเฉือนสูงสุดในแผ่นตั้ง (เกิดขึ้นที่จุดรองรับ) จากสมการ (9.4.2)

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A_w} + f_{vST} + f_{vWT}$$

$$f_{uv} = 194.1333333 + 712.6253457 + 0$$

$$f_{uv} = 906.758679 \text{ ksc} < 0.6(0.9F_y) = 0.6 \times 0.9 \times 2500 = 1350 \text{ ksc}$$ ใช้ได้

(ง) ตรวจสอบการโก่งทางข้าง (LTB)

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 6.2913 \sqrt{\frac{2,040,000}{2500}} = 316.2992355 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2$$

โดยที่ $F_y = 2500$ ksc

$F_r = 700$ ksc

$r_y = 6.2913$ cm

$E = 2,040,000$ ksc

$\nu = 0.3$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,040,000}{2(1+0.3)} = 784,615.3846 \text{ ksc}$$

$I_y = 3,648.8 \text{ cm}^4$

$A = 92.188 \quad cm^2$

$S_x = 866.7 \quad cm^3$

$J = 58.937 \quad cm^4$

$C_w = 501{,}600 \quad cm^6$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{866.7}\sqrt{\frac{2{,}040{,}000 \times 784{,}615.3846 \times 58.937 \times 92.188}{2}}$$

$X_1 = 239{,}023.5989$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2 = \frac{4 \times 501{,}600}{3{,}648.8} \times \left(\frac{866.7}{784{,}615.3846 \times 58.937}\right)^2$$

$X_2 = 0.193159184 \times 10^{-6}$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r}\sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2\left(F_y - F_r\right)^2}}$$

$$L_r = \frac{6.2913 \times 239{,}023.5989}{2500 - 700}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.193159184 \times 10^{-6} \times \left(2500 - 700\right)^2}}$$

$$L_r = \frac{6.2913 \times 239{,}023.5989}{2500 - 700}\sqrt{1 + \sqrt{1 + 0.625835757}}$$

$$L_r = \frac{6.2913 \times 239{,}023.5989}{2500 - 700}\sqrt{1 + 1.275082647}$$

$$L_r = \frac{6.2913 \times 239{,}023.5989 \times 1.50833771}{2500 - 700}$$

$L_r = 1260.106524 \quad cm$

โจทย์กำหนดว่าค้ำยันทางข้างมีที่ปลายเท่านั้น นั่นคือ $L_b = 6.00$ m = 600 cm อยู่ระหว่าง $L_p = 3.162992355$ เมตร กับ $L_r = 12.60106524$ เมตร ดังนั้น

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right]$$

เมื่อ $M_p = F_y Z_x = 2500 \times 960.6 = 2{,}401{,}500$ kg.cm = 24,015 kg.m

$M_r = \left(F_y - F_r\right)S_x = \left(2500 - 700\right) \times 866.7 = 1{,}560{,}060$ kg.cm = 15,600.6 kg.m

$C_b = 1$ ดูรูปที่ 4.8

$$M_n = 1 \times \left[24{,}015 - \left(24{,}015 - 15{,}600.6\right) \times \frac{6.00 - 3.162992355}{12.60106524 - 3.162991255}\right]$$

$M_n = 21{,}485.70036 \quad kg.m$

เมื่อจะต้องตรวจสอบด้วยสมการ (9.4.3) หน่วยแรงอัด $f_{un} \le 0.85F_{cr}$

เนื่องจากคานมีหน้าตัดแบบคอมแพค ดังนั้นจึงหาค่า F_{cr} ได้จาก

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{\phi_b M_n}{\phi_b M_p} = \frac{M_n}{M_p} = \frac{21{,}485.70036}{24{,}015}$$

$$F_{cr} = \frac{2500 \times 21{,}485.70036}{24{,}015} = 2{,}236.695853 \text{ ksc} > f_{un} = 1780.378789 \text{ ksc}$$ ใช้ได้

ดังนั้นเลือกใช้คานรูปตัด $W250 \times 72.4$

ตัวอย่างที่ 9.3 จงออกแบบคานเหล็กรูปพรรณช่วงเดียวยาว 6 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกคงที่ใช้งาน 900 kg/m ที่กระทำโดยมีระยะเยื้องศูนย์กลางแรงเฉือนของหน้าตัดเหล็กรูปเท่ากับ 22.5 cm สมมติว่าคานมีค้ำยันทางข้างเฉพาะที่จุดรองรับ ใช้เหล็กชนิด ASTM A36

วิธีทำ

ตัวอย่างนี้เหมือนตัวอย่างที่ 9.2 ต่างกันที่ระยะเยื้องศูนย์มากกว่าทำให้แรงบิดมากกว่า การออกแบบจึงต้องพิจารณาผลของแรงบิดที่เพิ่มขึ้นมาก

ขั้นตอนที่ 1 หาน้ำหนักและโมเมนต์ประลัยสูงสุดที่กระทำ

สมมติให้น้ำหนักของคาน = 140 kg/m

น้ำหนักแผ่ประลัยรวม $w_u = 1.4 \times (900 + 140) = 1456$ kg/m

โมเมนต์ดัดประลัยสูงสุดที่กลางคาน

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{1456 \times 6^2}{8} = 6552 \text{ kg.m}$$

จากการเยื้องศูนย์ e = 0.225 เมตร น้ำหนักประลัยที่กระทำเยื้องศูนย์ $w_{u1}L = 1.4 \times 900 \times 6 = 7560$ kg เมื่อคูณกับระยะเยื้องศูนย์จะเป็นโมเมนต์บิด โดยให้ปลายทั้งสองข้างแบ่งกันรับปลายละครึ่ง ดังนั้นโมเมนต์บิดประลัยแต่ละปลายคือ

$$T_u = \frac{1}{2} \times 7560 \times 0.225 = 850.5 \text{ kg.m}$$

ขั้นตอนที่ 2 เลือกขนาดรูปตัด หาค่าโมดูลัสพลาสติกโดยประมาณจากสมการ

$$Z_x = \frac{M_{ux} + C_{un}M_{uy} + 2C_{un}\left(\frac{T_u}{d}\right)}{0.9F_y}$$

โดยที่

$C_{un} = \frac{Z_x}{Z_y} \approx 2.5 =$ อัตราส่วนโมดูลัสพลาสติกรอบแกน x ต่อโมดูลัสพลาสติกรอบแกน y

$d \approx 35$ cm = 0.35 m = ความลึกคาน

$F_y = 2500$ ksc = กำลังครากของเหล็ก ASTM A36

แทนค่า

$$Z_x = \frac{6552\times100 + 2.5\times0 + 2\times2.5\times\frac{850.5\times100}{35}}{0.9\times2500} = 831.2 \text{ cm}^3$$

เปิดตารางเหล็กภาคผนวก ข ทดลองเลือกหน้าตัด $W350\times136$ มี d = 350 mm, b_f = 350 mm, t_w = 12 mm, t_f = 19 mm, r = 20 mm, A = 173.89 cm^2, w = 136 kg/m , I_x = 40,299 cm^4, I_y = 13,586 cm^4, S_x = 2302.8 cm^3, S_y = 776.33 cm^3, r_x = 15.223 cm, r_y = 8.8391 cm, Z_x = 2545.4 cm^3, Z_y = 1178.6 cm^3, J = 199.88 cm^4, Z_t = 70.605 cm^3, $C_w = 3.6821\times10^6$ cm^6

สังเกตว่าเลือกรูปตัดขนานใหญ่กว่าค่าประมาณถึง 3 เท่าเศษ

ขั้นตอนที่ 3 หาหน่วยแรงต่างๆ ที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดและโมเมนต์บิด

(ก) ค่าโมเมนต์ดัดประลัยสูงสุดที่กลางช่วง

$$M_u = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{1456\times6^2}{8} = 6552 \text{ kg.m} = 655{,}200 \text{ kg.cm}$$

