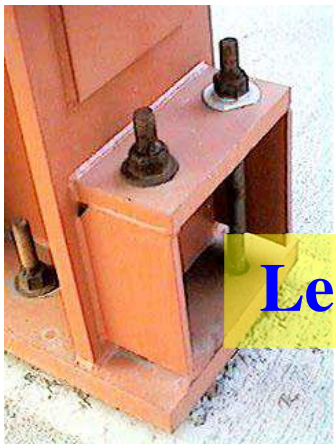
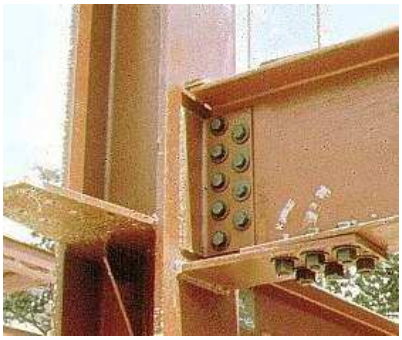


*Timber and Steel Design*

# Lecture 17 Building Connections



- Simple & Moment Connections
- Framed Beam Connections
- Seated Connections
- Beam-to-Column Welded Connections

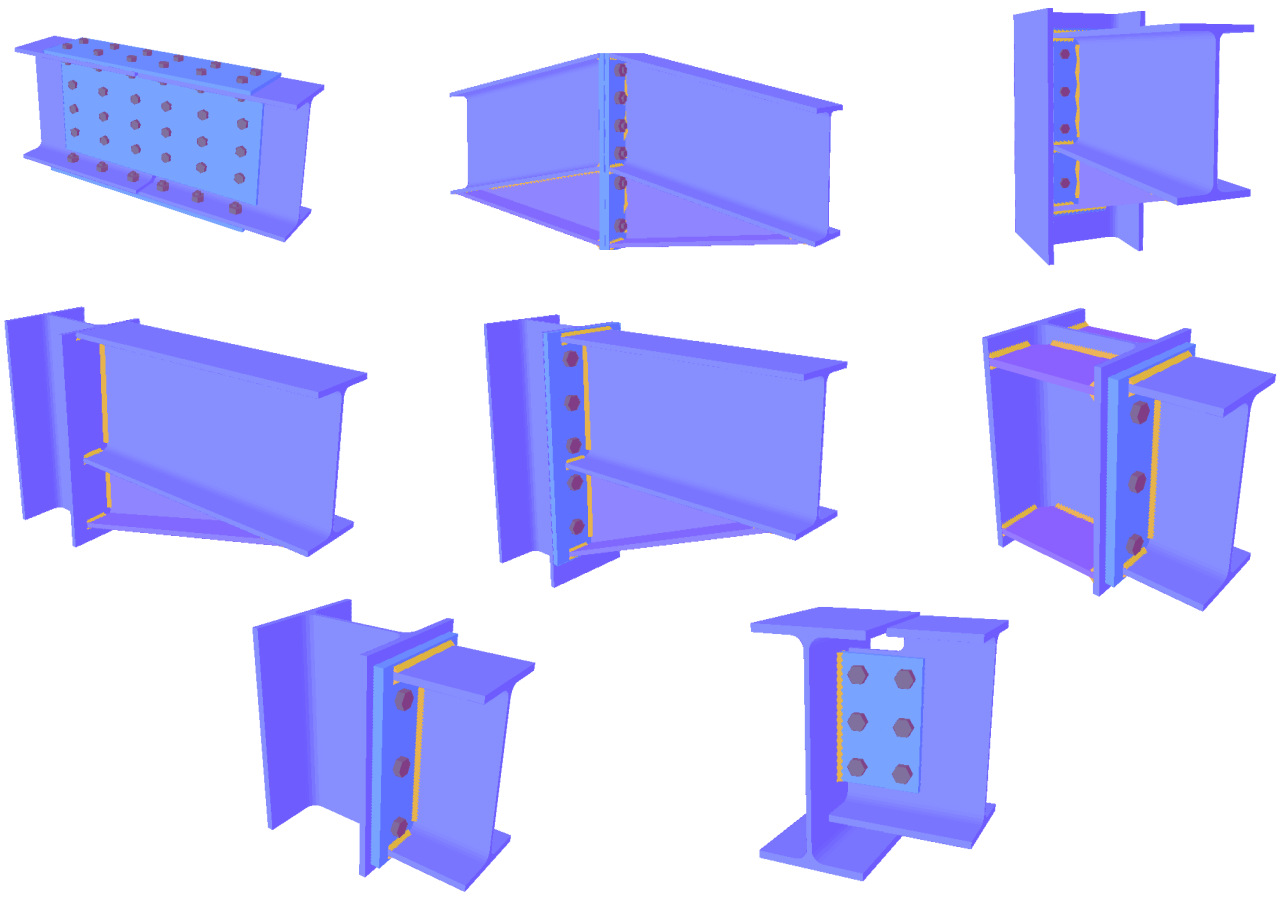
*Mongkol JIRAVACHARADET*

SURANAREE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

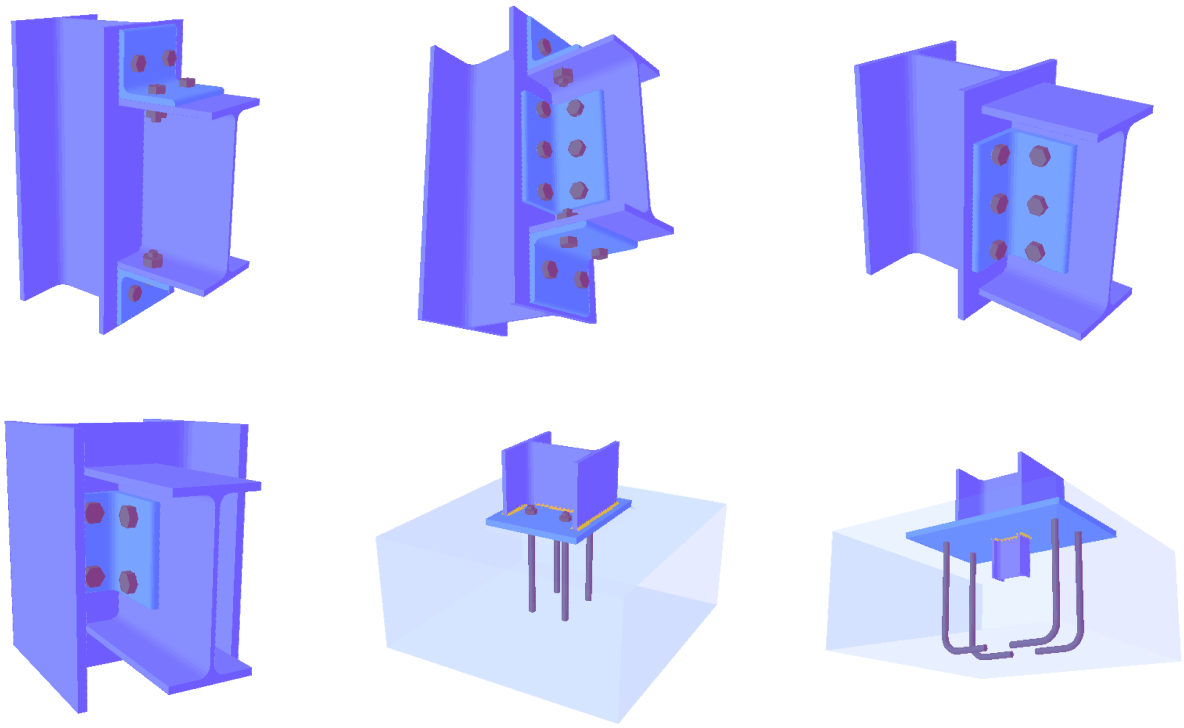
INSTITUTE OF ENGINEERING

SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING

## Connections



# Connections



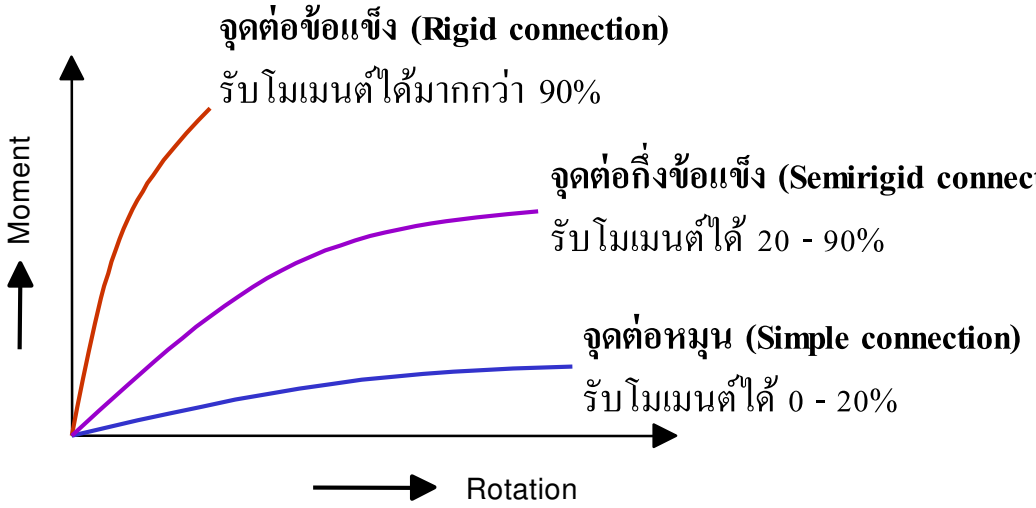
# Steel Frame Connection Types

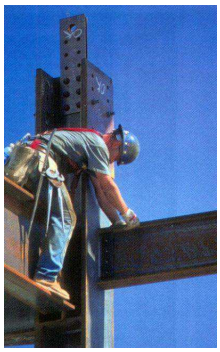
AISC defines two types of steel frame connections in building:

- Simple Connections (left picture)
- Moment Connections (right picture) → Fully-Restrained and Partially-Restrained

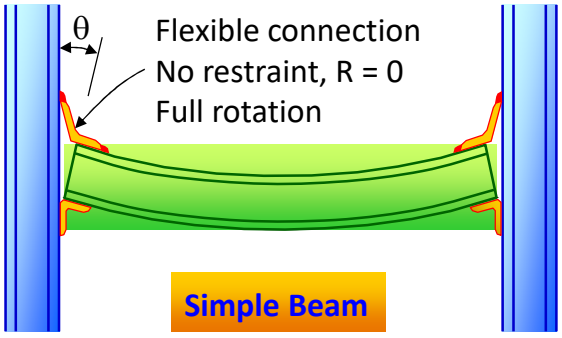
# Steel Frame Connection Types

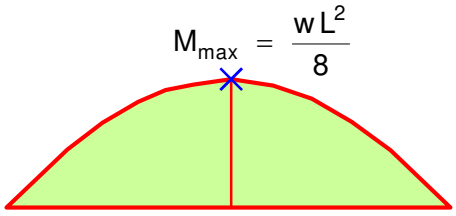
- All connections have a certain amount of rigidity
- Simple connections have some rigidity, but are assumed to be free to rotate
- Partially-Restrained moment connections are designed to be semi-rigid
- Fully-Restrained moment connections are designed to be fully rigid

