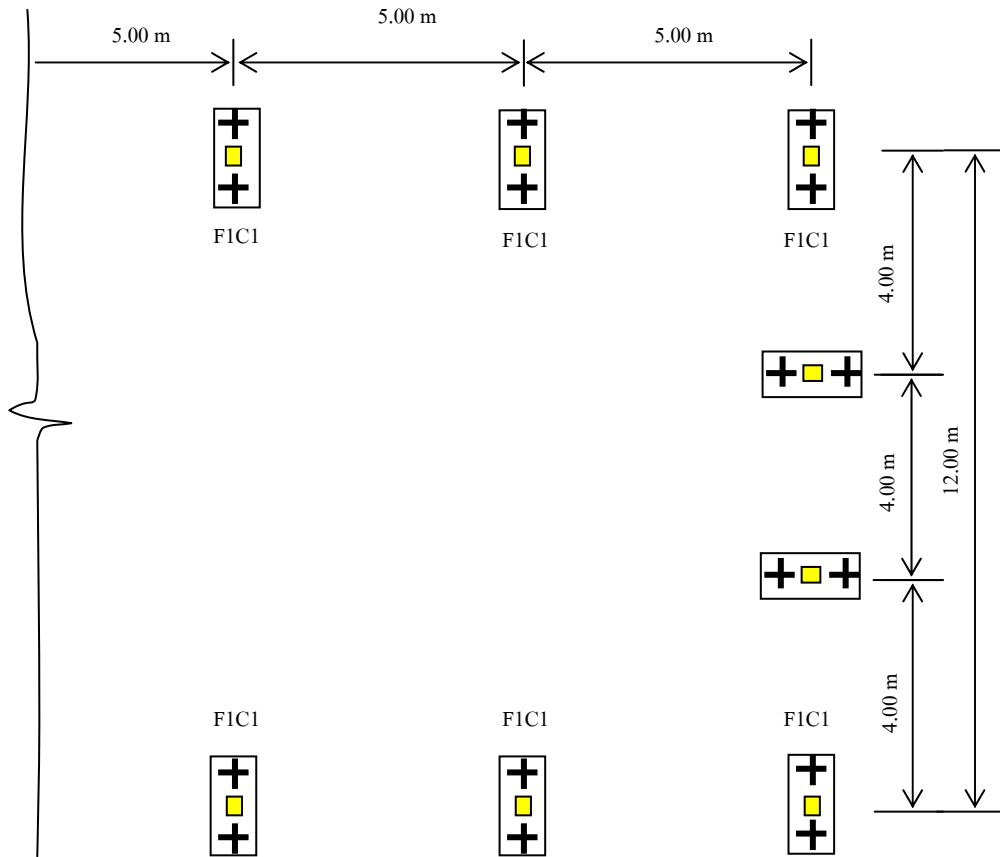
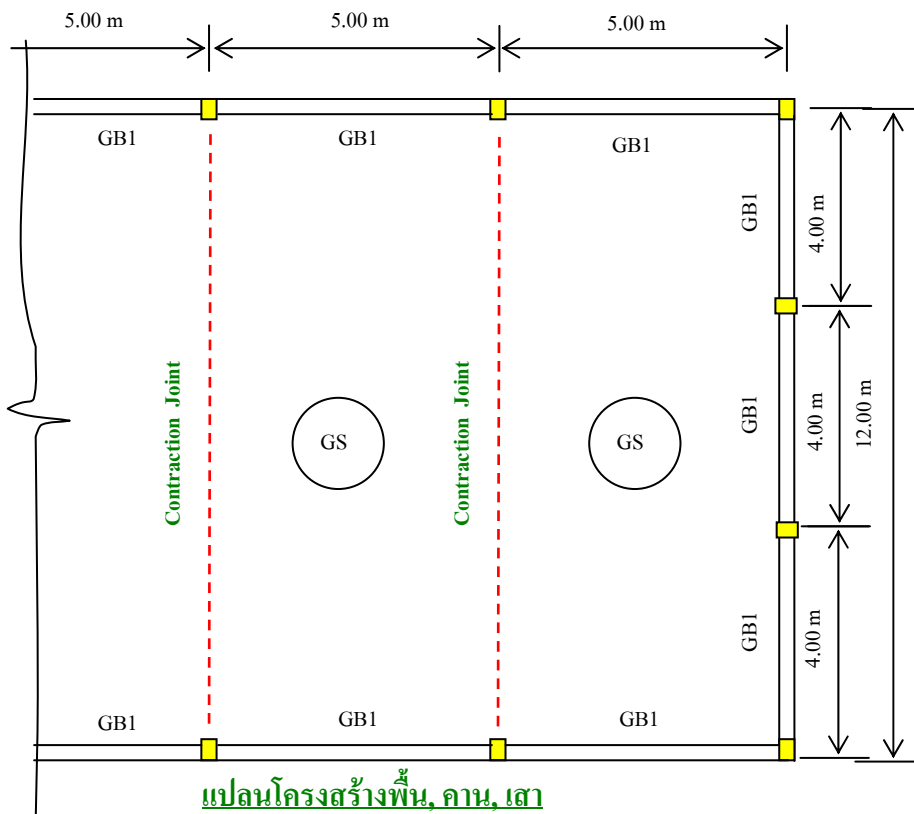


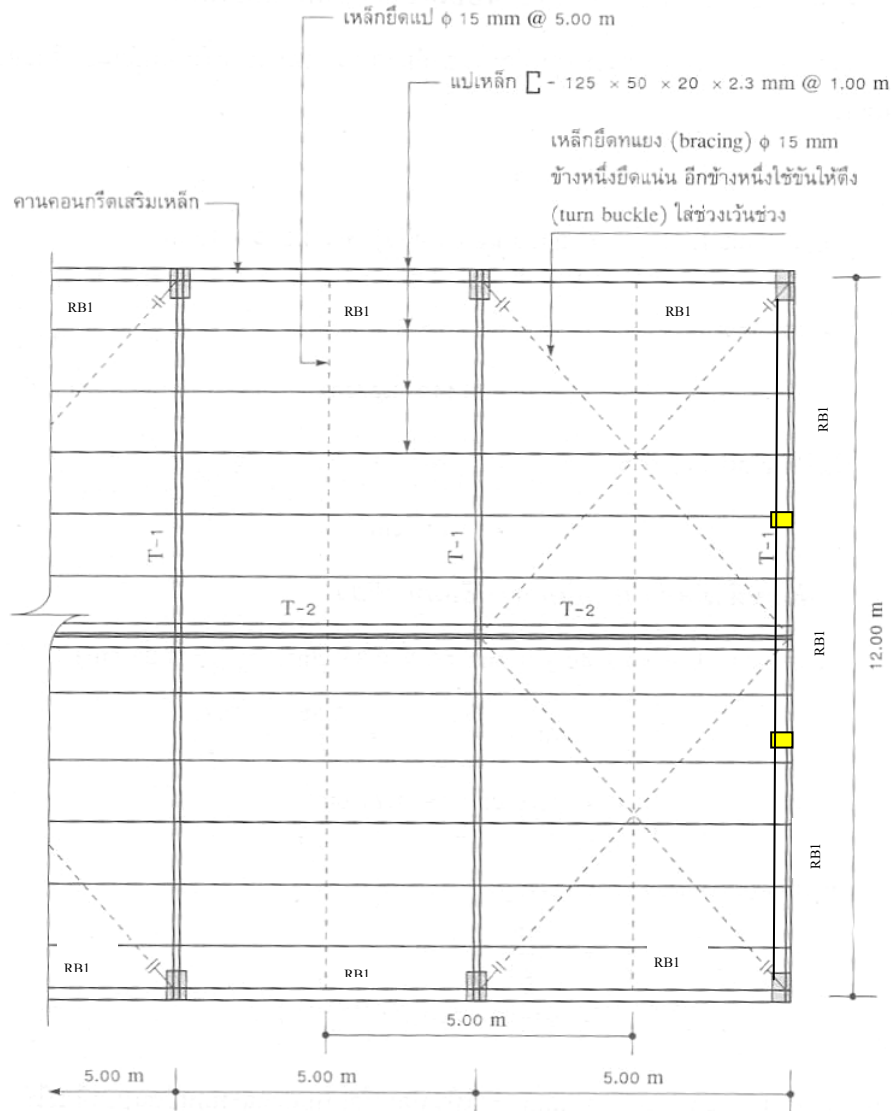
ตัวอย่าง การออกแบบอาคารโครงหลังคาเหล็ก



แปลนโครงสร้างฐานราก



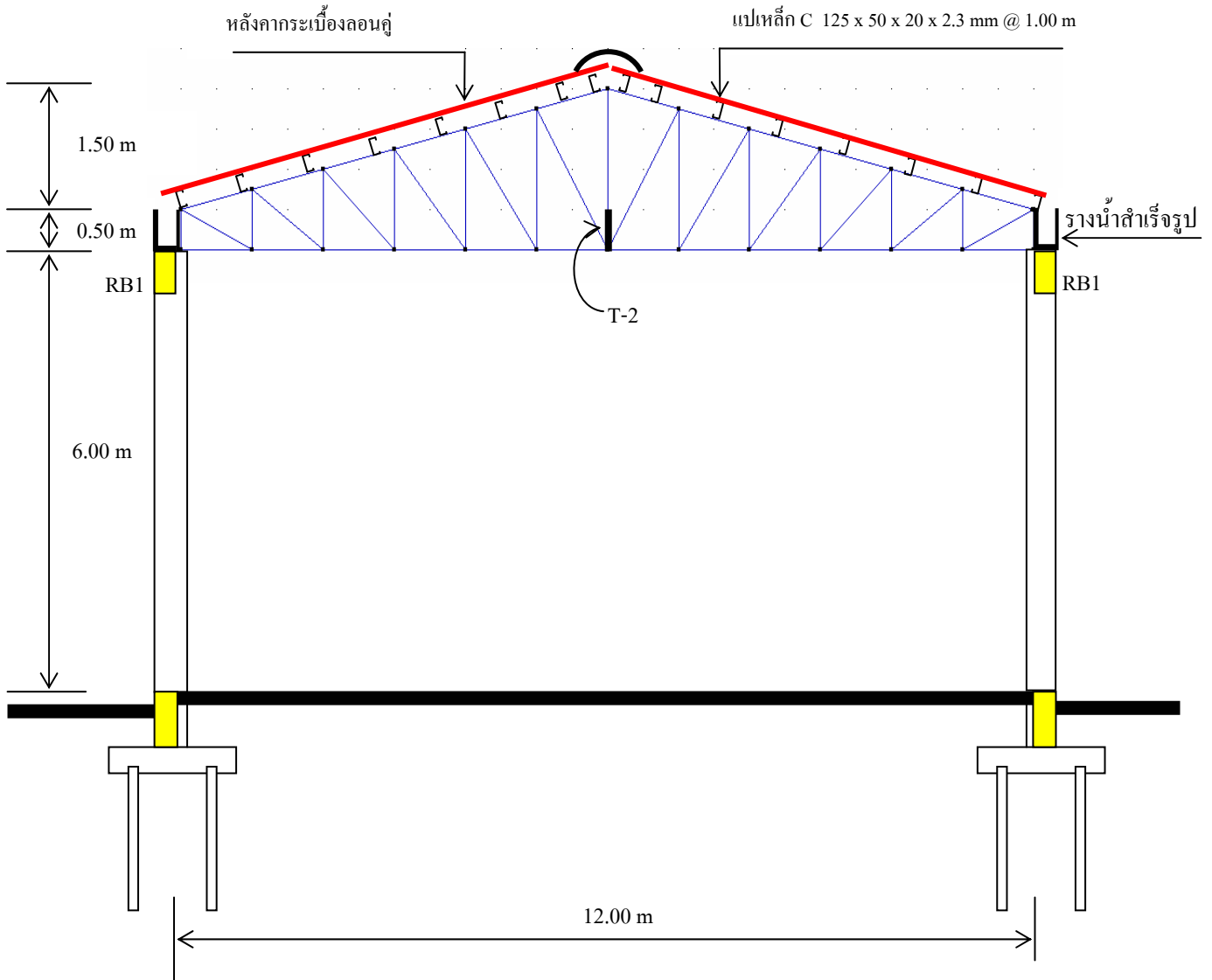
แปลนโครงสร้างพื้น, คาน, เสา



แปลนโครงสร้างหลังคา

(กรณีไม่ใช่คาน ค.ส.ล. RB1 สามารถใช้ T-2 แทนได้ ซึ่งวางระดับเดียวกับ T-1 แนวกลาง ยกเว้นแนวตามขวางไม่จำเป็นต้องมี T-2 เนื่องจากมี T-1 เป็นโครงสร้างหลักยันไว้แล้ว)

3



รูปตัดตามขวาง

หาน้ำหนักลงจุดต่อโครงหลังคาเหล็ก

ระยะห่างของ T-1	=	5.00	m
น้ำหนักบรรทุกจร (LL)	=	30	kg/m ²
น้ำหนักกระเบื้องลอนคู่	=	14	kg/m ²
น้ำหนักแป	=	4.51	kg/m ²
รวม	=	49	kg/m ²

น้ำหนักโครงหลังคา T-1;

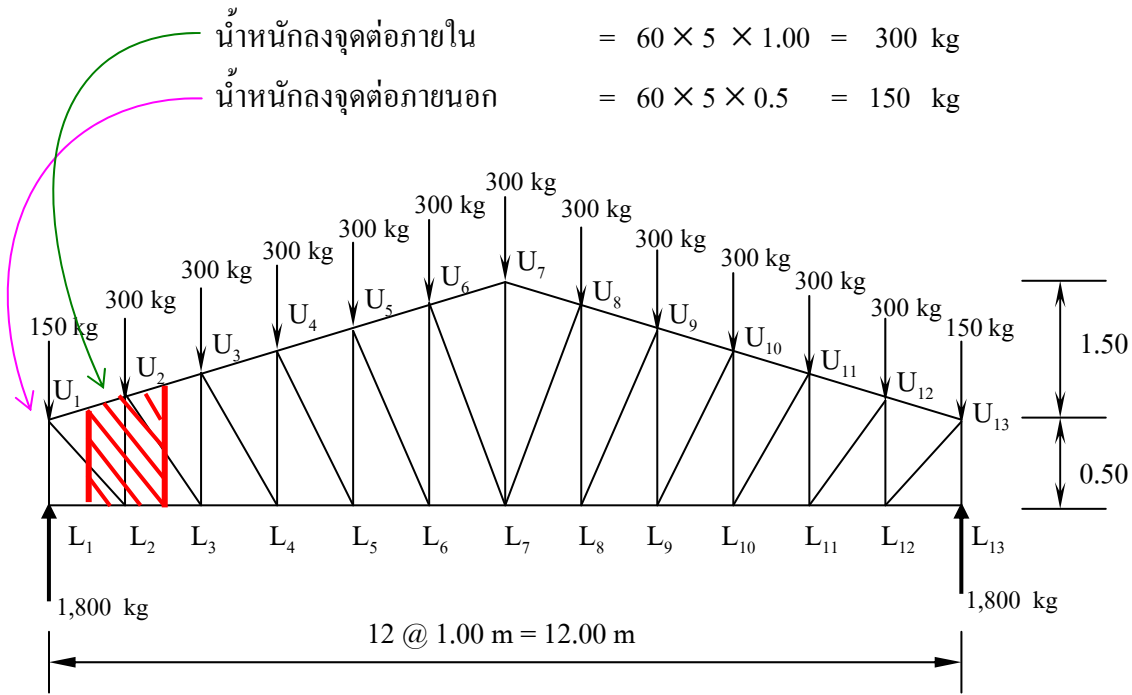
$$W_t = 0.01W(1 + 0.33.L)$$

$$= 0.01 \times 49(1 + 0.33 \times 12) \text{ kg/m}^2 = 2.43 \text{ kg/m}^2$$

หรือ $W_t = (0.333.L + 5) = (0.333 \times 12) + 5 = 9 \text{ kg/m}^2$

ใช้น้ำหนักโครงหลังคา T-1 = 9 kg/m²

น้ำหนักทั้งหมด = 49 + 9 = 58 kg/m² ใช้ 60 kg/m²



ตรวจสอบความลาดเอียงของโครงหลังคา

$$\theta = \tan^{-1} \frac{1.5}{6}$$

$$= 14.04^\circ < 18^\circ \text{ เพราะฉะนั้นเป็นโครงหลังคาแบนจึงไม่ต้องคิดแรงลม}$$

1. ออกแบบแปเหล็ก

น้ำหนักบรรทุกจร = 30 kg/m^2
 น้ำหนักกระเบื้องลอนคู่ = 14 kg/m^2
 รวม = 44 kg/m^2
 น้ำหนักลงแป = น้ำหนักรวม \times ระยะห่างของแป
 = $44 \times 1.00 = 44 \text{ kg/m}$

ประมาณน้ำหนักแป = 6 kg/m
 รวมน้ำหนักลงแปทั้งหมด = $44 + 6 = 50 \text{ kg/m}$

การคิดความยาวแป ให้ดูจากจุดรองรับของแปในที่นี้วางบนโครงหลังคาที่มีระยะห่าง 5.00 m.

เพราะฉะนั้นความยาวแปเท่ากับ 5.00 m และออกแบบเป็นคานช่วงเดียว

$$W_x = 50 \sin 14.04 = 12 \text{ kg/m}$$

$$W_y = 50 \cos 14.04 = 49 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{49 \times 5^2}{8} = 153 \text{ kg.m}$$

$$M_y = \frac{12 \times 5^2}{8} = 38 \text{ kg.m}$$

จาก M_{max} หาค่าโมดูลัสหน้าตัดที่ต้องการได้

$$S_x = \frac{M_x}{F_b} = \frac{153 \times 100}{0.60 \times 2,400} = 10.63 \text{ cm}^3$$

(เนื่องจากต้องตรวจสอบ $f_b < F_b$ จึงแนะนำให้เพิ่ม S_x ประมาณ 2 เท่า ใช้ $S_x = 21.26 \text{ cm}^3$)

เลือกแปเหล็กรูปตัว C - $125 \times 50 \times 20 \times 2.3 \text{ mm}$ น้ำหนัก 4.51 kg/m

$$(S_x = 21.9 \text{ cm}^3, S_y = 6.22 \text{ cm}^3, I_x = 137 \text{ cm}^4, I_y = 20.6 \text{ cm}^4)$$

$$F_b = 0.60F_y = 0.60 \times 2,400 = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq F_b \\ &= \frac{(153 \times 100)}{21.9} + \frac{(38 \times 100)}{6.22} \\ &= 1,309.56 \text{ kg/cm}^2 < 1,440 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ใช้ได้} \end{aligned}$$

ตรวจสอบการโก่ง;

$$\text{- การโก่งที่ยอมให้, } \Delta_{all} = \frac{L}{360} = \frac{500}{360} = 1.38 \text{ cm}$$

$$\text{- การโก่งที่เกิดขึ้น, } \Delta_{max} = \frac{5WL^4}{384EI} = \frac{5 \times 49 \times (500)^4}{384 \times 100 \times 2.1 \times 10^6 \times 137} = 1.38 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} \leq \Delta_{all} \quad \text{ใช้ได้}$$

ดังนั้นใช้แปเหล็ก C - $125 \times 50 \times 20 \times 2.3 \text{ mm}$ @ 1.00 m **ตอบ**

กรณีใช้เหล็กยึดแป 1 แถว การคิดโมเมนต์ต้านแกน y คิดความยาวแปเพียงครึ่งหนึ่ง นั่นคือ

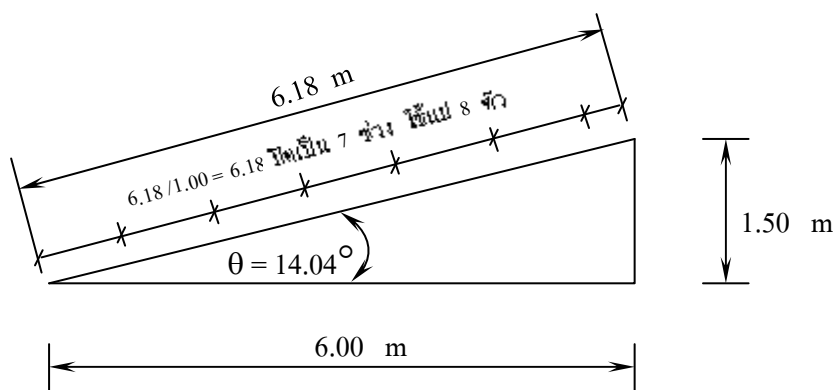
$$M_y = \frac{12 \times 2.5^2}{8} = 9 \text{ kg.m}$$

$$\text{และ } S_y \text{ ที่ใช้ก็ลดลงครึ่งหนึ่ง} = \frac{6.22}{2} = 3.11 \text{ cm}^3$$

ตรวจสอบ

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} \leq F_b \\ &= \frac{(153 \times 100)}{21.9} + \frac{(9 \times 100)}{3.11} \\ &= 988.01 \text{ kg/cm}^2 < 1,440 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ใช้ได้} \end{aligned}$$

2. ออกแบบเหล็กยึดแป (sag rod)



$$\text{ความยาวหลังคาแต่ละด้าน} = \sqrt{(1.5)^2 + (6)^2} = 6.18 \text{ m}$$

หลังคาใช้กระเบื้องลอนคู่ยาว 1.20 m วางแปเหล็กห่างกัน 1.00 m ที่เหลือ 20 cm เป็นระยะที่ซ้อนทับกัน

$$\text{จะนับหาจำนวนแปเหล็กได้} = \frac{6.18}{1.00} = 6.18 \text{ ช่วงปัดเป็น 7 ช่วง ใช้แปจำนวน 8 ตัว}$$