ค่าโมเมนต์บิดประลัยที่ปลายคาน

$$T_u = \frac{1}{2}\times7560\times0.225 = 850.5 \text{ kg.m} = 85{,}050 \text{ kg.cm}$$

ค่าแรงเฉือนประลัยที่ปลายคาน

$$V_u = \frac{w_u L}{2} = \frac{1456\times6}{2} = 4368 \text{ kg}$$

หน่วยแรงดัดที่ปีกคาน $= \frac{M_{ux}}{Z_x} = \frac{655{,}200}{2545.4} = 257.4055158$ ksc

หน่วยแรงเฉือนในแผ่นตั้ง $= \frac{V_u}{A_w} = \frac{V_u}{dt_w} = \frac{4368}{35\times1.2} = 104$ ksc

(ข) เนื่องจากโมเมนต์บิดเซนต์วีนานต์

หน่วยแรงเฉือนในปีกคาน

$$f_{vST} = \frac{T_u t_f}{J} = \frac{85{,}050\times1.9}{199.88} = 808.460076 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงเฉือนในแผ่นตั้ง

$$f_{vST} = \frac{T_u t_w}{J} = \frac{85{,}050 \times 1.2}{199.88} = 510.6063638 \text{ ksc}$$

(ค) หน่วยแรงเนื่องจากโมเมนต์บิดเบี้ยว

โมเมนต์บิดที่กระทำสม่ำเสมอตลอดคานคือ

$$T_{uAll} = 1.4 \times 900 \times 0.225 = 283.5 \text{ kg.m/m}$$

ต้องแปลงโมเมนต์บิดเป็นแรงกระทำที่ปีกคาน ระยะแขนโมเมนต์วัดที่กึ่งกลางความหนาของปีก นั่นคือแขนโมเมนต์ $d_1 = 350 - \frac{19}{2} - \frac{19}{2} = 331$ mm = 0.331 m

แรงที่ปีก $w_P = \frac{T_{uAll}}{d_1} = \frac{283.5}{0.331} = 856.4954683$ kg/m

มองปีกแต่ละข้างเสมือนคานยาว 6.00 เมตร รับน้ำหนักแผ่ $w_P = 856.4954683$ kg/m ความกว้าง 1.9 cm ลึก 35 cm

แรงเฉือนสูงสุดที่ปีกคาน

$$V_u' = \frac{w_P L}{2} = \frac{856.4954683 \times 6}{2} = 2569.486405 \text{ kg}$$

โมเมนต์ดัดสูงสุดในปีกคาน

$$M_u' = \frac{w_P L^2}{8} = \frac{856.4954683 \times 6^2}{8} = 3854.229607 \text{ kg.m}$$

หน่วยแรงเฉือนในปีกคาน

$$f_{vWT} = \frac{1.5 V_u'}{b_f t_f} = \frac{1.5 \times 2569.486405}{35 \times 1.9} = 57.95833996 \text{ ksc}$$

หน่วยแรงดัดสูงสุดในปีกคาน

$$f_{nT} = \frac{M_u'}{Z} = \frac{4M_u'}{t_f b_f^2} = \frac{4 \times 3854.229607 \times 100}{1.9 \times 35^2} = 662.3810281 \text{ ksc}$$

ขั้นตอนที่ 4 ตรวจสอบหน่วยแรงตามข้อกำหนด

(ก) หน่วยแรงตั้งฉากสูงสุดในปีกคานที่กึ่งกลางช่วงคาน ตามสมการที่ (9.4.1)

$$f_{un} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_{ux}}{Z_x} \pm \frac{M_{uy}}{Z_y} \pm f_{nT}$$

$$f_{un} = 0 + 257.4055158 + 0 + 662.3810281 = 919.7865439 \text{ ksc}$$

$0.9F_y = 0.9 \times 2500 = 2250$ ksc > $f_{un} = 919.8$ ksc ใช้ได้

(ข) หน่วยแรงเฉือนสูงสุดในปีกคาน เกิดที่จุดรองรับ ตามสมการที่ (9.4.2)

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A_w} \pm f_{vST} \pm f_{vWT} = 0 + 808.460076 + 57.95833996$$

$$f_{uv} = 866.418416 \text{ ksc}$$

$$0.6(0.9F_y) = 0.6 \times 0.9 \times 2500 = 1350 \text{ ksc} > f_{uv} = 866.418416 \text{ ksc}$$ ใช้ได้

(ค) หน่วยแรงเฉือนสูงสุดในแผ่นตั้ง เกิดบริเวณจุดรองรับ ตามสมการที่ (9.4.2)

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A_w} \pm f_{vST} \pm f_{vWT} = 104 + 510.6063638 + 0$$

$$f_{uv} = 614.6063638 \text{ ksc}$$

$$0.6(0.9F_y) = 0.6 \times 0.9 \times 2500 = 1350 \text{ ksc} > f_{uv} = 614.6063638 \text{ ksc}$$ ใช้ได้

(ง) ตรวจสอบการโก่งทางข้าง (LTB)

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 8.8391 \sqrt{\frac{2{,}040{,}000}{2500}} = 444.3915522 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2$$

โดยที่ $F_y = 2500$ ksc

$F_r = 700$ ksc

$r_y = 8.8391$ cm

$E = 2{,}040{,}000$ ksc

$\nu = 0.3$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2{,}040{,}000}{2(1+0.3)} = 784{,}615.3846 \text{ ksc}$$

$I_y = 13{,}586 \text{ cm}^4$

$A = 173.89 \text{ cm}^2$

$S_x = 2302.8 \text{ cm}^3$

$J = 199.88 \text{ cm}^4$

$C_w = 3{,}682{,}100 \text{ cm}^6$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{2302.8} \sqrt{\frac{2{,}040{,}000 \times 784{,}615.3846 \times 199.88 \times 173.89}{2}}$$

$$X_1 = 227{,}532.8578$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = \frac{4 \times 3{,}682{,}100}{13{,}586} \times \left(\frac{2302.8}{784{,}615.3846 \times 199.88} \right)^2$$

$$X_2 = 0.233735178 \times 10^{-6}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r}\sqrt{1+\sqrt{1+X_2\left(F_y - F_r\right)^2}}$$

$$L_r = \frac{8.8391\times 227{,}532.8578}{2500-700}\sqrt{1+\sqrt{1+0.233735178\times 10^{-6}\times\left(2500-700\right)^2}}$$

$$L_r = \frac{8.8391\times 227{,}532.8578}{2500-700}\sqrt{1+\sqrt{1+0.757301978}}$$

$$L_r = \frac{8.8391\times 227{,}532.8578}{2500-700}\sqrt{1+1.325632671}$$

$$L_r = \frac{8.8391\times 227{,}532.8578\times 1.525002515}{2500-700}$$

$$L_r = 1703.924014 \text{ cm}$$

โจทย์กำหนดว่าค้ำยันทางข้างมีที่ปลายเท่านั้น นั่นคือ $L_b = 6.00$ m = 600 cm อยู่ระหว่าง $L_p = 4.443915522$ เมตร กับ $L_r = 17.03924014$ เมตร ดังนั้น

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - M_r\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right]$$

เมื่อ $M_p = F_y Z_x = 2500\times 2545.4 = 6{,}363{,}500$ kg.cm = 63,635 kg.m

$M_r = \left(F_y - F_r\right)S_x = \left(2500-700\right)\times 2302.8 = 4{,}145{,}040$ kg.cm = 41,450.4 kg.m