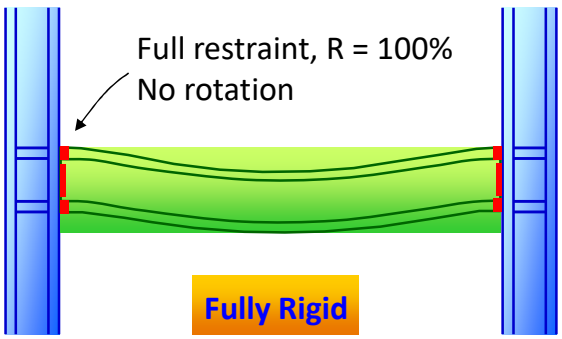


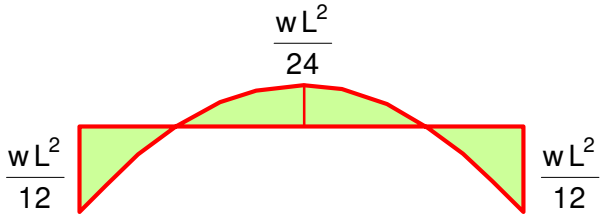



# Beam-to-Column Connections



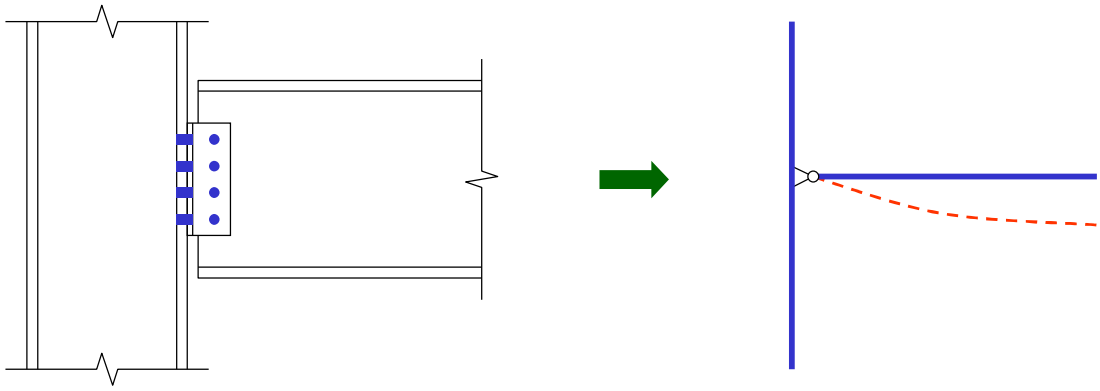



# Simple Connections

Beam-to-column or beam-to-beam connections have some degree of moment restraint, even in those designed as simple joints.

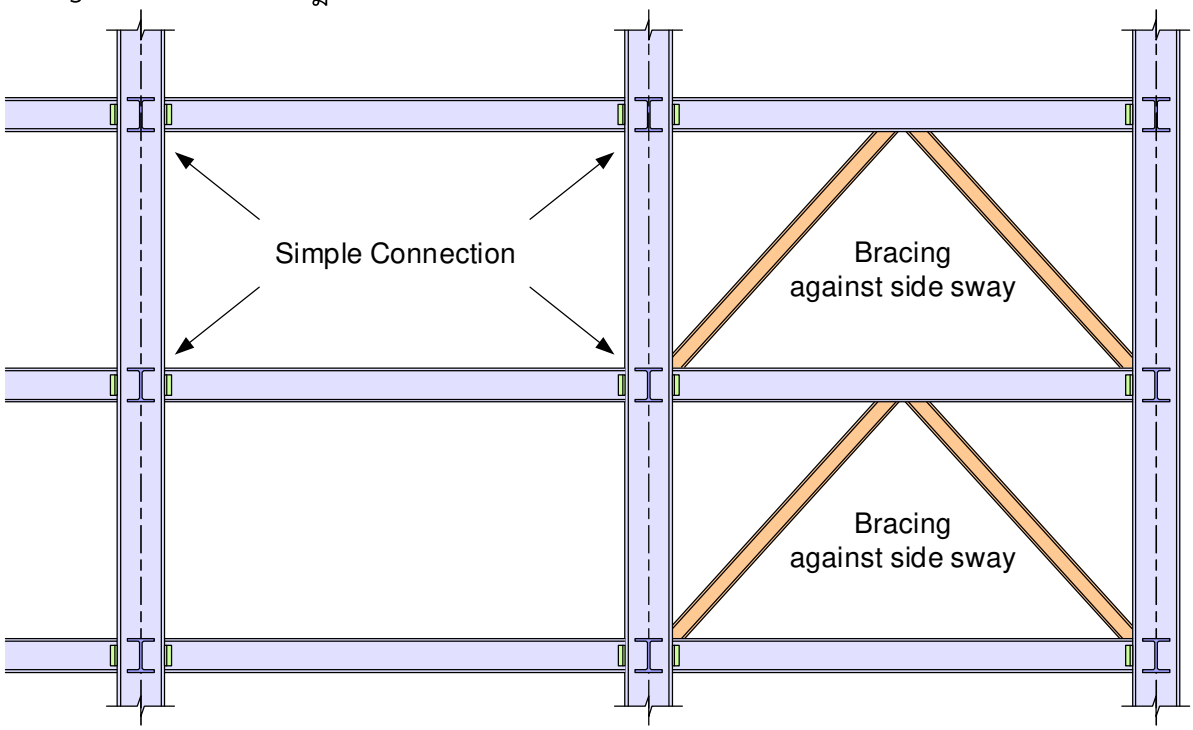


**Shear connection :** transmit shear only but no moment

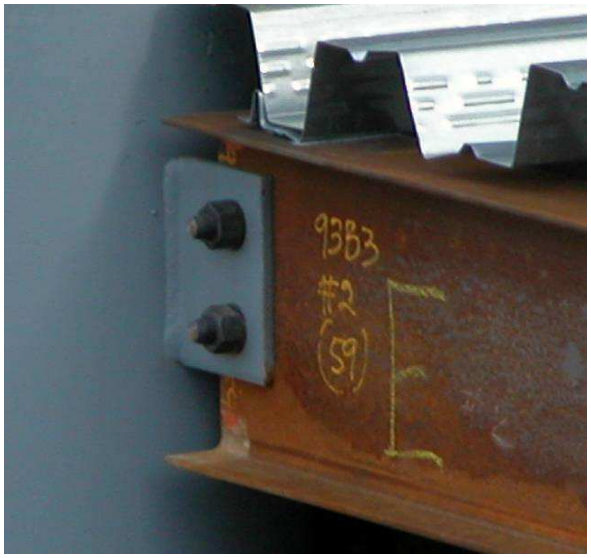
- Designed as flexible connections
- Connections are assumed to be free to rotate
- Vertical shear forces are the primary forces transferred by the connection
- Require a separate bracing system for lateral stability

# Simple Connections in Braced Frame

โครงแกงแนง(Braced Frame) มักใช้จุดต่ออย่างง่ายซึ่งถึงเป็นจุดหมุนจะรองรับได้เฉพาะฐ้าหนักบรรทุกในแนวดิ่ง เพื่อให้มีเสถียรภาพในการรับแรงด้านข้างจะต้องใช้การยึดโยง (bracing) เพื่อช่วยในการค้ายัน



# Common Simple Connections




Single Plate Connection (Shear Tab)

A plate is welded to the supporting member and bolted to the web of the supported beam

Double Angle Connection

The in-plane pair of legs are attached to the web of the supported beam and the out-of-plane pair of legs to the flange or web of the supporting member

# Common Simple Connections

Shear End Plate Connection

A plate is welded perpendicular to the end of the supported web and attached to the supporting member

Single Angle Connection

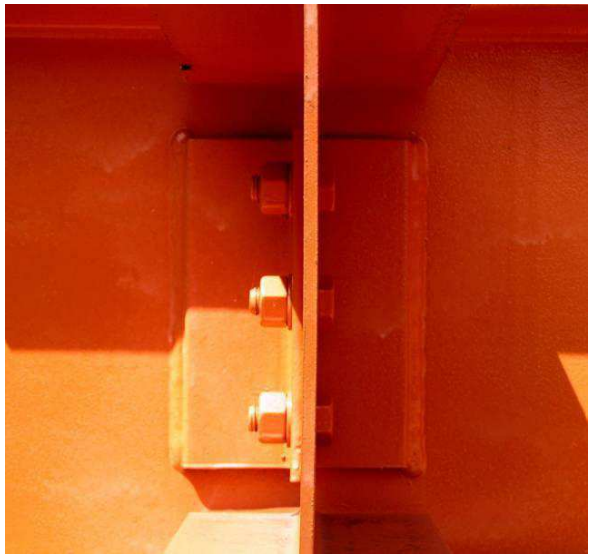
One leg is attached to the web of the supported beam and the other leg to the flange or web of the supporting member

# Common Simple Connections

Seated Connection

An angle is mounted with one leg vertical against the column, and the other leg provides a “seat” upon which the beam is mounted

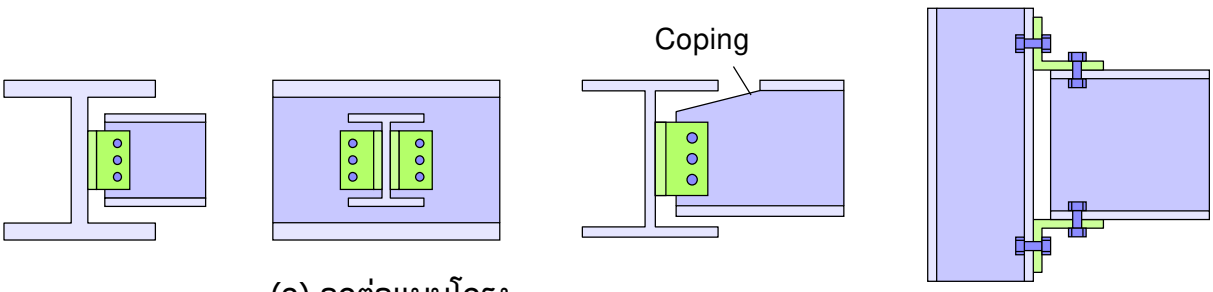
A stabilizer connection is also provided at the top of the web



Tee Connection

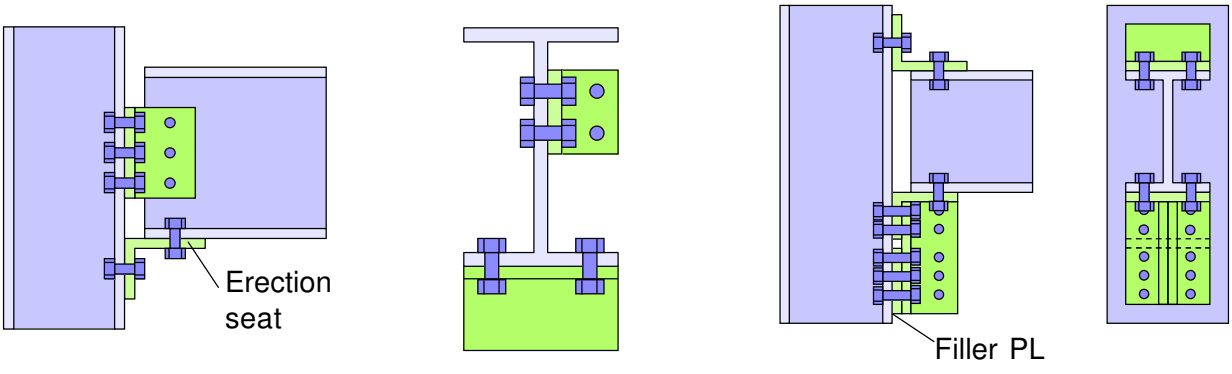
The stem of a WT section is connected to the supported member and the flange attached to the supporting member

