

## บทที่ 2 หลักการและทฤษฎี

### 2.1 ชิ้นส่วนรับแรงดึง

องค์อาคารรับแรงดึง (Tension members) ได้แก่องค์อาคารที่รับแรงดึงตามแนวแกน มักพบในโครงสร้างเหล็กทั่วไป ตามปกติจะทำหน้าที่เป็นองค์อาคารหลักในโครงสร้างจำพวกสะพาน หลังคา โครงข้อหมุน หอสถูป ตัวยัด และแกงแนงกันลม ในโครงสร้างสูงหลายชั้น

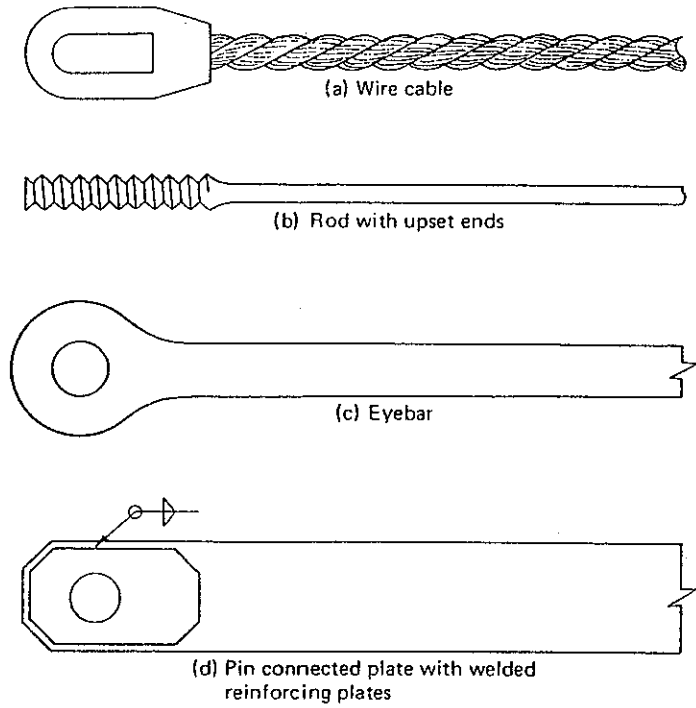
รูปแบบของโครงสร้างรับแรงดึงอย่างเดียวยุติที่มีประสิทธิภาพ แสดงในรูปที่ 2.1 ลักษณะทั่วไปขององค์อาคารรับแรงดึง (รูปที่ 2.2) มักต้องการคุณสมบัติ ที่สามารถรับแรงดึงและแรงอัดในขณะเดียวกัน โดยทั่วไปประกอบด้วยแบบขององค์อาคารเดี่ยว และองค์อาคารประกอบ องค์อาคารเดี่ยวได้แก่ เหล็กรูปพรรณมาตรฐาน รูปตัดกลม รูปตัดแบน เหล็กรูปรางน้ำ เหล็กรูปตัวไอ เป็นต้น องค์อาคารประกอบหมายถึง องค์อาคารที่ประกอบขึ้นจากเหล็กรูปพรรณมาตรฐาน เนื่องจาก

- ก. องค์อาคารเดี่ยว มีขนาดเล็ก ไม่สามารถรับแรงดึงที่ต้องการได้
- ข. อัตราส่วนความชะลูดขององค์อาคารเดี่ยวมีค่าสูงเกินค่าที่กำหนด ( $L/r > 240$ )
- ค. เพื่อความเหมาะสมในการจัดรอยต่อให้เข้ากับองค์อาคารอื่น
- ง. ความสวยงามของโครงสร้าง

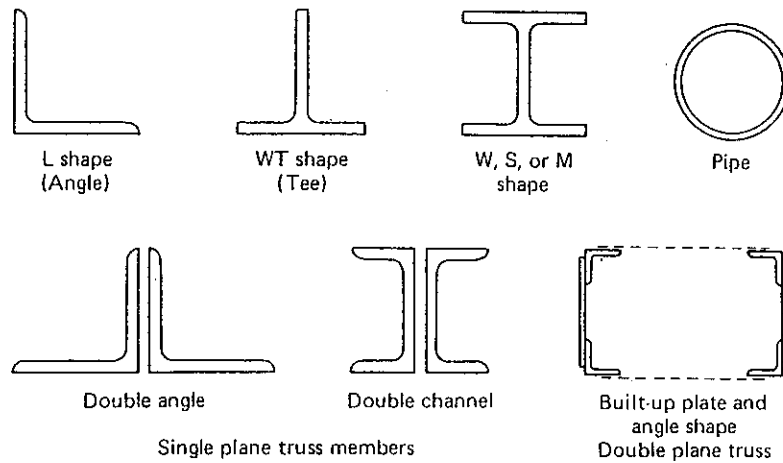
#### 2.1.1 กำลังรับแรงดึงขององค์อาคาร

การออกแบบขององค์อาคาร เพื่อให้รับแรงดึงอย่างปลอดภัย กำลังรับแรงดึงขององค์อาคารจะต้องมากกว่าหรือเท่ากับแรงดึงที่เกิดขึ้นจริงในองค์อาคาร กำลังรับแรงดึงขององค์อาคารมีค่าเท่ากับผลคูณของหน่วยแรงดึงกับเนื้อที่หน้าตัดขององค์อาคารรับแรงดึง

เนื้อที่หน้าตัดสุทธิขององค์อาคารรับแรงดึง ได้แก่ เนื้อที่หน้าตัดขององค์อาคารในแนวตั้งฉากกับแรงกระทำภายนอก ซึ่งมีค่าเท่ากับเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด (Gross Sectional Area) ลบด้วยเนื้อที่ส่วนที่เป็นรูเจาะ สำหรับสลักเกลียว หรือหมุดย้ำมาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้เส้นผ่าศูนย์กลางของรูมีค่าเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางของสลักเกลียว หรือหมุดย้ำ +2 มม. ในกรณีที่มีการเจาะรูเป็นแบบซิกแซก (Zig - Zag) การวิบัติจะเกิดขึ้นที่บริเวณเนื้อที่หน้าตัดสุทธิวิกฤติ (Critical Net Section) ซึ่งได้แก่ เนื้อที่หน้าตัดสุทธิที่น้อยที่สุดนั่นเอง



รูปที่ 2.1 รูปแบบโครงสร้างรับแรงดึง อย่างเดียวที่มีประสิทธิภาพ



รูปที่ 2.2 แบบหน้าตัดขององค์อาคารรับแรงดึง

สำหรับองค์อาคารรับแรงดึงตามแนวแกน จนเกิดการวิบัติ จากการทดสอบพบว่า กำลังขององค์อาคารรับแรงดึง จะลดลงประมาณ 15% ของกำลังรับแรงดึงสูงสุด ดังนั้นในมาตรฐาน ว.ส.ท. จึงกำหนดให้เนื้อที่หน้าตัดสุทธิมากที่สุดขององค์อาคารรับแรงดึงที่มีรูเจาะ มีค่าไม่เกิน 85% ของหน้าตัดทั้งหมด (Gross Sectional Area)

## 2.1.2 แนวการออกแบบขององค์อาคารรับแรงดึง

แนวการออกแบบขององค์อาคารรับแรงดึงในแนวแกนที่เกิดจากแรงดึงผ่านจุดศูนย์กลางของหน้าตัดและหน้าตัดขององค์อาคารที่สม่ำเสมอตลอดความยาว ให้ตรวจสอบความปลอดภัยขององค์อาคาร ดังนี้

- ก. ตรวจสอบกำลังรับแรงดึง
- ข. ตรวจสอบกำลังรับแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกัน (Block Shear)
- ค. ตรวจสอบอัตราส่วนความชะลูด

### ก) กำลังรับแรงดึง (มาตรฐาน ว.ส.ท. และ AISC 1969)

กำลังรับแรงดึงที่ปลอดภัย หรือแรงดึงที่ยอมให้  $T_a$  ขององค์อาคารชนิดต่าง ๆ จะมีค่าน้อยกว่าหรือเท่ากับแรงดึงที่ยอมให้  $T_a$  ซึ่งมีค่าเท่ากับผลคูณของหน่วยแรงดึงที่ยอมให้ ( $F_t$ ) กับเนื้อที่หน้าตัดในตาราง ซึ่งแบ่งออกตามชนิดขององค์อาคาร กรณีที่สามารถคำนวณแรงดึงที่ยอมให้ได้มากกว่าหนึ่งค่า ให้ใช้ค่าน้อยกว่าเสมอ

ตาราง 2.1 หน่วยแรงดึงที่ยอมให้

	ชนิดขององค์อาคาร	หน่วยแรงดึงที่ยอมให้	
ก.	องค์อาคารทุกชนิด	$F_t = 0.6 F_y$	บนเนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด
	ยกเว้น ข้อ ข. และ ค.	$F_t = 0.50 F_u$	บนเนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล
ข.	องค์อาคารยึดด้วยสลัก (pin connected) และ	$F_t = 0.45 F_y$	บนเนื้อที่หน้าตัดสุทธิ
	องค์อาคาร ที่มีข้อต่อแบบหมุนได้		
ค.	ท่อเหล็กที่เป็นเกลียว (Threaded rods)	$F_t = 0.33 F_u$	บนเนื้อที่หน้าตัดใช้เส้นผ่าศูนย์กลางรอบนอกเกลียว