$C_b = 1$ ดูรูปที่ 4.8

$$M_n = 1\times\left[63{,}635 - \left(63{,}635 - 41{,}450.4\right)\times\frac{6.00 - 4.443915522}{17.03924014 - 4.443915522}\right]$$

$$M_n = 60{,}894.21223 \text{ kg.m}$$

เมื่อจะต้องตรวจสอบด้วยสมการ (9.4.3) หน่วยแรงอัด $f_{un} \le 0.85F_{cr}$

เนื่องจากคานมีหน้าตัดแบบคอมแพค ดังนั้นจึงหาค่า F_{cr} ได้จาก

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{\phi_b M_n}{\phi_b M_p} = \frac{M_n}{M_p} = \frac{60{,}894.21223}{63{,}635}$$

$$F_{cr} = \frac{2500\times 60{,}894.21223}{63{,}635} = 2392.323887 \text{ ksc} > f_{un} = 919.7865439 \text{ ksc}$$ ใช้ได้

ดังนั้นเลือกใช้คานรูปตัด $W350\times 136$

แบบฝึกหัดบทที่ 9
ส่วนโครงสร้างรับโมเมนต์บิด

แบบฝึกหัดการออกแบบให้ใช้วิธี AISC/LRFD หรือ AISC/ASD ตามที่ผู้สอนกำหนด น้ำหนักบรรทุกที่กำหนดให้เป็นน้ำหนักบรรทุกใช้งาน ทุกข้อให้ถือว่าค้ำยันทางข้างของปีกรับแรงอัดพอเพียงจนไม่ต้องพิจารณาเสถียรภาพการโก่งทางข้าง

[1][Salmon 8.1] เหล็กรางตามรูป ให้แรง V_x และ V_y แยกกระทำผ่านจุดเซนทรอยด์ของหน้าตัด จงหาและเขียนรูปการกระจาย shear flow τt ของทุกชิ้นส่วนของหน้าตัด จากนั้นหาแรงเฉือนลัพธ์ของแต่ละกรณี (จาก V_x แยกกันกับ V_y) แล้วนำผลไปหาจุดศูนย์แรงเฉือน (shear center)

คุณสมบัติหน้าตัด จาก Prokon , A = 69.25 cm^2, I_x = 7604.7 cm^4, I_y = 753.5 cm^4, S_x =565.41 cm^3, S_{yL} = 224.39 cm^3, S_{yR} = 103.69 cm^3, x_c = 3.358 cm, y_c = 13.45 cm, r_x = 10.479 cm, r_y = 3.2986 cm, Z_x = 671.44 cm^3, Z_y = 187.8 cm^3, x_{pl} = 1.5149 cm, y_{pl} = 13.45 cm, J = 59.685 cm^4, Z_t = 14.704 cm^3, C_w = 83,368 cm^6

Problem 8.1

[2][Salmon 8.2] เหล็กรางตามรูป ให้แรง V_x และ V_y แยกกระทำผ่านจุดเซนทรอยด์ของหน้าตัด จงหาและเขียนรูปการกระจาย shear flow τt ของทุกชิ้นส่วนของหน้าตัด จากนั้นหาแรงเฉือนลัพธ์ของแต่ละกรณี (จาก V_x แยกกันกับ V_y) แล้วนำผลไปหาจุดศูนย์แรงเฉือน (shear center) ให้เสนอความคิดเห็นว่าหากใช้ความหนาเฉลี่ยของปีกแทนความหนาจริงในการหาจุดศูนย์แรงเฉือน แทนการใช้ความหนาจริงนั้น ค่าจะผิดเพี้ยนไปอย่างไร

คุณสมบัติหน้าตัดจาก Prokon A = 70.264 cm^2, I_x = 8635.8 cm^4, I_y = 655.12 cm^4, S_x = 602.39 cm^3, S_{yL} = 219.59 cm^3, S_{yR} =85.731 cm^3, Z_x =717.72 cm^3, Z_y = 166.59 cm^3, x_c = 2.9834 cm, y_c = 14.336 cm, r_x = 11.086 cm, r_y = 3.0535 cm, x_{pl} = 1.2253 cm, y_{pl} = 14.336 cm, J = 63.586 cm^4, Z_t = 16.004 cm^3, C_w = 79.595 cm^6

Problem 8.2

[3][Salmon 8.3] เหล็กรางตามรูป ให้แรง V_x และ V_y แยกกระทำผ่านจุดเซนทรอยด์ของหน้าตัด จงหาและเขียนรูปการกระจาย shear flow τt ของทุกชิ้นส่วนของหน้าตัด จากนั้นหาแรงเฉือนลัพธ์ของแต่ละกรณี (จาก V_x แยกกันกับ V_y) แล้วนำผลไปหาจุดศูนย์แรงเฉือน (shear center)

Problem 8.3

คุณสมบัติหน้าตัดจาก Prokon A = 18 cm^2, I_x =647.96 cm^4, I_y = 147.37 cm^4, I_{xy} = -121.94 cm^4, I_u = 676.08 cm^4, I_v = 119.24 cm^4, I_r = 765.32 cm^4, Angle = 12.988^o, S_{xT} = 71.597 cm^3, S_{xB} = 98.924 cm^3, S_{yL} = 61.911 cm^3, S_{yR} = 18.608 cm^3, S_u = 72.281 cm^3, S_v = 18.691 cm^3, Z_x = 97.567 cm^3, Z_y = 37.658 cm^3, y_c = 6.55 cm, x_c = 2.3803 cm, r_x = 5.9998 cm, r_y = 2.8613 cm, r_u = 6.1286 cm, r_v = 2.5739 cm, x_{pl} = 0.57695 cm, y_{pl} = 5.3016 cm, J = 2.1627 cm^4, Z_t = 1.8775 cm^3, C_w = 2,600 cm^6

[4][Salmon 8.4] เหล็กฉากตามรูป ให้แรง V_x และ V_y แยกกระทำผ่านจุดเซนทรอยด์ของหน้าตัด จงหาและเขียนรูปการกระจาย shear flow τt ของทุกชิ้นส่วนของหน้าตัด จากนั้นหาแรงเฉือนลัพธ์ของแต่ละกรณี (จาก V_x แยกกันกับ V_y) แล้วนำผลไปหาจุดศูนย์แรงเฉือน (shear center)

คุณสมบัติหน้าตัดจาก Prokon, A = 40.559 cm^2, I_x = 1,641.3 cm^4, I_y =797.82 cm^4, I_u = 2,013.9 cm^4, I_v = 425.19 cm^4, I_r = 2,439.1 cm^4, Angle = 28.966^o, S_{xT} = 118.03 cm^3, S_{xB} = 269.35 cm^3, S_{yL} = 220.84 cm^3, S_{yR} = 70.062 cm^3, S_u = 144.72 cm^3, S_v = 58.346 cm^3, Z_x = 216.05 cm^3, Z_y = 125.92 cm^3, y_c = 6.0936 cm, x_c = 3.6127 cm, r_x = 6.3614 cm, r_y = 4.4352 cm, r_u = 7.0466 cm, r_v = 3.2378 cm, x_{pl} = 1.0172 cm, y_{pl} = 2.9688 cm, J = 20.067 cm^4, Z_t = 11.471 cm^3, C_w = 466.7 cm^6

เหล็กฉากมาตรฐาน

L-200×150×12 mm

Problem 8.4

[5][Salmon 8.5] เหล็กตัว Z ตามรูป ให้แรง V_x และ V_y แยกกระทำผ่านจุดเซนทรอยด์ของหน้าตัด จงหาและเขียนรูปการกระจาย shear flow τt ของทุกชิ้นส่วนของหน้าตัด จากนั้นหาแรงเฉือนลัพธ์ของแต่ละกรณี (จาก V_x แยกกันกับ V_y) แล้วนำผลไปหาจุดศูนย์แรงเฉือน (shear center)