# Framed connections & Seated connections




(ก) จุดต่อแบบโครง

(ข) จุดต่อแบบฐานรอง



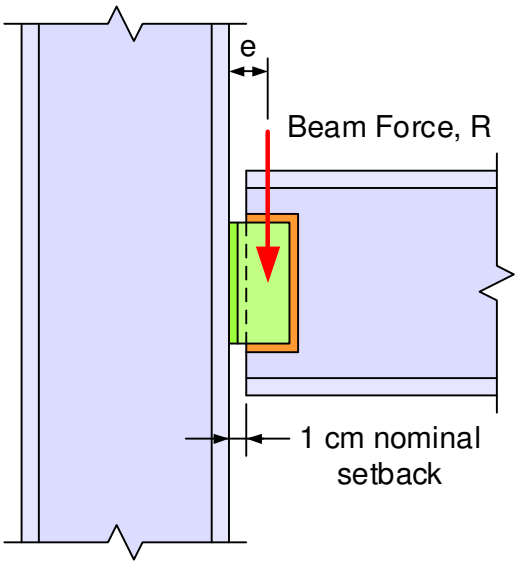

(ค) จุดต่อแบบโครงมีฐานรอง

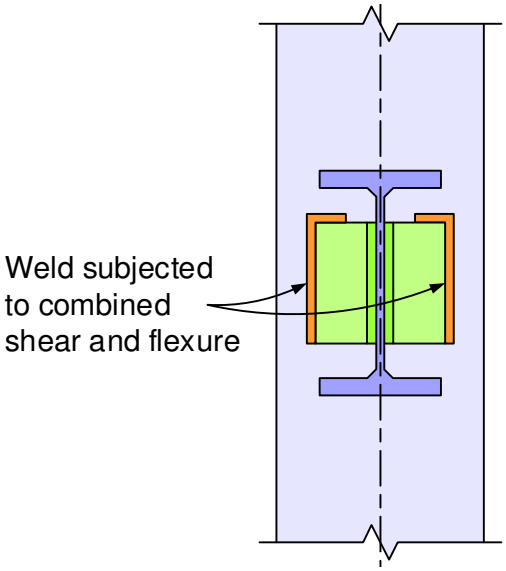
(ง) จุดต่อแบบฐานรอง

(จ) จุดต่อแบบฐานรองมีแผ่นเสริมกำลัง

# จุดต่อเชื่อมคาน-เสาแบบโครง

Connect beam web to column flange by angle section

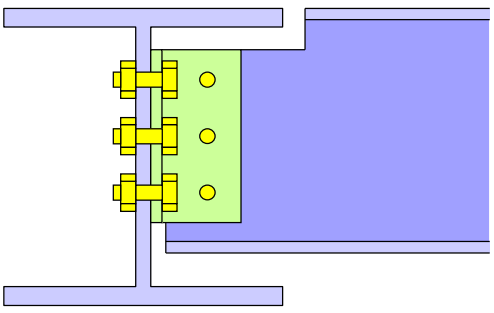



**Eccentric Shear**

**Shear + Bending**

## จุดต่อคานแบบโครง
## Framed Connections



- การเฉือนของสลักเกลียว
- แรงแบกทานบนแผ่นเหล็ก
- บล็อกแรงเฉือนของเอวคาน

การตรวจสอบที่เพิ่มขึ้นคือ

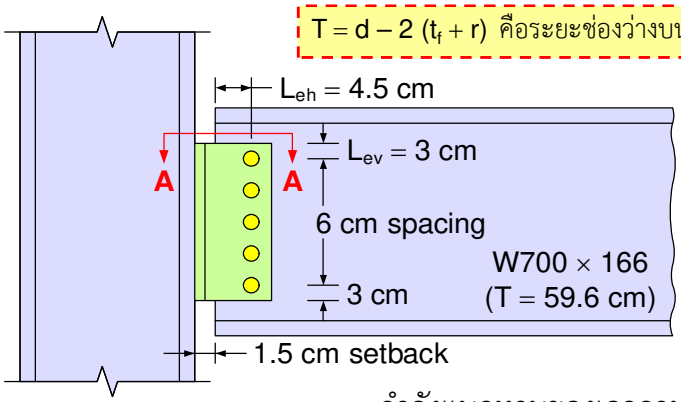
**พื้นที่สุทธิรับแรงเฉือน (Net shear area)** ของหน้าตัดฉาก

ใช้หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้ $0.3F_u$ และ

ขนาดรูเจาะที่ใช้จะเท่ากับเส้นผ่าศูนย์กลางสลักเกลียวบวก 3 ม.ม.

**ตัวอย่างที่ 17-1** จุดต่อสลักเกลียวแบบโครงใช้เหล็กฉากคู่ต่อแบบโครงที่เอวคาน W700×166 ($t_w$ = 1.3 ซม.) แรงปฏิกิริยาปลายคาน $R_D$ = 18 ตัน และ $R_L$ = 22 ตัน ต่อกับปีกเสา W350×79.7 ($t_f$ = 1.4 ซม.) กำลังของเหล็ก $F_y$ = 2,500 กก./ซม.$^2$ และ $F_u$ = 4,000 กก./ซม.$^2$ ใช้สลักเกลียว A325-N ขนาด 19 ม.ม.

$T = d - 2(t_f + r)$ คือระยะช่องว่างบนเอวคานระหว่างปีกคานหักส่วนโค้งรอยต่อระหว่างปีกและเอว




**วิธีทำ** แรงปฏิกิริยาที่ปลายคาน

$R_a$ = 18 + 22 = 40 ตัน

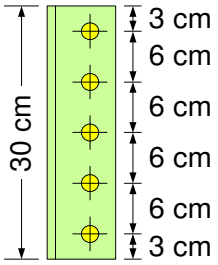
**1. ออกแบบสลักเกลียว :**

จากตาราง ง.1 กำลังเฉือนคู่ที่ยอมให้ของ A325-N ขนาด 19 ม.ม. = 8.39 ตัน **CONTROL**

กำลังแบกทานของเอวคานต่อสลักเกลียว = 1.2(4.0)(1.9)(1.3) = 11.9 ตัน

จำนวนสลักเกลียวที่ต้องการ n = 40 / 8.39 = 4.76 → **∴ ใช้สลักเกลียว A325-N จำนวน 5 ตัว**

**2. ออกแบบเหล็กฉาก :**




ระยะขอบ 1.5d = 1.5(1.9) = 2.85 ซม. **(ใช้ $L_{ev}$ = 3 ซม.)**

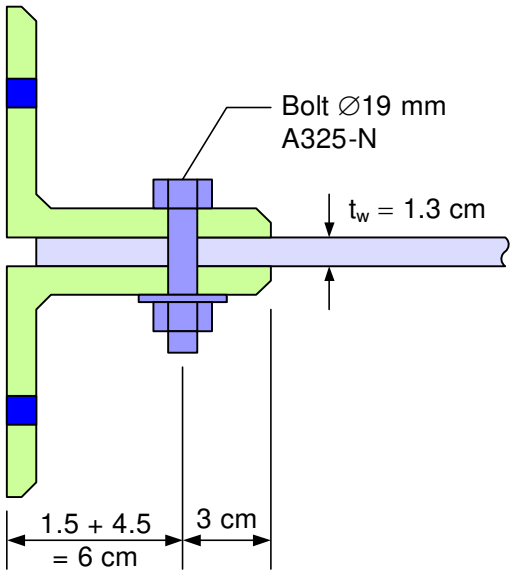
ระยะห่าง 3d = 3(1.9) = 5.7 ซม. **(ใช้ 6 ซม.)**

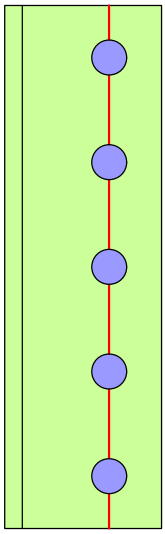
ความยาวเหล็กฉาก L = 2(3) + 4(6) = 30 ซม. < [ T = 59.6 ซม. ] **OK**

ความยาวขาที่ต้องการ = $L_{eh}$ + setback = 9 ซม.

**เลือกหน้าตัดฉากคู่ 2-L90×90×10**

ความหนารวม 2(1.0) = 2 ซม. > [ $t_w$ = 1.3 ซม. ] **OK**



**กำลังเฉือนเหล็กฉาก :**

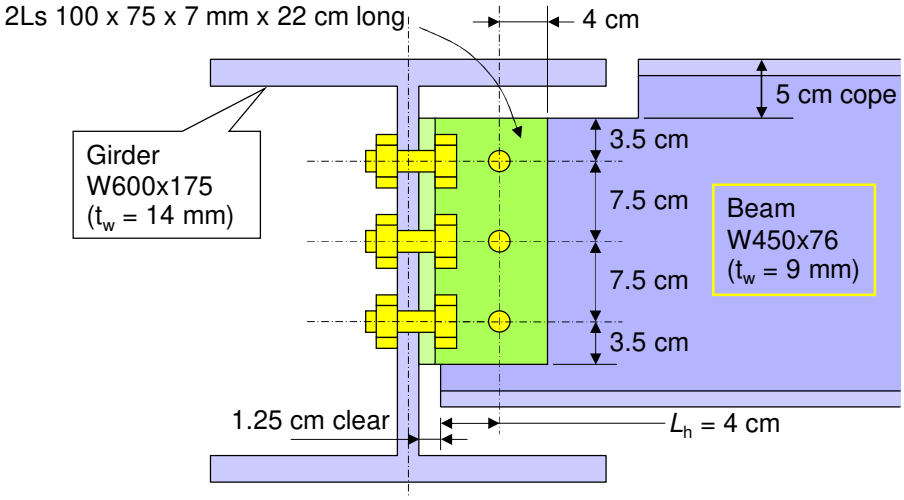
พื้นที่สุทธิ $A_v$ = 2(1.0)(30 – 5(2.1)) = 39 ซม.$^2$

กำลังเฉือนเหล็กฉาก $0.3F_uA_v$ = 0.3(4.0)(39.5)

= 47.4 ตัน > 40 ตัน **OK**

**ดังนั้นใช้เหล็กฉากคู่ 2-L90×90×10 ยาว 30 ซม.** ■

ตัวอย่าง 17-2 คำนวณน้ำหนักบรรทุกที่จุดต่อแบบโครงรองรับได้ ใช้เหล็ก A36 สลักเกลียว A325-N ขนาด 19 ม.ม.