แปเหล็ก C - 125 × 50 × 20 × 2.3 mm น้ำหนัก 4.51 kg/m

แปเหล็กยาว 5.00 m ใช้เหล็กยึดแป 1 แถว รั้งที่กึ่งกลางของแป ดังนั้นพื้นที่รับแรงของเหล็กยึดแป = $\frac{5}{2} = 2.50 \text{ m}$

$$\text{น้ำหนักแป 8 ตัว} = 4.51 \times 2.50 \times 8 = 90.20 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{น้ำหนักหลังคา} &= \text{น้ำหนักกระเบื้องลอนคู่} + \text{น้ำหนักบรรทุกจร} \\ &= 14 + 30 \text{ kg/m}^2 = 44 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{น้ำหนักหลังคา} = 44 \times 2.50 \times 6.18 = 679.80 \text{ kg}$$

$$\text{น้ำหนักรวม} = 90.2 + 679.80 = 770 \text{ kg}$$

$$\text{น้ำหนักในทิศทางของเหล็กยึดแป} = 770 \sin 14.04 = 186.80 \text{ kg}$$

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมรับได้, Ft} = 0.60 \times 2,400 = 1,440 \text{ kg}$$

$$\text{ฉะนั้นพื้นที่หน้าตัดที่ต้องการของเหล็กยึดแป} = \frac{186.80}{1,440} = 0.13 \text{ cm}^2$$

เนื่องจากขนาดเหล็กกลมเล็กสุดที่ใช้ทำเหล็กยึดแปต้องไม่ต่ำกว่า $\phi 15 \text{ mm}$ ($A = 1.77 \text{ cm}^2$)

ดังนั้นใช้เหล็กยึดแป $\phi 15 \text{ mm}$ ($A = 1.77 \text{ cm}^2 > 0.13 \text{ cm}^2$)

ตรวจสอบอัตราส่วนความยาวตะกูด; $\frac{L}{r} \leq 300$

ความยาวเหล็กยึดแป = 1.00 m (คิดตามระยะห่างของแปและถือว่าความลาดเอียงน้อยมาก)

$$\text{ดังนั้น } r = \frac{L}{r} = \frac{100}{300} = 0.333 \text{ cm}$$

$$r = \frac{D}{4}$$

$$D = 4r = 4 \times 0.333 = 1.332 \text{ cm}$$

ดังนั้นใช้เหล็กยึดแป $\phi 15 \text{ mm}$ 1 แถว @ 5.00 (จัดที่แนวกึ่งกลางความยาวแป) **ตอบ**

3. ออกแบบเหล็กที่ใช้ทำโครงหลังคาหลัก

จากการวิเคราะห์แรงในโครงหลังคาโดยการคำนวณได้ดังนี้

- **ท่อนของซี่ (lower chord)**

$$L_1 L_2 = L_{12} L_{13} = 0 \text{ kg (-) ความยาว } 1.00 \text{ m}$$

$$L_2 L_3 = L_{11} L_{12} = 2,200 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.00 \text{ m}$$

$$L_3 L_4 = L_{10} L_{11} = 3,000 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.00 \text{ m}$$

$$L_4 L_5 = L_9 L_{10} = 3,240 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.00 \text{ m} \leftarrow$$

$$L_5 L_6 = L_8 L_9 = 3,200 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.00 \text{ m}$$

$$L_6 L_7 = L_7 L_8 = 3,000 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.00 \text{ m}$$

- **ท่อนของจันทัน (upper chord)**

$$U_1 U_2 = U_{12} U_{13} = -2,267 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.03 \text{ m}$$

$$U_2 U_3 = U_{11} U_{12} = -3,092 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.03 \text{ m}$$

$$U_3 U_4 = U_{10} U_{11} = -3,339 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.03 \text{ m} \leftarrow$$

$$U_4 U_5 = U_9 U_{10} = -3,298 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.03 \text{ m}$$

$$U_5 U_6 = U_8 U_9 = -3,092 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.03 \text{ m}$$

$$U_6 U_7 = U_7 U_8 = -2,783 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.03 \text{ m}$$

- **ท่อนยึดแบบตั้ง (vertical web)**

$$L_1 U_1 = L_{13} U_{13} = -1,800 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 0.50 \text{ m} \leftarrow$$

$$L_2 U_2 = L_{12} U_{12} = -1,100 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 0.75 \text{ m}$$

$$L_3 U_3 = L_{11} U_{11} = -600 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.00 \text{ m}$$

$$L_4 U_4 = L_{10} U_{10} = -240 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.25 \text{ m}$$

$$L_5 U_5 = L_9 U_9 = 50 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.50 \text{ m}$$

$$L_6 U_6 = L_8 U_8 = 300 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.75 \text{ m}$$

$$L_7 U_7 = 1,050 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 2.00 \text{ m}$$

- **ท่อนยึดแบบเอียง (diagonal web)**

$$L_2 U_1 = L_{12} U_{13} = 2,460 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.12 \text{ m} \leftarrow$$

$$L_3 U_2 = L_{131} U_{12} = 1,000 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.25 \text{ m}$$

$$L_4 U_3 = L_{10} U_{11} = 339 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.41 \text{ m}$$

$$L_5 U_4 = L_9 U_{10} = -64 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.60 \text{ m}$$

$$L_6 U_5 = L_8 U_9 = -360 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.80 \text{ m}$$

$$L_7 U_6 = L_7 U_8 = 604 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 2.02 \text{ m}$$

● ออกแบบเหล็กที่ใช้ทำท่อนของข้อ (lower chord)

ขนาดแรงสูงสุดเกิดในองศาอาคาร;

$$L_4L_5 \text{ และ } L_9L_{10} = 3,240 \text{ kg (แรงดึง) ความยาว } 1.00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้, } F_t = 0.60F_y = 0.60 \times 2,400 = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ, } A_{net} = \frac{3,240}{1,440} = 2.25 \text{ cm}^2$$

- ถ้าเลือกหน้าตัดต่อปลายโดยการเชื่อมขาเดียว

ใช้เหล็กจากขนาด L - 50 × 50 × 4 mm ($A = 3.89 \text{ cm}^2$, $r_{min} = 1.53 \text{ cm}$)

$$\begin{aligned} A_{net} &= A_1 + \frac{A_2}{2} = \frac{3.89}{2} + \left(\frac{1}{2} \times \frac{3.89}{2} \right) \\ &= 2.92 \text{ cm}^2 > 2.25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

ตรวจสอบอัตราส่วนความยาวชะลูด

$$\frac{L}{r} = \frac{100}{1.53} = 65.36 < 240 \quad \text{ใช้ได้}$$

ดังนั้นใช้เหล็กจาก L - 50 × 50 × 4 mm ทำเป็นท่อนของข้อได้ ตอบ

- ถ้าเลือกหน้าตัดต่อปลายโดยใช้หมุดย้ำ ขนาด ϕ 12 mm แถวเดียว

$$\begin{aligned} \text{พื้นที่หน้าตัดสุทธิ, } A_{net} &= A_{Inet} + \frac{A_2}{2} \\ &= \left[\frac{3.89}{2} - (1.2 + 0.3) \times 0.4 \right] + \left(\frac{1}{2} \times \frac{3.89}{2} \right) \\ &= 2.32 \text{ cm}^2 > 2.25 \text{ cm}^2 \quad \text{ใช้ได้} \end{aligned}$$

ในกรณีที่ใช้หมุดย้ำ ϕ 12 mm แถวเดียวก็สามารถใช้เหล็กจาก L- 50 × 50 × 4 mm ทำเป็นท่อนของข้อได้ ตอบ

● ออกแบบเหล็กที่ใช้ทำท่อนของจันทัน(upper chord)

ขนาดแรงสูงสุดเกิดขึ้นในองศาอาคาร,

$$U_3U_4 \text{ และ } U_{10}U_{11} = -3,339 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.03 \text{ m} = 103 \text{ cm}$$

$$\text{สมมติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้, } F_a = 1,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ, } A = \frac{3,339}{1,000} = 3.34 \text{ cm}^2$$

เลือกเหล็กจาก L- 50 × 50 × 4 mm ($A = 3.89 \text{ cm}^2$, $r_{min} = 1.53 \text{ cm}$)

ตรวจสอบ,

$$\begin{aligned} \frac{KL}{r} &= \frac{1 \times 103}{1.53} = 67.32 \\ C_c &= \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{2400}} = 131.42 \end{aligned}$$

จากกรณีที่ว่า $\frac{KL}{r} < C_c$ ดังนั้น
หน่วยแรงอัดที่ยอมให้

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

$$= \frac{\left[1 - \frac{1}{2} \times \left[\frac{67.32}{131.42}\right]^2\right] \cdot 2,400}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left[\frac{67.32}{131.42}\right] - \frac{1}{8} \left[\frac{67.32}{131.42}\right]^3}$$

$$= \frac{2,085.51}{1.84} = 1,133.21 \text{ kg/cm}^2$$

สามารถรับแรงอัดได้สูงสุดเท่ากับ = $1,133.21 \times 3.89$

$$= 4,408 \text{ kg} > 3,339 \text{ kg}$$

ใช้ได้

มากกว่าแรงที่เกิดขึ้นคิดเป็น 32.02 % ประหยัดและปลอดภัย

ดังนั้นใช้เหล็กฉาก L- 50 × 50 × 4 mm ทำเป็นท่อนของจันทันได้

ตอบ

- ออกแบบเหล็กที่ใช้ทำท่อนยึดแบบตั้งและท่อนยึดแบบเอียง (vertical and diagonal web)

ในการออกแบบจะเอาแรงที่มากที่สุดได้ออกแบบทั้งท่อนยึดแบบตั้งและท่อนยึดแบบเอียง

แรงมากที่สุดเกิดขึ้นในองค์อาคาร,

$$L_2U_1 \text{ และ } L_{12}U_{13} = 2,460 \text{ kg (แรงอัด) ความยาว } 1.12 \text{ m} = 112 \text{ cm}$$

$$\text{หน่วยแรงดึงที่ยอมให้, } F_t = 0.60 \times 2400 = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ, } A_{net} = \frac{2,460}{1,440} = 1.71 \text{ cm}^2$$

- เลือกหน้าตัดต่อปลายโดยการเชื่อมขาเดียว

$$\text{ใช้เหล็กฉาก L- } 40 \times 40 \times 3 \text{ mm (} A = 2.35 \text{ cm}^2, r_{min} = 1.23 \text{ cm)}$$

$$A_{net} = A_1 + \frac{A_2}{2} = \frac{2.35}{2} + \frac{2.35}{4}$$

$$= 1.76 \text{ cm}^2 > 1.71 \text{ cm}^2$$

ใช้ได้

ตรวจสอบอัตราส่วนความยาวชะลูด

$$\frac{L}{r} = \frac{112}{1.23} = 91.05 < 240$$

ใช้ได้

ดังนั้นใช้เหล็กฉาก L- 40 × 40 × 3 mm ทำเป็นท่อนยึดแบบตั้งและท่อนยึดแบบเอียงได้

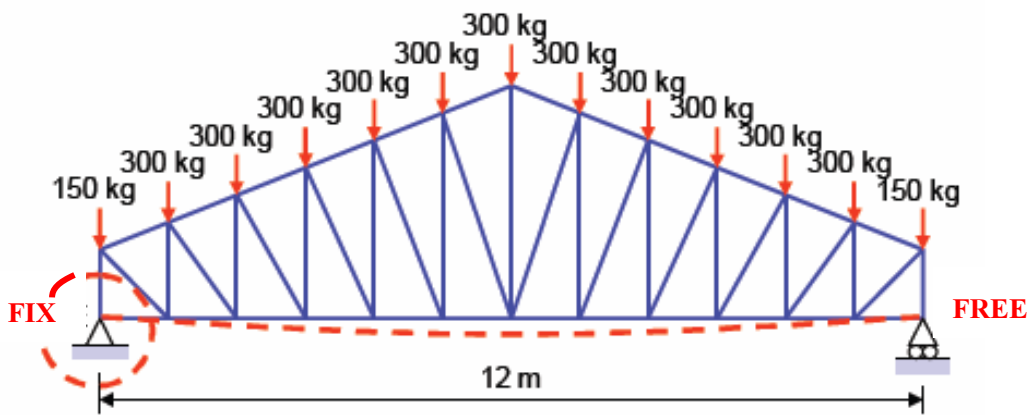
ตอบ

ขนาดของเหล็ก (T - 2) เป็นโครงสร้างช่วยดึงและค้ำยันให้โครงสร้าง (T - 1) แข็งแรงขึ้น

ดังนั้นตรวจสอบรัศมีไจเรชั่นที่ต้องการ $r \geq \frac{L}{300}$

$$r \geq \frac{500}{300} = 1.67 \text{ cm}$$

จากตารางเหล็กใช้ L - 65 × 65 × 6 mm (ค่า r = 1.98 cm > 1.67 cm) แต่ในทางปฏิบัติใช้เป็นแบบโครงข้อหมุนทั้ง Upper และ Lower ซึ่งทำให้ดูสวยงามและมีความแข็งแรงมากขึ้น ส่วนท่อนยึดแบบดึงและเอียงใช้เท่ากับขนาดของ (T-1) คือ L - 40 × 40 × 3 mm **ตอบ**



ออกแบบฐานรองรับเคลื่อนที่ได้ (Free (Roller) Support)

ความยาวโครงหลังคา = 12.00 m

สัมประสิทธิ์การขยายตัวของเหล็ก, $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ ต่อ 1°C

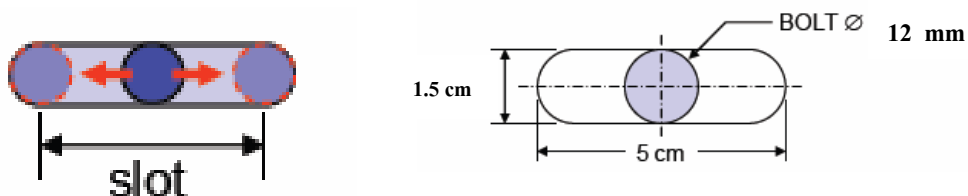
สมมติการเปลี่ยนแปลงอุณหภูมิในประเทศไทย, $\Delta T = 40^{\circ}\text{C}$

ความยาวของร่อง (Slot length) 1 ซ้ำ , $\alpha \Delta T L = 12 \times 10^{-6} \times 40 \times 1,200 = 0.576 \text{ cm}$

ดังนั้นใช้ความยาวร่อง 2 ซ้ำ = $2 \times 0.576 = 1.15 \text{ cm}$

ถ้าสมมติใช้สลักเกลียว $\phi 12 \text{ mm}$

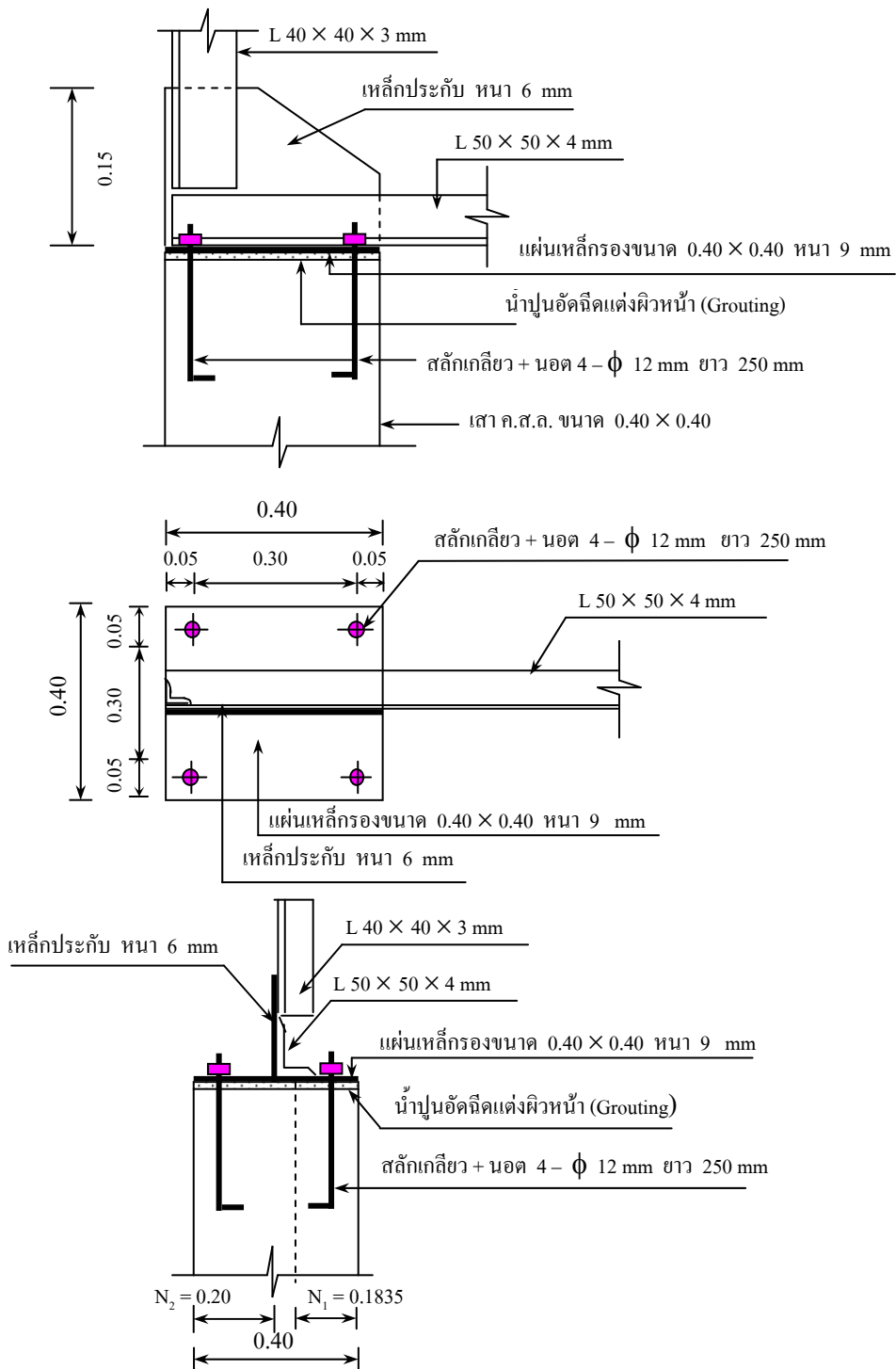
ดังนั้นความยาวร่องทั้งหมด = $1.15 + 1.2 = 2.35 \text{ cm}$ **ใช้ 5 cm ตอบ**



ออกแบบแผ่นเหล็กรองใต้เสา (Base Plate) ด้าน Fix Suport

ขนาดเสาคอนกรีตจากการออกแบบ = 0.40×0.40

น้ำหนักจากโครงหลังคาลงหัวเสา = 1,800 kg



กำหนดให้ค่า $f_c' = 170$ ksc. หน่วยแรงคราก(F_y) = 2,400 ksc.

พื้นที่เต็มของฐานรองรับคอนกรีต, $F_p = 0.35f_c'$

$$F_p = 0.35 \times 170 = 59.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{หน่วยแรงที่เกิดขึ้น, } f_p &= \frac{1,800}{40 \times 40} \\ &= 1.125 \text{ kg/cm}^2 < 59.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ ใช้ได้} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ให้ } n_1 &= \text{ส่วนยื่นของแผ่นเหล็ก} \\ &= \frac{40}{2} - \text{ความหนาเหล็กประกบ} - \text{ความหนาเหล็กฉาก} - \text{รัศมีส่วนโค้งเหล็กของฉาก} \\ &= 20 - 0.6 - 0.4 - 0.65 \end{aligned}$$

$$n_1 = 18.35 \text{ cm} \quad , \quad n_2 = 20 \text{ cm} \quad \leftarrow$$

$$M = f_c \cdot n \cdot \frac{n}{2} \cdot b = 1.125 \times 20 \times \frac{20}{2} \times 40 = 9,000 \text{ kg.cm}$$

$$\text{จาก } F_b = \frac{6M}{bt^2} \quad t = \sqrt{\frac{6M}{b \cdot F_b}}$$

$$\text{ความหนาแผ่นเหล็ก, } t = \sqrt{\frac{6 \times 9,000}{40 \times 0.75 \times 2,400}} = 0.86 \text{ cm ใช้ } 9 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{หรือหาโดยใช้สูตร, } t &= \sqrt{\frac{3f_p n^2}{F_b}} \\ &= \sqrt{\frac{3 \times 1.125 \times (20)^2}{0.75 \times 2,400}} = 0.86 \text{ cm ใช้ } 9 \text{ mm} \end{aligned}$$

ดังนั้นใช้แผ่นเหล็กกรองหนา 9 mm ตอบ

หาจำนวนสลักเกลียว ให้คิดว่าแรงอัดเท่ากับแรงถอนของสลักเกลียว ดังนั้น

$$\begin{aligned} F_t &= \frac{P}{A} \\ A &= \frac{P}{F_t} \quad (F_t = 0.60F_y \text{ หรือ } 0.33F_u) \\ &= \frac{1,800}{0.60 \times 2,400} = 1.25 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

ใช้สลักเกลียว ϕ 12 mm ($A = 1.13 \text{ cm}^2$) จะได้

$$N = \frac{1.25}{1.13} = 1.11 \text{ ตัว ใช้ } 4 \text{ ตัว}$$

$$\text{จัดระยะขอบได้} = 2 \times 1.20 = 2.4 \text{ cm ใช้ } 5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{ความยาว, } L &= \frac{D \cdot F_t}{4 \cdot \mu} = \frac{1.20 \times 0.60 \times 2,400}{4 \times 11} \\ &= 39.27 \text{ cm ใช้ } L = 40 \text{ cm} \end{aligned} \quad \text{ตอบ}$$

หรือถ้าคิดว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นในแนวอนบนหัวเสามีค่า ≈ 1.40 ของแรงปฏิกิริยา

$$= 1.40 \times 1,800 = 2,520 \text{ kg}$$

ให้หน่วยแรงเฉือนที่ยอมให้, $F_v = 0.40F_y = 0.40 \times 2,400 = 960 \text{ kg/cm}^2 < 1,190 \text{ kg/cm}^2$

(ตามค่าที่ให้ในตาราง A325)

ดังนั้นสามารถหาพื้นที่ของสลักเกลียวได้ $A = 2,520 / 960 = 2.63 \text{ cm}^2$

เลือกใช้สลักเกลียว ϕ 12 mm ($A = 1.13 \text{ cm}^2$)