โดยที่	$F_t$	=	หน่วยแรงดึงที่ยอมให้	กก./ตร.ซม.
	$F_y$	=	หน่วยแรงคราก	กก./ตร.ซม.
	$F_u$	=	หน่วยแรงดึงประลัย	กก./ตร.ซม.
	$A_g$	=	เนื้อที่หน้าตัดทั้งหมด	
	$A_n$	=	เนื้อที่หน้าตัดสุทธิ	
	$A_e$	=	เนื้อที่หน้าตัดสุทธิประสิทธิผล	
	$A_d$	=	เนื้อที่หน้าตัดใช้เส้นผ่าศูนย์กลางรอบนอกเกลียว	

### ข) กำลังรับแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกัน (Block Shear)

องค์อาคารรับแรงดึง ที่มีอุปกรณ์ยึดเป็นสลักเกลียว หรือหมุดย้ำ จำเป็นต้องมีรูเจาะเกิดขึ้นทั้งในองค์อาคารและแผ่นเหล็กประกบ ที่มายึดติด องค์อาคารชนิดนี้สามารถวิบัติได้เนื่องจากเกิดแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกันบริเวณรูเจาะ ในกรณีนี้ มาตรฐาน ว.ส.ท. ให้พิจารณาเฉพาะบนเนื้อที่หน้าตัดสุทธิเท่านั้น และกำหนด ค่าแรงดึงปลอดภัยดังนี้

$$T_a = 0.3 F_u A_{nv} + 0.50 F_u A_{nt} \quad (2.1)$$

โดยที่  $A_{nv}$  = เนื้อที่หน้าตัดสุทธิที่รับแรงเฉือน กรณีเกิด Block shear

$A_{nt}$  = เนื้อที่หน้าตัดสุทธิที่รับแรงดึง กรณีเกิด block shear

การคำนวณการถ่ายน้ำหนักที่รอยต่อ มีสมมติฐานว่า อุปกรณ์ยึดทุกตัวที่มีขนาดเท่ากันของรอยต่อ รับน้ำหนักเท่ากันทุกตัว โดยจุดศูนย์กลางของกลุ่มอุปกรณ์ยึดต้องอยู่ในแนวเดียวกันกับจุดศูนย์กลางขององค์อาคารรับแรงดึง

### ค) อัตราส่วนความชะลูด (Slenderness ratio)

ถึงแม้ว่า การออกแบบขององค์อาคารรับแรงดึง ไม่มีข้อจำกัด เนื่องจากความไม่มีเสถียรภาพ (Instability) แต่เพื่อป้องกันไม่ให้องค์อาคารเกิดการไหวตัวได้ง่ายภายใต้แรงลม หรือสั่นสะเทือนหรือเกิดการตกท้องช้างภายใต้น้ำหนักบรรทุกของตัวเอง จึงจำเป็นต้องกำหนดอัตราส่วนความชะลูด (Slenderness ratio) ,  $\lambda = Kl/r$  ในมาตรฐาน ว.ส.ท. ดังนี้

$$Kl/r < 240 \text{ สำหรับองค์อาคารหลัก} \quad (2.2)$$

$$Kl/r < 300 \text{ สำหรับตัวค้ำยันหรือองค์อาคารรอง} \quad (2.3)$$

โดยที่  $K$  = ตัวประกอบความยาวประสิทธิผล (Effective length factor)

มีค่าเท่ากับ 1.0

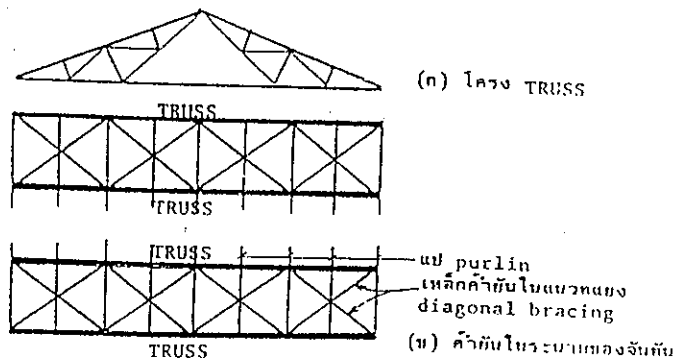
$l$  = ความยาวขององค์อาคารช่วงที่ไม่มีค้ำยันด้านข้าง

$r$  = รัศมีไจเรชั่นที่น้อยที่สุดของรูปตัด

## 2.2 องค์กรรับแรงอัด

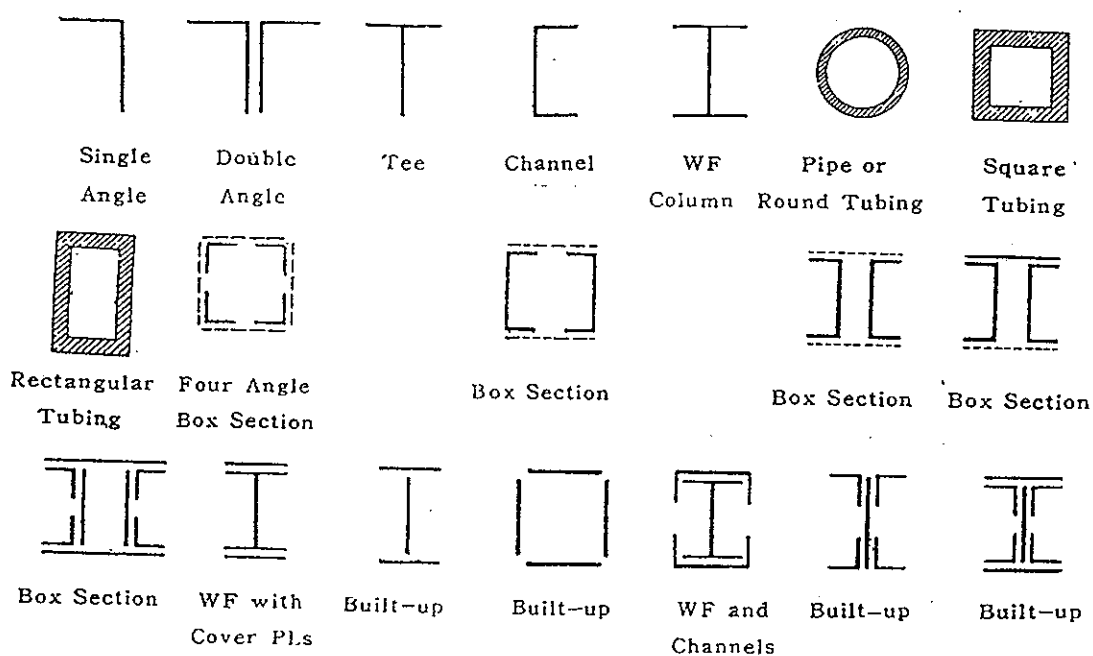
องค์กรรับแรงอัด ได้แก่ องค์กรรับแรงกดหรือแรงอัดตามแนวแกน เช่น เสา จันทัน โครงหลังคา (รูปที่ 2.3) เป็นต้น องค์กรดังกล่าวจะมีมิติของความยาว มากกว่ามิติของหน้าตัดมาก เสาที่จัดเป็นเสาสมบูรณในการรับแรงอัด ได้แก่ เสาที่

- ก. ประกอบด้วยวัสดุเนื้อเดียวกันหมด (homogeneous materials)
- ข. ปราศจากหน่วยแรงคงค้าง (residual stresses)
- ค. ตั้งอยู่ในแนวตั้ง (perfectly straight)
- ง. นำหนักกระทำผ่านจุดแกนศูนย์ (axially loaded)



รูปที่ 2.3 โครงสร้างรับแรงอัด

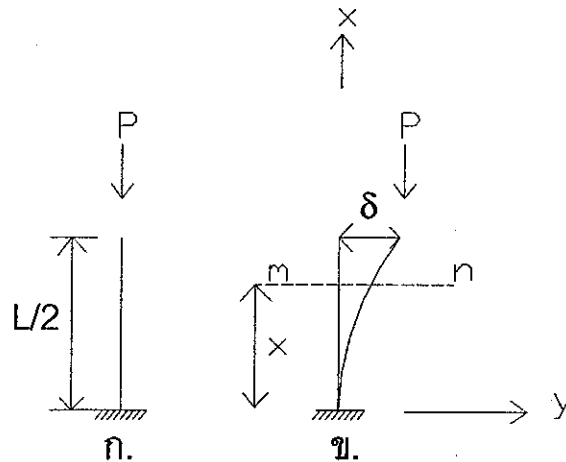
แบบขององค์อาคารรับแรงดึงอาจได้แก่ องค์อาคารเดี่ยว ซึ่งได้แก่เหล็กที่มีรูปร่างและขนาดมาตรฐานอยู่ทั่วไป เช่น เหล็กฉาก เหล็กรูปร่างน้ำ เหล็กรูปตัว I เหล็กท่อกลม ฯลฯ หรืออาจได้แก่องค์อาคารประกอบ (built - up members) ซึ่งประกอบขึ้นจากเหล็กมาตรฐานดังกล่าวข้างต้น รูปร่างหน้าตัดขององค์อาคารรับแรงอัดที่ใช้กันอยู่ทั่วไปได้แสดงไว้ในรูปที่ 2.4