วิธีทำ พิจารณาสลักเกลียวที่เอวคาน W450×76 ซึ่งรองรับแรงเฉือนคู่

1. กำลังเฉือนคู่ของสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 ม.ม. รูเจาะมาตรฐาน

จากตาราง ง.1 รับแรงเฉือนคู่ได้ = 8.39 ตัน

จากรูปมี 3 ตัว กำลังเฉือนคู่ของสลักเกลียว = 3(8.39) = 25.2 ตัน

2. กำลังแบกทานบนเอวคาน ระยะห่างสลักเกลียว 7.5 ซม. = 3.95**d** ( > 3**d** ) OK

ระยะขอบ 3.5 ซม. = 1.84**d** ( > 1.5**d** ) OK

ใช้หน่วยแรงแบกทานที่ยอมให้เท่ากับ $1.2\mathbf{F_u}$

ความหนาเอวคาน = 9 ม.ม. ← Control

ความหนาเหล็กฉากคู่ = 7 + 7 = 14 ม.ม.

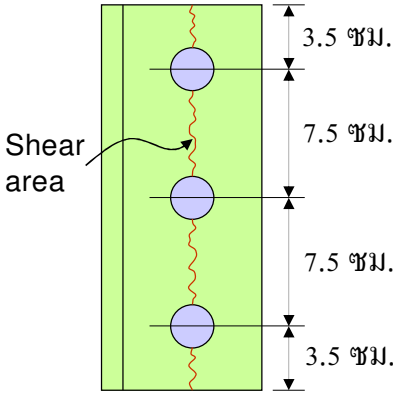
กำลังแบกทานจากสลักเกลียว 3 ตัว = 3 (1.2) (4.0) (0.9) (1.9) = 24.6 ตัน

3. กำลังเฉือนบนพื้นที่สุทธิเหล็กฉาก ( $\mathbf{F_v} = 0.30\ \mathbf{F_u}$ ) จากรูปข้างล่าง

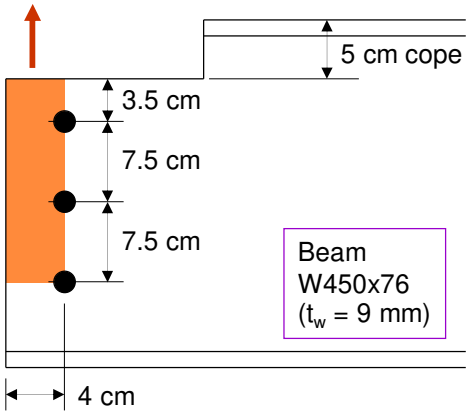
ขนาดรูเจาะ = 19 + 2 = 21 ม.ม.

พื้นที่สุทธิ $\mathbf{A_v}$ = 2 (0.7) ( 22 – 3 (2.1) ) = 22 ซม.$^2$

กำลังเฉือนเหล็กฉาก = 0.3 (4.0) (22) = 26.4 ตัน



4. กำลังบล็อกแรงเฉือนของเอวคาน จากรูปข้างล่าง




ขนาดรูเจาะ = 19 + 2 = 21 ม.ม.

$A_v$ = (0.9) ( 18.5 – 2.5 (2.1) ) = 11.9 ซม.$^2$

$A_t$ = (0.9) ( 4 – 0.5 (2.1) ) = 2.66 ซม.$^2$

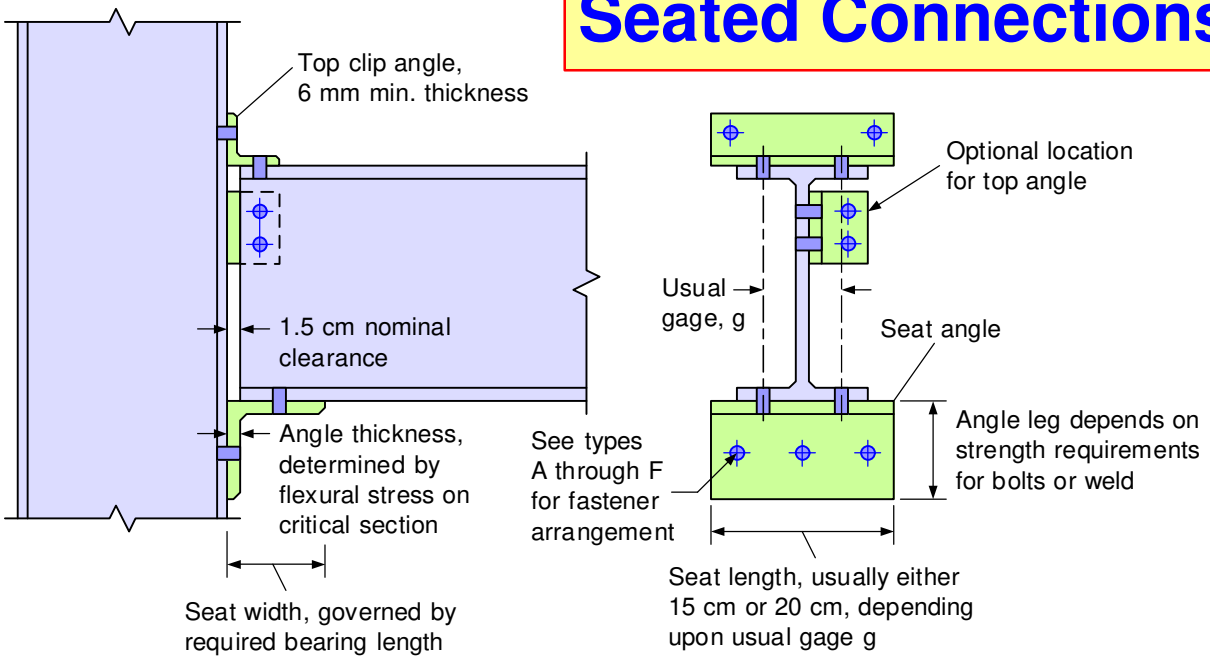
$P_t$ = 0.3 (4.0) (11.9) + 0.5 (4.0) (2.66)

= 19.6 ตัน ควบคุม

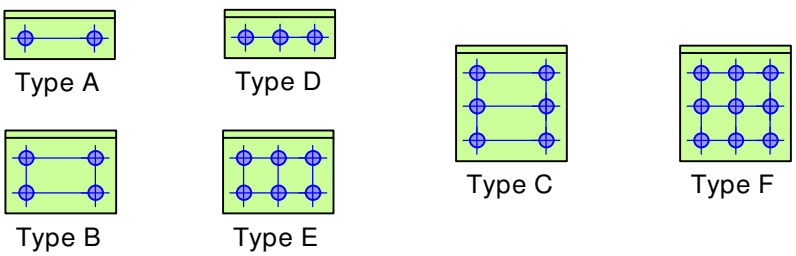
ตรวจสอบกำลังจุดต่อบน Girder W600x175 พบว่าสูงกว่า 19.6 ตัน

ดังนั้นกำลังจุดต่อคือ 19.6 ตัน

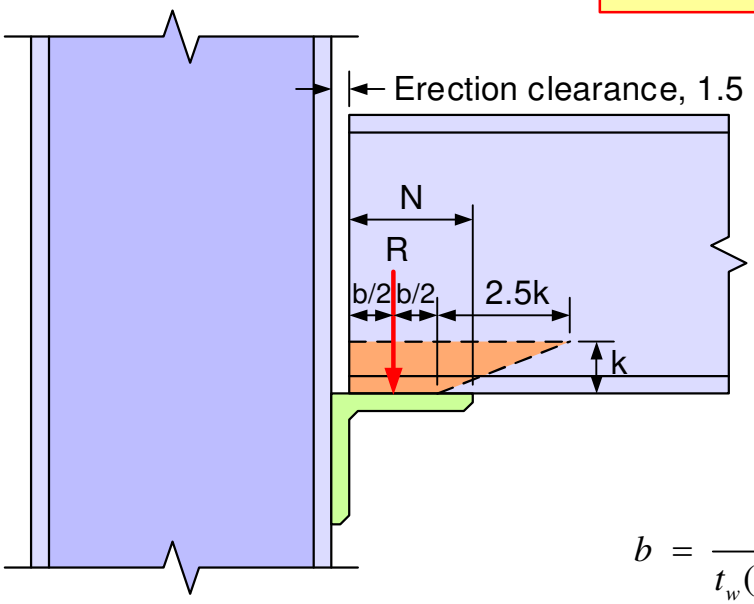
# Seated Connections




**Fastener Arrangement**



# Seated Connections

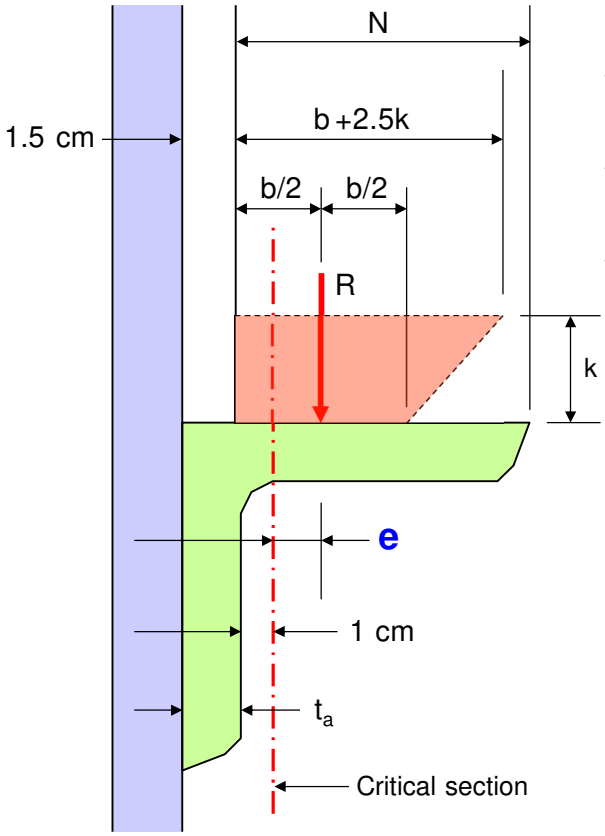



1) พิจารณาการครากในเอวคาน :

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

เมื่อ $b$ = ความยาวแบกทาน $\leq N$

$$b = \frac{R}{t_w(0.66F_y)} - 2.5k \geq \frac{1}{2}\left(\frac{R}{t_w(0.66F_y)}\right)$$




2) พิจารณาการดัดในเหล็กฉาก

ระยะเยื้องศูนย์ $e = b/2 + 2 - t_a - 1$

ระยะ **Setback** = 1.5 ซม. แต่ในการคำนวณใช้ 2 ซม.

รัศมีความโค้งจะใช้ระยะ $t_a + 10$ ม.ม.

โมเมนต์ดัด: $M = R\,e$

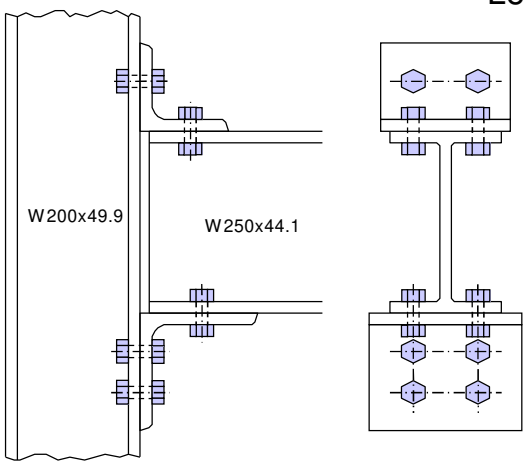
หน่วยแรงดัด: $f_b = \frac{M}{S} = \frac{Re}{Lt^2/6}$

$$F_b = 0.75F_y$$

**Angle thickness:**

$$t = \sqrt{\frac{6Re}{L(0.75F_y)}} = \sqrt{\frac{8Re}{LF_y}}$$

ตัวอย่างที่ 17-3 จงออกแบบจุดต่อแบบฐานรอง แรงปฏิกิริยาปลายคาน 8 ตัน หน้าตัดคาน W250×44.1 ($t_w$ = 7 ม.ม., $k = t_f + r$ = 27 ม.ม., $b_f$ = 175 ม.ม.) ต่อกับปีกเสา W200×49.9 ($t_w$ = 8 ม.ม., $b_f$ = 200 ม.ม.)