คุณสมบัติหน้าตัดจาก Prokon, A = 31.32 cm^2, I_x = 718.25 cm^4, I_y = 325.81 cm^4, I_{xy} = -368.83 cm^4, I_u = 939.81 cm^4, I_v = 104.25 cm^4, I_r = 1,044.1 cm^4, Angle = 30.993^o, S_{xT} = 114.92 cm^3, S_{xB} = 114.92 cm^3, S_{yL} = 44.028 cm^3, S_{yR} = 44.028 cm^3, S_u = 102.51 cm^3, S_v = 27.851 cm^3, Z_x = 139.08 cm^3, Z_y = 69.78 cm^3, y_c = 6.25 cm, x_c = 7.4 cm, r_x = 4.7888 cm, r_y = 3.2253 cm, r_u = 5.4778 cm, r_v = 1.8244 cm, x_{pl} = 7.4 cm, y_{pl} = 6.25 cm, J = 14.905 cm^4, Z_t = 3.8091 cm^3, C_w = 6,018.8 cm^6

Problem 8.5

[6][Salmon 8.6] จงหาตำแหน่งของศูนย์กลางแรงเฉือน (shear center) ของคานรับเครนที่ประกอบจากหน้าตัด W กับเหล็กราง หากใช้จุดเซนทรอยด์เป็นศูนย์กลางแรงเฉือน ค่าจะคลาดเคลื่อนไปมากหรือไม่ ให้ใช้ค่าเฉลี่ยของความหนาของเหล็กราง

คุณสมบัติของหน้าตัดจาก Prokon ส่วนปีกใช้ค่าเฉลี่ยความหนาแทนส่วนโค้งจริง, A = 313.63 cm^2, I_x = 269,650 cm^4, I_y = 26,245 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 269,650 cm^4, I_v = 26,245 cm^4, I_r = 295,890 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 9,682.7 cm^3, S_{xB} = 6,205.7 cm^3, S_{yL} = 1,381.3 cm^3, S_{yR} = 1,381.3 cm^3, S_u = 6,205.7 cm^3, S_v = 1,381.3 cm^3, Z_x = 7,954.2 cm^3, Z_y = 2,106.9 cm^3, y_c = 43.452 cm, x_c = 19 cm, r_x = 29.322 cm, r_y = 9.1477 cm, r_u = 29.322 cm, r_v = 9.1477 cm, x_{pl} = 19 cm, y_{pl} = 62.527 cm, J = 791.1 cm^4, Z_t = 155.96 cm^3, C_w = 20,979,000 cm^6

Problem 8.6

[7][Salmon 8.7] คานเหล็กราง C-380x67.3 ยาว 7.20 เมตร รับน้ำหนักบรรทุกแผ่ใช้งาน 1200 kg/m กระทำผ่านกึ่งกลางความหนาและระนาบของแผ่นตั้ง ปลายคานยึดไว้ให้เหล็กรางโก่งดัดรอบแกน x ในทางดิ่ง จงหาโมเมนต์บิดที่ปลายยึดที่ต้องต้านทาน M_y โดยจุดรองรับ และหา M_x ที่กระทำให้เกิดโมเมนต์บิดว่าใช้ไปกี่เปอร์เซ็นต์

คุณสมบัติของหน้าตัดจาก Prokon, A = 31.329 cm^2, I_x = 1,946 cm^4, I_y = 168.49 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 1,946 cm^4, I_v = 168.49 cm^4, I_r = 2,114.5 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 194.6 cm^3, S_{xB} = 194.6 cm^3, S_{yL} = 76.107 cm^3, S_{yR} = 29.119 cm^3, S_u = 194.6 cm^3, S_v = 29.119 cm^3, Z_x = 228.53 cm^3, Z_y = 56.994 cm^3, y_c = 10 cm, x_c = 2.2138 cm, r_x = 7.8814 cm, r_y = 2.3191 cm, r_u = 7.8814 cm, r_v = 2.3191 cm, x_{pl} = 0.90625 cm, y_{pl} = 10 cm, J = 11.091 cm^4, Z_t = 6.6346 cm, C_w = 10,199 cm^6

[8][Salmon 8.8]

(ก) ให้หาคำตอบของสมการดิฟเฟอเรนเชียลรับแรงบิดของหน้าตัดรูป W ปลายทั้งสองข้างตรึงแน่นและมีแรงแบบจุดกระทำเยื้องศูนย์กระทำที่กึ่งกลางช่วงคาน

(ข) คำนวณหาค่าคงที่แรงบิด J และ Cw และ λ (หรือ $\frac{1}{\alpha}$) แล้วใช้ในข้อ (ค) ถึง (ฉ)

(ค) คำนวณหน่วยแรงร่วมระหว่างโมเมนต์บิดเบี้ยวกับโมเมนต์ดัด ที่ตำแหน่ง z = 0, 0.3L และ 0.5L

(ง) คำนวณหน่วยแรงเฉือนสูงสุดในแผ่นตั้ง โดยรวมหน่วยแรงเฉือนแบบเซนต์วีนานต์ และแรงเฉือนเนื่องจากแรงดัด ที่ตำแหน่งเดียวกับข้อ (ค)

(จ) ให้คำนวณแรงเฉือนในปีกคาน V_f เนื่องจากโมเมนต์บิดเบี้ยว ที่ตำแหน่งในข้อ (ค)

(ฉ) คำนวณหน่วยแรงเฉือนสูงสุดในปีกคาน โดยคิดผลของแรงบิดเซนต์วีนานต์ แรงเฉือนบิดเบี้ยว และแรงเฉือนทางดิ่งจากแรงดัด ที่ตำแหน่งเดียวกันกับข้อ (ค)

(ช) ให้แสดงผลเป็นตารางของหน่วยแรงเฉือน

Problem 8.8

คุณสมบัติของหน้าตัดคานจากโปรแกรม Prokon A = 173.89 cm^2, I_x = 40,299 cm^4, I_y = 13,586 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 40,299 cm^4, I_v = 13,586 cm^4, I_r = 53,884 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 2,302.8 cm^3, S_{xB} = 2,302.8 cm^3, S_{yL} = 776.33 cm^3, S_{yR} = 776.33 cm^3, S_u = 2,302.8 cm^3, S_v = 776.33 cm^3, Z_x = 2,545.4 cm^3, Z_y = 1,178.6 cm^3, y_c = 17.5 cm, x_c = 17.5 cm, r_x = 15.223 cm, r_y = 8.8391 cm, r_u = 15.223 cm, r_v = 8.8391 cm, x_{pl} = 17.5 cm, y_{pl} = 17.5 cm, J = 199.88 cm^4, Z_t = 70.605 cm^3, C_w = 3,682,100 cm^6

[9][Salmon 8.9] จงหาคำตอบของสมการดิฟเฟอเรนเชียลของการบิดของคานยื่นโดยมีแรงกระทำแบบจุดเยื้องศูนย์ที่ปลายคานยื่น คำนวณค่าคงที่ต่างๆ ที่บอกไว้ในข้อ 8 (ข) ถึง (จ) สังเกตความสัมพันธ์ระหว่างข้อนี้กับข้อ 8

Problem 8.9

คุณสมบัติหน้าตัดจากโปรแกรม Prokon, A = 119.79 cm^2, I_x = 20,412 cm^4, I_y = 6,754.9 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 20,412 cm^4, I_v = 6,754.9 cm^4, I_r = 27,167 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 1,360.8 cm^3, S_{xB} = 1,360.8 cm^3, S_yL = 450.32 cm^3, S_{yR} = 450.32 cm^3, S_u = 1,360.8 cm^3, S_v = 450.32 cm^3, Z_x = 1,501.3 cm^3, Z_y = 684.27 cm^3, y_c = 15 cm, x_c = 15 cm, r_x = 13.054 cm, r_y = 7.5091 cm, r_u = 13.054 cm, r_v = 7.5091 cm, x_{pl} = 15 cm, y_{pl} = 15 cm, J = 88.303 cm^4, Z_t = 38.938 cm^3, C_w = 1,353,800 cm^6