จะได้ $N = 2.63/1.13 = 2.32$ ตัว **ใช้ 4 ตัว**

หมายเหตุ

จากสูตร $\mu = \frac{\text{หน่วยแรงยึดเหนี่ยวที่ยอมให้ของเหล็กกลม}}{2.D} = \frac{3.23\sqrt{f_c'}}{2.D}$

$$= \frac{3.23\sqrt{170}}{2 \times 1.2}$$

$$= 17.54 \text{ kg/cm}^2 \text{ ใช้ไม่เกิน } 11 \text{ kg/cm}^2$$

$f_c' = \text{หน่วยแรงอัดประลัยของคอนกรีต} = 170 \text{ kg/cm}^2$

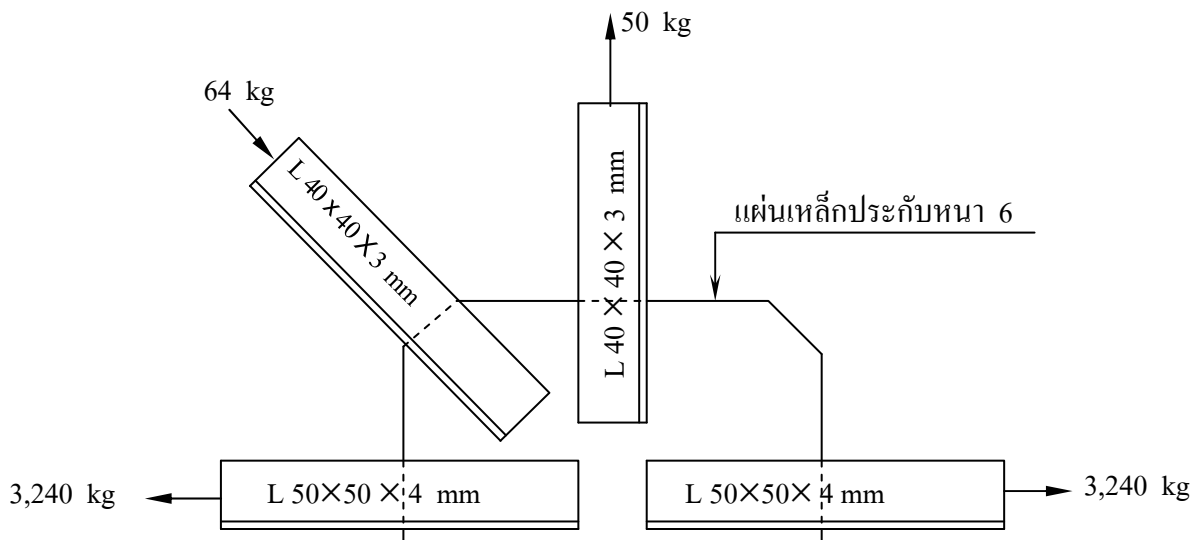
หรือหาความยาวของสลักเกลียวจากวิธี ASD ตามมาตรฐาน AISC ได้จาก

$$L_h = \frac{\left(\frac{T}{2}\right)}{\left(\frac{0.70 f_c' d}{1.7}\right)} = \frac{\left(\frac{1,800}{2}\right)}{\left(\frac{0.70 \times 170 \times 1.20}{1.7}\right)} = 10.71 \text{ cm}$$

ความยาวทั้งหมดเท่ากับความยาวที่หาได้บวกกับความยาวที่ฝังต่ำสุด = $12d$

$$= 10.71 + (12 \times 1.20) = 25.11 \text{ cm} \text{ ใช้ความยาว } \mathbf{25 \text{ cm}} \text{ ตอบ}$$

ออกแบบรอยเชื่อม คุณสมบัติเหล็ก F_y เท่ากับ $2,400 \text{ kg/cm}^2$ ใช้ลวดเชื่อม E60



วิธีทำ

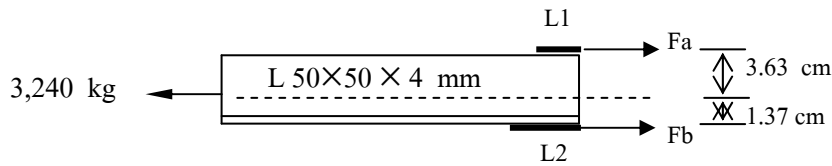
สำหรับความหนาเหล็กประกบ (Gusset plate) ให้ใช้ไม่น้อยกว่าความหนาค่าสูงสุดขององค์อาคาร เลือกใช้ความหนาเหล็กเท่ากับ 6 mm

ขนาดรอยเชื่อม ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. ใช้รอยเชื่อมเท่ากับ 3 mm

ลวดเชื่อม E60 หน่วยแรงเฉือนบนพื้นที่ประสิทธิผล = $1,260 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \text{ดังนั้นกำลังของรอยเชื่อม, } P_w &= 0.707 \times 0.30 \times 1,260 \times 1 \\ &= 267 \text{ kg/ ความยาว 1 cm} \end{aligned}$$

- ความยาวการเชื่อมในท่อนของข้อ แรงดึงสูงสุดใน $L_4, L_5 = 3,240 \text{ kg}$



โดยหลักการสมดุล ดังนั้น

$$F_a = \frac{3,240 \times 1.37}{5} = 887 \text{ kg}$$

$$F_b = 3,240 - 887 = 2,353 \text{ kg}$$

$$\text{ความยาวการเชื่อม } L_1 = \frac{887}{267} = 3.32 \text{ cm}$$

เนื่องจากไม่มีการเชื่อมอ้อมปลาย ดังนั้นความยาวที่คำนวณได้ต้องบวก 2 เท่าของขนาดการเชื่อม

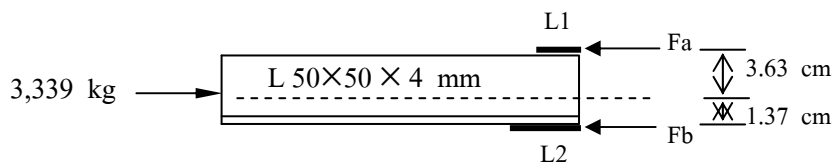
$$\text{ใช้ความยาวจริง} = 3.32 + 2(0.30) = 3.92 \text{ cm ใช้ } 4 \text{ cm } \text{ตอบ}$$

$$\text{ความยาวการเชื่อม } L_2 = \frac{2,353}{267} = 8.81 \text{ cm}$$

$$\text{ใช้ความยาวจริง} = 8.81 + 2(0.30) = 9.41 \text{ cm ใช้ } 10 \text{ cm } \text{ตอบ}$$

- ความยาวการเชื่อมในท่อนจันทัน แรงอัดสูงสุดใน $U_3, U_4 = U_{10}, U_{11} = 3,339 \text{ kg}$

(เพื่อให้่ายต่อการมองจึงปรับรูปในแนวนอน)



โดยหลักการสมดุล ดังนั้น

$$F_a = \frac{3,339 \times 1.37}{5} = 915 \text{ kg}$$

$$F_b = 3,339 - 915 = 2,424 \text{ kg}$$

$$\text{ความยาวการเชื่อม } L_1 = \frac{915}{267} = 3.43 \text{ cm}$$

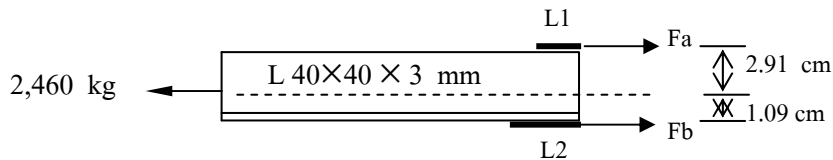
เนื่องจากไม่มีการเชื่อมอ้อมปลาย ดังนั้นความยาวที่คำนวณได้ต้องบวก 2 เท่าของขนาดการเชื่อม

$$\begin{aligned} \text{ใช้ความยาว} &= 3.43 + 2(0.30) \\ &= 4.03 \text{ cm ใช้ } 4 \text{ cm } \text{ตอบ} \end{aligned}$$

$$\text{ความยาวการเชื่อม } L_2 = \frac{2,424}{267} = 9.08 \text{ cm}$$

เนื่องจากไม่มีการเชื่อมอ้อมปลาย ดังนั้นความยาวที่คำนวณได้ต้องบวก 2 เท่าของขนาดการเชื่อม
ใช้ความยาว = $9.08 + 2(0.30)$
= 9.68 cm **ใช้ 10 cm** **ตอบ**

- ความยาวการเชื่อมในท่อนเอียง แรงดึงสูงสุดใน $L_2U_1 = L_{12}U_{13} = 2,460$ kg
(เพื่อให้ง่ายต่อการมองจึงปรับรูปในแนวนอน)



โดยหลักการสมมูล ดังนั้น

$$F_a = \frac{2,460 \times 1.09}{4} = 670 \text{ kg}$$

$$F_b = 2,460 - 679 = 1,781 \text{ kg}$$

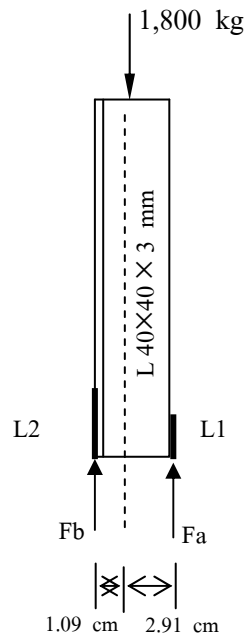
$$\text{ความยาวการเชื่อม } L_1 = \frac{670}{267} = 2.51 \text{ cm}$$

เนื่องจากไม่มีการเชื่อมอ้อมปลาย ดังนั้นความยาวที่คำนวณได้ต้องบวก 2 เท่าของขนาดการเชื่อม
ใช้ความยาว = $2.51 + 2(0.30)$
= 3.11 cm **ใช้ 4 cm** **ตอบ**

$$\text{ความยาวการเชื่อม } L_2 = \frac{1,780}{267} = 6.67 \text{ cm}$$

เนื่องจากไม่มีการเชื่อมอ้อมปลาย ดังนั้นความยาวที่คำนวณได้ต้องบวก 2 เท่าของขนาดการเชื่อม
ใช้ความยาว = $6.67 + 2(0.30)$
= 7.27 cm **ใช้ 8 cm** **ตอบ**

- ความยาวการเชื่อมในท่อนดิ่ง แรงอัดสูงสุดใ้ $L_1 U_1 = L_{13} U_{13} = 1,800 \text{ kg}$



โดยหลักการสมดุล ดังนี้

$$F_a = \frac{1,800 \times 1.09}{4} = 490 \text{ kg}$$

$$F_b = 1,800 - 490 = 1,310 \text{ kg}$$

$$\text{ความยาวการเชื่อม } L_1 = \frac{490}{267} = 1.84 \text{ cm}$$

เนื่องจากไม่มีการเชื่อมอ้อมปลาย ดังนั้นความยาวที่คำนวณได้ต้องบวก 2 เท่าของขนาดการเชื่อม
ใช้ความยาว = $1.84 + 2(0.30) = 2.43 \text{ cm}$ **ใช้ 3 cm** *ตอบ*

$$\text{ความยาวการเชื่อม } L_2 = \frac{1,310}{267} = 4.90 \text{ cm}$$

เนื่องจากไม่มีการเชื่อมอ้อมปลาย ดังนั้นความยาวที่คำนวณได้ต้องบวก 2 เท่าของขนาดการเชื่อม
ใช้ความยาว = $4.90 + 2(0.30) = 5.50 \text{ cm}$ **ใช้ 6 cm** *ตอบ*

ออกแบบโครงสร้างส่วนที่เป็นคอนกรีต

ข้อกำหนดที่ใช้ออกแบบ (Design Criteria)

$$f_s = 0.5 \times 3,000 = 1,500 \text{ ksc.}$$

$$f_c = 0.375 \times 170 = 63.75 \text{ ksc. (ตาม พ.ร.บ. ใช้ } f_c \text{ ไม่เกิน } 65 \text{ ksc.)}$$

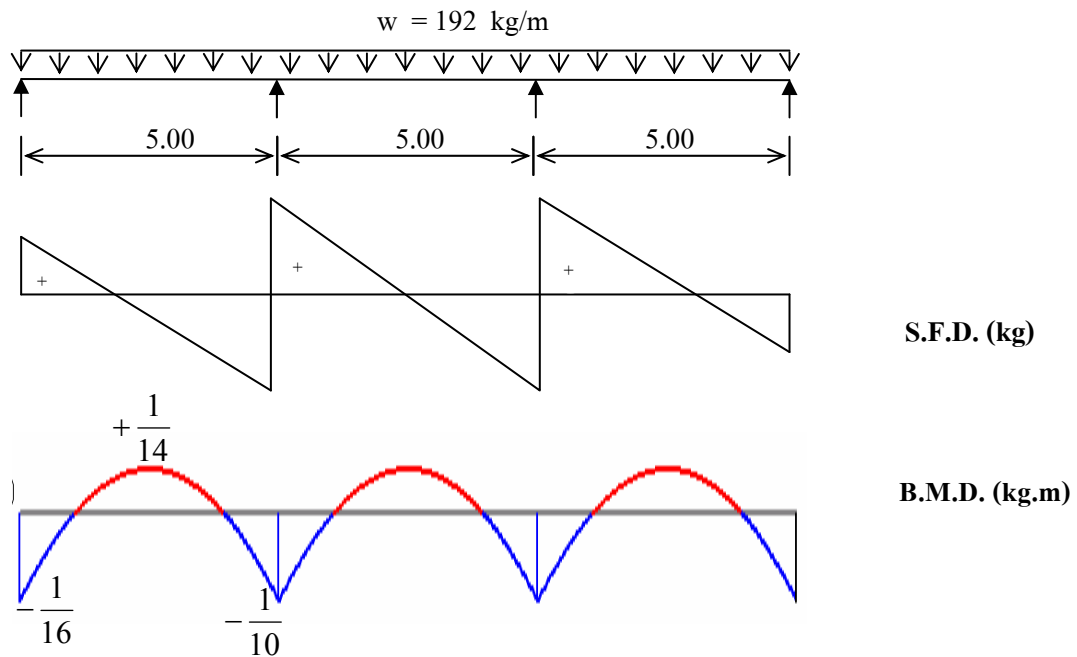
$$n = \frac{ES}{EC}, \quad n = \frac{2.04 \times 10^6}{1,5120 \sqrt{170}} = 10$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1,500}{10 \times 63.75}} = 0.298$$

$$j = 1 - \frac{0.298}{3} = 0.900$$

$$R = \frac{1}{2} \times 63.75 \times 0.298 \times 0.900 = 8.54 \text{ ksc.}$$

ออกแบบคาน RB1 ค่าที่ใช้ออกแบบ $f_y = 3,000 \text{ ksc.}$ $f_c' = 170 \text{ ksc.}$ ออกแบบตาม พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522



หาน้ำหนักทั้งหมดคาน เลือกใช้คานขนาด 0.20×0.40

เนื่องจากเป็นคานช่วยยึดโครงสร้างห้วเสาไม่มีน้ำหนักอื่นใดลงคาน มีเฉพาะน้ำหนักตัวคานเองเท่านั้น ฉะนั้น

$$DL. \text{ ของคาน RB1} = 0.20 \times 0.40 \times 2,400 = 192 \text{ kg/m}$$

ออกแบบโดยใช้ สัมประสิทธิ์ตามมาตรฐาน ว.ส.ท. โดยใช้ M_{+max} และ M_{-max} ดังนี้

$$M_{\max}^+ = \frac{1}{14} \times 192 \times (5)^2 = 343 \text{ kg.m}$$

$$M_{\max}^- = \frac{1}{10} \times 192 \times (5)^2 = 480 \text{ kg.m}$$

$$M_c = 8.54 \times 0.20 \times (35)^2 = 2,092 \text{ kg.m}$$

ออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์บวก

เนื่องจาก $M_c > M_{\max}^+$ จึงใช้ M_{\max}^+ หาปริมาณเหล็กเสริม

$$A_s^+ = \frac{343}{1,500 \times 0.900 \times 0.35} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Use $A_{s_{\min}} = \frac{14}{F_y} A_c = \frac{14}{3,000} \times 20 \times 40 = 3.73 \text{ cm}^2$ ใช้ 2-DB16 mm ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$)

ออกแบบเหล็กเสริมรับโมเมนต์ลบ

เนื่องจาก $M_c > M_{\max}^-$ จึงใช้ M_{\max}^- หาปริมาณเหล็กเสริม

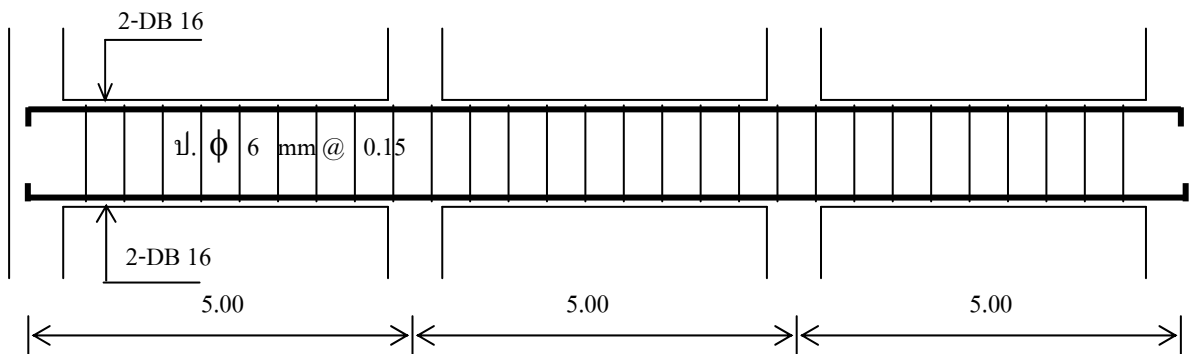
$$A_s^- = \frac{480}{1,500 \times 0.900 \times 0.35} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Use $A_{s_{\min}} = \frac{14}{F_y} A_c = \frac{14}{3,000} \times 20 \times 40 = 3.73 \text{ cm}^2$ ใช้ 2-DB16 mm ($A_s = 4.02 \text{ cm}^2$)

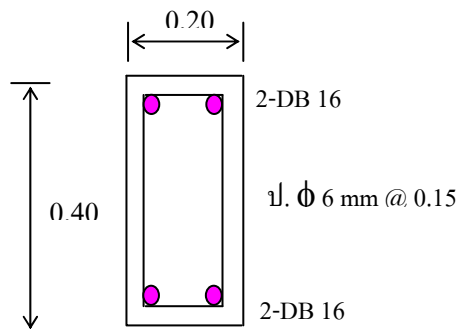
ไม่ต้องตรวจสอบแรงเฉือนเพราะน้ำหนักน้อย

ดังนั้นใช้ ป. ϕ 6 mm @ 0.15 (ใช้ตาม Code ไม่เกิน $d/2$)

ไม่ต้องตรวจสอบหน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond Stress) เพราะน้ำหนักน้อย

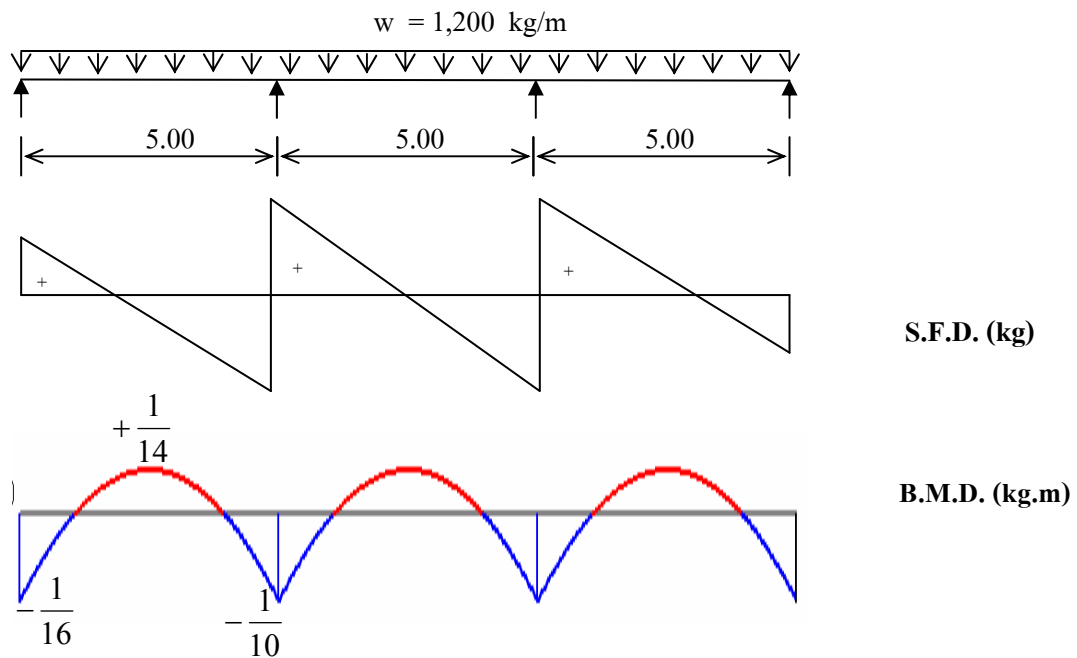


รูปตัดตามยาวคาน RB1



รูปตัดตามขวางคาน RB1

ออกแบบคาน GB1 ค่าที่ใช้ออกแบบ $f_y = 3,000 \text{ ksc}$. $f_c' = 170 \text{ ksc}$. ออกแบบตาม พ.ร.บ. ควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522



เลือกใช้คานขนาด 0.20×0.40 หนาหน้าหนักทั้งหมดคาน

$$DL \text{ ของคาน GB1} = 0.20 \times 0.40 \times 2,400 = 192 \text{ kg/m}$$

$$DL \text{ ผนังก่ออิฐ} = 180 \times (6.00 - 0.40) = 1,008 \text{ kg/m}$$

$$\text{รวม} = 1,200 \text{ kg/m}$$

$$M_{\max}^+ = \frac{1}{14} \times 1,200 \times (5)^2 = 2,142 \text{ kg.m} \dots \dots \dots (M^+)$$

$$M_{\max}^- = \frac{1}{10} \times 1,200 \times (5)^2 = 3,000 \text{ kg.m} \dots \dots \dots (M^-)$$

$$M_c = 8.54 \times 0.20 \times (35)^2 = 2,092 \text{ kg.m} \dots \dots \dots (M_c)$$

ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงดิ่งโมเมนต์บวก

เนื่องจาก $M_{\max}^+ > M_c$

$$M_2^+ = 2,142 - 2,092 = 50 \text{ kg.m}$$

$$As_1^+ = \frac{2,092}{1,500 \times 0.900 \times 0.35} = 4.42 \text{ cm}^2$$

$$As_2^+ = \frac{50}{1,500 \times (0.35 - 0.05)} = 0.11 \text{ cm}^2$$

$$\sum As^+ = As_1^+ + As_2^+ = 4.42 + 0.11 = 4.53 \text{ cm}^2$$

Use 2-DB 16 + 1- DB 12 ($As = 5.15 \text{ cm}^2$)

ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัดโมเมนต์บวก

$$As^+ = \frac{0.11}{2} \times \frac{(1-0.298)}{0.298 - \frac{5}{35}} = 0.25 \text{ cm}^2$$

Use ใช้ 2-DB16 mm (As = 4.02 cm²)

ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงดึงโมเมนต์ลบ

เนื่องจาก $M_{max}^- > Mc$

$$M_2^- = 3,000 - 2,092 = 908 \text{ kg.m}$$

$$As_1^- = \frac{2,092}{1,500 \times 0.900 \times 0.35} = 4.42 \text{ cm}^2$$

$$As_2^- = \frac{908}{1,500 \times (0.35 - 0.05)} = 2.02 \text{ cm}^2$$

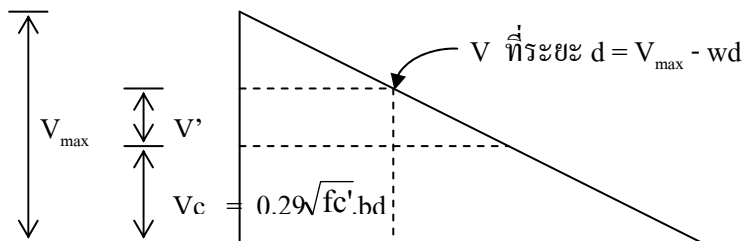
$$\sum As^- = As_1^- + As_2^- = 4.42 + 2.02 = 6.44 \text{ cm}^2$$

Use 4-DB 16 (As = 8.04 cm²)

ออกแบบเหล็กเสริมรับแรงอัดโมเมนต์ลบ

$$As'^- = \frac{2.02}{2} \times \frac{(1-0.298)}{0.298 - \frac{5}{35}} = 4.57 \text{ cm}^2$$

Use Use 2-DB 16 + 1- DB 12 (As = 5.15 cm²)



Check Shear

$$V_{max} = 1.15 \times 1,200 \times \frac{5}{2} = 3,450 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.29 \sqrt{170} \times 20 \times 35 = 2,646 \text{ kg}$$

$$V \text{ ที่ } d = V_{max} - wd = 3,450 - (1,200 \times 0.35) = 3,030 \text{ kg}$$

$$V' = V \text{ ที่ } d - V_c = 3,030 - 2,646 = 384 \text{ kg}$$

ใช้เหล็กปลอก ϕ 6 mm, $F_y = 2,400 \text{ ksc}$.

$$S = \frac{fv \cdot Av \cdot d}{V'} = \frac{1,200 \times 2 \times 0.28 \times 35}{384} = 61.25 \text{ cm}$$

ดังนั้นใช้ ปล. ϕ 6 mm @ 0.15 (ใช้ไม่เกิน d/2)

Check Bond

Top Bar (ส่วนรับแรงดึง)

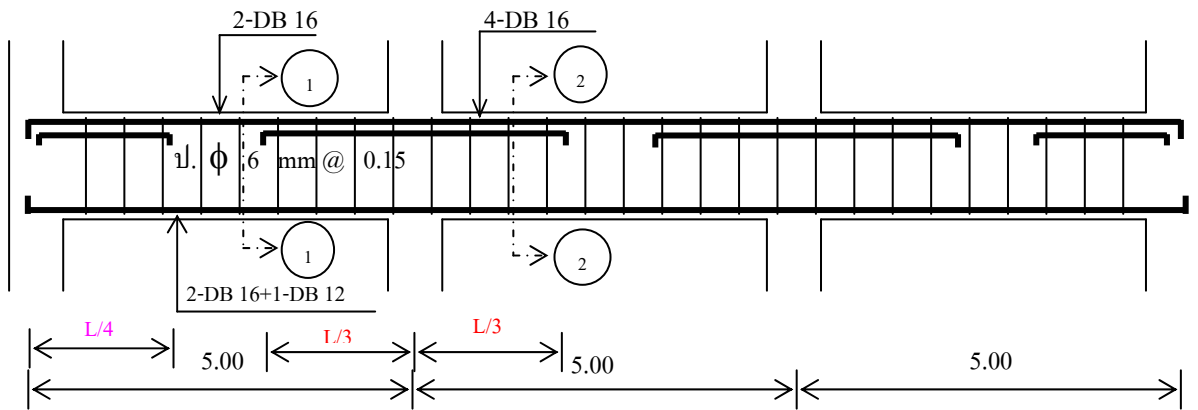
$$\mu_{all} = \frac{2.29\sqrt{fc'}}{D} = \frac{2.29\sqrt{170}}{1.6} = 18.66 \text{ ksc. } (\leq 25 \text{ ksc.})$$

$$\mu \text{ ที่เกิดขึ้น} = \frac{V_{max}}{\sum o.jd} = \frac{3,450}{(4 \times \pi \times 1.6) \times 0.900 \times 35} = 5.45 \text{ ksc. } < \mu_{all} \text{ O.K.}$$

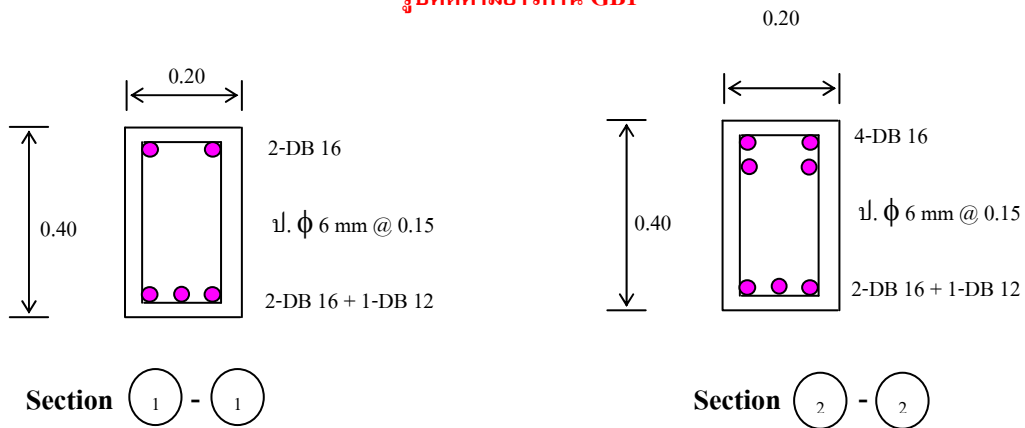
Lower Bar (ส่วนรับแรงดึง)

$$\mu_{all} = \frac{3.23\sqrt{fc'}}{D} = \frac{3.23\sqrt{170}}{1.6} = 26.32 \text{ ksc. } (\leq 35 \text{ ksc.})$$

$$\mu \text{ ที่เกิดขึ้น} = \frac{V_{max}}{\sum o.jd} = \frac{3,450}{(2 \times \pi \times 1.6 + 1 \times \pi \times 1.2) \times 0.900 \times 35} = 7.92 \text{ ksc. } < \mu_{all} \text{ O.K.}$$

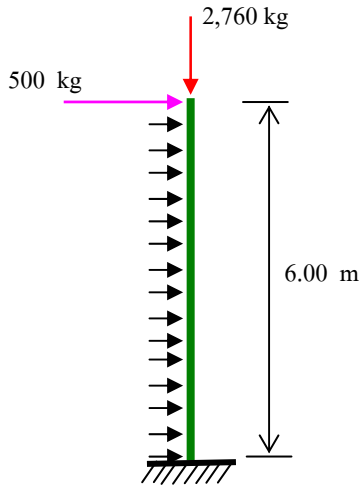


รูปตัดตามยาวคาน GB1



รูปตัดตามขวาง GB1

ออกแบบเสาคอนกรีตรับหลังคา กำหนดให้ $f_c' = 170 \text{ ksc.}$, $f_y = 3,000 \text{ ksc.}$



น้ำหนักลงเสา เสาสูง 6.00 m

น้ำหนักลงหัวเสาจากโครงหลังคา = 1,800 kg

น้ำหนักลงหัวเสาจากคาน RB1 = $192 \times 5.00 = 960 \text{ kg}$

รวมน้ำหนักลงเสา = 2,760 kg

หาโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสา ให้คิดเสมือนคานยื่น

1. แรงแนวอนบนหัวเสาโดยแรงลมกระทำกับหลังคา ความสูงไม่เกิน 10 m ใช้แรงลมเท่ากับ 50 kg/m^2

$$\begin{aligned} \text{จะได้แรงลมกระทำที่หัวเสา} &= \text{แรงลม} \times \text{ความกว้างช่วงเสา} \times \text{ความสูงหลังคา} \\ &= 50 \times 5.00 \times 2.00 \\ &= 500 \text{ kg} \end{aligned}$$

2. ถ้าคิดว่าผนังด้านรับแรงลมเป็นผนังทึบ

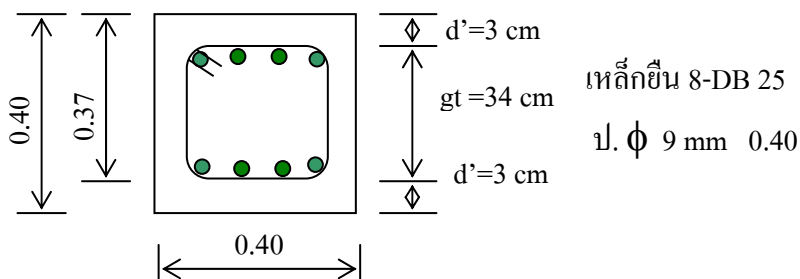
$$\begin{aligned} \text{จะได้แรงลมกระทำกับเสา} &= \text{แรงลม} \times \text{ความกว้างช่วงเสา} \\ &= 50 \times 5.00 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{ฉะนั้นโมเมนต์ที่เกิดขึ้นในเสา} = (500 \times 6) + (250 \times 6 \times 3) = 7,500 \text{ kg.m}$$

เลือกขนาดเสา 0.40×0.40

ตรวจสอบ $\frac{h}{t} = \frac{600}{40} = 15 \leq 15$ เป็นเสาล้น

(ทั้งนี้ไม่คิดว่าผนังเป็นโครงสร้างช่วยในการค้ำยัน)



$$e = \frac{M}{P} = \frac{7,500 \times 100}{2,760} = 271.74 \text{ cm}$$

เลือกเสาขนาด 40×40 cm และเลือกปริมาณเหล็กเสริม $\rho_g = 0.02$ (2%)

หน้าตัดสี่เหลี่ยมผืนผ้าเสริมเหล็กทั้ง 2 ด้านเหมือนกัน

$$\rho_g = \frac{A_s}{t^2}, \quad A_s = 0.02 \times 40 \times 40 = 32 \text{ cm}^2$$

Use 8 - DB 25 mm (39.28 cm²) จัดเหล็กเหมือนกัน 2 ด้าน ชนิดเสาปลอกเดี่ยว

$$e_{bx} = e_{by} (0.67\rho_g m + 0.17)(t - d')$$

$$\text{New } \rho_g = \frac{39.28}{40 \times 40} = 0.025$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{3,000}{0.85 \times 170} = 20.76 \text{ ksc.}$$

$$e_{bx} = e_{by} (0.67 \times 0.025 \times 20.76 + 0.17)(40 - 3) = 19.16 \text{ cm}$$

e > e_{bx} ดังนั้นต้องออกแบบแรงดึงเป็นหลัก

หาสมบัติหน้าตัด เสาหน้าตัดสี่เหลี่ยมจัตุรัสวางเหล็กยื่นเหมือนกันทั้ง 2 ด้าน รับแรงดึงและแรงอัด

$$\text{โมเมนต์ความเฉื่อย} \quad I_x = I_y = \frac{1}{12} t^4 + (2n-1)A_s t \frac{gt^2}{4}$$

$$\text{เนื้อที่หน้าตัดคอนกรีต} \quad A_g = t^2$$

$$\text{ระยะ} \quad c_x = c_y = \frac{t}{2}$$

$$I_x = I_y = \left[\frac{1}{12} \times (40)^4 \right] + [(2 \times 10 - 1) \times 39.28 \times \frac{(34)^2}{4}] = 429,020 \text{ cm}^4$$

$$F_a = 0.34 (1 + \rho_g m) f_c' = 0.34 (1 + 0.025 \times 20.76) \times 170 = 87.79 \text{ ksc.}$$

$$F_b = 0.45 f_c' = 0.45 \times 170 = 76.5 \text{ ksc.}$$

$$\text{จาก } \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$$

$$f_a = \frac{P_b}{A_g} = \frac{P_b}{t^2} = \frac{P_b}{40^2} = \frac{P_b}{1,600} = 0.000625 P_b$$

$$f_b = M_x \frac{C_x}{I_x} = P_b \cdot e_b \frac{C_x}{I_x} = \frac{P_b \times 19.16 \times 20}{429,020} = 0.000893 P_b$$

แทนค่าในสมการ

$$\frac{0.000625 P_b}{87.79} + \frac{0.000893 P_b}{76.5} \leq 1.00$$

$$P_b = 53,205 \text{ kg}$$

$$M_b = P_b \times \frac{e_b}{100} = 53,205 \times \frac{19.16}{100} = 10,194 \text{ kg.m}$$

$$M_o = 0.40 A_s f_y (d - d')$$

$$A_s = \text{พื้นที่หน้าตัดเหล็กรับแรงดึง} = 4 \times \pi \times \frac{2.5^2}{4} = 19.64 \text{ cm}^2$$

$$M_o = 0.40 \times 19.64 \times 3,000 \times (37-3) = 801,312 \text{ kg.cm} = 8,013 \text{ kg.m}$$

$$P = P_b \left(\frac{M - M_o}{M_b - M_o} \right)$$

$$= 53,205 \left(\frac{7,500 - 8,013}{10,194 - 8,013} \right)$$

= -12,514 kg < 2,760 kg ซึ่งอยู่ต่ำกว่าขอบเขตการวิบัติ **ตอบ**

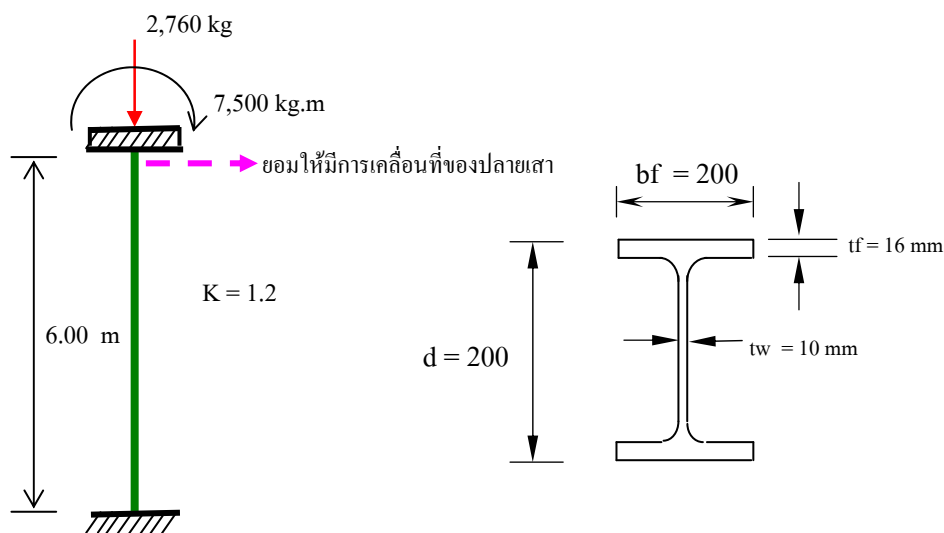
Check Tied เหล็กยื่นโตกว่า \varnothing 20 mm ใช้เหล็กปลอก \varnothing 9 mm

$$S = 16 \times 2.5 = 40 \text{ cm}$$

$$\text{or} = 48 \times 0.9 = 43.2 \text{ cm}$$

$$\text{or} = \text{ด้านแคบ} = 40 \text{ cm}$$

หรือกรณีออกแบบใช้เสาเหล็ก โดยใช้เหล็ก WF กำหนดให้ใช้เหล็ก A36 มีกำลังดึงครากเท่ากับ 2,250 -2,530 kg/cm² มาตรฐาน AISC



เสาสูง 6.00 m น้ำหนักลงเสา = 2,760 kg โมเมนต์ = 7,500 kg.m

สมมติหน่วยแรงอัดที่ยอมให้, $F_a = 40\%$ ของ F_y , ใช้ F_y เหล็ก = 2,400 kg/cm²

$$\text{ได้ } F_a = 960 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{พื้นที่หน้าตัดที่ต้องการ, } A = \frac{2,760}{960} = 2.87 \text{ cm}^2$$

จากรายเหล็ก เลือกเหล็ก WF 200 x 65.7 โดยที่

$$A = 83.69 \text{ cm}^2 \text{ (เพื่อโมเมนต์ด้วย)}$$

$$r_x = 8.83 \text{ cm}, \quad r_y = 5.13 \text{ cm}$$

$$I_x = 6,530 \text{ cm}^4, \quad I_y = 2,200 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 628 \text{ cm}^3, \quad S_y = 218 \text{ cm}^3$$

$$\text{หาค่า } \frac{KL}{r} = \frac{(1.2 \times 600)}{5.13} = 140.35$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{2,400}} = 131.42$$

จากกรณีนี้ที่ $\frac{KL}{r} > C_c$ ดังนั้นจากสูตรเสาะจะได้

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

แทนค่าในสูตรได้

$$F_a = \frac{12 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{23 \times (140.35)^2} = 548.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{2,760}{83.69} = 32.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{32.97}{548.96} = 0.06 < 0.15$$

ตรวจสอบค่าโดยใช้สมการ $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$

ตรวจสอบการค้ำยัน $L_b < \frac{636bf}{\sqrt{F_y}}$

$$\frac{636 \times 20}{\sqrt{2,400}} = 259.65 \text{ cm}$$

$L_b = 600 > 259.65$ ฉะนั้นการค้ำยันไม่พอ ใช้ $F_b = 0.60F_y$

(หมายเหตุ ในกรณีที่ไม่มีการตรวจสอบการค้ำยันด้านข้างและไม่มีการตรวจสอบหน้าตัดแนะนำให้ใช้ค่า

$F_b = 0.60F_y$ ซึ่งป็นค่าที่น้อยซึ่งอยู่ระหว่าง $0.60F_y - 0.66F_y$)

$$F_b = 0.60 \times 2,400 = 1,440 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{b_x} = \frac{M}{S_x} = \frac{7,500 \times 100}{628} = 1,194.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{39.27}{548.96} + \frac{1,194.26}{1,440} = 0.90 < 1.0 \quad \text{ใช้ได้}$$

สามารถใช้เหล็ก WF 200 x 65.7 ทำเป็นเสาได้

ออกแบบเสาตอม่อ C1 กำหนดให้ $f_c' = 170 \text{ ksc.}$, $f_y = 3,000 \text{ ksc.}$

หาน้ำหนักลงเสาตอม่อ

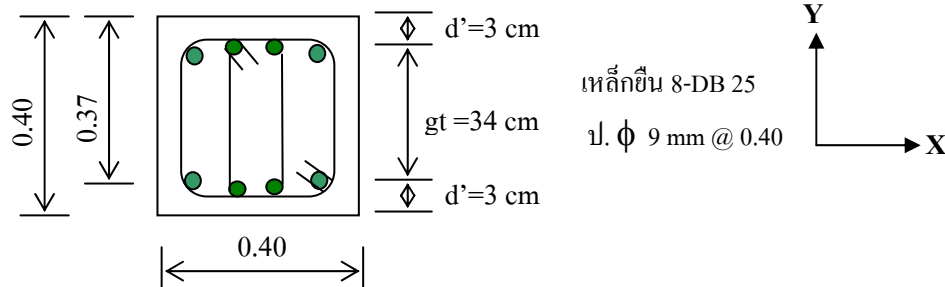
$$\text{น้ำหนักจากเสารับหลังคา} = 2,760 \text{ kg}$$

$$\text{น้ำหนักจากคาน GB1} = 192 \times 5.00 = 960 \text{ kg}$$

$$\text{รวมน้ำหนักลงเสา} = 3,720 \text{ kg}$$

มอมนตโนเสอ = 7,500 kg.m

เลออกขนาดเสอตอมอ 0.40 × 0.40



$$e = \frac{M}{P} = \frac{7,500 \times 100}{3,720} = 201.61 \text{ cm}$$

เลออกเสอขนาด 40×40 cm และเลออกปรอมาณเหล็กเสริม $\rho_g = 0.02$ (2%)

หน้าคัดล้เหลอยมฝอเสอเสริมเหล็กทง 2 ดอานเหมอองกัน

$$\rho_g = \frac{A_s}{t^2}$$

$$A_s = 0.02 \times 40 \times 40 = 32 \text{ cm}^2$$

Use 8 - DB 25 mm (39.28 cm²) จดัเหล็กเหมอองกัน 2 ดอาน ชนดเสอปลอกเดอียว

$$e_{bx} = e_{by} (0.67\rho_g.m + 0.17)(t - d')$$

$$\text{New } \rho_g = \frac{39.28}{40 \times 40} = 0.025$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{3,000}{0.85 \times 170} = 20.76 \text{ ksc.}$$

$$e_{bx} = e_{by} (0.67 \times 0.025 \times 20.76 + 0.17)(40 - 3) = 19.16 \text{ cm}$$