Length of seat angle = Width of beam flange

= 175 mm

$$\text{Bearing length, b} = \frac{R}{0.66F_y t_w} - 2.5k \geq \frac{1}{2}\left(\frac{R}{0.66F_y t_w}\right)$$

$$\frac{R}{0.66F_y t_w} - 2.5k = \frac{8}{0.66\times 2.5\times 0.7} - 2.5\times 2.7$$

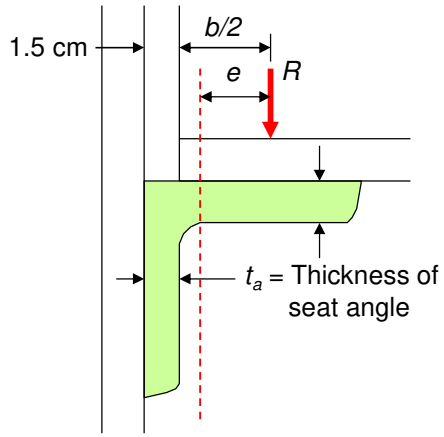
$$= 0.18 \text{ cm}$$

$$\frac{1}{2}\left(\frac{R}{0.66F_y t_w}\right) = \frac{1}{2}\left(\frac{8}{0.66\times 2.5\times 0.7}\right)$$

$$= \frac{1}{2}(6.93) = 3.46 \text{ cm}$$ CONTROL

**Bearing length required is 3.46 cm**

**Try angle section L 150 x 90 x 15 mm**




**Try angle section L 150 x 90 x 15 mm**

$$e = b/2 + 2 - t_a - 1 = 3.46/2 + 2 - 1.5 - 1$$

$$= 1.23 \text{ ซม.}$$

$$t_a = \sqrt{\frac{8Re}{LF_y}} = \sqrt{\frac{8\times 8\times 1.23}{17.5\times 2.5}}$$

$$= 1.34 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm}$$ OK

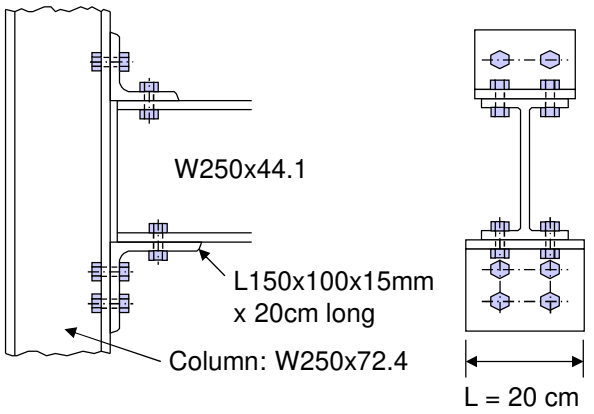
**Try bolt A325-N ∅19 mm :**

Shear strength $= \frac{\pi}{4}(1.9)^2(1.48) = 4.20$ ton/bolt **Control**

Bearing strength $= (1.9\times 1.5)(1.2\times 4.0) = 13.7$ ton/bolt

number of bolts, n = 8.0/4.2 = 1.91 **use 2 A325-N ∅19 mm**

ตัวอย่างที่ 17-4 จงพิจารณาน้ำหนักบรรทุกที่รับได้ของจุดต่อแบบฐานรองดัง เหล็กที่ใช้คือ A36 และสลักเกลียว A325-N ขนาด 19 ม.ม. ในรูเจาะมาตรฐาน




วิธีทำ ความยาวเหล็กฉาก $L = 20$ ซม.

คำนวณความยาวแบกทาน $b$:

$$b = \frac{R}{0.7(0.66)(2.5)} - 2.5(2.7)$$

$$\geq \frac{R}{2(0.7)(0.66)(2.5)}$$

$$b = \frac{R}{1.16} - 6.75 \geq \frac{R}{2.32} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots(a)$$

ระยะเยื้องศูนย์ b/2

$$e = b/2 + 2 - t_a - 1 = b/2 - 0.5$$

$$= \frac{R}{2.32} - 3.38 + 2 - 1.5 - 1 = \frac{R}{2.32} - 2.88 \geq \frac{R}{4.64} - 0.5 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(b)$$

จากสมการ $t_a = \sqrt{\frac{8Re}{LF_y}}$ จัดรูปใหม่เพื่อหาค่า $e$:

$$e = \frac{0.75F_y}{R}\left(\frac{Lt_a^2}{6}\right) = \frac{0.75(2.5)}{R}\left(\frac{20(1.5)^2}{6}\right) = \frac{14.06}{R} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots(c)$$

กำหนดให้สมการ (**b**) และ (**c**) เท่ากัน จะได้สองสมการกำลังสองเพื่อพิจารณาค่า **R** คือ

$$\frac{R}{2.32} - 2.88 = \frac{14.6}{R} \rightarrow R^2 - 6.68R - 33.87 = 0 \rightarrow R = 10.1 \text{ ton}$$

$$\frac{R}{4.64} - 0.5 = \frac{14.6}{R} \rightarrow R^2 - 2.32R - 67.74 = 0 \rightarrow \boxed{R = 9.47 \text{ ton}}$$

เลือกค่าที่น้อยกว่า ดังนั้นเลือก **R** = 9.47 ตัน จากนั้นตรวจสอบ ***b*** :

จากสมการ $(a)$, $b = \frac{R}{1.16} - 6.75 \geq \frac{R}{2.32}$

ใช้ **b** = 4.08 ซม.

$$= \left[\frac{9.47}{1.16} - 6.75 = 1.41\right] < \left[\frac{9.47}{2.32} = 4.08\right]$$

ระยะเยื้องศูนย์ $e = 4.08/2 - 0.5 = 1.54$ ซม.

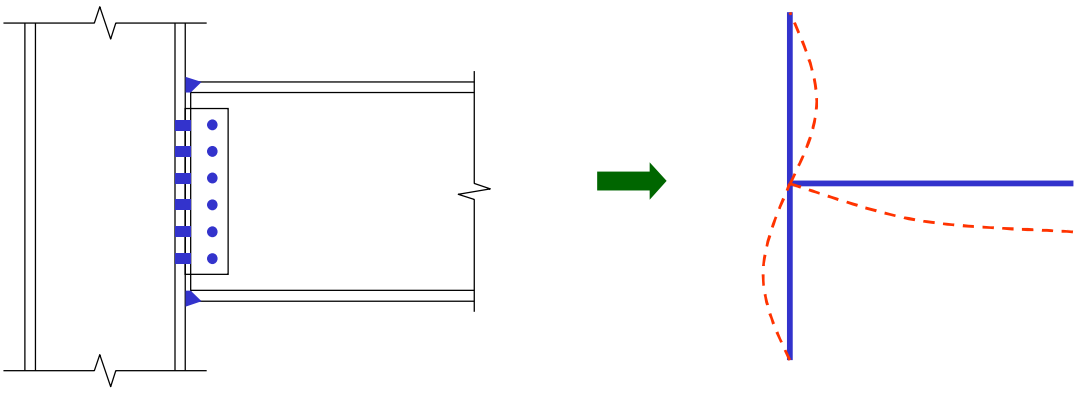
ตรวจสอบความหนาเหล็กฉากที่ต้องการ:

$$t_a = \sqrt{\frac{8\,R\,e}{L\,F_y}} = \sqrt{\frac{8\,(9.47)(1.54)}{(20)(2.5)}} = 1.53 \text{ cm} \approx 1.5 \text{ cm}$$ **OK**

∴ จุดต่อแบบฐานรองรับแรงปฏิกิริยาได้ R = 9.47 ตัน _____ Ans

## Moment Connections

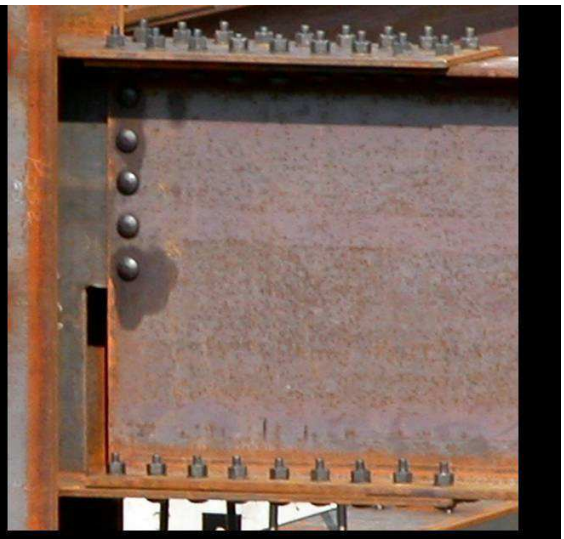
However, it is also very difficult to make a perfectly rigid joint that is capable of transferring 100% moment capacity.



Special measures must be taken to make a connection **moment-resisting**

- Moment and vertical shear forces are transferred through the connection
- Two types of moment connections are permitted:
  - Fully-Restrained
  - Partially-Restrained

# Moment Connections



Fully-Restrained (FR) Connections

- Have sufficient strength to transfer moments with negligible rotation between connected members
- The angle between connected members is maintained

Partially-Restrained (PR) Connections

- Have sufficient strength to transfer moments, but the rotation between connected members is not negligible
- The angle between connected members may change

(AISC 2005)

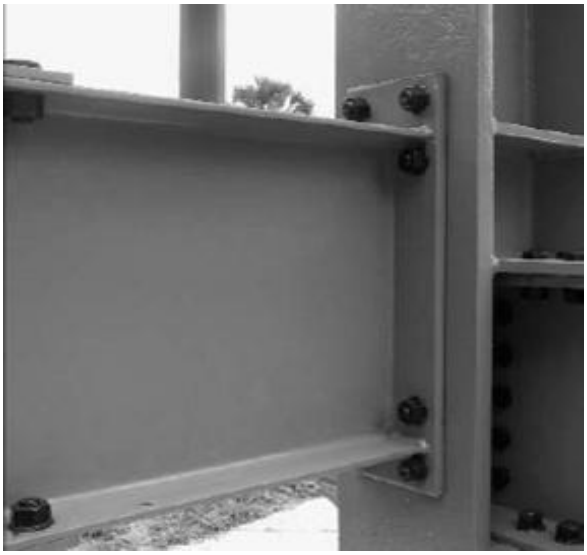
# Common Moment Connections

Welded Flange Plate Connection

Bolted Flange Plate Connection

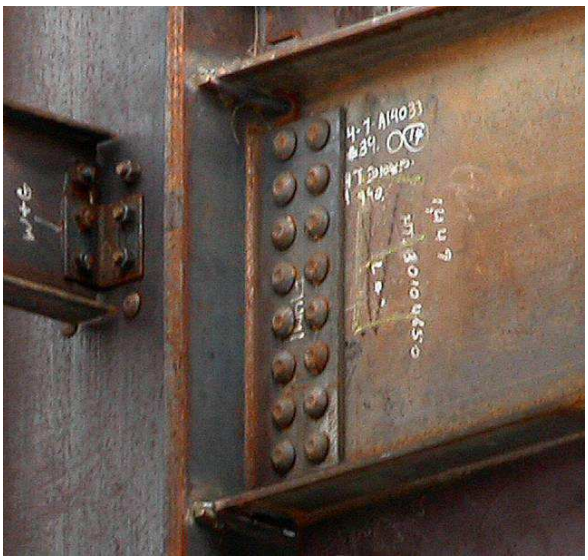
- Top and bottom flange-plates connect the flanges of the supported member to the supporting column
- A single plate connection is used to transfer vertical shear forces