[10][Salmon 8.10] ให้หาคำตอบของสมการดิฟเฟอเรนเชียลของคานที่รับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอแบบเยื้องศูนย์จากแผ่นตั้ง ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุนไม่รับแรงบิด คำนวณค่าคงที่ต่างๆ ที่บอกไว้ในข้อ 8 (ข) ถึง (จ) สังเกตความสัมพันธ์ระหว่างข้อนี้กับข้อ 8

Problem 8.10

คุณสมบัติของหน้าตัดจากโปรแกรม Prokon, A = 157.41 cm^2, I_x = 56,078 cm^4, I_y = 8,111.4 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 56,078 cm^4, I_v = 8,111.4 cm^4, I_r = 64,189 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 2,549 cm^3, S_{xB} = 2,549 cm^3, S_{yL} = 540.76 cm^3, S_{yR} = 540.76 cm^3, S_u = 2,549 cm^3, S_v = 540.76 cm^3, Z_x = 2,825.3 cm^3, Z_y = 827.62 cm^3, y_c = 22 cm, x_c = 15 cm, r_x = 18.875 cm, r_y = 7.1785 cm, r_u = 18.875 cm, r_v = 7.1785 cm, x_{pl} = 15 cm, y_{pl} = 22 cm, J = 162.76 cm^4, Z_t = 59.607 cm^3, C_w = 3,560,400 cm^6

[11][Salmon 8.11] ให้ทำข้อ 10 อีกครั้ง แต่เปลี่ยนเป็นว่าปลายทั้งสองยึดแน่นต้านทานแรงบิดไว้ได้

[12][Salmon 8.12] ให้ทำข้อ 8 อีกโดยเปลี่ยนเป็นคานเหล็กรางขนาด $C-380\times67.3$ โดยน้ำหนักกระทำในระนาบแกน y ของหน้าตัด

[13][Salmon 8.13] ให้เลือกหน้าตัด W-350 ที่เบาที่สุด โดยการแปลงแรงบิดเป็นแรงทางข้างในปีกคาน ให้รับน้ำหนักแบบจุด W ที่กึ่งกลางช่วงคาน ให้รวมผลจากน้ำหนักคานด้วย ปลายทั้งสองเป็นแบบยึดหมุนทั้งโมเมนต์ดัดและโมเมนต์บิด ให้ตรวจสอบค่าที่ได้กับค่าแม่นตรงที่หาได้ตามตัวอย่าง 8.5.2 ของ Salmon หน้า 440 ถึง 443

Case	W_D, T	W_L, T	Span, m	F_y, ksc	e, cm
1	2.25	9	6.00	2500	5
2	2.25	9	6.00	2500	7.5
3	2.25	9	6.00	2500	10
4	2.25	9	7.30	2500	5
5	2.25	9	7.30	2500	7.5
6	2.25	9	7.30	2500	10
7	3.15	10	7.30	3500	5
8	3.15	10	7.30	3500	7.5
9	3.15	10	7.30	3500	10
10	4.5	6.8	7.90	3500	5
11	4.5	6.8	7.90	3500	7.5
12	4.5	6.8	7.90	3500	10
13	4.5	6.8	7.90	3500	12.5
14	4.5	6.8	7.90	3500	15
15	4.5	6.8	7.90	3500	17.5

[14][Salmon 8.14] ให้เลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดโดยใช้วิธีแปลงแรงบิดเป็นแรงในปีกคาน คานรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ w, รวมกับน้ำหนักคาน ปลายทั้งสองของคานเป็นแบบยึดแน่นทั้งโมเมนต์ดัดและโมเมนต์บิด ถ้าคำตอบที่ถูกต้องหาจากข้อ 11 แล้ว ให้ตรวจสอบหน่วยแรงสูงสุด

กรณี	w_D,T/m	w_L,T/m	Span, m	F_y, ksc	e,cm
1	0.75	2.20	8.50	2500	17.5
2	0.75	2.20	8.50	2500	12.5
3	0.75	2.20	8.50	2500	7.5
4	0.75	2.20	8.50	2500	5.0
5	0.50	2.00	8.00	3500	17.5
6	0.50	2.00	8.00	3500	12.5
7	0.50	2.00	8.00	3500	7.5
8	0.50	2.00	8.00	3500	5.0

[15][Salmon 8.15] จากแบบฝึกหัดข้อ 14 ให้เลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดโดยใช้วิธีแปลงแรงบิดเป็นแรงในปีกคาน คานรับน้ำหนักแผ่สม่ำเสมอ w, รวมกับน้ำหนักคาน ปลายทั้งสองของคานเป็นแบบยึดหมุนทั้งโมเมนต์ดัดและโมเมนต์บิด ถ้าคำตอบที่ถูกต้องหาจากข้อ 11 แล้ว ให้ตรวจสอบหน่วยแรงสูงสุด

[16][Salmon 8.16] จากแบบฝึกหัดข้อ 14 ให้เปรียบเทียบคำตอบเมื่อใช้เหล็ก ASTM A36 มี Fy = 2500 ksc, กับ ASTM A572 Grade 50 มี Fy = 3500 ksc ถ้าเหล็ก ASTM A572 Grade 50 แพงกว่า ASTM A36 ที่ 7% ให้หากรณีที่ประหยัดที่สุด ให้ปลายเป็นแบบยึดหมุนสำหรับโมเมนต์ดัด แต่ยึดแน่นสำหรับโมเมนต์บิด

[17][Salmon 8.17] คานยาว 12.00 เมตร รับน้ำหนักแบบสมมาตรสองแรง โดยแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 20% และน้ำหนักบรรทุกจร 80% ถ้าน้ำหนักบรรทุกเยื้องศูนย์ไป 125 mm ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุนสำหรับแรงบิด ให้เลือกหน้าตัด W350 ที่เบาที่สุด ใช้วิธีแปลงโมเมนต์บิดไปเป็นแรงในปีก

Problem 8.17

ข้อมูลของหน้าตัด W350 จากโปรแกรม Prokon,

$W346\times174\times6\times9\times14$ mm $\times41.4$ kg/m , A = 52.69 cm^2, I_x = 11,096 cm^4, I_y = 791.55 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 11,096 cm^4, I_v = 791.55 cm^4, I_r = 11,888 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 641.41 cm^3, S_{xB} = 641.41 cm^3, S_{yL} = 90.983 cm^3, S_{yR} = 90.983 cm^3, S_u = 641.41 cm^3, S_v = 90.983 cm^3, Z_x = 716.31 cm^3, Z_y = 140.23 cm^3, y_c = 17.3 cm, x_c = 8.7 cm, r_x = 14.512 cm, r_y = 3.8759 cm, r_u = 14.512 cm, r_v = 3.8759 cm, x_{pl} = 8.7 cm, y_{pl} = 17.3 cm, J = 13.504 cm^4, Z_t = 9.1053 cm^3, C_w = 222,770 cm^6

$W350\times175\times7\times11\times14$ mm $\times49.6$ kg/m , A = 63.15 cm^2, I_x = 13,561 cm^4, I_y = 984.35 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 13,561 cm^4, I_v = 984.35 cm^4, I_r = 14,545 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 774.91 cm^3, S_{xB} = 774.91 cm^3, S_{yL} = 112.5 cm^3, S_{yR} = 112.5 cm^3, S_u = 774.91 cm^3, S_v = 112.5 cm^3, Z_x = 868.04 cm^3, Z_y = 173.58 cm^3, y_c = 17.5 cm, x_c = 8.75 cm, r_x = 14.654 cm, r_y = 3.9481 cm, r_u = 14.654 cm, r_v = 3.9481 cm, x_{pl} = 8.758.7 cm, y_{pl} = 17.5 cm, J = 22.994 cm^4, Z_t = 13.379 cm^3, C_w = 279,660 cm^6