$e > e_{bx}$ ดงนั้ตองออกเบบแรงดงเป้นหลัก

หอสบถหน้าคัด เสอหน้าคัดล้เหลอยมจตุรัสวงเหล็กยอเนอเหมอองกันทง 2 ดอาน รบแรงดงและแรงอด

$$\text{มอมนตควมเลออย} \quad I_x = I_y = \frac{1}{12} t^4 + (2n-1)A_s t \frac{gt^2}{4}$$

$$\text{เนอที่หน้าคัดคอนกรอต} \quad A_g = t^2$$

$$\text{ระช} \quad c_x = c_y = \frac{t}{2}$$

$$I_x = I_y = \left[\frac{1}{12} \times (40)^4 \right] + [(2 \times 10 - 1) \times 39.28 \times \frac{(34)^2}{4}] = 429,020 \text{ cm}^4$$

$$F_a = 0.34 (1 + \rho_g.m) f_c' = 0.34 (1 + 0.025 \times 20.76) \times 170 = 87.79 \text{ ksc.}$$

$$F_b = 0.45 f_c' = 0.45 \times 170 = 76.5 \text{ ksc.}$$

$$\text{จาก } \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00$$

$$f_a = \frac{P_b}{A_g} = \frac{P_b}{t^2} = \frac{P_b}{40^2} = \frac{P_b}{1,600} = 0.000625P_b$$

$$f_b = M_x \cdot \frac{C_x}{I_x} = P_b \cdot e_b \cdot \frac{C_x}{I_x} = \frac{P_b \times 19.16 \times 20}{429,020} = 0.000893P_b$$

แทนค่าในสมการ

$$\frac{0.000625P_b}{87.79} + \frac{0.000893P_b}{76.5} \leq 1.00$$

$$P_b = 53,205 \text{ kg}$$

$$M_b = P_b \times \frac{e_b}{100} = 53,205 \times \frac{19.16}{100} = 10,194 \text{ kg.m}$$

$$M_o = 0.40 A_s \cdot f_y \cdot (d-d')$$

$$A_s = \text{พื้นที่หน้าตัดเหล็กรับแรงดึง} = 4 \times \pi \times \frac{2.5^2}{4} = 19.64 \text{ cm}^2$$

$$M_o = 0.40 \times 19.64 \times 3,000 \times (37-3) = 801,312 \text{ kg.cm} = 8,013 \text{ kg.m}$$

$$P = P_b \left(\frac{M - M_o}{M_b - M_o} \right)$$

$$= 53,205 \left(\frac{7,500 - 8,013}{10,194 - 8,013} \right)$$

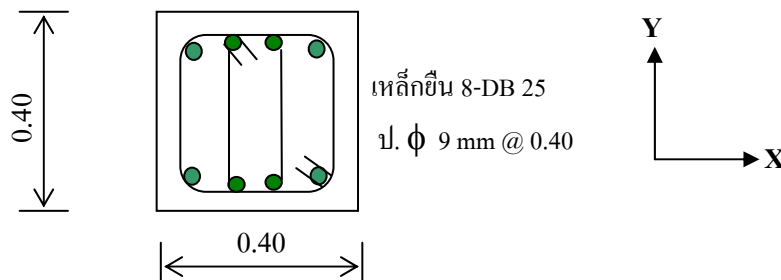
$$= -12,514 \text{ kg} < 2,760 \text{ kg} \text{ ซึ่งอยู่ต่ำกว่าขอบเขตการวิบัติ} \quad \text{ตอบ}$$

Check Tied เหล็กยื่นโตกว่า $\varnothing 20 \text{ mm}$ ใช้เหล็กปลอก $\varnothing 9 \text{ mm}$

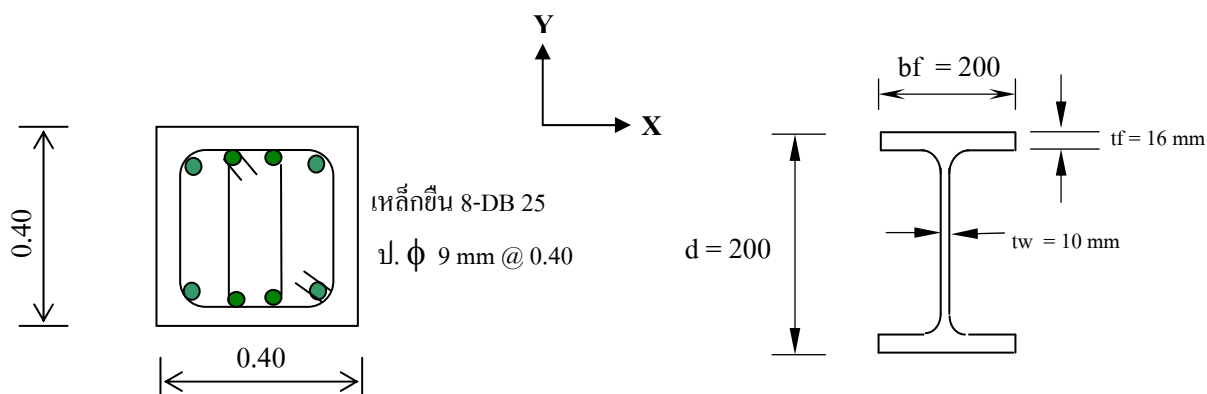
$$S = 16 \times 2.5 = 40 \text{ cm}$$

$$\text{or} = 48 \times 0.9 = 43.2 \text{ cm}$$

$$\text{or} = \text{ด้านแคบ} = 40 \text{ cm}$$



ออกแบบจุดต่อระหว่างเสาเหล็กกับเสาตอม่อ



ออกแบบขนาดแผ่นเหล็ก (base plate) โดยวิธี ASD ตามมาตรฐาน AISC

ใช้แผ่นเหล็กเท่ากับขนาดเสา $N = 40 \text{ cm}$, $B = 40 \text{ cm}$

กำลังดึงต่ำสุดของสลักเกลียว = $4,077 \text{ kg/cm}^2$

- หาค่าหน่วยแรงต้านทานที่ยอมให้จากสมการ $F_p = 0.35 f_c'$

$$F_p = 0.35 \times 170 = 59.5 \text{ kg/cm}^2$$

- ตรวจสอบ $e = \frac{7,500 \times 100}{2,765} = 271.25 \text{ cm}$

$$\frac{N}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ cm}$$

- $\frac{N}{6} \leq e$

สมมติให้ระยะสลักเกลียวจากขอบแผ่นเหล็ก (d) ประมาณ 5 cm

$$A' = (N - \text{ระยะขอบแผ่นเหล็ก } 2 \text{ ข้าง}) / 2 = 15 \text{ cm}$$

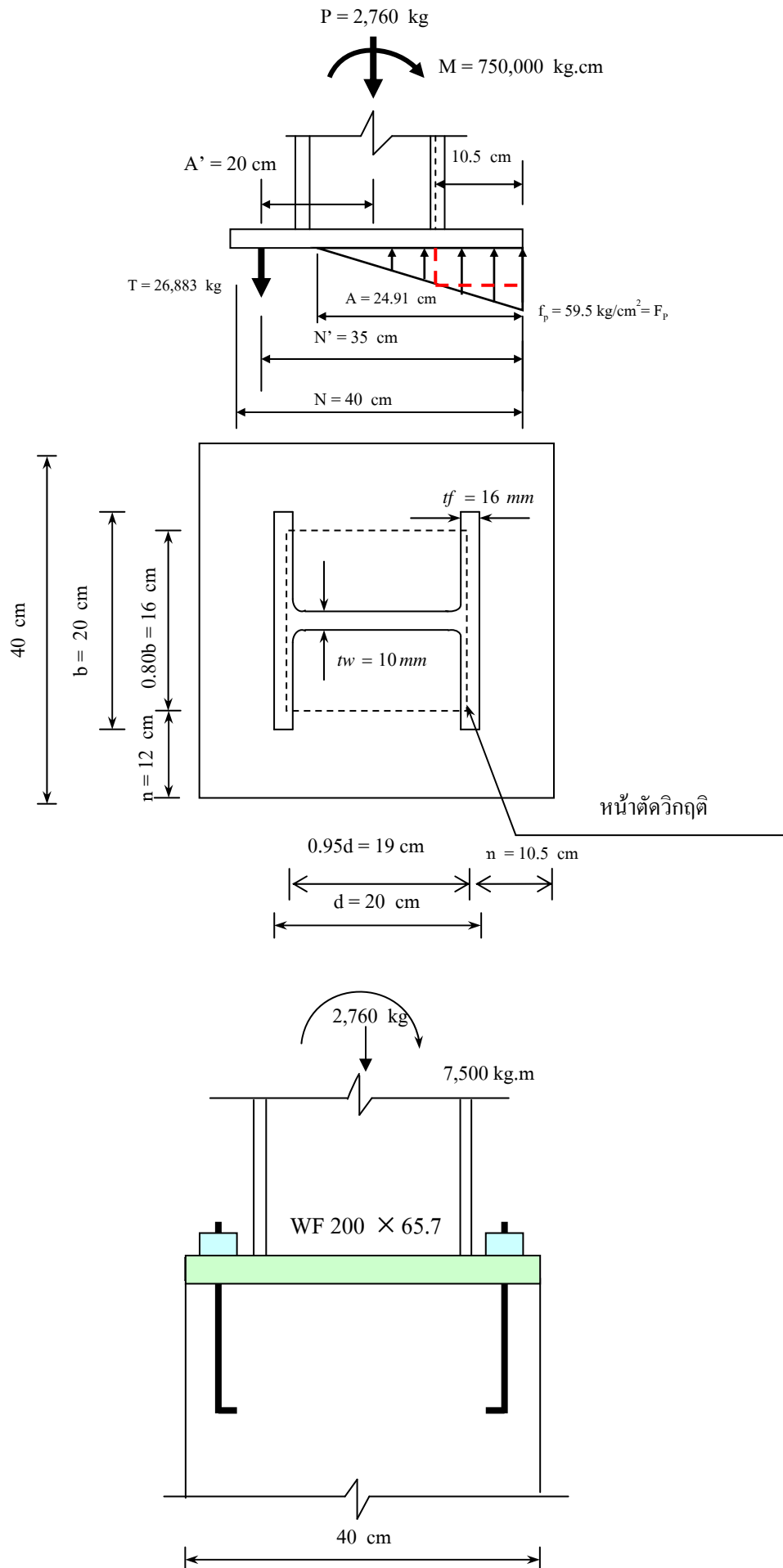
$$f = \frac{F_p \times N \times (B - d)}{2} = \frac{59.5 \times 40 \times (40 - 5)}{2} = 41,650 \text{ kg}$$

$$A = \frac{f \pm \sqrt{f^2 - 4 \left(\frac{F_p \cdot B}{6} \right) (PA' + M)}}{\frac{F_p \cdot B}{3}}$$

$$A = \frac{41,650 \pm \sqrt{(41,650)^2 - 4 \left(\frac{59.5 \times 40}{6} \right) (2,760 \times 15 + 750,000)}}{\frac{59.5 \times 40}{3}}$$

$$= \frac{41,650 \pm 21,886.85}{\frac{59.5 \times 40}{3}}$$

$$= 80.08, 24.91 \text{ cm} \text{ ใช้ค่าน้อย } 24.91 \text{ cm}$$



หาแรงดึง (T) ในสลักเกลียวจากสมการ $T = \frac{F_p \cdot A \cdot B}{2} - P$

$$T = \frac{59.5 \times 24.91 \times 40}{2} - 2,760 = 26,883 \text{ kg}$$

3. หน้าตัดวิกฤติ $= \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{40 - 0.95 \times 20}{2} = 10.5 \text{ cm}$ จากขอบเสา

หาหน่วยแรงต้านที่ระยะ 10.5 cm $= \left(\frac{59.5}{24.91} \right) \times (24.91 - 10.5) = 34.42 \text{ kg/cm}^2$

4. ค่าโมเมนต์ต่อความกว้าง 1 cm,

$$M_{Pl} = 34.42 \times \frac{(10.5)^2}{2} + \left(\frac{1}{2} \times 10.5 \times (59.5 - 34.42) \times \left(\frac{2}{3} \times 10.5 \right) \right)$$

$$= 2,819.09 \text{ kg.cm/cm}$$

4. ขนาดแผ่นเหล็กรองใต้เสา, $t_p = \sqrt{\frac{6M_{Pl}}{F_B}} = \sqrt{\frac{6 \times 2,819.09}{0.75 \times 2,400}} = 3.06 \text{ cm}$ Use 3 cm

ใช้แผ่นเหล็กรองใต้เสาขนาด 40 × 40 cmหนา 3 cm ตอบ

หาจำนวนและขนาดของสลักเกลียว (anchor bolt) ชนิดงอขอ แบบ A307

แรงดึง (T) ในสลักเกลียว = 26,882.9 kg

1. หาแรงดึงที่ยอมให้ของสลักเกลียวจาก $F_t = 0.33F_u = 0.33 \times 4,077 = 1,345.41 \text{ kg}$

ดังนั้นหน้าตัดที่ต้องการ, $A_g = \frac{T}{F_t} = \frac{26,883}{1,345.41} = 19.98 \text{ cm}^2$

เลือกสลักเกลียวขนาด ϕ 25 mm ($A_g = 4.91 \text{ cm}^2$)

ดังนั้นใช้สลักเกลียว $= \frac{19.98}{4.91} = 4.06$ ใช้ด้านละ 4 ตัว

ใช้สลักเกลียวขนาด ϕ 25 mm ด้านละ 4 ตัว

$(A_g = 4 \times 4.91 = 19.64 \text{ cm}^2 < 19.98 \text{ cm}^2$ เล็กน้อยมากใช้ได้)

2. หาความยาวของสลักเกลียว $L_h = \frac{\left(\frac{T}{2} \right)}{\left(\frac{0.70 f_c' d}{1.7} \right)} = \frac{\left(\frac{26,883}{2} \right)}{\left(\frac{0.70 \times 170 \times 2.5}{1.7} \right)} = 76.80 \text{ cm}$

ความยาวทั้งหมดเท่ากับความยาวที่หาได้บวกกับความยาวที่ฝังต่ำสุด = 12d

$= 76.80 + (12 \times 2.5) = 106.80 \text{ cm}$ ใช้ความยาว 110 cm

ออกแบบรอยเชื่อม ใช้ลวดเชื่อม E60

หน่วยแรงที่ปีกเสา = $\frac{M}{S_x} - \frac{P}{A}$

WF 200 × 65.7 (A = 83.69 cm², S_x = 628 cm³)

$$\begin{aligned} \text{ดั่งนั้นหน่วยแรงที่ปีกเสา} &= \frac{750,000}{628} - \frac{2,760}{83.69} \\ &= 1,161.29 \text{ kg/cm}^2 \text{ (เป็นแรงดึง)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{แรงดึง} = \text{ft.A} &= \text{ft.bf.tf} \\ &= 1,161.29 \times 20 \times 1.6 \\ &= 37,161.28 \text{ kg} \end{aligned}$$

ลวดเชื่อม E60 , กำลังต้านทานการเชื่อม = 0.707 a.L.Fv

$$Fv = 1,260 \text{ kg/cm}^2$$

เลือกขนาดการเชื่อม = 5 mm คิดต่อความยาว 1 cm

กำลังต้านทานการเชื่อม = $0.707 \times 0.5 \times 1 \times 1,260 = 445 \text{ kg/cm}$

ความยาวการเชื่อม = $\frac{37,161.28}{445} = 83.51 \text{ cm}$

รอยเชื่อมทั้งหมด = ปีกเสาด้านนอกยาว + ปีกเสาด้านในยาว + ขอบ
 = $20 + (20-1) + (1.6 \times 2) = 42.2 \text{ cm}$

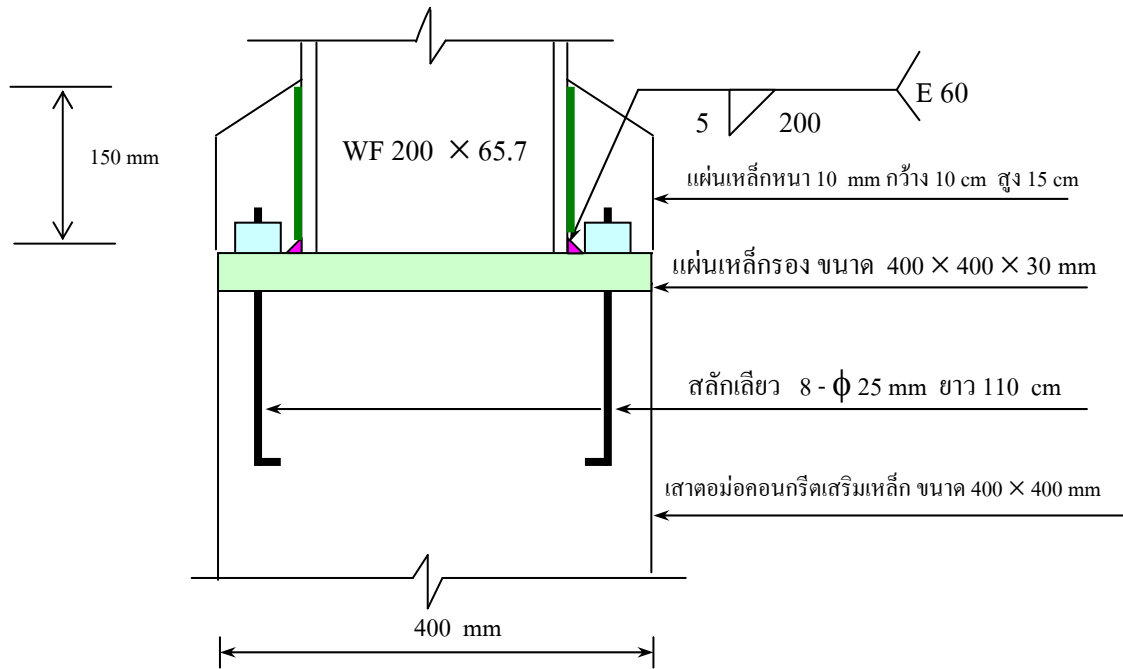
เสริมรอยเชื่อมเพิ่มโดยใช้เหล็กแผ่นหนา 10 mm 2 แผ่น ยาวแผ่นละ 10 cm ได้ความยาวรอย

เชื่อม = $(10 \times 2 \times 2) + (1 \times 2) = 42 \text{ cm}$

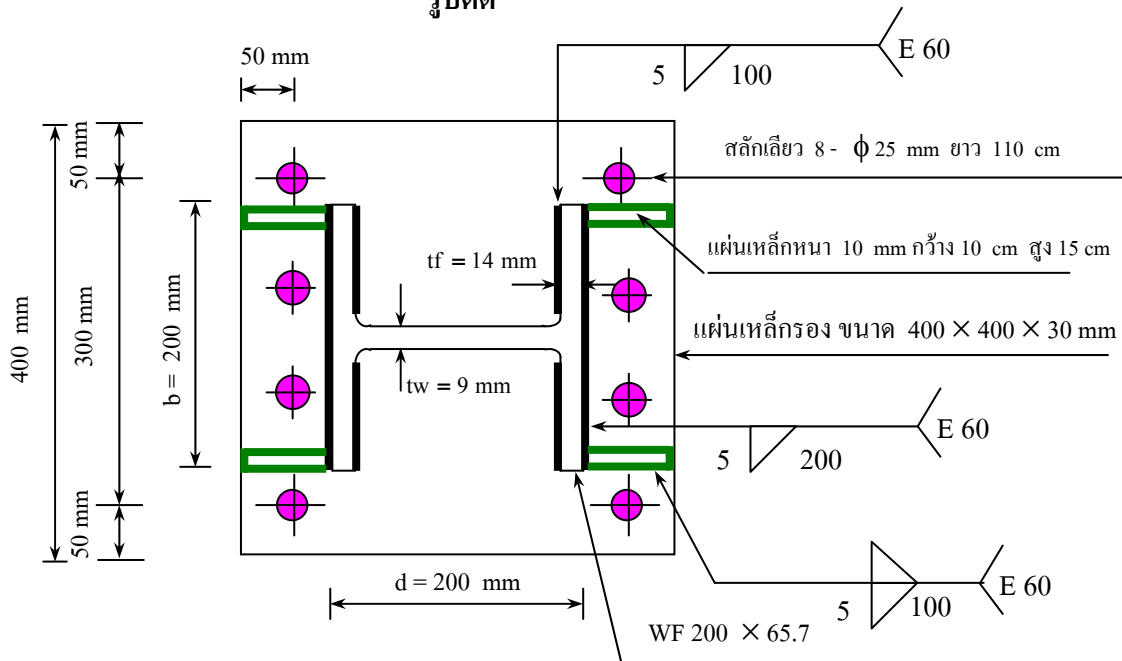
รวมความยาวรอยเชื่อมทั้งหมดเท่ากับ = $42.2 + 42 = 84.2 \text{ cm} > 83.51 \text{ cm}$ O.K

ดั่งนั้นสามารถรับแรงได้ = $445 \times 84.2 = 11,125 \text{ kg} > 835 \text{ kg}$ **ตอบ**

สามารถเขียนรูปขยายจุดต่อระหว่างเสาเหล็กกับเสาตอม่อคอนกรีตได้ดังนี้



รูปตัด



แปลน

ออกแบบฐานราก ใช้เสาเข็ม □ 0.20 × 0.20 × L (Safe Load = 20 T/Pile)