# Common Moment Connections



Bolted Extended End-Plate Connection

A plate is welded to the flanges and web of the supported member and bolted with high-strength bolts to the supporting column



Welded Flange Connection

Complete-joint-penetration groove welds directly connect the top and bottom flanges of the supported member to the supporting column

A shear connection on the web is used to transfer vertical shear forces

# Common Moment Connections

PR Moment Connection – Wind Only

A double angle simple connection transfers vertical shear forces while top and bottom flange plates resist moment forces produced by wind

Note that the size of the flange plate is relatively small in comparison to the beam flange

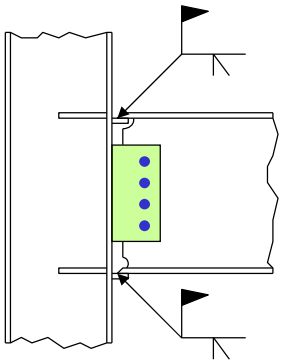
Top and Bottom Angle with Shear End Plate Connection

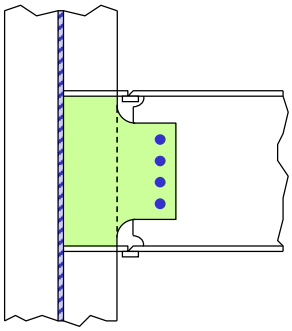
Angles are bolted or welded to the top and bottom flanges of the supported member and to the supporting column

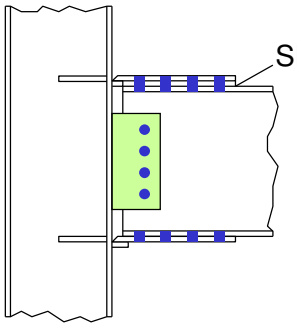
A shear end plate on the web is used to transfer vertical shear forces

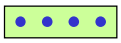
## Commonly used moment connections

Most of moment transfer is through the beam flanges





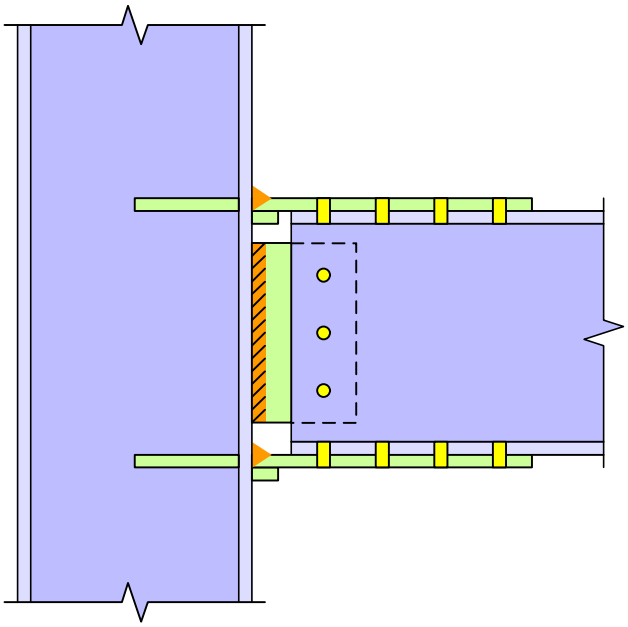


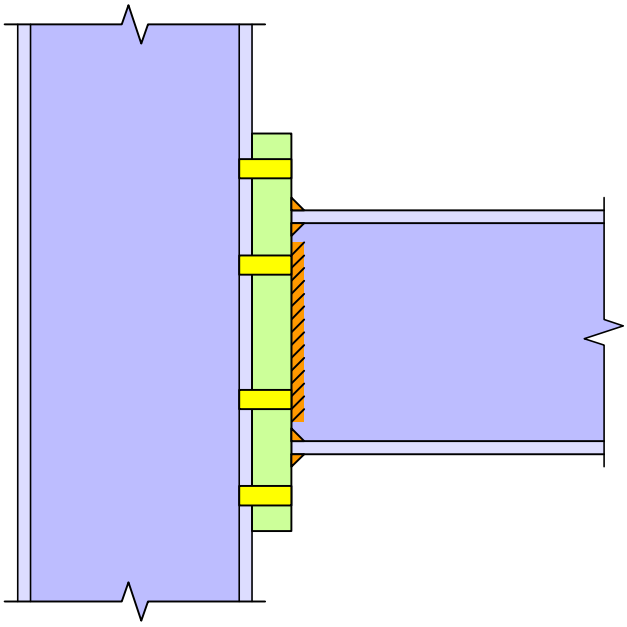
Conventional shim

Finger shim

# Moment Connections



(a) shop-weld flange plates connected to the column flange with a field-bolted beam

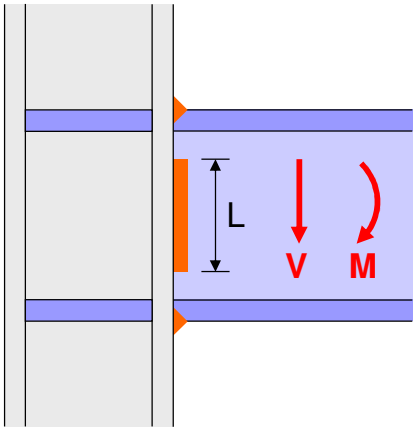


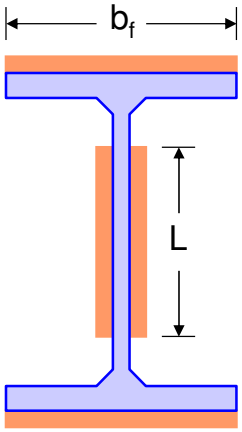
(b) end plate shop-welded to the beam and then field-bolted to the column flange

# Welded Moment Connections

Beam Shear strength : $V = 0.4\, F_y\, d\, t_w$

Beam Moment strength : $M = 0.66\, F_y\, S_x$




**Assume weld size = 1 cm**

$$\Sigma L_w = 2\, b_f + 2\, L$$

Direct shear stress:

$$f_s = \frac{V}{\Sigma L_w}$$

$$I_x = \frac{2}{12} L^3 + 2\, b_f \left(\frac{d}{2}\right)^2$$

Tensile stress:

$$f_t = \frac{M\,(d/2)}{I_x}$$

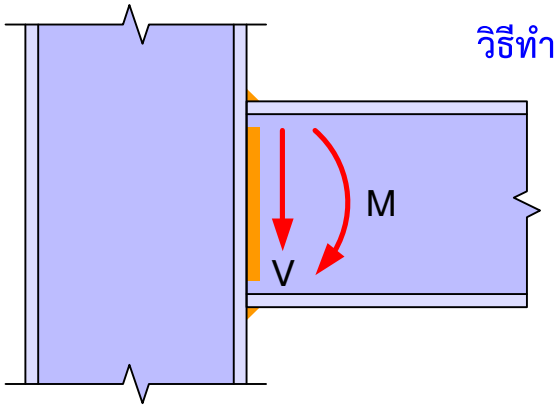
# Welded Moment Connections

Resultant Stress : $f_r = \sqrt{f_s^2 + f_t^2}$

Required weld size : $t_w = f_r / (0.707\, F_v)$

| | | |
|---|---|---|
| ลวดเชื่อม E60: | $F_u$ = 60 ksi = 4,200 kg/cm² | $F_v$ = 1,260 kg/cm² |
| ลวดเชื่อม E70: | $F_u$ = 70 ksi = 4,900 kg/cm² | $F_v$ = 1,470 kg/cm² |
| ลวดเชื่อม E80: | $F_u$ = 80 ksi = 5,600 kg/cm² | $F_v$ = 1,680 kg/cm² |

**ตัวอย่างที่ 17-5** จงออกแบบรอยเชื่อมสำหรับจุดต่อรับโมเมนต์ระหว่างคานและเสาดังในรูป คานหน้าตัด W300×94 เพื่อรับแรงเฉือน 20 ตัน และโมเมนต์ดัด 10 ตัน-เมตร ใช้เหล็ก A36 และลวดเชื่อม E70




**วิธีทำ** กำลังเฉือนคาน $V = 0.4\,F_y\,d\,t_w$

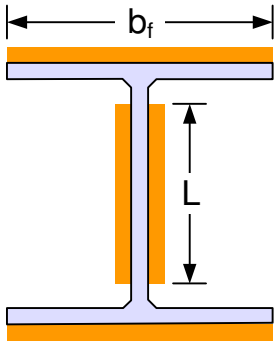
$= 0.4\times2.5\times30\times1$

$= 30$ ton $>$ 20 ton **OK**

กำลังโมเมนต์ดัด $M = 0.66\,F_y\,S_x$

$= 0.66\times2.5\times1{,}360/100$

$= 22.44$ t-m $>$ 10 t-m **OK**

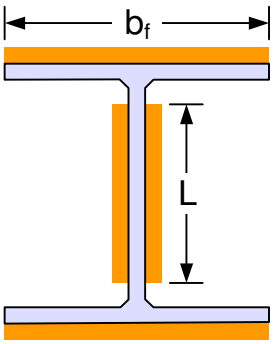



$b_f = 30$ cm, use $L = 20$ cm $< [d-2(t_f+r) = 23.4$ cm$]$

สมมุติรอยเชื่อม E70 ขนาด 1 ซม. (กำลัง = 1,040 กก./ซม.)