$W336\times249\times8\times12\times20$ mm $\times69.2$ kg/m , A = 88.17 cm^2, I_x = 18,508 cm^4, I_y = 3,092 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 18,508 cm^4, I_v = 3,092 cm^4, I_r = 21,600 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 1,101.7 cm^3, S_{xB} = 1,101.7 cm^3, S_{yL} = 248.35 cm^3, S_{yR} = 248.35 cm^3, S_u = 1,101.7 cm^3, S_v = 248.35 cm^3, Z_x = 1,215.1 cm^3, Z_y = 379.92 cm^3, y_c = 16.8 cm, x_c = 12.45 cm, r_x = 14.488 cm, r_y = 5.9218 cm, r_u = 14.488 cm, r_v = 5.9218 cm, x_{pl} = 12.45 cm, y_{pl} = 16.8 cm, J = 43.714 cm^4, Z_t = 21.318 cm^3, C_w = 800,000 cm^6

$W340\times250\times9\times14\times20$ mm $\times79.7$ kg/m , A = 101.53 cm^2, I_x = 21,680 cm^4, I_y = 3,651 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 21,680 cm^4, I_v = 3,651 cm^4, I_r = 25,331 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 1,275.3 cm^3, S_{xB} = 1,275.3 cm^3, S_{yL} = 292.08 cm^3, S_{yR} = 292.08 cm^3, S_u = 1,275.3 cm^3, S_v = 292.08 cm^3, Z_x = 1,412.3 cm^3, Z_y = 446.92 cm^3, y_c = 17 cm, x_c = 12.5 cm, r_x = 14.613 cm, r_y = 5.9967 cm, r_u = 14.613 cm, r_v = 5.9967 cm, x_{pl} = 12.5 cm, y_{pl} = 17 cm, J = 66.018 cm^4, Z_t = 29.585 cm^3, C_w = 956,870 cm^6

$W338\times351\times13\times13\times20$ mm $\times106$ kg/m , A = 135.27 cm^2, I_x = 28,194 cm^4, I_y = 9,379.8 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 28,194 cm^4, I_v = 9,379.8 cm^4, I_r = 37,574 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 1,668.3 cm^3, S_{xB} = 1,668.3 cm^3, S_{yL} = 534.46 cm^3, S_{yR} = 534.46 cm^3, S_u = 1,668.3 cm^3, S_v = 534.46 cm^3, Z_x = 1,851.6 cm^3, Z_y = 817.78 cm^3, y_c = 16.9 cm, x_c = 17.55 cm, r_x = 14.437 cm, r_y = 8.3272 cm, r_u = 14.437 cm, r_v = 8.3272 cm, x_{pl} = 17.55 cm, y_{pl} = 16.9 cm, J = 90.263 cm^4, Z_t = 37.412 cm^3, C_w = 2,450,400 cm^6

$W344\times348\times10\times16\times20$ mm $\times115$ kg/m , A = 146.01 cm^2, I_x = 33,299 cm^4, I_y = 11,245 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 33,299 cm^4, I_v = 11,245 cm^4, I_r = 44,543 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 1,936 cm^3, S_{xB} = 1,936 cm^3, S_{yL} = 646.24 cm^3, S_{yR} = 646.24 cm^3, S_u = 1,936 cm^3, S_v = 646.24 cm^3, Z_x = 2,121.9 cm^3, Z_y = 979.9 cm^3, y_c = 17.2 cm, x_c = 17.4 cm, r_x = 15.102 cm, r_y = 8.7757 cm, r_u = 15.102 cm, r_v = 8.7757 cm, x_{pl} = 17.4 cm, y_{pl} = 17.2 cm, J = 121.05 cm^4, Z_t = 48.315 cm^3, C_w = 2,989,800 cm^6

$W344\times354\times16\times16\times20$ mm $\times131$ kg/m , A = 166.65 cm^2, I_x = 35,334 cm^4, I_y = 11,846 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 35,334 cm^4, I_v = 11,846 cm^4, I_r = 47,180 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 2,054.3 cm^3, S_{xB} = 2,054.3 cm^3, S_{yL} = 669.28 cm^3, S_{yR} = 669.28 cm^3, S_u = 2,054.3 cm^3, S_v = 669.28 cm^3, Z_x = 2,299.4 cm^3, Z_y = 1,026.8 cm^3, y_c = 17.2 cm, x_c = 17.7 cm, r_x = 14.561 cm, r_y = 8.4312 cm, r_u = 14.561 cm, r_v = 8.4312 cm, x_{pl} = 17.7 cm, y_{pl} = 17.2 cm, J = 164.2 cm^4, Z_t = 60.597 cm^3, C_w = 3,140,600 cm^6

$W350\times350\times12\times19\times20$ mm $\times137$ kg/m , A = 173.89 cm^2, I_x = 40,299 cm^4, I_y = 13,586 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 40,299 cm^4, I_v = 13,586 cm^4, I_r = 53,884 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 2,302.8 cm^3, S_{xB} = 2,302.8 cm^3, S_{yL} = 776.33 cm^3, S_{yR} = 776.33 cm^3, S_u = 2,302.8 cm^3, S_v = 776.33 cm^3, Z_x = 2,545.4 cm^3, Z_y = 1,178.6 cm^3, y_c = 17.5 cm, x_c = 17.5 cm, r_x = 15.223 cm, r_y = 8.8391 cm, r_u = 15.223 cm, r_v = 8.8391 cm, x_{pl} = 17.5 cm, y_{pl} = 17.5 cm, J = 199.88 cm^4, Z_t = 70.605 cm^3, C_w = 3,682,100 cm^6

$W350\times357\times19\times19\times20$ mm $\times156$ kg/m , A = 173.89 cm^2, I_x = 40,299 cm^4, I_y = 13,586 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 40,299 cm^4, I_v = 13,586 cm^4, I_r = 53,884 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 2,302.8 cm^3, S_{xB} = 2,302.8 cm^3, S_{yL} = 776.33 cm^3, S_{yR} = 776.33 cm^3, S_u = 2,302.8 cm^3, S_v = 776.33 cm^3, Z_x = 2,545.4 cm^3, Z_y = 1,178.6 cm^3, y_c = 17.5 cm, x_c = 17.5 cm, r_x = 15.223 cm, r_y = 8.8391 cm, r_u = 15.223 cm, r_v = 8.8391 cm, x_{pl} = 17.5 cm, y_{pl} = 17.5 cm, J = 199.88 cm^4, Z_t = 70.605 cm^3, C_w = 3,682,100 cm^6

$W356\times352\times14\times22\times20$ mm $\times159$ kg/m , A = 202.01 cm^2, I_x = 47,593 cm^4, I_y = 16,004 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 47,593 cm^4, I_v = 16,004 cm^4, I_r = 63,597 cm^4, Angle = 0, S_{xT} = 2,673.7 cm^3, S_{xB} = 2,673.7 cm^3, S_{yL} = 909.32 cm^3, S_{yR} = 909.32 cm^3, S_u = 2,673.7 cm^3, S_v = 909.32 cm^3, Z_x = 2,979.5 cm^3, Z_y = 1,382.2 cm^3, y_c = 17.8 cm, x_c = 17.6 cm, r_x = 15.349 cm, r_y = 8.9008 cm, r_u = 15.349 cm, r_v = 8.9008 cm, x_{pl} = 17.6 cm, y_{pl} = 17.8 cm, J = 307.04 cm^4, Z_t = 96.846 cm^3, C_w = 4,410,000 cm^6

[18][Salmon 8.18] คานช่วงยาว 9.00 เมตร ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุนสำหรับโมเมนต์ดัด M_x รับน้ำหนักบรรทุกคงที่แบบจุด 4 ตัน และน้ำหนักบรรทุกจรแบบจุด 6 ตัน ที่ตำแหน่งแบ่งสามของคานดังรูป โดยเยื้องศูนย์ออกจากแนวกึ่งกลางแผ่นตั้ง 150 mm ปลายทั้งสองข้างยึดแน่นในการรับโมเมนต์บิด ให้เลือกหน้าตัด W ที่เบาที่สุดโดยวิธีแปลงโมเมนต์บิดเป็นแรงคู่ควบในแผ่นปีก