รูปที่ 2.4 แบบหน้าตัดขององค์อาคารรับแรงอัด

### 2.2.1 การโก่งขึ้นส่วนรับแรงอัด

น้ำหนักบรรทุกทุกวิกฤต ของเสาสมมุติ ที่มีลักษณะทำด้วยวัสดุเนื้อเดียวกัน มีหน้าตัดสม่ำเสมอ ตลอดความยาวชิ้นส่วนตั้งอยู่ในแนวตั้ง และ น้ำหนักกระทำ (P) ผ่านจุดแกนศูนย์ ดังรูปที่ 2.5 ก สามารถหาได้โดยการสมมุติพฤติกรรมอีลาสติกแบบสมบูรณ์ ภายใต้ขีดจำกัดของน้ำหนักกระทำเมื่อเสาสมมุติ รับน้ำหนักบรรทุกมากกว่าขีดจำกัดนี้ สภาพตั้งอยู่ในแนวตั้ง จะเสียเสถียรภาพและเกิดการเคลื่อนตัวด้านข้างดังรูปที่ 2.5 ข และเมื่อถอนน้ำหนักกระทำ ค่าการเคลื่อนตัวด้านข้างจะคงอยู่ ค่าน้ำหนักบรรทุกทุกวิกฤต (Critical load or Euler load) จึงเป็นค่าแรงตามแนวแกน ที่มากเพียงพอให้เกิดการโก่งงอ ดังรูปที่ 2.5 ข



รูปที่ 2.5 พฤติกรรมเสาสมมุติ

จากรูปที่ 2.5 ข ค่าโมเมนต์ดัดที่หน้าตัด m-n เท่ากับ

$$M = -P(\delta - y) \quad (2.4)$$

และจากสมการดิฟเฟอเรนเชียล ของคาน - เสา จะได้

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = -M = -P(\delta - y) \quad (2.5)$$

$$\text{หรือ} \quad \frac{d^2y}{dx^2} + k^2y = k^2\delta \quad \text{โดยที่} \quad k^2 = \frac{P}{EI} \quad (2.6)$$

คำตอบของสมการดิฟเฟอเรนเชียลนี้คือ

$$y = A \sin kx + B \cos kx + \delta \quad (2.7)$$

ซึ่งค่า A และ B เป็นค่าคงที่ ที่ต้องหาจากเงื่อนไขของรูปที่ 2.5 ข คือ

ก. ค่า  $y = \frac{dy}{dx} = 0$  ที่  $x = 0$

ข. ค่า  $y = \delta$  ที่  $x = L/2$

สภาพเงื่อนไข ก. จะให้  $A = 0$  และ  $B = -\delta$  และ

$$y = \delta(1 - \cos kx) \tag{2.8}$$

สภาพเงื่อนไข ข. จะทำให้

$$\delta \cos KL/2 = 0 \tag{2.9}$$

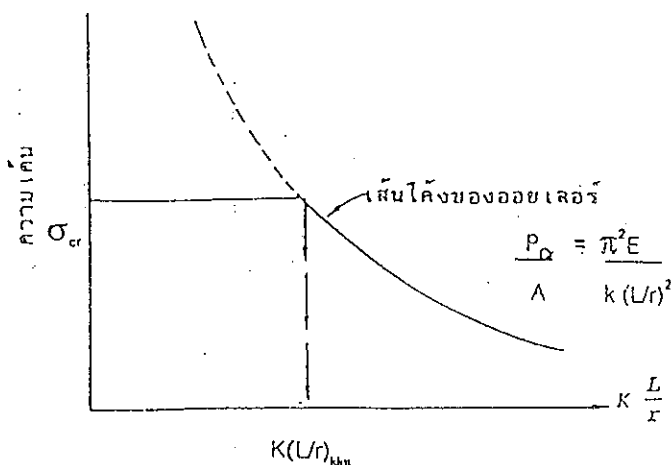
ซึ่งหมายความว่า ค่า  $\delta = 0$  หรือ  $\cos KL/2 = 0$  ถ้าค่า  $\delta = 0$  แสดงว่าเสาสมมติอยู่ในสภาพไม่มีการโก่งงอ หรือเคลื่อนตัวด้านข้าง ซึ่งไม่ให้คำตอบของสมการ ดังนั้น  $\cos KL/2 = 0$  จะให้คำตอบของสมการ ด้วยกำหนดความสัมพันธ์ของคำตอบดังนี้

$$KL = (2n-1) \pi \tag{2.10}$$

เมื่อค่า  $n = 1, 2, 3, \dots$  ซึ่งจะให้ค่า  $k$  ตามรูปร่างการโก่งงอที่เกิดขึ้นของแต่ละค่า  $n$  จะเห็นว่าค่าการโก่งงอที่สมมุติ กรณี  $n = 1$  และสมการ (2.10) จะให้ น้ำหนักบรรทุกวิกฤติหรือน้ำหนักบรรทุกของออยเลอร์ เท่ากับ

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \tag{2.11}$$

รูปที่ 2.6 แสดงเส้นโค้งของออยเลอร์และความเค้นวิกฤต เมื่อค่าความชะลูดของเสามากกว่า  $(K/r)$  limit กำลังประลัยของเสาแบบโก่งงออีลาสติก (elastic buckling) ค่า  $K$  คือตัวคูณความยาวประสิทธิผล (ตารางที่ 2.2)



รูปที่ 2.6 เส้นโค้งของออยเลอร์ (Euler ' s curve)



## 2.2.2 การโก่งเดาะของชิ้นส่วนรับแรงอัด

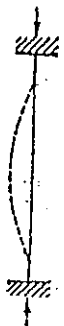
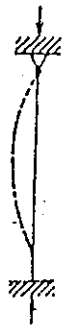
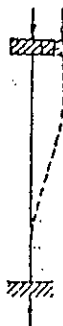
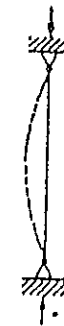
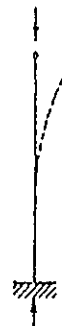




การโก่งงอ (Elastic buckling) ของเสาสम्मติ อยู่บนทฤษฎีการเคลื่อนตัวน้อย ที่สมมุติว่าหน้าตัดของเสายังคงระนาบ ขณะที่มีการโก่งงอ และความเครียดในแนวยาว (longitudinal strains) ยังเป็นสัดส่วนกับระยะทาง จากจุด neutral surface แต่เมื่อเสาสम्मติ เกิดการโก่งเดาะ (inelastic buckling) ค่าโมดูลัส การยืดหยุ่น จะมีค่าน้อยลง ( the reduced modulus of elasticity) เนื่องจากระนาบที่โก่งเดาะ มีค่าโมดูลัสยืดหยุ่นอีลาสติก (Elastic Young modulus) และค่าโมดูลัสยืดหยุ่นสัมผัส (Tangent modulus) สำหรับความเค้นด้านรับแรงดึง และ ความเค้นด้านรับแรงอัด ตามลำดับ ต่างกัน มีผลให้ค่ากำลังประลัยของเสาสम्मติที่โก่งเดาะ (inelastic buckling) มีค่าต่ำกว่า ค่าที่จากสมการออยเลอร์ ซึ่งเป็น elastic buckling

ดังนั้นถ้าเราปรับการคำนวณหา ค่า กำลังประลัยของเสา ในช่วงการโก่งเดาะด้วยค่าโมดูลัสเส้นสัมผัส จะได้ค่าที่สอดคล้องการทดลองการรับน้ำหนักของเสา ดังแสดงในรูปที่ 2.7 พฤติกรรมของเสาตัวอย่างนี้ ถูกแบ่งด้วยอัตราส่วนความชะลูด (slenderness ratio) มีบริเวณการโก่งเดาะ (inelastic buckling) อยู่สองช่วงคือ เสาช่วงสั้นมีขีดจำกัดอยู่ที่กำลังวัสดุ ( $F_y$ ) และ เสาช่วงปานกลาง ซึ่งเชื่อมต่อระหว่างกำลังวัสดุกับสมการออยเลอร์สามารถคำนวณจาก เส้นโค้งโมดูลัสเส้นสัมผัส ส่วนบริเวณการโก่งงอ (elastic buckling) มีขีดจำกัดที่เส้นโค้งของออยเลอร์