$\Sigma L_w = 2\,b_f + 2\,L = 2\times30+2\times20 = 100$ cm

หน่วยแรงเฉือน $f_s = \dfrac{V}{\Sigma L_w} = \dfrac{20\times10^3}{100} = 200$ kg/cm$^2$

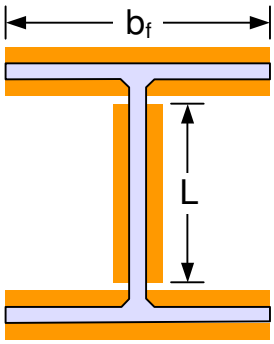



$I_x = \dfrac{2}{12}L^3 + 2\,b_f\left(\dfrac{d}{2}\right)^2$

$= \dfrac{20^3}{6}+2\times30\times\left(\dfrac{30}{2}\right)^2 = 14{,}833$ cm$^4$

หน่วยแรงดัด $f_t = \dfrac{M\,(d/2)}{I_x} = \dfrac{10\times10^5\times15}{14{,}833} =$ 1,011 kg/cm$^2$ **too much**

**เพิ่มรอยเชื่อมใต้ปีกคาน :**




$I_x = \dfrac{20^3}{6}+2\times30\times\left(\dfrac{30}{2}\right)^2+2\times25.4\times\left(\dfrac{30-1.5}{2}\right)^2$

$= 25{,}149$ cm$^4$

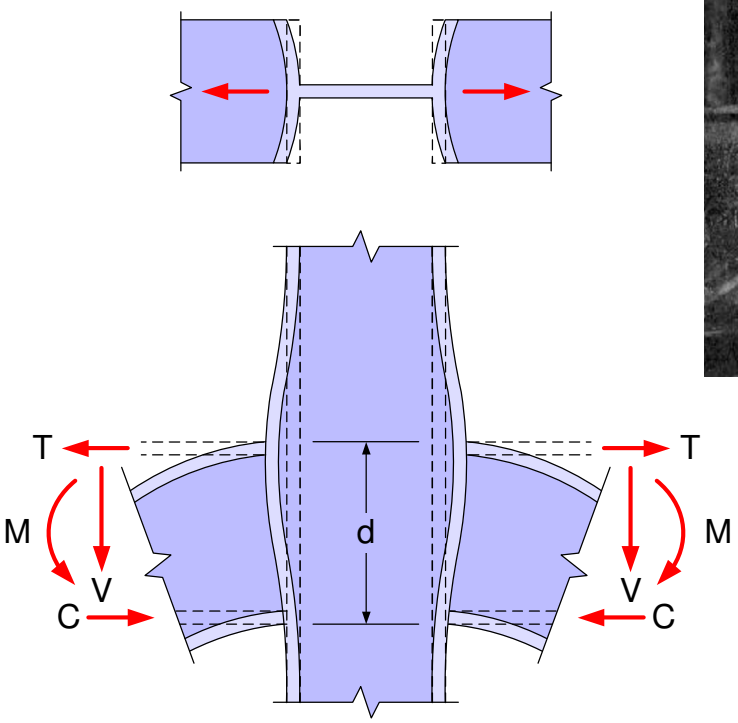
หน่วยแรงดัด $f_t = \dfrac{M\,(d/2)}{I_x} = \dfrac{10\times10^5\times15}{25{,}149} = 597$ kg/cm$^2$

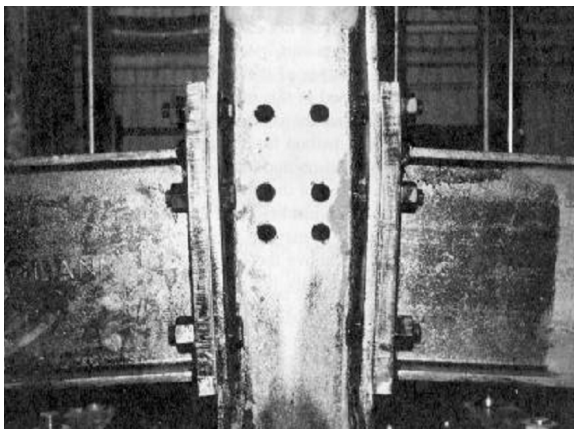
$f_r = \sqrt{f_s^2 + f_t^2} = \sqrt{200^2+597^2} = 630$ kg/cm$^2$

ใช้รอยเชื่อมขนาด $= 630/1{,}040 = 0.61$ ซม. (ใช้ 7 ม.ม.)

# Column Web Stiffener Requirement

Full capacity moment-resisting can only be developed if the column does not exhibit premature failure.

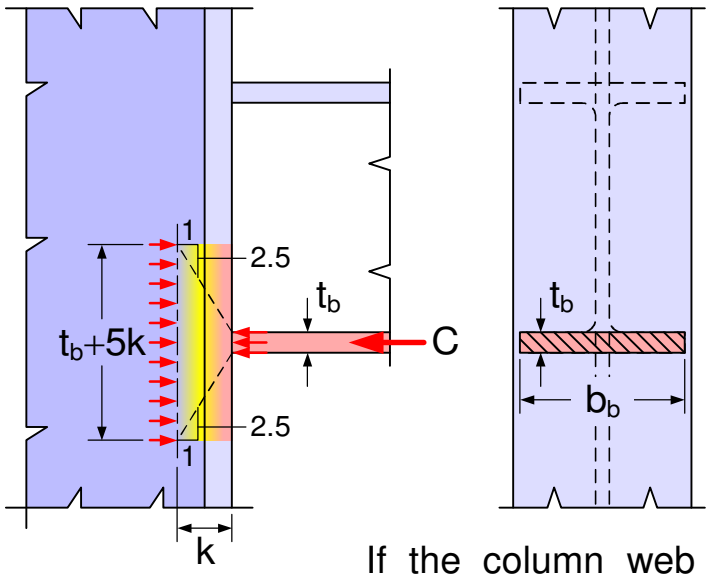


Assume end moment resisted by beam flange forces

$$M = (T \text{ or } C)\, d$$

# Column Web Stiffener Requirement

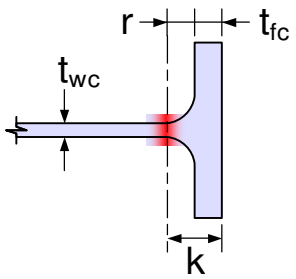



A compression flange force is assumed to be distributed on a 2.5:1 slope.

Effective column web area must not less than beam flange area.

$$t_{wc}(t_b + 5k) \geq t_b b_b$$

$$t_{wc} \geq \frac{t_b b_b}{(t_b + 5k)}$$

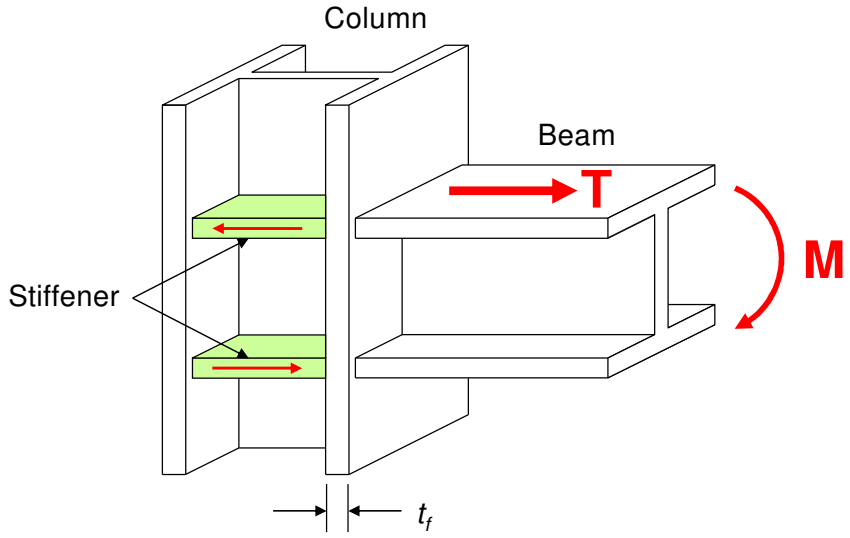



If the column web area is not enough, cripping will occur and a horizontal pair of stiffener are to provided.

$$A_{st} = 2\, t_{st} b_{st} = t_b b_b - t_{wc}(t_b + 5k)$$

And to prevent local buckling : $\dfrac{b_{st}}{t_{st}} \leq \dfrac{795}{\sqrt{F_y}}$

# Column Web Stiffener Requirement




For tension flange,

**Require Stiffener if,**

$$t_f < 0.40\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yc}}}$$

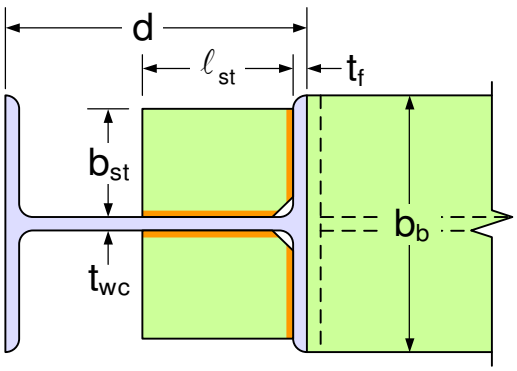
**AISC Stiffener area:**

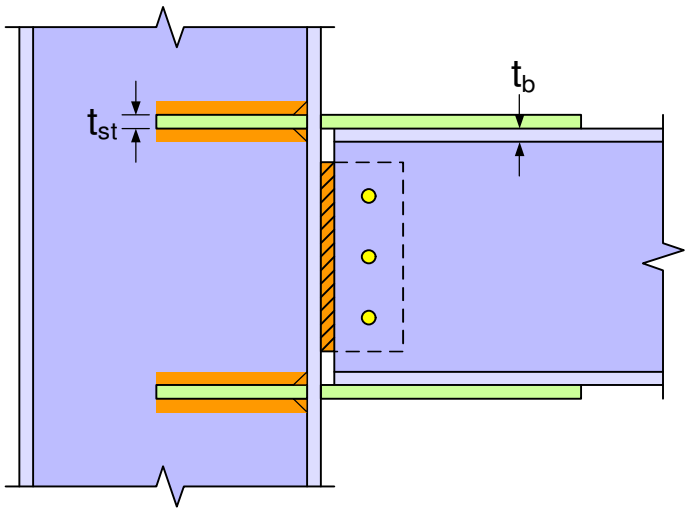
$$A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc}t_{wc}(t_b + 5k)}{F_{yst}}$$

$F_{yc}$ = หน่วยแรงคราก ของเสา (ก.ก./ซม.$^2$)

$P_{bf}$ = 5/3 เท่าของแรงที่คำนวณได้เป็นตันที่กระทำจากปีกคานหรือจุดต่อรับโมเมนต์

# Column Web Stiffener Requirement




## Stiffener Dimensions :

1) $b_{st} \geq \frac{b_b}{3} - \frac{t_{wc}}{2}$

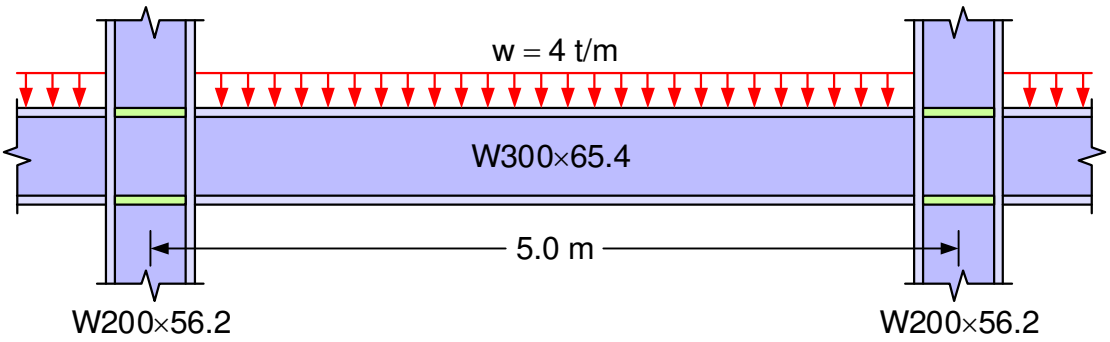
2) $t_{st} \geq \frac{t_b}{2}$

3) $\ell_{st} \geq \frac{d}{2} - t_f$ for 1-side load

$\ell_{st} = \frac{d}{2} - 2\,t_f$ for 2-side load

4) $\frac{b_{st}}{t_{st}} \leq \frac{795}{\sqrt{F_y}}$

**ตัวอย่างที่ 17-6** จงออกแบบจุดต่อโมเมนต์โดยใช้แผ่นเหล็กยึดปีกและเอวคานแบบ shop-welded และ field-bolted สำหรับคานต่อเนื่องดังในรูป ใช้สลักเกลียว A325-N ขนาด 19 มม., ลวดเชื่อม E70 และเหล็ก A36