Problem 8.18

[19][Salmon 8.19] คานเหล็กราง $C-380\times 67.3$ รับน้ำหนักบรรทุกแผ่สม่ำเสมอโดยแบ่งเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 20 % และน้ำหนักบรรทุกจร 80 % ชนิดเหล็ก ASTM A36 มี F_y = 2500 ksc ปลายคานหมุนไม่ได้แต่บิดเบี้ยวได้ ตรวจสอบค่าหน่วยแรงที่เกิดขึ้นโดยใช้คำตอบของสมการดิฟเฟอเรนเชียล

Problem 8.19

[20][Salmon 8.20] คานช่วงเดียวยาว 7.20 เมตร รูปตัดเหล็กราง รับน้ำหนักบรรทุกแผ่สม่ำเสมอเป็นน้ำหนักบรรทุกคงที่ 0.3 T/m และน้ำหนักบรรทุกจร 0.9 T/m คานไม่มีค้ำยันทางข้าง ต้องคิดผลของโมเมนต์บิด ให้ถือว่าปลายคานไม่รับโมเมนต์บิด ให้เลือกหน้าตัดเหล็กรางที่เหมาะสม ชนิดเหล็ก ASTM A36

Problem 8.20

[21][Salmon8.21] ให้ใช้คาน W ในการรับเครนซึ่งมีแรงกระทำแนวดิ่งตามรูปแสดง การออกแบบให้คิดแรงอัดตามแนวแกนขนาด 4.5 ตัน และแรงดันทางข้างขนาด 1,360 kg กระทำสูงจากผิวปีกบนรับแรงอัด 108 mm ให้ถือว่าปลายคานทั้งสองข้างไม่รับโมเมนต์บิด ให้เลือกหน้าตัด W-350 ที่เบาที่สุด (ดูรายการจากข้อ 17) ชนิดเหล็ก ASTM A36 ให้ใช้วิธีแปลงโมเมนต์บิดเป็นแรงคู่ควบในปีกคาน น้ำหนักบรรทุกทั้งหมดยกเว้นน้ำหนักตัวคานและรางเครนเป็นน้ำหนักบรรทุกจร

Problem 8.21

[22][Salmon 8.22] ให้เปรียบเทียบค่าคงที่การบิด J ของหน้าตัดกล่องสี่เหลี่ยมกลวงกับ W ถ้าหน่วยแรงเฉือนสูงสุดเท่ากับ 984 ksc ให้หากำลังรับโมเมนต์บิดของแต่ละหน้าตัด และสามารถใช้กับหน้าตัด $W-700\times185$

Problem 8.22

คุณสมบัติหน้าตัดจากโปรแกรม Prokon ,

รูป (a) มี A = 280.8 cm^2, I_x = 113,600 cm^4, I_y = 206,850 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 206,850 cm^4, I_v = 113,600 cm^4, I_r = 320,460 cm^4, Angle = 90°, S_{xT} = 4,713.8 cm^3, S_{xB} = 4,713.8 cm^3, S_{yL} = 5,810.5 cm^3, S_{yR} = 5,810.5 cm^3, S_u = 5,810.5 cm^3, S_v = 4,713.8 cm^3, Z_x = 5,274.3 cm^3, Z_y = 6,888.9 cm^3, y_c = 24.1 cm, x_c = 35.6 cm, r_x = 20.114 cm, r_y = 27.141 cm, r_u = 27.141 cm, r_v = 20.114 cm, x_{pl} = 35.6 cm, y_{pl} = 24.1 cm, J = 222,720 cm^4, Z_t = 3,964.5 cm^3, C_w = 2,412,200 cm^6

รูป (b) มี A = 235.52 cm^2, I_x = 201,520 cm^4, I_y = 10,825 cm^4, I_{xy} = 0, I_u = 201,520 cm^4, I_v = 10,825 cm^4, I_r = 212,350 cm^4, Angle = 0°, S_{xT} = 5,757.7 cm^3, S_{xB} = 5,757.7 cm^3, S_{yL} = 721.66 cm^3, S_{yR} = 721.66 cm^3, S_u = 5,757.7 cm^3, S_v = 721.66 cm^3, Z_x = 6,465 cm^3, Z_y = 1,116.2 cm^3, y_c = 35 cm, x_c = 15 cm, r_x = 29.251 cm, r_y = 6.7795 cm, r_u = 29.251 cm, r_v = 6.7795 cm, x_{pl} = 15 cm, y_{pl} = 35 cm, J = 383.07 cm^4, Z_t = 107.1 cm^3, C_w = 12,232,000 cm^6

[23][Salmon 8.23] จงหาการโก่งเดาะบิดของคาน (ก) $W-400\times66$ (ข) $W-150\times31.5$ (ค) $W-200\times21.3$ แต่ละกรณีเขียนกราฟความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนความชะลูด rE กับความยาว อธิบายโดยสรุปผลด้วย

คุณสมบัติหน้าตัดจากโปรแกรม Prokon ,

(ก) $W-400\times66$ มี A = 84.128 cm^2, I_x = 23,708 cm^4, I_y = 1,736.4 cm^4, I_{xy} = 0 cm^4, I_u = 23,708 cm^4, I_v = 1,734.8 cm^4, I_r = 25,444 cm^4, Angle = 0°, S_{xT} = 1,185.4 cm^3, S_{xB} = 1,185.4 cm^3, S_{yL} = 173.64 cm^3, S_{yR} = 173.64 cm^3, S_u = 1,185.4 cm^3, S_v = 173.64 cm^3, Z_x = 1,326.4 cm^3, Z_y = 267.66 cm^3, y_c = 20 cm, x_c = 10 cm, r_x = 16.787 cm, r_y = 4.5431 cm, r_u = 16.787 cm, r_v = 4.5411 cm, x_{pl} = 10 cm, y_{pl} = 20 cm, J = 42.203 cm^4, Z_t = 21.212 cm^3, C_w = 643,230 cm^6

(ข) $W-150\times31.5$ มี A = 40.143 cm^2, I_x = 1,641.5 cm^4, I_y = 563.29 cm^4, I_{xy} = 0 cm^4, I_u = 1,641.5 cm^4, I_v = 563.29 cm^4, I_r = 2,204.8 cm^4, Angle = 0°, S_{xT} = 218.87 cm^3, S_{xB} = 218.87 cm^3, S_{yL} = 75.105 cm^3, S_{yR} = 75.105 cm^3, S_u = 218.87 cm^3, S_v = 75.105 cm^3, Z_x = 246.1 cm^3, Z_y = 114.71 cm^3, y_c = 7.5 cm, x_c = 7.5 cm, r_x = 6.3946 cm, r_y = 3.7459 cm, r_u = 6.3946 cm, r_v = 3.7459 cm, x_{pl} = 7.5 cm, y_{pl} = 7.5 cm, J = 13.513 cm^4, Z_t = 8.8696 cm^3, C_w = 27,071 cm^6

(ค) $W-200\times21.3$ มี A = 27.163 cm^2, I_x = 1,844.6 cm^4, I_y = 133.92 cm^4, I_{xy} = 0 cm^4, I_u = 1,844.6 cm^4, I_v = 133.92 cm^4, I_r = 1,978.5 cm^4, Angle = 0°, S_{xT} = 184.46 cm^3, S_{xB} = 184.46 cm^3, S_{yL} = 26.783 cm^3, S_{yR} = 26.783 cm^3, S_u = 184.46 cm^3, S_v = 26.783 cm^3, Z_x = 209.5 cm^3, Z_y = 41.936 cm^3, y_c = 10 cm, x_c = 5 cm, r_x = 8.2407 cm, r_y = 2.2204 cm, r_u = 8.2407 cm, r_v = 2.2204 cm, x_{pl} = 5 cm, y_{pl} = 10 cm, J = 5.7469 cm^4, Z_t = 4.405 cm^3, C_w = 12,084 cm^6