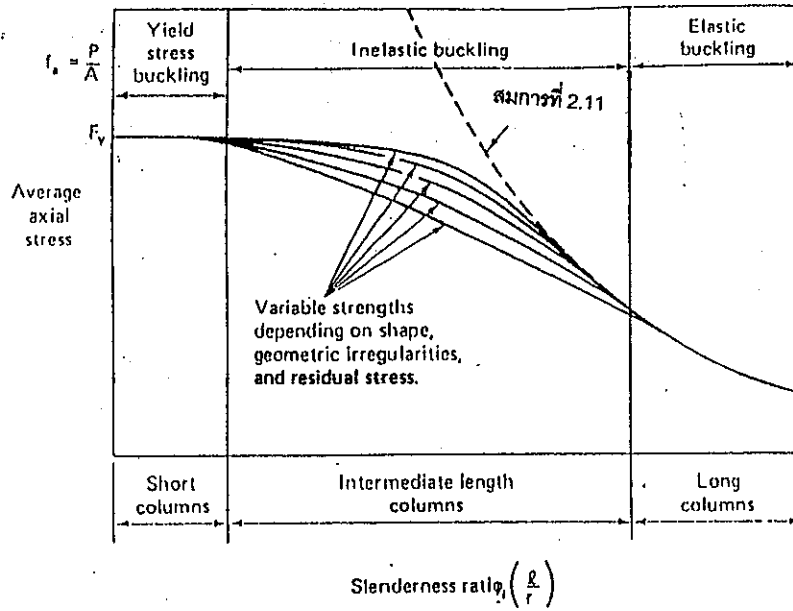
## 2.2.3 ค่าความยาวประสิทธิผลของเสา

- ก. เสาเดี่ยวในองค์อาคารหรือโครงสร้าง ( Isolated columns) ตารางที่ 2.2 แสดงค่าตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผล สำหรับรูปร่างการโก่งงอ ของเสาแบบต่าง ๆ ที่เกิดจากยึดปลายเสาต่างกัน
- ข. เสาในโครงแข็ง ( Framed columns) ในทางทฤษฎี การหาค่าตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผลของเสา ในโครงแข็งทำได้โดยการวิเคราะห์เสถียรภาพ (stability analysis) ของโครงสร้างโครงแข็ง ซึ่งอาจใช้วิธี slope – deflection สมการ three – moment หรือวิธีพลังงาน (energy method) แต่ในทางปฏิบัติ ค่าตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผล มักคำนวณจากวิธีที่ง่ายต่อการปฏิบัติ เช่น วิธี alignment chart (ตามกราฟที่ 2.3 )

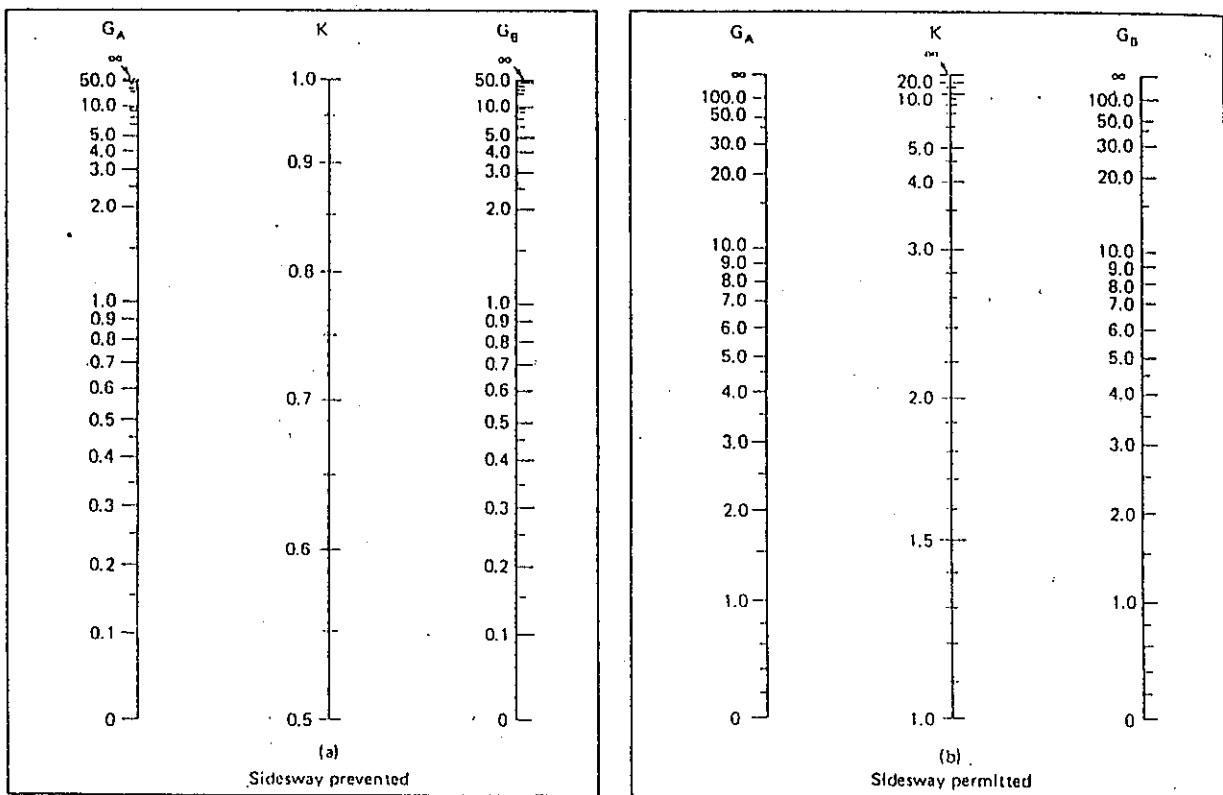
ตารางที่ 2.2 ตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผลของส่วนโครงสร้างหลัก

	(ก)	(ข)	(ค)	(ง)	(จ)	(ฉ)
ลักษณะการโก่งงอของเสา แสดงโดยเส้นประ						
ค่า K ตามทฤษฎี	0.50	0.70	1.00	1.00	2.00	2.00
ค่า K ที่ใช้ในการออกแบบ	0.65	0.80	1.20	1.00	2.10	2.00
สัญลักษณ์ของ การยึดปลาย	  	การหมุนที่ปลายเสา		การเคลื่อนที่ของปลายเสา		
		ไม่มี	มี	ไม่มี	มี	ไม่มี
		ไม่มี	มี	ไม่มี	มี	มี

ตารางที่ 2.2 แสดงค่าตัวคูณประกอบความยาวประสิทธิผล (K) ตามทฤษฎี และที่ใช้ในการออกแบบเสาเดี่ยวโดด ๆ ซึ่งจะเห็นว่าค่าตามทฤษฎีของลักษณะการยึดปลายเสาต่าง ๆ โดยมากจะมีค่าน้อยกว่าค่าที่ใช้ในการออกแบบ ทั้งนี้เพราะในทางปฏิบัติจริงไม่สามารถทำการยึดปลายเสาได้ตรงตามทฤษฎีนั่นเอง



รูปที่ 2.7 ความเค้นวิกฤตของเสารับแรงตามแนวแกน



(braced frame)

(unbraced frame)

ตารางกราฟที่ 2.3 แผนภูมิโวลูเมนต์ (alignment chart)

ในโครงสร้างแบบโครงแข็ง ค่าตัวประกอบความยาวสัมพันธ์ประสิทธิผล ( $K$ ) ของเสาจะขึ้นอยู่กับความแข็งแรง (rigidity) ของส่วนโครงสร้างที่นำมาต่อกัน ค่าตัว  $K$  ขึ้นส่วนรับแรงอัดในโครงสร้างแบบนี้ (ที่มีการเซและไม่มีการเซ) จะหาได้จาก Alignment chart ในตารางกราฟที่ 2.3 อักษร A และ B ในรูปจะหมายถึงจุดต่อที่ปลายเสา ตัว  $G$  เป็นอัตราส่วนสติเนสแฟคเตอร์ระหว่างเสากับคาน

$$G = \frac{\sum \text{สติเนสแฟคเตอร์ของเสา}}{\sum \text{สติเนสแฟคเตอร์ของคาน}} = \frac{\sum (I_c/L_c)}{\sum (I_g/L_g)}$$

โดยที่  $I_c, L_c$  เป็นโมเมนต์อินเนอร์เซียและช่วงความยาวของเสา ตามลำดับ  
 $I_g, L_g$  เป็นโมเมนต์อินเนอร์เซียและช่วงความยาวของคาน ตามลำดับ

#### 2.2.4 อัตราส่วนความกว้างต่อความหนา

การจำกัดอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาของหน้าตัดองค์อาคารเหล็ก ก็เพื่อพฤติกรรมการพังภายใต้การโก่งเดาะทั้งหมดของเสา และป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะที่ อัตราส่วนที่น้อยกว่า ข้อจำกัดตามข้อกำหนดมาตรฐาน ว.ส.ท.