โมเมนต์ 7,500 kg.m

น้ำหนักจากเสาตอม่อ 3,720 kg

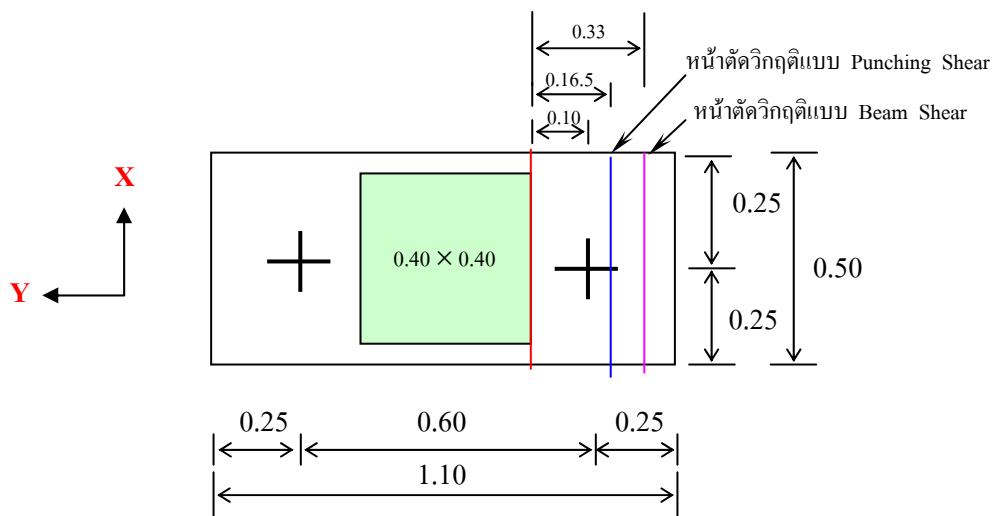
DL. ≈ 10 % = 372 kg

Total Load = 4,092 kg

No. of pile = $\frac{4,092}{20,000} = 0.21$ Use 2

Use Size of footing = 0.50 × 1.10

(ระยะห่าง = 3 เท่าของขนาดเสาเข็ม ส่วนตัวริมใช้ 1 เท่าของขนาดเสาเข็มหรือมากกว่า)



$$\text{Max. Load per pile} = \frac{4,092}{2} + \frac{7,500}{0.60} = 14,546 \text{ kg/pile} < 20,000 \text{ kg } \mathbf{O.K.}$$

$$\text{Min. Load per pile} = \frac{4,092}{2} - \frac{7,500}{0.60} = 10,454 \text{ kg/pile} < 20,000 \text{ kg } \mathbf{O.K.}$$

$$M \text{ ที่ขอบเสา} = 14,546 \times \frac{(0.60 - 0.40)}{2} = 1,455 \text{ kg.m}$$

$$d = \sqrt{\frac{1,455}{8.54 \times 0.50}} = 18.45 \text{ cm}$$

Use "t" = 40 cm

New "d" = 40 - 7 = 33 cm (คิดคอนกรีตหุ้มเหล็กและถึงจุดศูนย์กลางของเหล็ก)

$$A_s = \frac{1,455}{1,500 \times 0.900 \times 0.33} = 3.27 \text{ cm}^2$$

Use 3-DB 12 ($A_s = 3.39 \text{ cm}^2$)

Check Shear

1. **Beam Shear** ที่หน้าตัดวิกฤตระยะ d จากขอบเสา 33 cm

พิจารณาเสาเข็มที่อยู่ห่างจากหน้าตัดวิกฤติ ปรากฏว่าเสาเข็มห่างจากหน้าตัดวิกฤติเข้ามาหาตอม่อเท่ากับ 23 cm มากกว่า 15 cm ฉะนั้นจึงไม่ต้องคิดแรงเฉือน

2. **Punching Shear** ที่หน้าตัดวิกฤติระยะ $\frac{d}{2} = \frac{33}{2} = 16.5$ cm จากขอบเสาโดยรอบ

$$V_{c_{all}} = 0.53 \sqrt{170} = 6.91 \text{ ksc.}$$

พิจารณาเสาเข็มที่อยู่ห่างจากหน้าตัดวิกฤติ ปรากฏว่าเสาเข็มห่างจากหน้าตัดวิกฤติเข้ามาหาตอม่อเท่ากับ 6.5 cm น้อยกว่า 15 cm ฉะนั้นจึงนำไปคิดแรงเฉือนและลดแรง P ลงตามส่วน

$$P' = \frac{1}{30} (-x + 15) P = \frac{1}{30} \times (-6.5 + 15) \times 14,546 = 4,121 \text{ kg}$$

$$V = 4,121 \times 2 = 8,242 \text{ kg}$$

$$V_p = \frac{V}{b_o \cdot d} = \frac{8,242}{2 \times (40 + 33) + 2(40 + 20) \times 33} = 0.94 \text{ ksc.} < 6.91 \text{ ksc. O.K.}$$

Check Bond

$$\mu_{all} = \frac{3.23 \sqrt{170}}{1.2} = 35.09 \text{ ksc. (use } \leq 35 \text{ ksc.)}$$

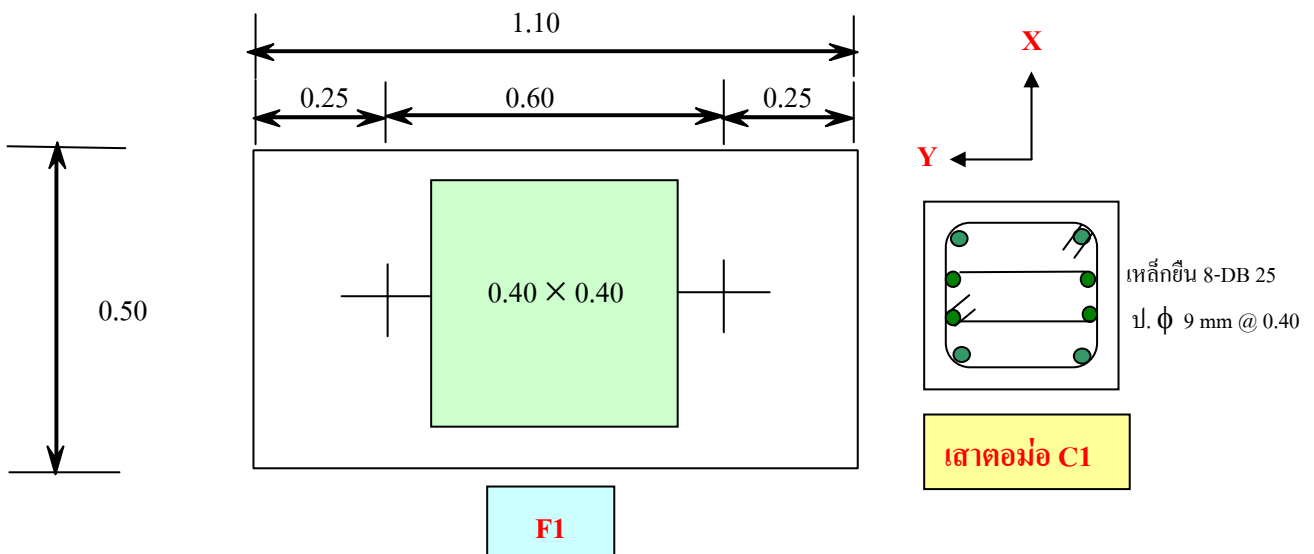
$$\begin{aligned} \Sigma O &= \frac{V_{max}}{\mu j d} \\ &= \frac{14,546}{35 \times 0.900 \times 33} = 13.99 \text{ cm} \end{aligned}$$

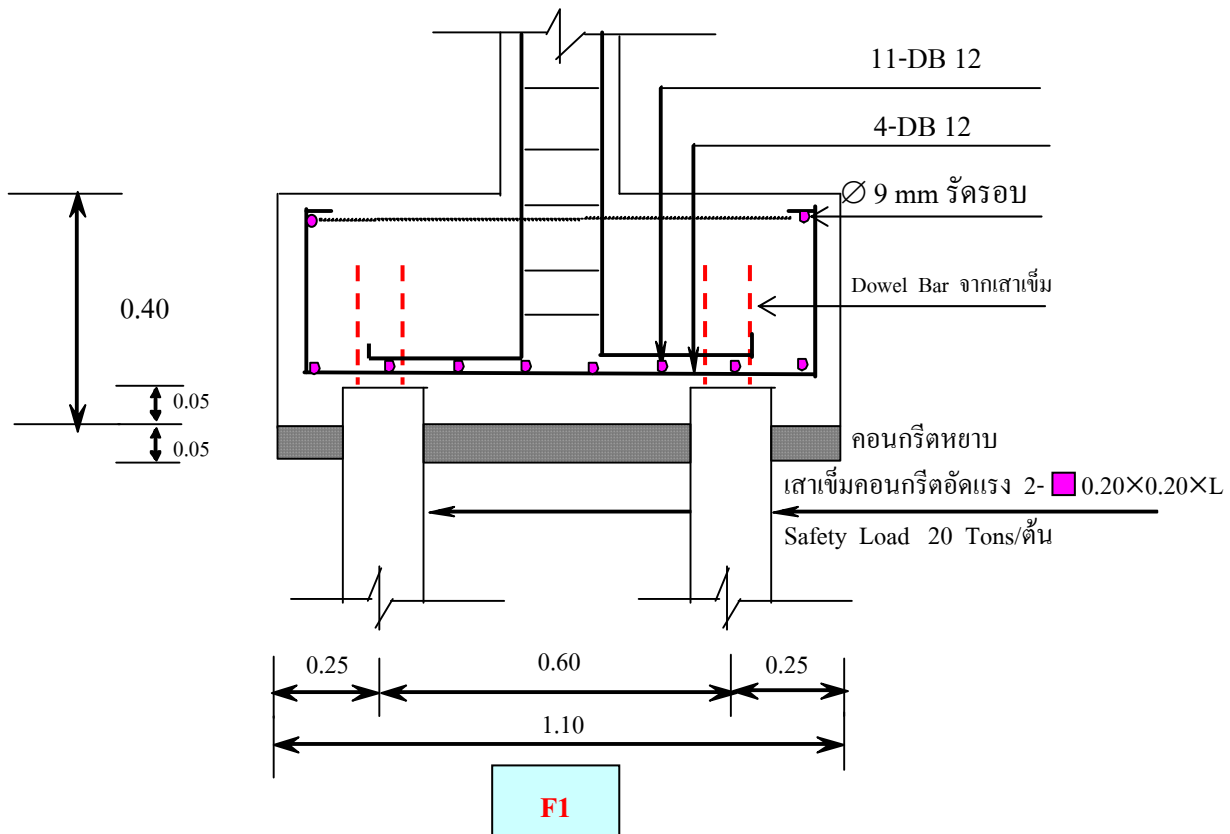
Use 4-DB 12 ($\Sigma O = 15.07$ cm)

$$A_s \text{ คำนวณ } = 0.0025bt = 0.0025 \times 110 \times 40 = 11 \text{ cm}^2$$

Use 10-DB 12 ($A_s = 11.3 \text{ cm}^2$)

เขียนรูปแสดงการเสริมเหล็กของฐานรากได้





ออกแบบพื้น GS

GS เป็น Slab on Ground ฉะนั้นการออกแบบพื้นวางบนดินสิ่งสำคัญที่สุดคือการบดอัดดินให้แน่น กรณีดินอ่อนมากแนะนำให้ออกแบบเป็นพื้นวางบนคาน (Slab on Beam) หรือออกแบบเป็นพื้นวางบนเสาเข็มแบบปูพรมซึ่งมีค่าใช้จ่ายสูงขึ้น สำหรับการเสริมเหล็กในพื้นที่เป็นเพียงเหล็กเสริมต้านทานการยืดหดตัว การสร้างต้องแยกพื้นออกจากคานคอดินทั้งนี้เพื่อป้องกันการยุบตัวที่เกิดขึ้นอาจทำให้ตรงขอบคานแตกได้หากไม่แยกออกจากกัน และเพื่อบังคับให้พื้นแตกเป็นระเบียบ จำเป็นแบบต้องมีข้อต่อเพื่อการยืดหดตัว (Contraction joint) ที่เกิดขึ้นด้วย ซึ่งควรทำทุกระยะ 5.00 m หรือไม่เกิน 10.00 m ซึ่งมีความยาวเท่ากับ ความยาวเหล็กเส้นพอดี

ความหนาของพื้นวางบนดินสำหรับโรงงานทั่วไปอยู่ระหว่าง 10-15 cm

กรณีใช้เหล็กกลม ค่า $F_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$ ขนาดต่ำสุดที่ใช้ไม่เล็กกว่า 6 mm และระยะห่างไม่เกิน 3 เท่าของความหนาพื้น

$$A_{s_{temp}} = 0.0025bt$$

หรือกรณีใช้เหล็กตะแกรงสำเร็จรูป (Wire mesh) ตามมาตรฐาน ASTM A185-89 และมาตรฐาน มอก. 737-2531

มีขนาดเส้นผ่านศูนย์กลางตั้งแต่ 4-8 mm

ความกว้าง 0.90-2.50 m ความยาว 2.00-10.00 m

ค่า $F_y = 5,500 \text{ kg/cm}^2$ ค่า $F_u = 6,000 \text{ kg/cm}^2$

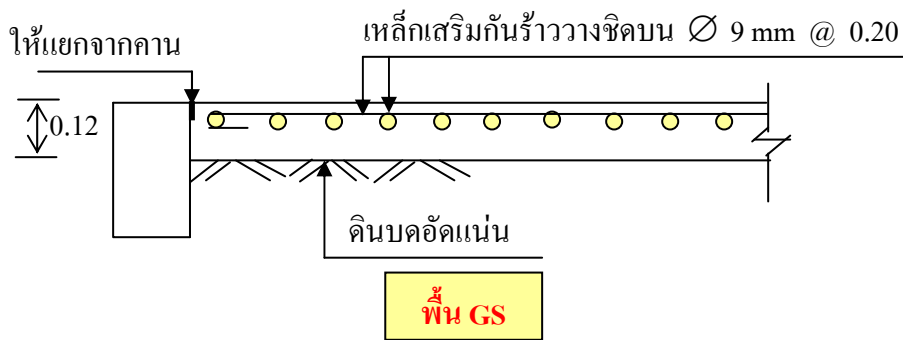
$A_{s_{temp}} = 0.0014bt$

ในที่นี้เลือกออกแบบพื้นวางบนดินและทำการบดอัดดินให้แน่น ใช้ความหนา 12 cm

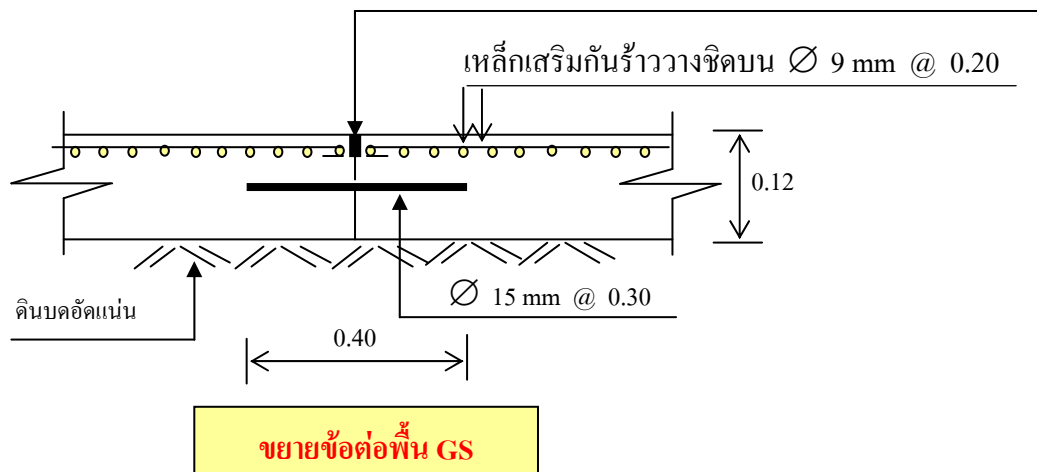
ใช้เหล็กกลม $\varnothing 9 \text{ mm}$ ($A_s = 0.64 \text{ cm}^2$)

$A_{s_{temp}} = 0.0025bt = 0.0025 \times 100 \times 12 = 3.0 \text{ cm}^2$

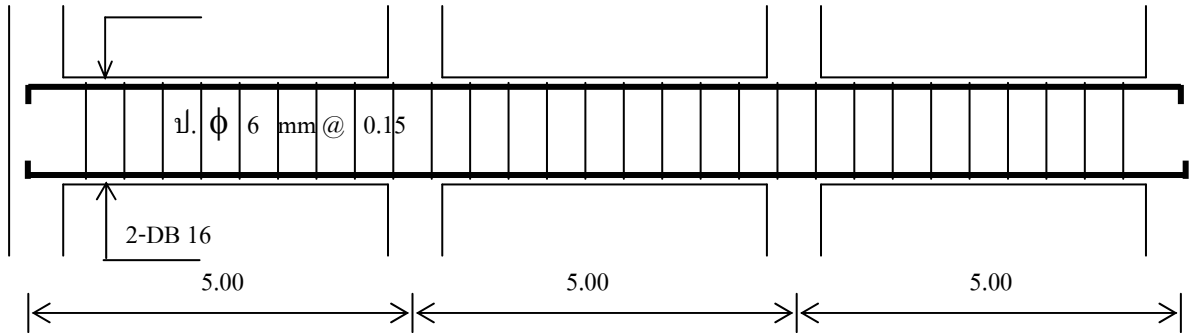
ใช้เหล็ก $\varnothing 9 \text{ mm @ } 0.20$



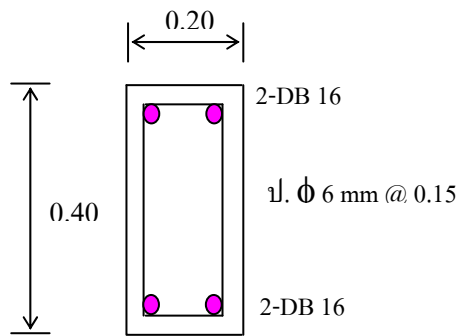
ข้อต่อกว้าง 2 cm ตีค 2.5 cm ออกด้วยยางมะตอยผสมทราย