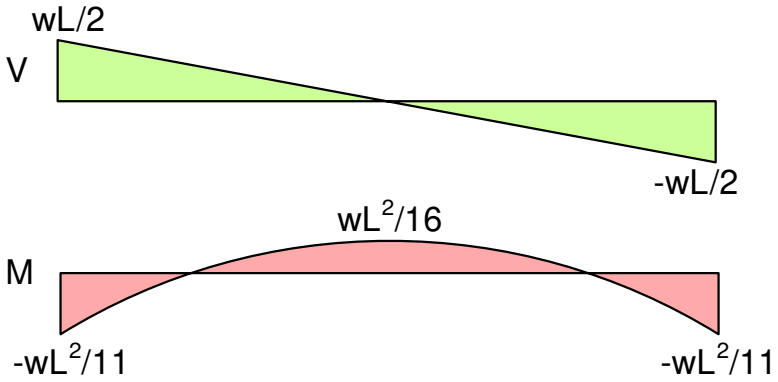

**Solution.** For W200 × 56.2

$d = 20$ cm, $t_w = 1.2$ cm, $b_f = 20.4$ cm, $t_f = 1.2$ cm, $k = t_f + r = 2.5$ cm

For W300 × 65.4

$d = 29.8$ cm, $t_w = 0.9$ cm, $b_f = 20.1$ cm, $t_f = 1.4$ cm, $k = t_f + r = 3.2$ cm

$S_x = 893\ cm^3$, $L_c = 2.56$ m, $L_u = 5.29$ m




**At supports :**

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{4\times5}{2} = 10 \text{ ton}$$

$$M^{-} = \frac{1}{11}wL^2 = \frac{1}{11}\times4\times5^2$$

$$= 9.1 \text{ t-m}$$

Beam shear strength $= 0.4\,F_y\,d\,t_w = 0.4\times2.5\times29.8\times0.9 = 26.82 > 10$ ton **OK**

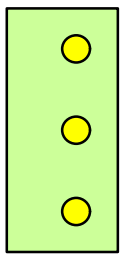
Beam moment strength : $L_c < L_b < L_u$

$M_a = 0.6\,F_y\,S_x = 0.6\times2.5\times893/100 = 13.4 > 9.1$ ton **OK**

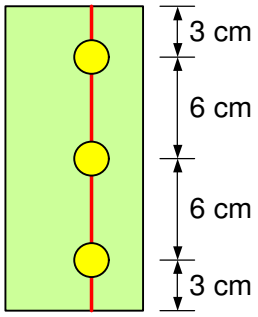
**Web connection (sinle shear plate):**

Shear capacity of 19 mm A325-N in single shear = 4.20 ton (Table ง.1)

$$\text{No. of bolts required} = \frac{10}{4.20} = 2.38$$ **Use 3 bolts**



## Design of shear plate:




Try 18-cm plate 6 cm center-to-center of bolts, with 3 cm at ends.

$$\ell_n = 18 - 3(1.9+0.2) = 11.7 \text{ cm}$$

$$t_{pl} \geq \frac{V}{\ell_n F_v} = \frac{10}{11.7 \times 0.3 \times 4.0} = 0.71 \text{ cm}$$

**Try 9 mm plate.**

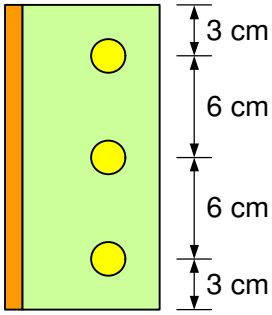
## Check bearing on beam web:

Allowable load $= 3 \times 1.2 \times 4.0 \times 0.9 \times 1.9 = 24.6 > 10$ ton **OK**

## Plate fillet weld to column flange (E70) :

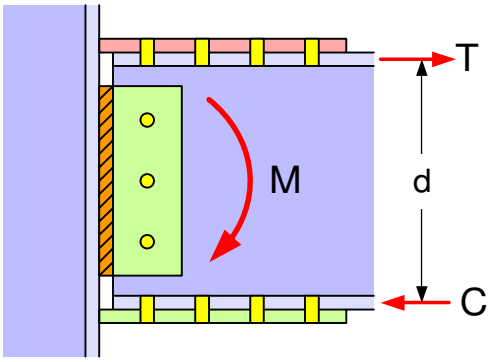
Assume 1-cm weld size $f_v = \frac{10{,}000}{2 \times 18} = 277.8$ kg/cm

Required weld size $= 277.8/1{,}040 = 0.27$ cm **Use 5 mm**




## Design of flange plates:

Flange force due to moment




$$T = \frac{M}{d} = \frac{9.1 \times 100}{29.8} = 30.54 \text{ ton}$$

$$A_n \geq \frac{T}{0.5 F_u} = \frac{30.54}{0.5 \times 4.0} = 15.27 \text{ cm}^2$$

$$A_g \geq \frac{T}{0.6 F_y} = \frac{30.54}{0.6 \times 2.5} = 20.36 \text{ cm}^2$$

**Try 9 mm × 30 cm plate.**

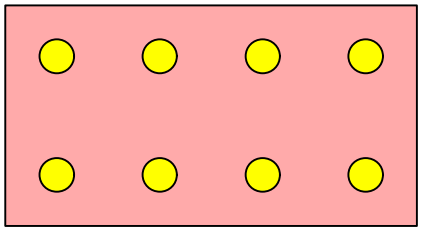
$A_g = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}^2 > 20.36 \text{ cm}^2$ **OK**

$A_n = 27 - 2(1.9+0.2) \times 0.9 = 23.22 \text{ cm}^2 > 15.27 \text{ cm}^2$ **OK**

Number of bolts required :

$$N_b = \frac{T}{R_v} = \frac{30.54}{4.2} = 7.27$$

Use minimum four bolts in each of two rows



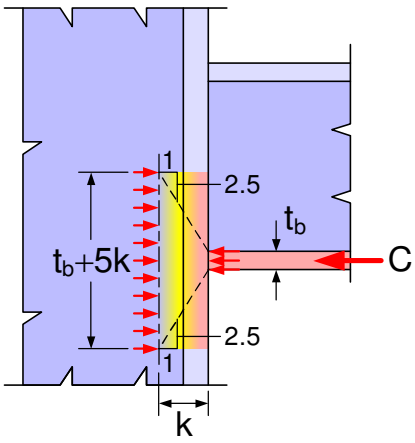
## Check for column web stiffeners

$$A_{st} \geq \frac{P_{bf} - F_{yc} t_{wc} (t_b + 5k)}{F_{yst}} \quad \text{(AISCS K1.8)}$$

$$P_{bf} = 5T/3 = 5 \times 30.54 / 3 = 50.9 \text{ ton}$$

$$t_{wc} = 1.2 \text{ cm}, \quad k = 2.5 \text{ cm}, \quad t_b = t_{pl} = 0.9 \text{ cm}$$

$$A_{st} \geq \frac{50.9 - 2.5 \times 1.2 (0.9 + 5 \times 2.5)}{2.5} = 4.28 \text{ cm}^2$$




Check tension flange :

$$t_f = 1.2 \text{ cm} < 0.40 \sqrt{\frac{50.9}{2.5}} = 1.8 \text{ cm}$$

**Stiffeners are required**

## Design of stiffeners

1) $b_{st} \geq \frac{b_b}{3} - \frac{t_{wc}}{2}$

$= \frac{30}{3} - \frac{1.2}{2} = 9.4 \text{ cm}$

2) $t_{st} \geq \frac{t_b}{2} = \frac{0.9}{2} = 0.45 \text{ cm}$

3) $\ell_{st} \geq \frac{d}{2} - t_f = \frac{20}{2} - 1.2 = 8.8 \text{ cm}$

**Try 9.5 cm × 0.6 cm × 10 cm Clip corner 2 cm**

4) $\frac{b_{st}}{t_{st}} = \frac{10}{0.6} = 16.7 \leq \left[ \frac{795}{\sqrt{F_y}} = 15.9 \right]$ **OK**

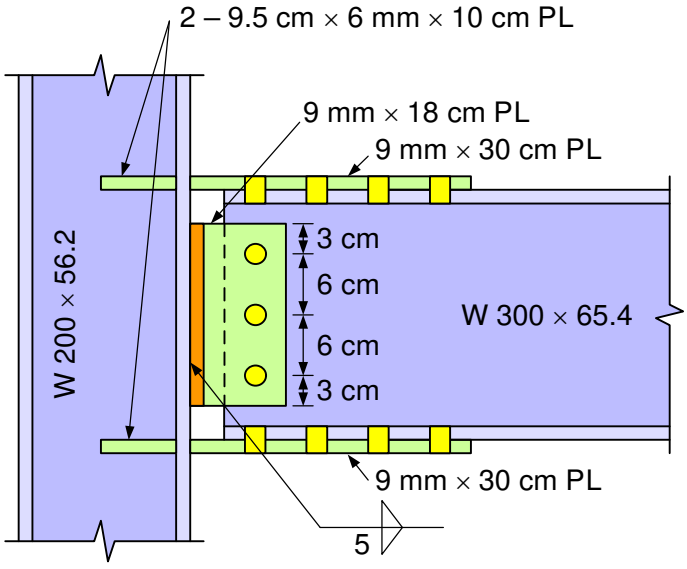
## Design of weld size for stiffener plates

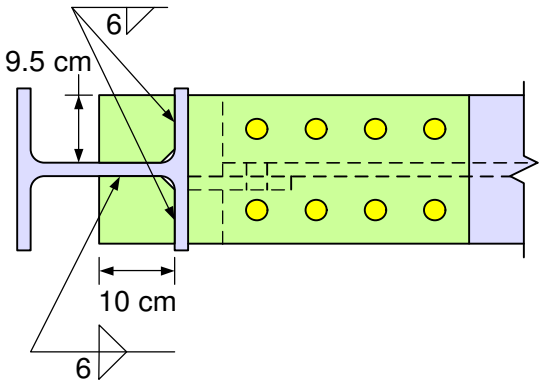
Min. weld size = 6 mm based on the column web $t_w$ = 1.2 cm

Weld strength of 6 mm E70, $P_w$ = 620 kg/cm

$$\text{Reqd weld length} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t_{wc} (t_b + 5k)}{P_w}$$

$$= \frac{50.9 - 2.5 \times 1.2 (0.9 + 5 \times 2.5)}{2 \times 2 \times 0.62} = 4.3 \text{ cm} < [\ \ell_{st} = 10 \text{ cm}\ ] \quad \textbf{OK}$$



# End of Lecture