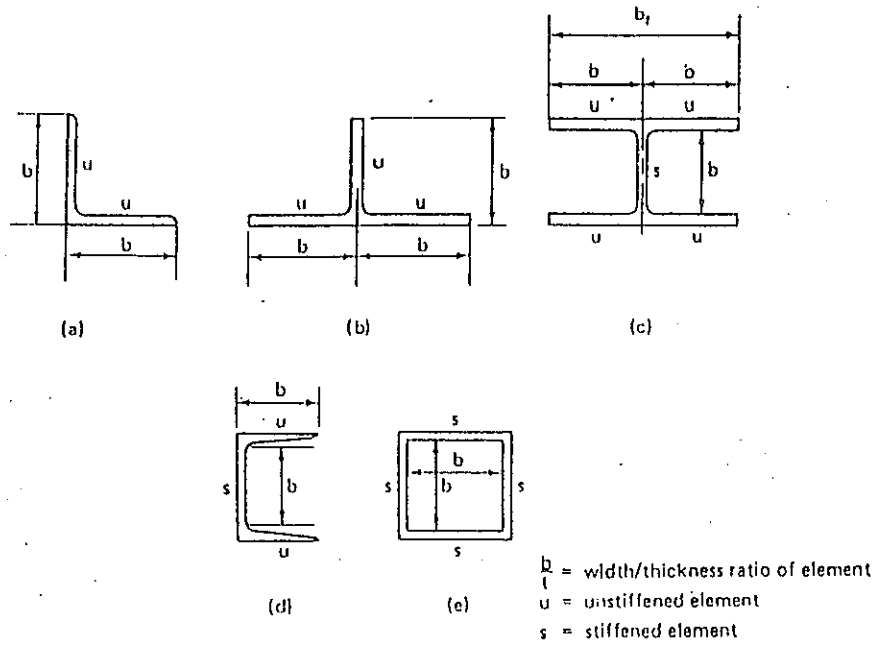
อัตราส่วนความกว้างต่อความหนาแบ่งเป็นสองประเภทใหญ่ คือ องค์ชิ้นส่วนไม่ถูกตรึง (unstiffened elements) กับชิ้นส่วนที่ถูกตรึง (stiffness element) โดยที่ชิ้นส่วนที่ถูกตรึง ที่มีอัตราส่วนความกว้างต่อความหนาเท่ากันจะมีประสิทธิภาพในการรับแรงอัดดีกว่า และมีข้อจำกัดด้านอัตราส่วนความหนาจะลุดมากกว่า

ค่าอัตราส่วนของหน้าตัดแผ่นบาง เพื่อป้องกันการโก่งเดาะเฉพาะที่ ในมาตรฐาน ว.ส.ท. ได้จำแนกชนิดของหน้าตัดไว้ 3 ประเภท คือ

ก. หน้าตัดไม่อัดแน่น (non – compact section) ได้แก่หน้าตัดเหล็กซึ่งมีค่า  $b/t$  ของทุกชิ้นส่วนขององค์อาคารอยู่ระหว่าง  $\lambda_p$  และ  $\lambda_r$  ภาคผนวก ก ซึ่งในกรณีนี้เหล็กจะไม่เกิดการโก่งเดาะ

ข. หน้าตัดชิ้นส่วน (slender element section) ได้แก่หน้าตัดเหล็กซึ่งมีค่า  $b/t$  ของทุกชิ้นส่วนขององค์อาคารมากกว่า  $\lambda_r$  ภาคผนวก ก ซึ่งในกรณีนี้เหล็กจะเกิดการโก่งเดาะเฉพาะที่

ค. หน้าตัดอัดแน่น (compact section) ได้แก่หน้าตัดเหล็กซึ่งมีค่า  $b/t$  ของทุกชิ้นส่วนขององค์อาคารน้อยกว่า  $\lambda_p$  ภาคผนวก ข ซึ่งองค์โครงสร้างประเภทหน้าตัดอัดแน่นจะสามารถมีกำลังรับโมเมนต์ดัดได้ถึงโมเมนต์พลาสติก



รูปที่ 2.8 การแบ่งประเภทหน้าตัดขององค์อาคารรับแรงอัด จากอัตราส่วนความกว้างต่อความหนา

**2.2.5. การคำนวณหน่วยแรงอัดในการออกแบบตามมาตรฐาน ว.ส.ท.**

ขั้นตอนการออกแบบขององค์อาคารรับแรงอัด

1. สมมติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้ ( $F_a$ ) ในการสมมติค่า  $F_a$  ใช้ประมาณ 30 – 50 % ของ  $F_y$
2. เอาแรงอัดสูงสุดหารด้วยค่าหน่วยแรงอัดที่สมมติขึ้น จะได้หน้าตัดของเหล็กโดยประมาณ
3. เลือกหน้าตัดของเหล็กที่จะใช้ โดยพิจารณาจากค่าหน้าตัด ในข้อ 2 หรือมากกว่าเล็กน้อยจากตารางเหล็ก
4. ตรวจสอบ ค่า  $KL/r$  เทียบกับ ค่า  $C_c$  ว่ามากกว่าหรือน้อยกว่า

โดยค่า  $C_c = \sqrt{2\pi^2 E/F_y}$  ซึ่งเป็นค่าความชะลุดที่แบ่งสภาพการพังแบบโก่งงอ (Elastic buckling) กับการโก่งเดาะ (Inelastic buckling)

ค่า  $KL/r$  (ค่าอัตราส่วนความชะลุด) อัตราส่วนความชะลุด สำหรับโครงสร้างเหล็ก ต้องไม่เกิน 200 ค้ำยัน และองค์อาคารรองต้องไม่เกิน 300

ในกรณีที่  $KL/r < Cc$  หน่วยแรงอัดที่ยอมให้  $F_a$  คำนวณได้จาก

$$F_a = \frac{1 - \frac{1(kl/r)^2}{2(Cc)^2}}{F.S.} \times F_y \quad (2.12)$$

เป็นค่าที่ได้จากการทดสอบเสา โดย Stability Reseach Concil (SSRC) ในปี 1960 ซึ่งเสนอสมการ 2.12 จากการเชื่อมเส้นดังรูป 2.7 สำหรับเสาสั้นและเสายาวปากกลางโดยที่ค่า

$$F.S. = \frac{5 + 3 \frac{(kl/r)}{8(Cc)} - 1 \frac{(kl/r)^3}{8 Cc^3}}{3}$$

จะเห็นว่าที่  $KL/r = 0$  ค่า F.S. ประมาณ 1.67 สำหรับการรับแรงอัด ซึ่งเท่ากับกรณีการรับแรงดึง และเมื่ออัตราส่วนความชะลุดเพิ่มขึ้น ค่า F.S ค่อย ๆ เพิ่มขึ้นเป็น 1.92 ดังกราฟ (2.13)

ในกรณีที่  $KL/r > Cc$  หน่วยแรงอัดที่ยอมให้  $F_a$  คำนวณได้จาก

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(kL/r)^2} \quad (2.13)$$

ซึ่งก็คือค่าหน่วยน้ำหนักวิกฤตของออยเลอร์ หารด้วยอัตราส่วน  $23/12$  หรือประมาณ 1.92 เท่า

5. คำนวณหาค่า  $F_a$  จากสูตรในข้อ 4

6. ได้ค่า  $F_a$  เท่าไหร่เอาไปคูณกับหน้าตัดของเหล็กที่เลือกจะได้แรงอัดสูงสุดที่เสาสามารถรับได้ ถ้ามากกว่าแรงอัดที่เกิดขึ้นก็ใช้ได้ แต่ถ้าน้อยกว่าควรเลือกหน้าตัดใหม่ และทำการตรวจสอบตามขั้นตอน ทั้ง 6 ข้อนี้

## 2.3 รอยต่อ (Connection)

องค์อาคารในโครงสร้างจะถูกยึดติดกัน เพื่อประกอบเป็นโครงสร้าง รอยต่อต้องทำหน้าที่รับและถ่ายแรงกระทำหรือปฏิกิริยาจากองค์อาคารหนึ่งไปสู่องค์อาคารหนึ่งอย่างปลอดภัย รอยต่อประกอบด้วยชิ้นส่วนต่อและอุปกรณ์ยึดหรือชิ้นส่วนต่อและรอยเชื่อม ตัวอย่างของชิ้นส่วนต่อได้แก่ เหล็กแผ่น เหล็กประกบ เหล็กฉาก ตัวอย่างของอุปกรณ์ยึดได้แก่ หมุดย้ำ และสลักเกลียว ประเภทหมุดย้ำและสลักเกลียว

### 1. หมุดย้ำ Steel Structural Rivets

ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม.- 36 มม. มาตรฐาน ASTM มี 3 เกรด

A 502 Grade 1 เหล็กคาร์บอน

A 502 Grade 2 มีมังกานีสผสม จัดเป็นเหล็กประเภทกำลังสูง

A 502 Grade 3 เหมือน Grade 2 แต่เพิ่มความทนทานการกัดกร่อน

หมายเหตุ ปัจจุบันไม่นิยม เพราะมีความยุ่งยากในการใช้งาน

### 2. สลักเกลียว High Strength Bolts

ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 12 มม.-36 มม. มาตรฐาน ASTM แบ่งออกเป็น

A 325 สำหรับรอยต่อโครงสร้างทั่วไป

A 449 Quench and Tempered Steel สลักเกลียวและสลักเหล็ก

ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางโตกว่า 36 มม.