[24][Salmon 8.24] ให้ประมาณค่าน้ำหนักบรรทุกโก่งเดาะ สมมติว่าไม่มีหน่วยแรงคงค้าง และการโก่งเดาะแบบอิลาสติกตามสมการของ Euler ความยาวชิ้นส่วน 3.00 เมตร ปลายทั้งสองข้างเป็นแบบยึดหมุน ที่ความยาวเท่าใดที่ค่าโมเมนต์บิดโก่งเดาะเป็นค่าควบคุมที่ต้องนำมาพิจารณา

(ก) หน้าตัด $C-200\times24.6$

(ข) หน้าตัดเหล็กฉาก $L-100\times100\times7$ mm

(ค) หน้าตัดตัวที $WT-175\times68.5$

(ง) หน้าตัดตัว Z ตามรูปที่แสดง

Problem 8.24, Case (d)

คุณสมบัติหน้าตัดจากโปรแกรม Prokon ,

(ก) หน้าตัด $C-200\times24.6$ มี A = 31.329 cm^2, I_x = 1,946 cm^4, I_y = 168.49 cm^4, I_{xy} = 0 cm^4, I_u = 1,946 cm^4, I_v = 168.49 cm^4, I_r = 2,114.5 cm^4, Angle = 0°, S_{xT} = 194.6 cm^3, S_{xB} = 194.6 cm^3, S_{yL} = 76.107 cm^3, S_{yR} = 29.119 cm^3, S_u = 194.6 cm^3, S_v = 29.119 cm^3, Z_x = 228.53 cm^3, Z_y = 56.994 cm^3, y_c = 10 cm, x_c = 2.2138 cm, r_x = 7.8814 cm, r_y = 2.3191 cm, r_u = 7.8814 cm, r_v = 2.3191 cm, x_{pl} = 0.90625 cm, y_{pl} = 10 cm, J = 11.091 cm^4, Z_t = 6.6346 cm^3, C_w = 10,199 cm^6

(ข) หน้าตัดเหล็กฉาก $L-100\times100\times7$ mm มี A = 13.618 cm^2, I_x = 129.24 cm^4, I_y = 129.24 cm^4, I_{xy} = -76.065 cm^4, I_u = 205.31 cm^4, I_v = 53.176 cm^4, I_r = 258.48 cm^4, Angle = 45.0^o, S_{xT} = 17.73 cm^3, S_{xB} = 47.679 cm^3, S_{yL} = 47.679 cm^3, S_{yR} = 17.73 cm^3, S_u = 29.035 cm^3, S_v = 13.872 cm^3, Z_x = 32.271 cm^3, Z_y = 32.271 cm^3, y_c = 2.7106 cm, x_c = 2.7106 cm, r_x = 3.0807 cm, r_y = 3.0807 cm, r_u = 3.8828 cm, r_v = 1.9761 cm, x_{pl} = 0.68573 cm, y_{pl} = 0.68573 cm, J = 2.3826 cm^4, Z_t = 2.2221 cm^3, C_w = 16.152 cm^6

(ค) หน้าตัดตัวที $WT-175\times68.5$ มี A = 86.945 cm^2, I_x = 1,518.8 cm^4, I_y = 6,792.9 cm^4, I_{xy} = 0 cm^4, I_u = 6,792.9 cm^4, I_v = 1,518.8 cm^4, I_r = 8,311.7 cm^4, Angle = 90.0^o, S_{xT} = 530.72 cm^3, S_{xB} = 103.75 cm^3, S_{yL} = 388.17 cm^3, S_{yR} = 388.17 cm^3, S_u = 388.17 cm^3, S_v = 103.75 cm^3, Z_x = 194.81 cm^3, Z_y = 589.3 cm^3, y_c = 14.638 cm, x_c = 17.5 cm, r_x = 4.1795 cm, r_y = 8.8391 cm, r_u = 8.8391 cm, r_v = 4.1795 cm, x_{pl} = 17.5 cm, y_{pl} = 16.258 cm, J = 99.484 cm^4, Z_t = 35.011 cm^3, C_w = 2,231.8 cm^6

(ง) หน้าตัดตัว Z มี A = 14.64 cm^2, I_x = 241.12 cm^4, I_y = 168.92 cm^4, I_{xy} = 158.37 cm^4, I_u = 367.45 cm^4, I_v = 42.585 cm^4, I_r = 410.04 cm^4, Angle = -38.580^o, S_{xT} = 48.223 cm^3, S_{xB} = 48.223 cm^3, S_{yL} = 22.523 cm^3, S_{yR} = 22.523 cm^3, S_u = 42.798 cm^3, S_v = 12.702 cm^3, Z_x = 55.608 cm^3, Z_y = 34.596 cm^3, y_c = 5 cm, x_c = 7.5 cm, r_x = 4.0583 cm, r_y = 3.3968 cm, r_u = 5.0099 cm, r_v = 1.7055 cm, x_{pl} = 7.5 cm, y_{pl} = 5 cm, J = 1.7462 cm^4, Z_t = 0.89538 cm^3, C_w = 2,030 cm^6

ประวัติผู้แต่งหนังสือ

ศ.กิตติคุณ ดร.วินิต ช่อวิเชียร

กรรมการตรวจสอบและกำกับดูแลกิจการ, กรรมการอิสระ

วุฒิการศึกษา

- Doctor of Philosophy, Purdue University, Indiana (USA)
- Master of Science in Civil Engineering , Purdue (USA)
- ปริญญาตรี วิศวกรรมโยธา จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย

การอบรมจาก IOD

- หลักสูตร Directors Accreditation Program รุ่นที่ 44/2005 จากสมาคมส่งเสริมสถาบันกรรมการบริษัทไทย

ประสบการณ์การทำงาน

2556 – ปัจจุบัน	กรรมการอิสระ/ กรรมการตรวจสอบและกำกับดูแลกิจการ/ ประธานคณะกรรมการสรรหาและพิจารณาค่าตอบแทน, บมจ. ไพลอน
2558 – ปัจจุบัน	กรรมการสภาวิศวกร สมัยที่ 6
2550 – ปัจจุบัน	อาจารย์พิเศษ, คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
2548 – 2556	กรรมการอิสระ/ กรรมการตรวจสอบและกำกับดูแลกิจการ/ กรรมการสรรหาและพิจารณาค่าตอบแทน, บมจ. ไพลอน
2555 – 2558	กรรมการสภาวิศวกร สมัยที่ 5
2515 – 2550	อาจารย์ประจำ, คณะวิศวกรรมศาสตร์ จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย
2543 – 2549	กรรมการสภาวิศวกร สมัยที่ 1 และ 2

ประวัติผู้ขยายความหนังสือ

ผศ.สมศักดิ์ คำปลิว

อาจารย์ผู้อุทิศตนเพื่อการศึกษาในประเทศไทยและผู้แต่งหนังสือคอนกรีตเสริมเหล็ก

ติดต่ออาจารย์

081-9186332

ประวัติโดยย่อ

1. วิศวกรรมศาสตร์บัณฑิต วศบ.โยธา จุฬาลงกรณ์ฯ รุ่น 53 พ.ศ.2512
2. อาจารย์ประจำ มทร.ตะวันออก อุเทนถวาย 20 ปี
3. ผอ.กองพัสดุและออกแบบ มทร.เทเวศน์ 3 ปี
4. อาจารย์ประจำ มทร.ธัญบุรี 7 ปี
5. อาจารย์พิเศษและวิทยากรที่ TumCivil.com