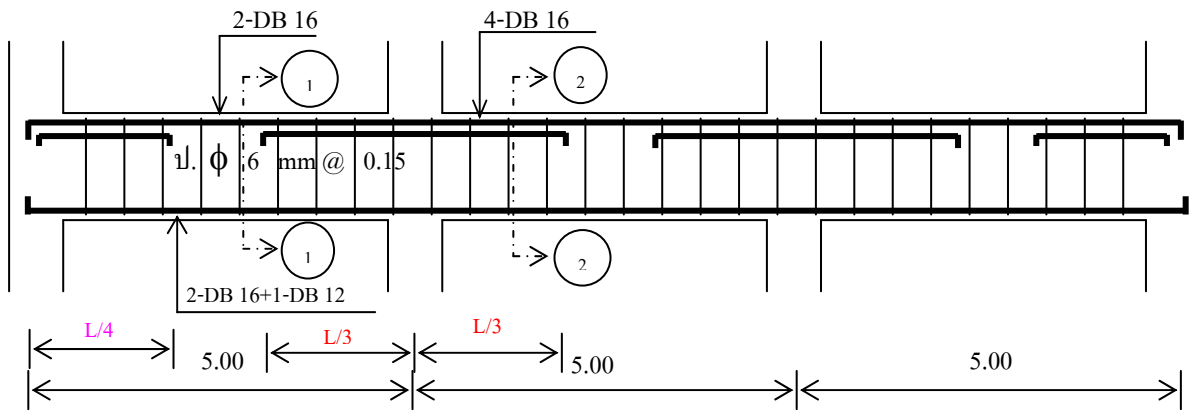
รายละเอียดโครงสร้างคอนกรีต



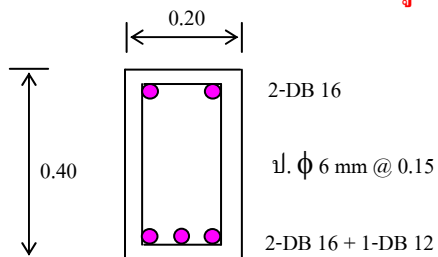
รูปตัดตามยาวตาม RB1



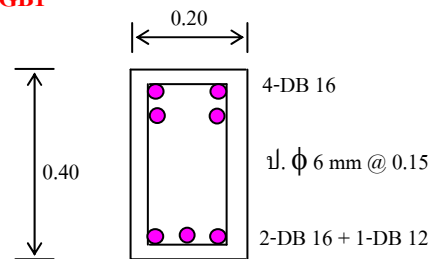
รูปตัดตามขวางตาม RB1



รูปตัดตามยาวตาม GB1

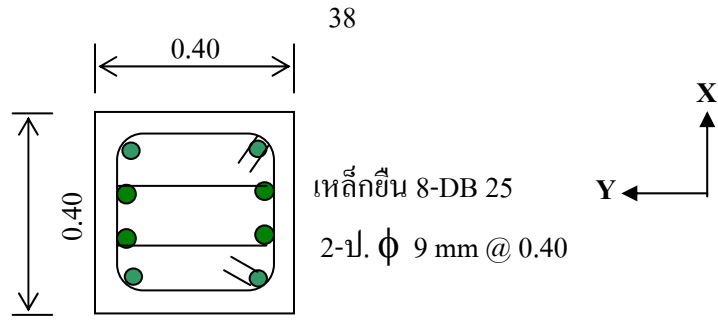


Section ① - ①

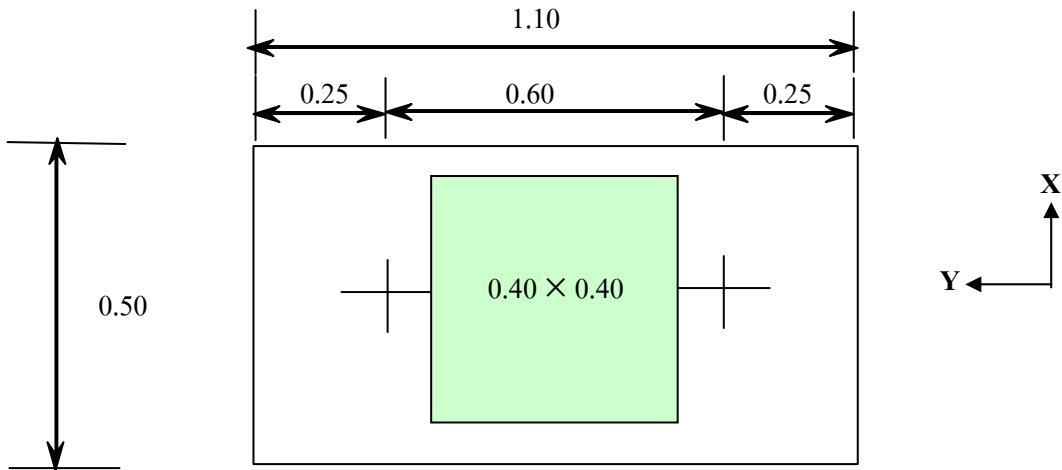


Section ② - ②

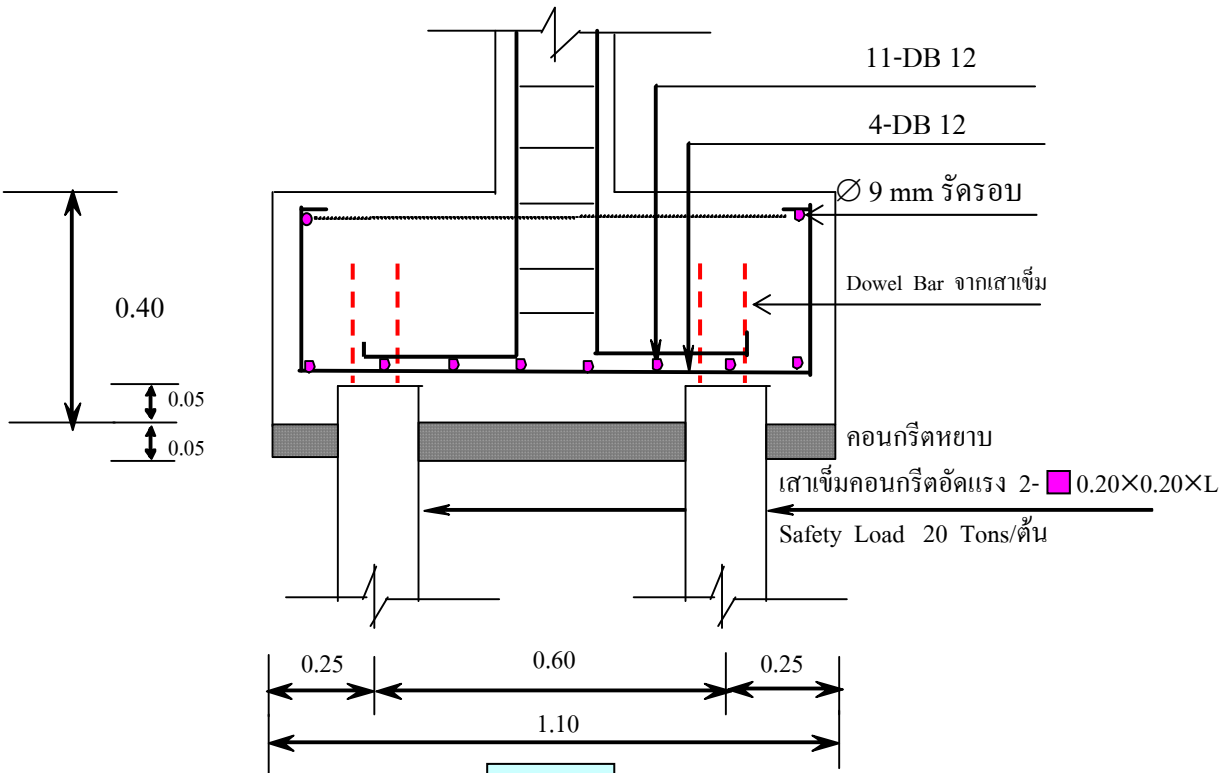
รูปตัดตามขวางตาม GB1

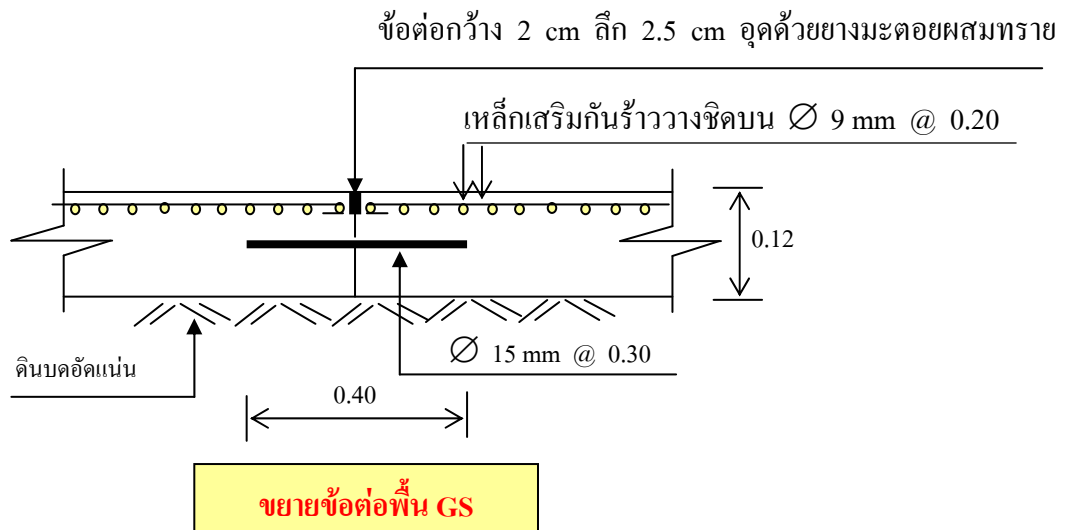
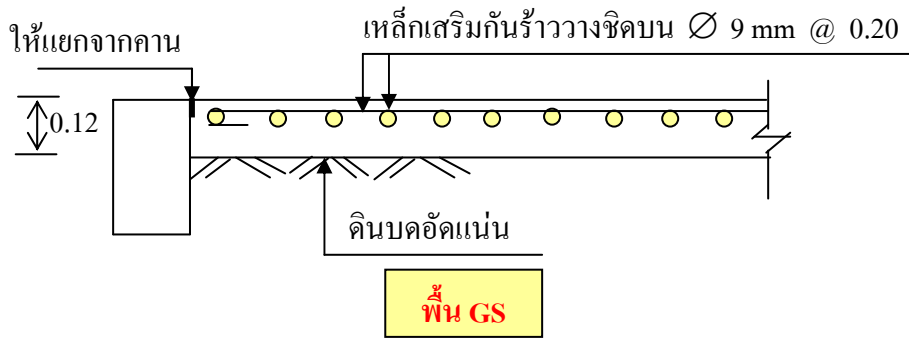


เสาตอม่อ C1 และเสารับหลังคา C1

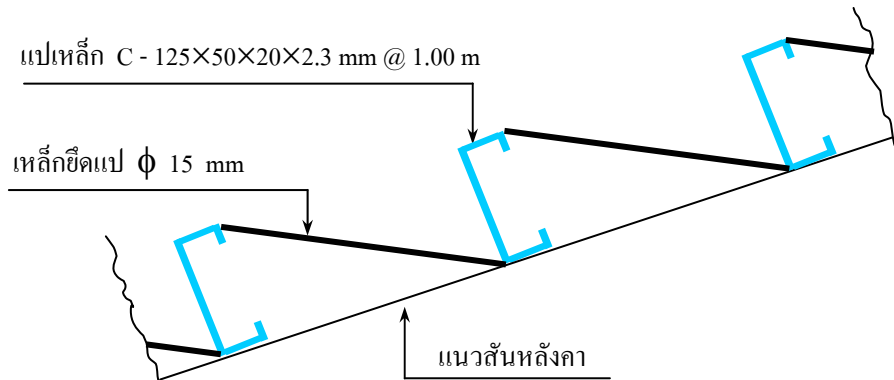


F1



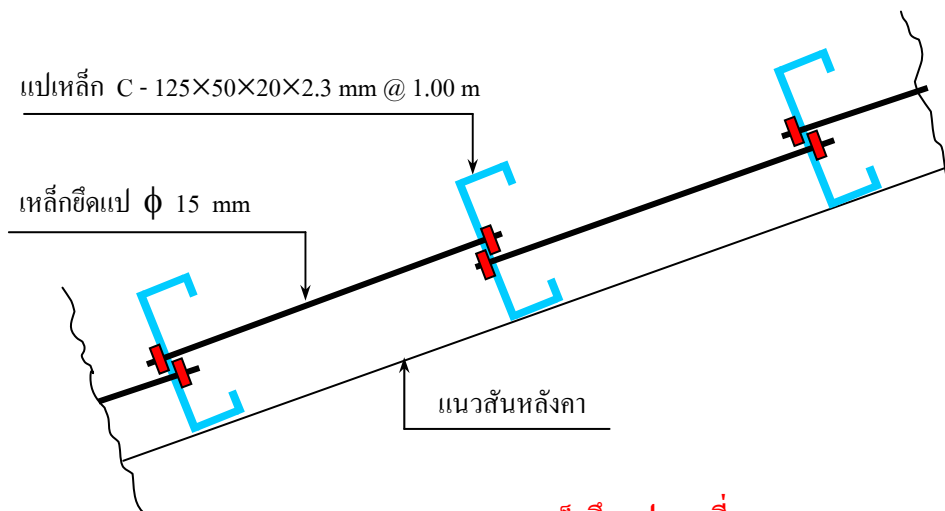


รายละเอียดโครงสร้างหลังคาเหล็กและขยายจุดต่อ



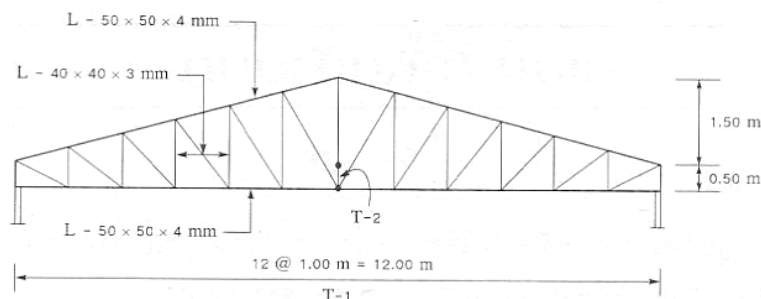
การวางเหล็กยึดแปแบบที่ 1

(สามารถใช้เหล็กกลมที่เหลือในหน่วยงานตัดเป็นท่อนเชื่อมยึดดังรูป ซึ่งมีความประหยัด)



การวางเหล็กยึดแปแบบที่ 2

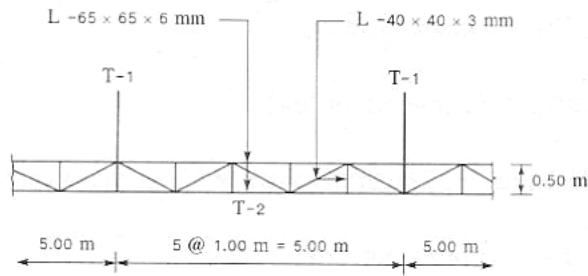
(โดยการเจาะรูกลางแปและใช้เหล็กกลมที่เหลือในหน่วยงานตัดเป็นท่อนทำเกลียวทั้งสองข้างขันยึดด้วยนอต ดังรูป ซึ่งอาจจะยุ่งยากและเสียเวลาบ้าง)



รายละเอียดโครง T-1

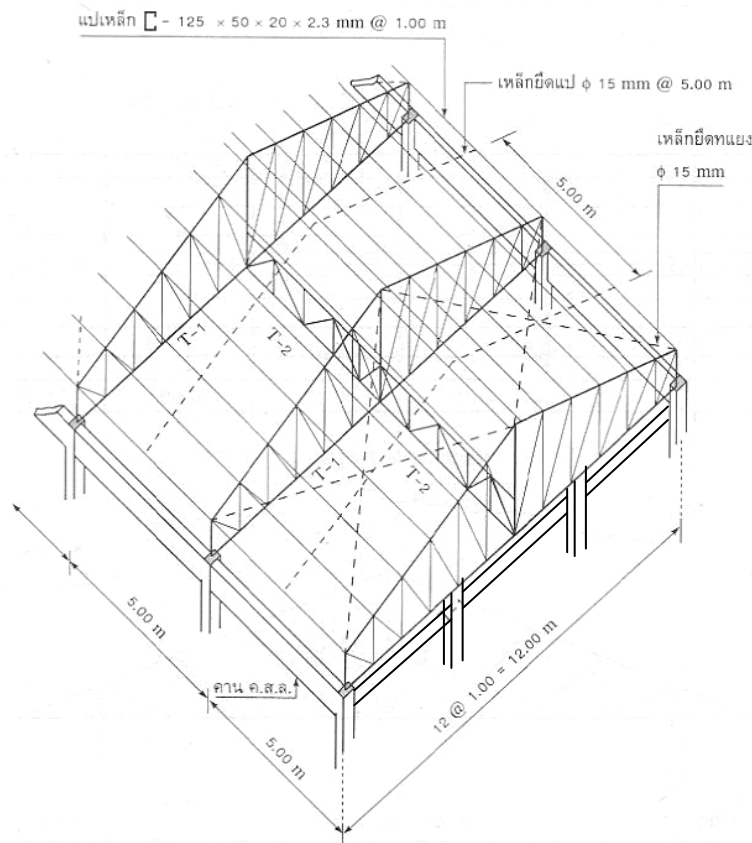
(แนะนำการใส่ T-2 ควรใส่ทุกระยะ 5.00 m เพื่อป้องกันการโก่งคาะด้านข้างของโครงหลังคา ในที่นี้ เนื่องจาก Span Length = 12.00 m จึงจัดไว้ที่กึ่งกลางของ T-1 ยังถือว่าระยะห่างไม่มากนัก)

41



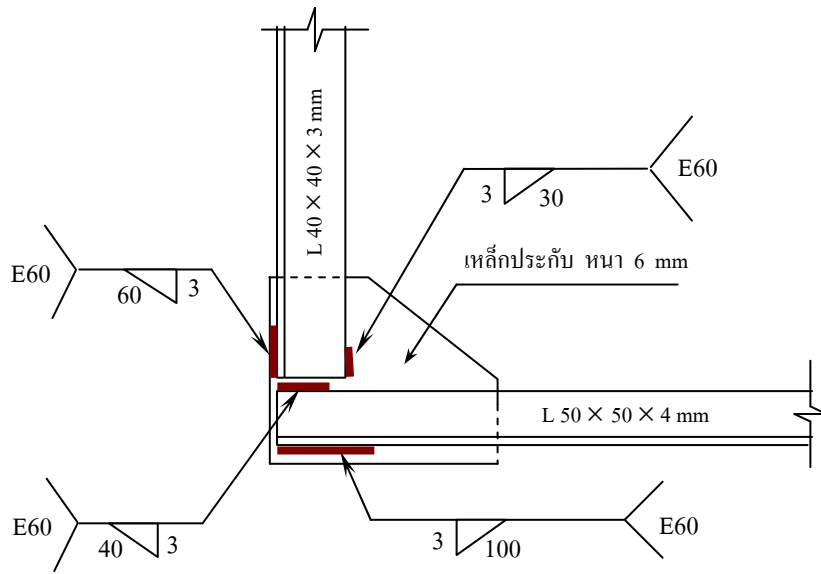
รายละเอียดโครง T-2

(ใช้ความสูง T-2 เท่ากับ 50 cm เท่ากับระยะยกของส่วนปลายของ Truss ซึ่งคู่มือ Space และไม่เกาะกรณี ไม่มีคาน ค.ส.ล. ใช้ T-2 แทน คาน ค.ส.ล. RB1 ได้ วางในแนวระดับเดียวกับ T-2 แถวกลาง ยกเว้น แนวตามขวางไม่จำเป็นต้องใช้ เนื่องจากมี T-1 เป็นโครงสร้างหลักยื่นไว้แล้ว)



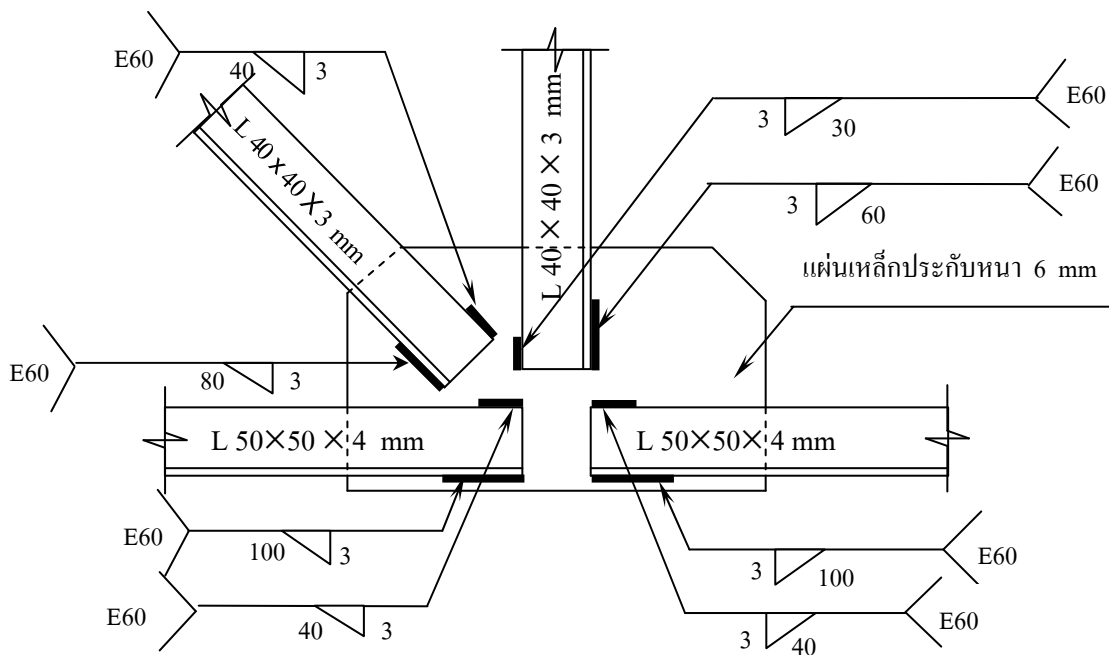
รายละเอียดโครงหลังคาทั้งหมด

(ใช้ Bracing (เหล็กยึดคาน) ไม่น้อยกว่า $\varnothing 15$ mm ใส่ช่วงเสาเว้นช่วงเสา สำหรับด้านข้างทั้งสองข้างของ โครงหลังคาต้องใส่ดังรูป ด้านหนึ่งเชื่อมยึดแน่น อีกด้านหนึ่งทำเกลียวและขันเกลียวให้ตึง จะช่วยรับ แรงลมได้ดี)

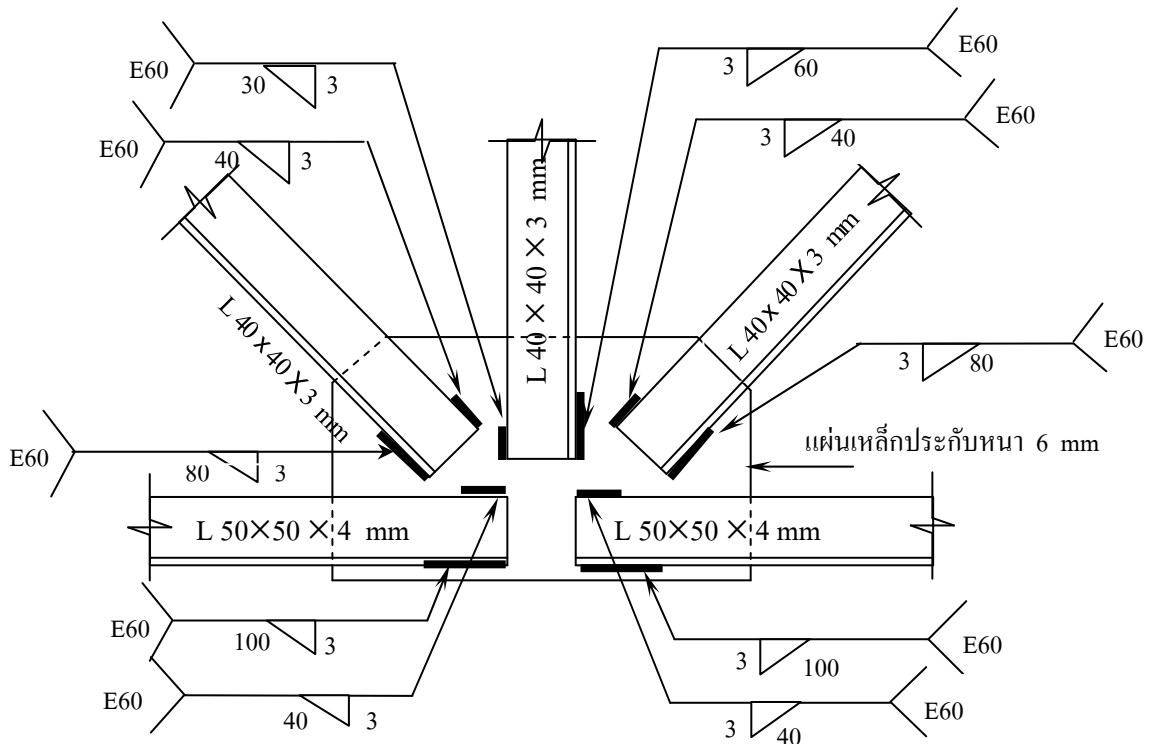


ขยายจุดต่อ L₁, L₁₃

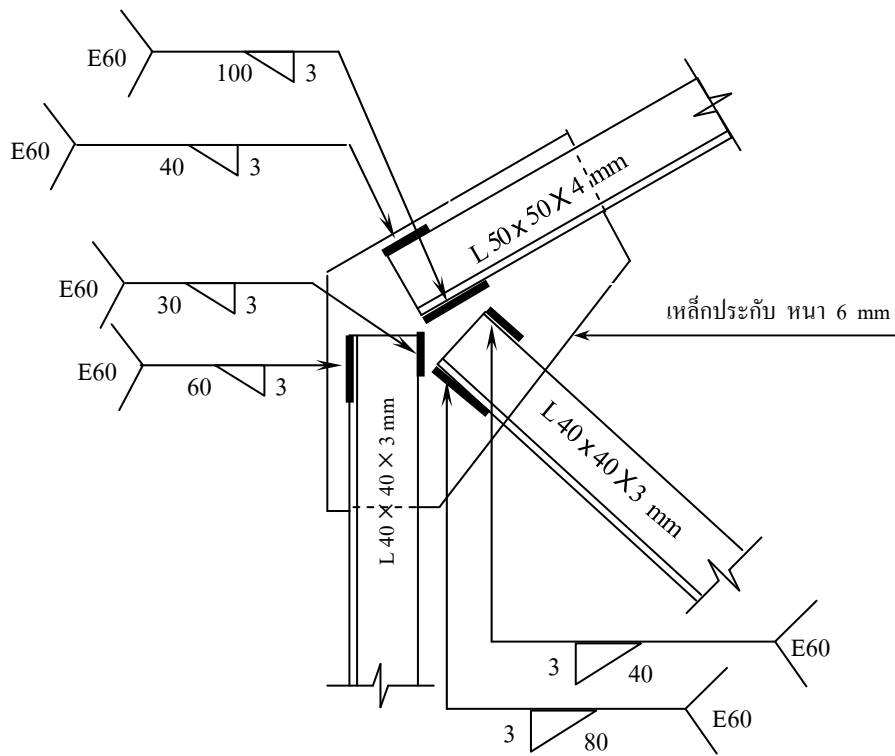
(Gusset Plate (เหล็กประกบ) แนะนำให้ใช้ความหนาไม่น้อยกว่าความหนาของเหล็กโครงสร้าง)