### 3. สลักเกลียว ASTM A307 Carbon Steel Bolts

สำหรับใช้งานทั่วไป กำลังดิ่งประลัยต่ำกว่า High Strength Bolts

ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 6 มม. – 100 มม.

2.3.1 รอยต่อแบบสลักเกลียว

2.3.1.1 ประเภทรอยต่อ

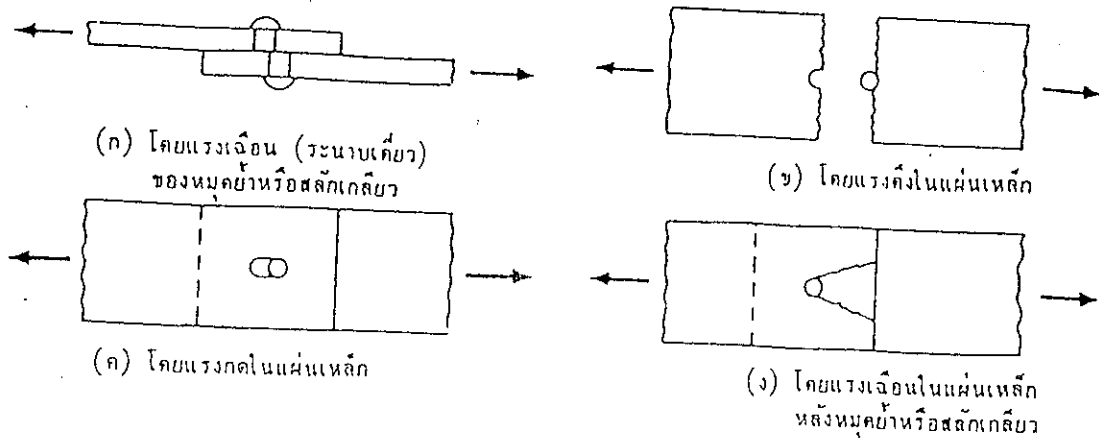
1. รอยต่อรับแรงแบกทาน (Bearing type) เป็นรอยต่อที่ยอมให้เกิดการขยับตัว เมื่อรับแรงกระทำ ไม่มีแรงเสียดทาน รอยต่อรับแรงเฉือนและแรงแบกทาน
2. รอยต่อแบบเลื่อนวิกฤต (Slip-critical type) เป็นรอยต่อที่ไม่เกิดการขยับตัวเมื่อรับแรงกระทำ อาศัยแรงเสียดทานระหว่างองค์อาคารกับสลักเกลียว รอยต่อรับแรงเฉือน รอยต่อประเภทนี้มักนิยมใช้ในกรณีที่เกิดแรงดึงและแรงอัดสลับกัน การสั่นไหว หรือกรณีไม่ต้องการให้เกิดการเคลื่อนตัวของจุดต่อ เป็นต้น

2.3.1.2 ประเภทการวิบัติของรอยต่อ รูปที่ 2.9 แสดงการวิบัติของรอยต่อในลักษณะของรอยต่อในลักษณะต่าง ๆ กัน ซึ่งอาจเกิดขึ้นได้ในตัวยึด หรือองค์อาคาร

2.3.1.3 การออกแบบรอยต่อแบบรับแรงแบกทาน

ต้องตรวจสอบกำลังของรอยต่อดังต่อไปนี้ เพื่อใช้ค่าต่ำสุดในการออกแบบ

1. กำลังรับแรงดึงและกำลังรับแรงเฉือนของอุปกรณ์ยึด (ตาราง 2.4)
2. กำลังรับแรงแบกทานขององค์อาคารที่รูเจาะ (มาตรฐานกำหนดให้  $F_p = 1.2F_u$ )
3. กำลังรับแรงดึงขององค์อาคารที่ต่อด้วยสลักเกลียว



รูปที่ 2.9 หน้าวิบัติรอยต่อสลักเกลียว



### ตารางที่ 2.4 หน่วยแรงที่ยอมให้ของอุปกรณ์ยึด

ประเภทของอุปกรณ์ยึด	หน่วยแรงดึงที่ยอมให้ กก./ตร.ซม.	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ กก./ตร.ซม.
A 307 bolts	1400	700
A 325 – N bolts	3080	1470
A 325 – X bolts	3080	2100
A 409 – N bolts	3780	1960
A 409 – X bolts	3780	2800
A 502 – 1 rivets	1600	1225
A 502 – 2,3 rivets	2030	1540

หมายเหตุ N หมายถึง เกิดลิ้วอยู่ในระนาบของแรงเฉือน X หมายถึง เกิดลิ้วไม่อยู่ในระนาบแรงเฉือน

#### 2.3.1.4 การออกแบบรอยต่อแบบเลื่อนวิกฤติ

ต้องตรวจสอบกำลังรอยต่อดังต่อไปนี้ เพื่อหาค่าต่ำสุดสำหรับออกแบบ

1. กำลังรับแรงเฉือนของสลักเกลียว (ตารางที่ 2.4)
2. กำลังรับแรงดึงและแรงเฉือนร่วมกันของสลักเกลียว หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ (ตารางที่ 2.4)
3. กำลังรับแรงดึงขององค์อาคาร

ตารางที่ 2.5 หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของสลักเกลียวในรอยต่อแบบเลื่อนวิกฤติ กก/ตร.ซม.

ประเภทของสลักเกลียว	หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้			
	รูเจาะมาตรฐาน	รูเจาะใหญ่กว่า มาตรฐาน และร่องสั้น	รูเจาะแบบร่องยาว	
			น้ำหนัก กระทำ ตั้งฉาก	น้ำหนัก กระทำขนาน
A 325 – N	1190	1050	840	700
A 325 – X	1190	1050	840	700
A 490 – N	1470	1260	1050	910
A 490 - X	1470	1260	1050	910

**พฤติกรรมการรับแรงกระทำของรอยต่อ**

โดยทั่วไปแบ่งออกได้ 2 ประเภท คือ

1. รอยต่อรับแรงร่วมศูนย์ แรงกระทำผ่านจุดศูนย์ถ่วงของรอยต่อ อุปกรณ์ยึดทุกตัวรับแรงกระทำเท่ากัน
2. รอยต่อรับแรงเยื้องศูนย์ แรงกระทำไม่ผ่านจุดศูนย์ถ่วงของรอยต่อ ทำให้เกิดแรงเฉือนและโมเมนต์บิด ซึ่งมาจากการกระทำของแรงเยื้องศูนย์ อุปกรณ์ยึดแต่ละตัวรับแรงไม่เท่ากัน อุปกรณ์ยึดที่อยู่ห่างจากจุดศูนย์ถ่วงของรอยต่อมากที่สุด จะรับแรงมากที่สุด

## 2.3.2 การเชื่อม

การเชื่อมแบ่งออกเป็น 3 แบบที่สำคัญ คือ

1. การเชื่อมแบบบากร่อง (Groove welds)
2. การเชื่อมแบบทาบ (Fillet weld)
3. การเชื่อมแบบอุดรูและแบบอุดร่อง (Plug and Slot weld)

### 2.3.2.1 ชนิดของลวดเชื่อมสำหรับเหล็กโครงสร้าง

1. E60 xx      แรงดึงประลัยของลวดเชื่อม 60 ksi (4200 กก./ซม.<sup>2</sup>)  
ใช้กับเหล็กกำลังจุดคลากไม่เกิน 42 ksi (2940 กก./ซม.<sup>2</sup>) เช่น A 36
2. E70 xx      แรงดึงประลัยของลวดเชื่อม 70 ksi (4900 กก./ซม.<sup>2</sup>)  
ใช้กับเหล็กกำลังจุดคลากไม่เกิน 55 ksi (3850 กก./ซม.<sup>2</sup>) เช่น A36 ,  
A572 Gr 50
3. E80 xx      แรงดึงประลัยของลวดเชื่อม 80 ksi (5600 กก./ซม.<sup>2</sup>)  
ใช้กับเหล็กกำลังจุดคลากไม่เกิน 65 ksi (4550 กก./ซม.<sup>2</sup>)  
เช่น A572 Grade 60 หรือ Gr 65

### 2.3.2.2 เนื้อที่ประสิทธิผล

1. การเชื่อมแบบบากร่อง  
เนื้อที่ประสิทธิผล = ความหนาของค้ำอาคารที่บางกว่า x ความยาวของรอยเชื่อม
2. การเชื่อมแบบทาบ  
เนื้อที่ประสิทธิผล = 0.707 เท่าของขนาดขาเชื่อม x ความยาวรอยเชื่อม
3. การเชื่อมแบบอุดรูและแบบอุดร่อง  
เนื้อที่ประสิทธิผล = เนื้อที่หน้าตัดของรูหรือร่องที่รับแรงกระทำ

### 2.3.2.3 หน่วยแรงที่ยอมให้ของรอยเชื่อม

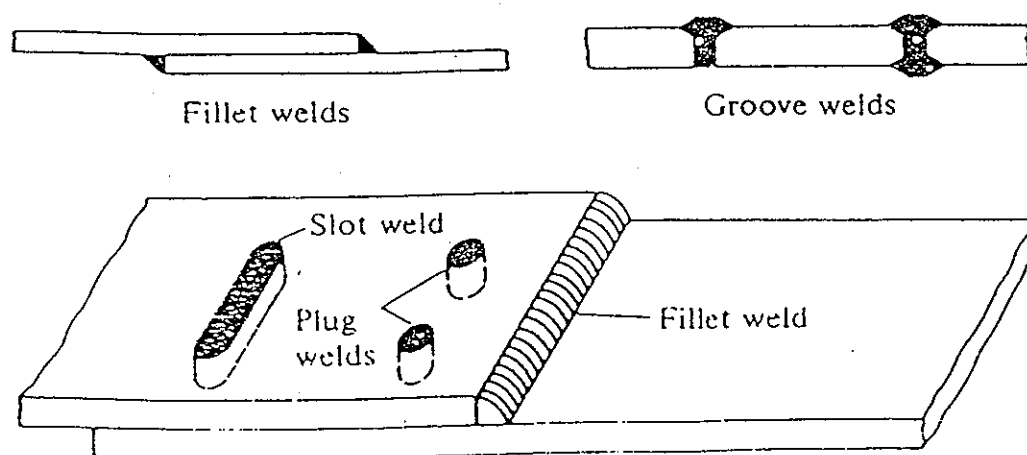
มาตรฐาน ว.ส.ท. กำหนดให้หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับ รอยเชื่อมมีค่าเท่ากับ หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ สำหรับแผ่นเหล็กที่เชื่อมต่อก กล่าวคือถ้าแผ่นเหล็กมีค่า  $F_y = 2500$  กก./ซม.<sup>2</sup> หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ของรอยเชื่อมจะมีค่าเท่ากับ  $0.4 F_y = 1000$  กก./ซม.<sup>2</sup>

มาตรฐาน AISC (1963) กำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้ของการเชื่อมดังนี้

หน่วยแรงเฉือน = 1260 กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับลวดเชื่อม AWS 5.1 E 60

หน่วยแรงเฉือน = 1470 กก./ซม.<sup>2</sup> สำหรับลวดเชื่อม AWS 5.1 หรือ E 70

มาตรฐาน AISC (1978) กำหนดหน่วยแรงที่ยอมให้ของเชื่อมใหม่ดังปรากฏในตาราง 2.6



รูปที่ 2.10 แบบของการเชื่อม

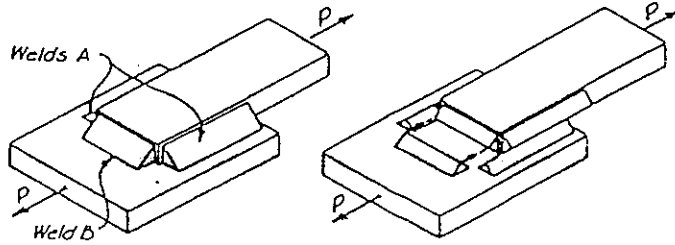
ป  
NC  
1410  
พ 7957  
2542



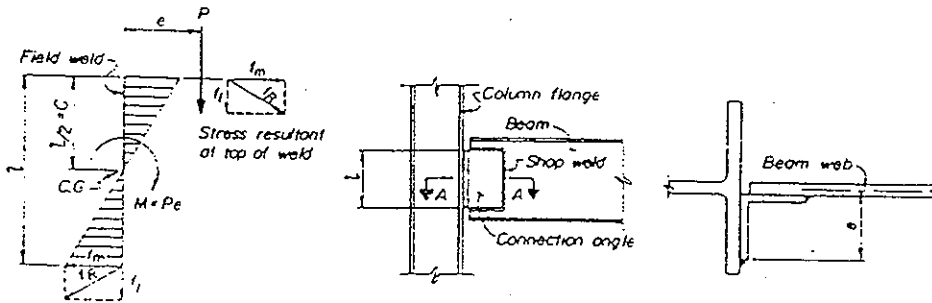
25

สำนักทดสอบ

4 ส.ค. 2543  
4340286



(a)



(b)

รูปที่ 2.11 รอยต่อเชื่อมรับแรงร่วมศูนย์ (a) และรับแรงเยื้องศูนย์ (b)

#### 2.3.2.4 การออกแบบรอยเชื่อม

กำลังรับแรงของรอยเชื่อม ให้ใช้หน่วยแรงที่ยอมให้ตามตารางที่ 2.6 และจะเป็นค่าที่น้อยกว่าระหว่างกำลังรับแรงของลวดเชื่อมกับกำลังรับแรงขององค์อาคารที่เชื่อมต่อ (Base Metal)

มาตรฐาน วสท. ให้ข้อกำหนดเพิ่มเติมสำหรับการเชื่อมแบบทาบ ดังนี้

1. ขนาดต่ำสุดของรอยเชื่อม ให้ดูตารางที่ 2.7
2. ขนาดใหญ่สุดของรอยเชื่อม เท่ากับความหนาขององค์อาคารที่หนาไม่เกิน 6 มม. และจะเท่ากับความหนาขององค์อาคารลบด้วย 2 มม. สำหรับแผ่นเหล็กที่หนาเท่ากับ 6 มม. หรือมากกว่า
3. ความยาวของรอยเชื่อม ต้องไม่น้อยกว่า 4 เท่าของรอยเชื่อม
4. กรณีรอยเชื่อมอ้อยปลาย ( end return ) ต้องมีความยาวไม่น้อยกว่า 2 เท่าของขนาดรอยเชื่อม
5. ระยะทาบขององค์อาคารที่นำมาต่อ ต้องมีระยะอย่างน้อย 5 เท่า ของความหนาขององค์อาคารที่บางกว่า แต่ต้องไม่น้อยกว่า 25 มม.
6. ความยาวของรอยเชื่อมแบบเว้นระยะ ต้องไม่น้อยกว่า 4 เท่า ของขนาดรอยเชื่อม หรือ 38 มม.

#### 2.3.2.5 พฤติกรรมการรับแรงกระทำของรอยต่อเชื่อม

การออกแบบรอยเชื่อม ต้องพิจารณาพฤติกรรมการรับแรงกระทำ โดยทั่วไปแบ่งออกได้ 2 ประเภท

1. รอยเชื่อมรับแรงร่วมศูนย์ แรงกระทำผ่านจุดศูนย์ถ่วงของรอยต่อเชื่อม รอยต่อจะรับแรงกระทำเท่ากัน และสม่ำเสมอตลอดรอยเชื่อม
2. รอยต่อเชื่อมรับแรงเยื้องศูนย์ แรงกระทำไม่ผ่านจุดศูนย์ถ่วงของรอยต่อเชื่อม รอยเชื่อมต้องรับทั้งแรงดึงหรือแรงอัดซึ่งเกิดจากโมเมนต์ดัด หรือโมเมนต์บิด และแรงเฉือนร่วมกันรอยเชื่อมที่อยู่ห่างจากจุดศูนย์ถ่วงของรอยต่อเชื่อมมากที่สุดจะรับแรงดึงหรือแรงอัดมากที่สุด

ตารางที่ 2.6 หน่วยแรงที่ยอมให้สำหรับรอยเชื่อม

ประเภทของการเชื่อม	หน่วยแรงที่ยอมให้	ระดับกำลังของรอยเชื่อม
<b>รอยเชื่อมแบบทะลุตลอด</b>		
แรงดึงตั้งฉากกับพื้นที่ ประสิทธิผล	เท่ากับโลหะที่มาเชื่อมต่อ	ใช้วัสดุเชื่อมที่คู่กัน
แรงดึงหรือหรือแรงอัดขนานกับ แนวรอยเชื่อม	เท่ากับโลหะที่มาเชื่อมต่อ	ใช้โลหะระดับกำลัง เท่ากับ หรือน้อยกว่า กำลังเชื่อมที่คู่กัน ได้
แรงเฉือนบนพื้นที่ ประสิทธิผล	$0.30 \times$ กำลังรับแรงดึงระบุของ โลหะเชื่อม	
<b>รอยเชื่อมบากร่องแบบลึกบางส่วน</b>		
แรงอัดตั้งฉากกับพื้นที่ ประสิทธิผล	เท่ากับโลหะที่มาเชื่อมต่อ	ใช้โลหะระดับกำลัง เท่ากับ หรือน้อยกว่า กำลังเชื่อมที่คู่กัน ได้
แรงเฉือนขนานกับ แนวรอยเชื่อม	$0.30 \times$ กำลังรับแรงดึงระบุของ โลหะเชื่อม	
แรงดึงตั้งฉากกับพื้นที่ ประสิทธิผล	$0.30 \times$ กำลังรับแรงดึงระบุของ โลหะเชื่อม	
<b>รอยเชื่อมแบบทาบ</b>		
แรงเฉือนบนพื้นที่ประสิทธิผล	$0.30 \times$ กำลังรับแรงดึงระบุของ โลหะเชื่อม	ใช้โลหะระดับกำลัง เท่ากับ หรือน้อยกว่า กำลังเชื่อมที่ คู่ก็ได้
แรงดึงหรือแรงอัดขนานกับ แนวแกน	เท่ากับโลหะที่มาเชื่อมต่อ	

ตารางที่ 2.7 ขนาดต่ำสุดของรอยเชื่อมแบบทาบ

ความหนาของวัสดุที่นำมาเชื่อมมาต่อ ชั้นที่หนากว่า, มม.	ขนาดต่ำสุดของรอยเชื่อม แบบทาบ มม.	ขนาดใหญ่สุดของขาเชื่อม มม.
น้อยกว่าหรือเท่ากับ 6	3	6
มากกว่า 6 หรือ 12	5	t-2
มากกว่า 12 ถึง 19	6	t-2
มากกว่า 19	8	t-2

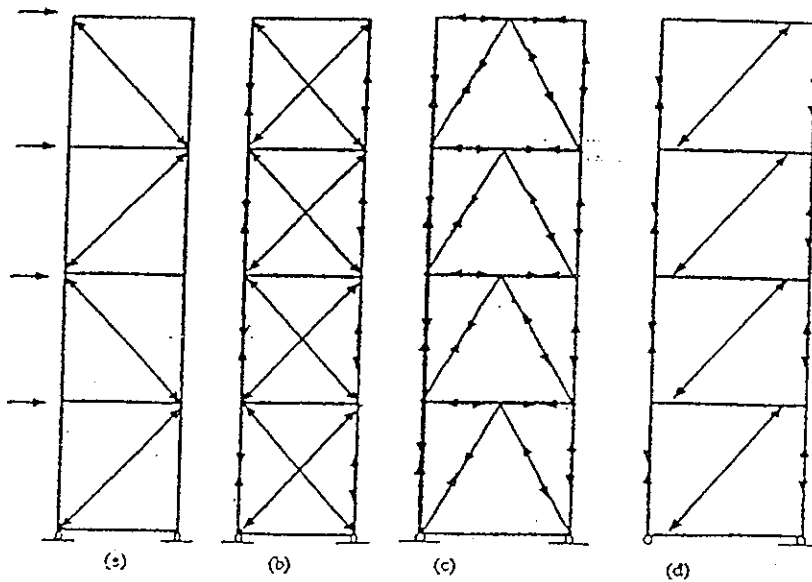
t = ความหนาของชิ้นงาน



## 2.4 รูปแบบโครงสร้างป้ายโฆษณา

ธรรมชาติของโครงสร้างป้ายโฆษณานั้น จะสร้างด้วยโครงสร้างเหล็กยื่นไปในอากาศ รับแรงกระทำของลมทางด้านข้างทั้งซ้ายและขวา แบบโครงสร้างปลายยื่น (Cantilever structures) โครงสร้างโครงถัก (space structures) จึงเหมาะต่อโครงโฆษณาทางด้านสถาปนิก เกี่ยวกับการทำให้รูปแบบสวยงาม และดูสบายตา และทางด้านวิศวกรรมเกี่ยวกับน้ำหนักต่อชิ้นส่วนโครงสร้างที่น้อยที่สุด เมื่อเทียบกับโครงสร้างแบบอื่น ๆ

ลักษณะค้ำยันของโครงสร้างที่รับแรงลม มีรูปแบบต่าง ๆ กัน (ดังรูปที่ 2.12) จะเห็นได้ว่า โครงสร้างที่มีค้ำยันแบบ cross bracing จะให้ค่าการต้านทานแรงลมได้ทั้งซ้ายและขวา โดยที่ชิ้นส่วนในโครงสร้างส่วนใหญ่ เป็นลักษณะรับแรงดึงอย่างเดียวก็ได้



รูปที่ 2.12 โครงสร้างป้ายโฆษณา

## **2.5 ฐานรากของโครงสร้างป้ายโฆษณา (Foundation)**

สำหรับโครงสร้างป้ายโฆษณาขนาดความสูง 8 เมตร 18 เมตร และ 25.2 เมตรจะมีน้ำหนักและมีโมเมนต์กระทำลงสู่ดิน โดยจะถ่ายน้ำหนักลงสู่เสาเข็ม โดยในการที่จะออกแบบคราวนี้ จะยังไม่คำนึงถึงคุณสมบัติของดินเพราะยังไม่ทราบค่า แต่ จะคำนึงถึงคุณสมบัติของเสาเข็มว่ารับกำลังได้หรือไม่ทั้งในด้านการรับแรงดึงและแรงอัด โดยในการเลือกขนาดของเสาเข็มที่จะใช้จะพิจารณาจากตารางที่ 2.8 โดยดูขนาดและความสามารถรับน้ำหนักของเสาเข็ม แต่น้ำหนักปลอดภัยที่กำหนดนั้นอาจเปลี่ยนแปลงได้เพราะขึ้นกับคุณสมบัติของดิน และระดับหัวเสาเข็มที่ส่งลงจากพื้นดินเดิม

ตารางที่ 2.8 เสาเข็มคอนกรีตอัดแรง

ชนิดเข็ม	น้ำหนัก กก./ม.	เนื้อที่หน้า ตัด ตร.ซม.	เส้นรอบรูป ซม.	รับน้ำหนัก ปลอดภัย (ตัน)
เข็มต่อ .18 X .18 X 2@ 10.5 ม. = 21.0 ม.	78	324	72	20-25
เข็มรูปตัวไอ .18 X .18 X 12.0 ม.	42	177	92	6-8
เข็มต่อ .20 X .20 X 2@ 10.5 ม. = 21.0 ม.	96	400	80	25-30
เข็มรูปตัวไอ .20 X .20 X 15.0 ม.	61	253	100	12-15
เข็มต่อ .22 X .22 X 2@ 10.5 ม. = 21.0 ม.	116	484	88	30-35
เข็มรูปตัวไอ .22 X .22 X 21.0 ม.	81	337	108	25-30
เข็มต่อรูปตัวไอ .22 X .22 X 2@ 10.5 ม. = 21.0 ม.	81	337	108	25-30
เข็มสี่เหลี่ยมตัน .26 X .26 X 21.0 ม.	162	676	104	40-45
เข็มต่อ .26 X .26 X 2@ 10.5 ม. = 21.0 ม.	162	676	104	40-45
เข็มรูปตัวไอ .26 X .26 X 21.0 ม.	109	455	128	35-40
เข็มต่อรูปตัวไอ .26 X .26 X 2@ 10.5 ม. = 21.0 ม.	109	455	128	35-40

## 2.6 การคำนวณแรงลมของข้อบัญญัติกรุงเทพมหานคร

แรงลมมีพื้นฐานมาจากทฤษฎีของ Bernoulli เป็นความดันที่เกิดการเคลื่อนที่กระทำลงบนโครงสร้าง ในการออกแบบวิศวกรโยธาได้ใช้ข้อบัญญัติแรงลมของกรุงเทพมหานครดังตารางที่ 2.9

ตารางที่ 2.9 แรงลมจากเทศบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522

Height of structures (m)	แรงลม (Kg/m <sup>2</sup> )
$H \leq 10$	50
$10 \leq H < 20$	80
$20 \leq H < 40$	120
$40 \leq H$	160

## **2.7 การวิเคราะห์ (Analysis)**

การวิเคราะห์โดยใช้วิธี 2 มิติ จะใช้โปรแกรมวิเคราะห์โครงสร้าง 2 โปรแกรมในการวิเคราะห์ คือ MICRO FEAP I กับ STAAD III และการวิเคราะห์โดยใช้วิธี 3 มิติจะใช้โปรแกรม STAAD III

ใน มาตรฐาน ว.ส.ท. ได้แนะนำว่าการรวมแรงที่กระทำต่อโครงที่เป็น Rigid Frames หรือแรงที่กระทำต่อกำแพงจะมีค่ามากที่สุดระหว่าง (DL + LL) และ  $0.75 (DL+LL+WL)$  ในการออกแบบแบบ Elastic

### **สมมติฐานในการออกแบบและการวิเคราะห์โครงข่ายโครง (TRUSS)**

1. ชิ้นส่วนของโครงข่ายโครงข่ายยึดติดกันแบบโครงข่าย
2. น้ำหนักที่กระทำต้องกระทำที่จุดต่อของชิ้นส่วนของโครงข่ายโครงข่าย
3. แนวแกนศูนย์กลางของหน้าตัดของชิ้นส่วนที่นำมาประกอบกันต้องผ่านจุดเดียวกัน