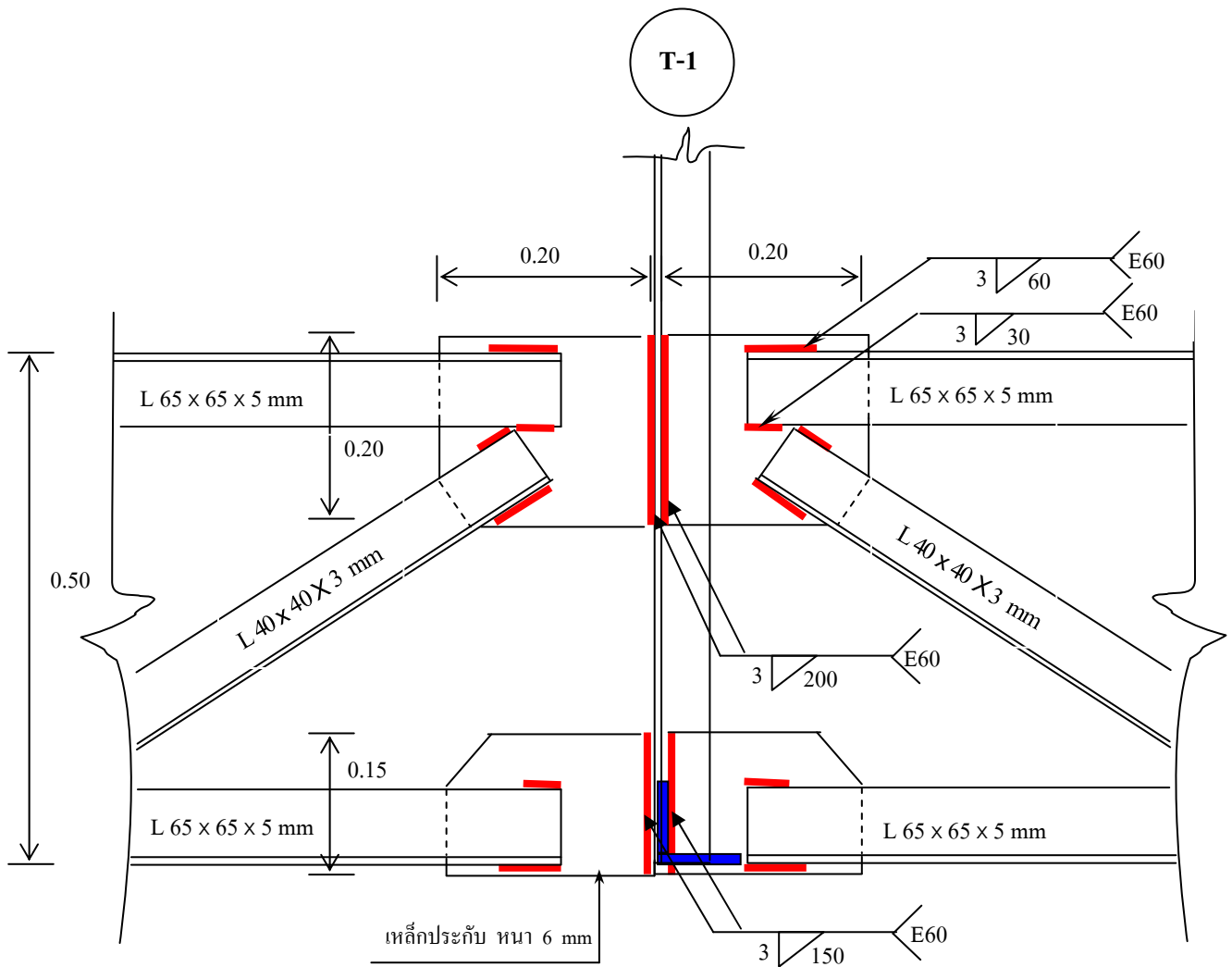
ขยายจุดต่อ L₂, L₃, L₄, L₅, L₆, L₈, L₉, L₁₀, L₁₁, L₁₂



ขยายจุดต่อ L₇

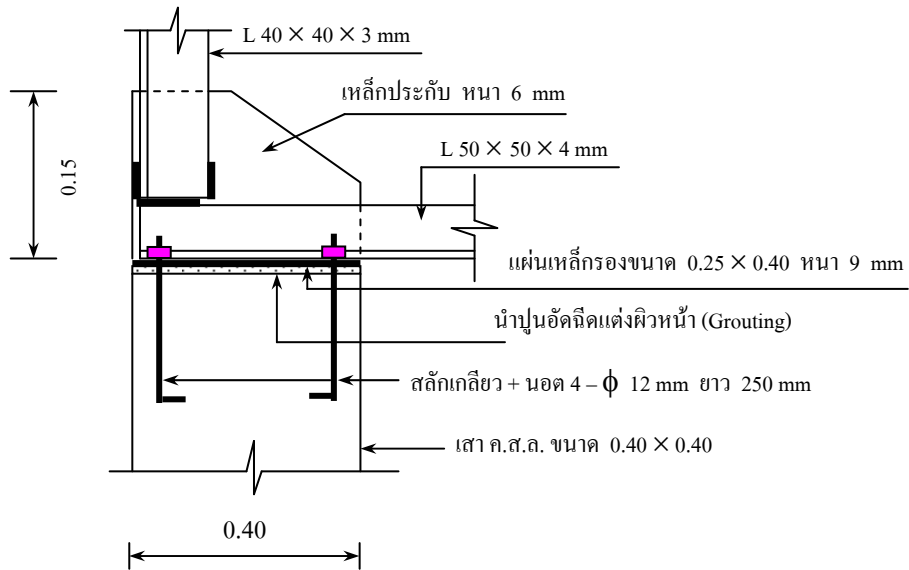


ขยายจุดต่อ U₁, U₁₃

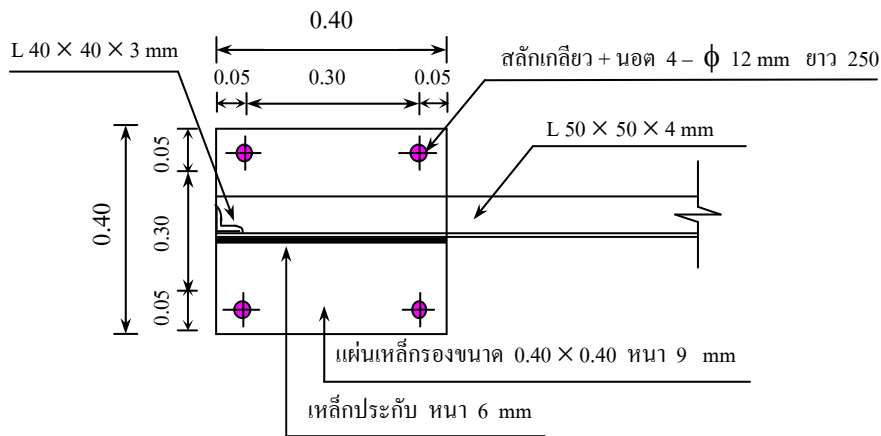


ขยายจุดต่อระหว่าง T-1 กับ T-2

ขยายจุดรองรับด้านซ้ายแบบ Fix Suport

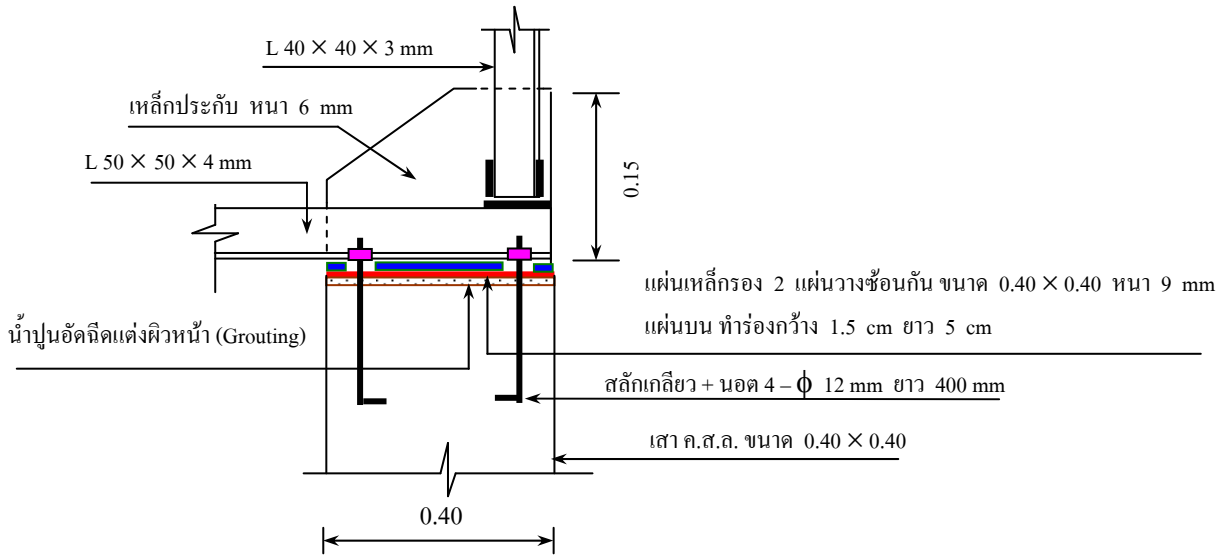


รูปด้านข้าง

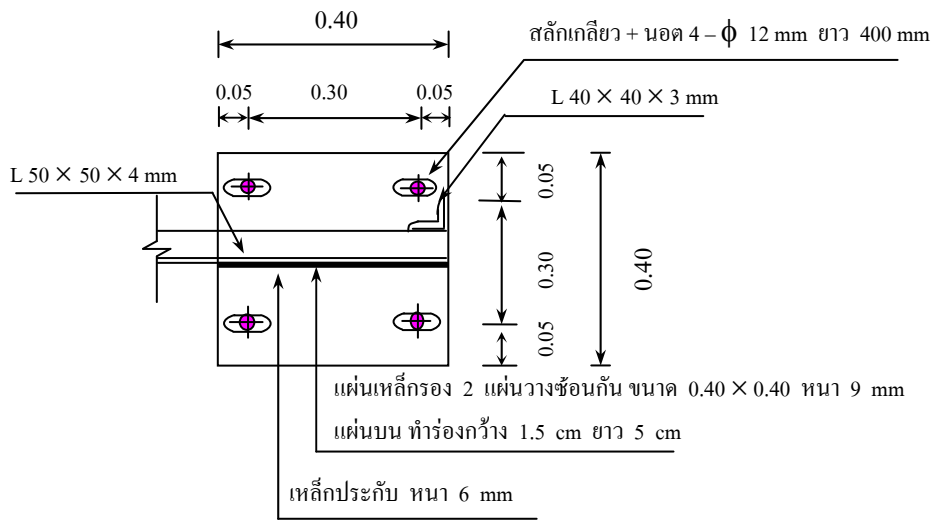


รูปแปลน

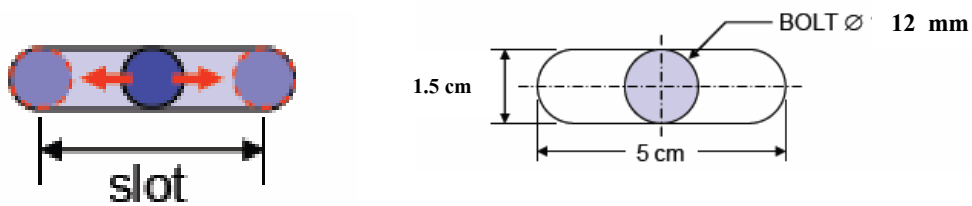
ขยายจุดรองรับด้านขวาแบบ Free Support



รูปด้านข้าง

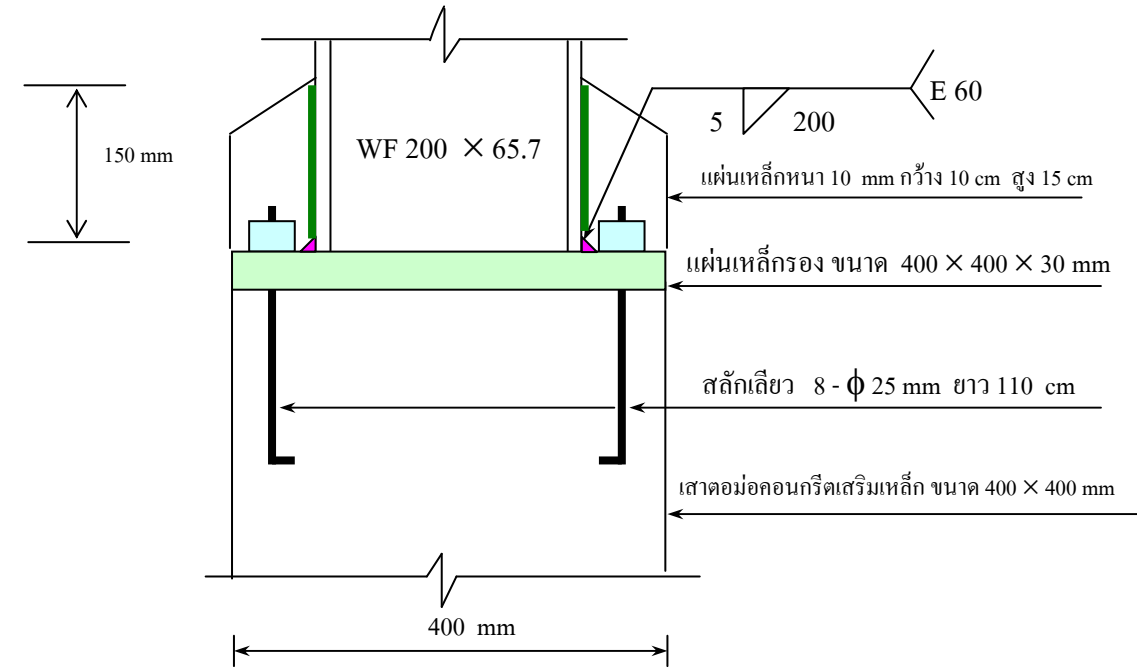


รูปแปลน

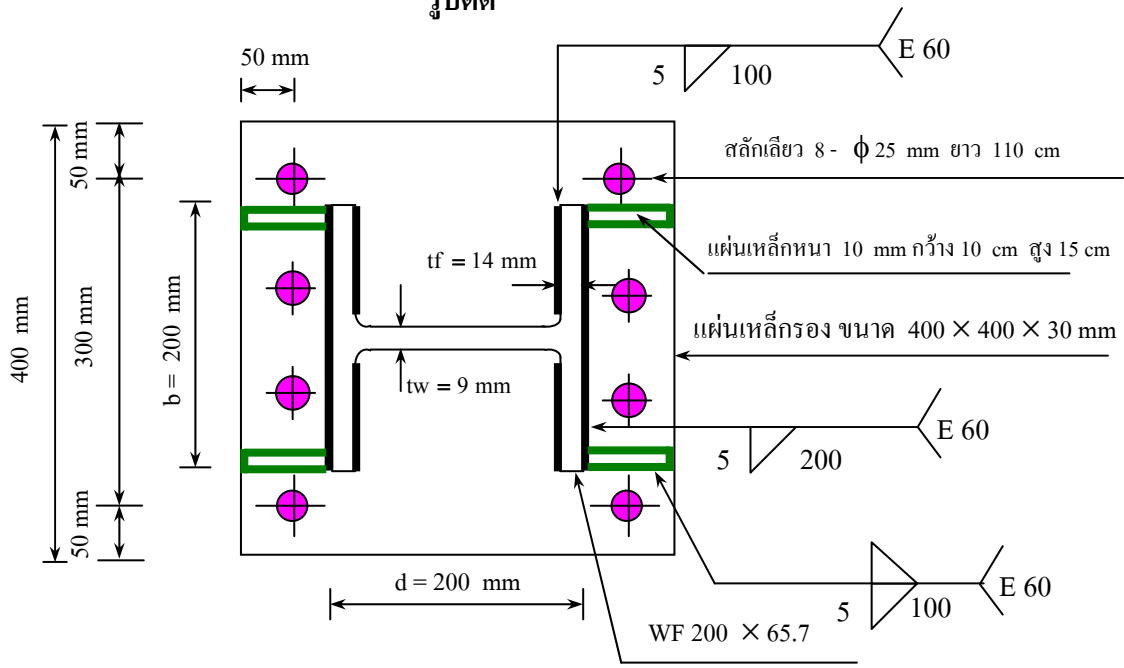


ขยายความกว้างร่อง

รูปขยายจุดต่อระหว่างเสาตอม่อคอนกรีตกับเสาเหล็ก

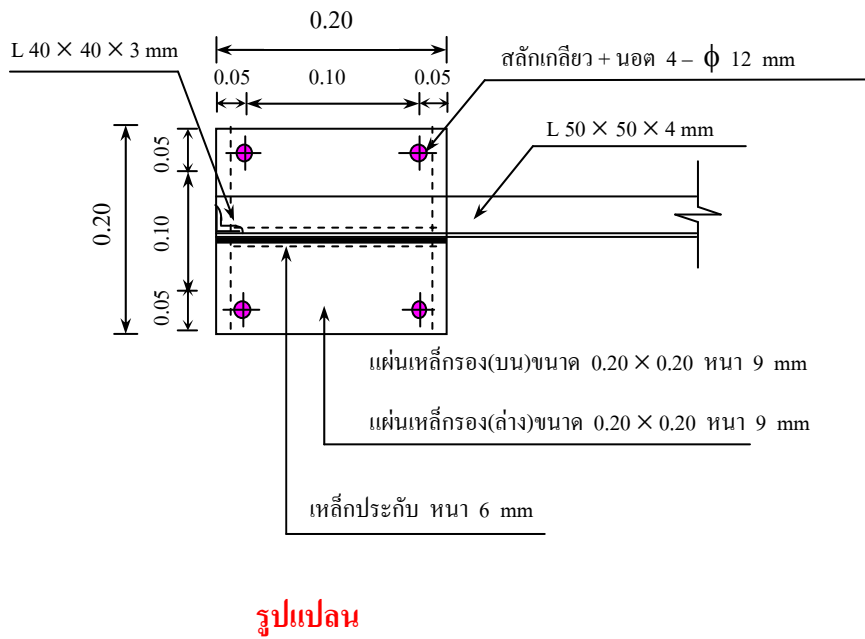
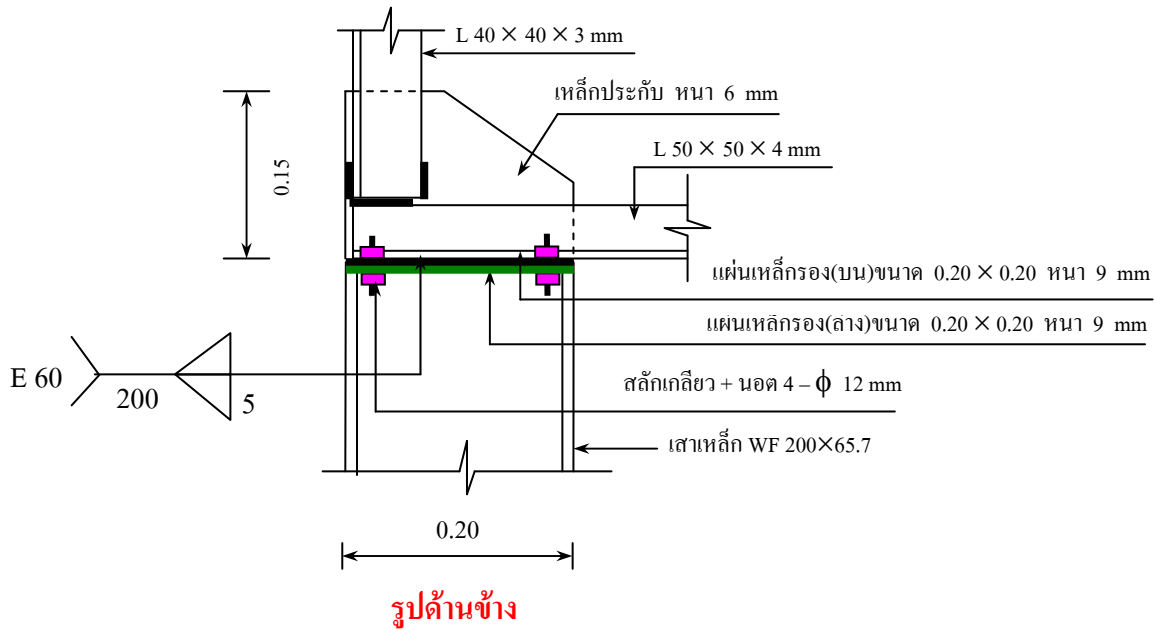


รูปตัด

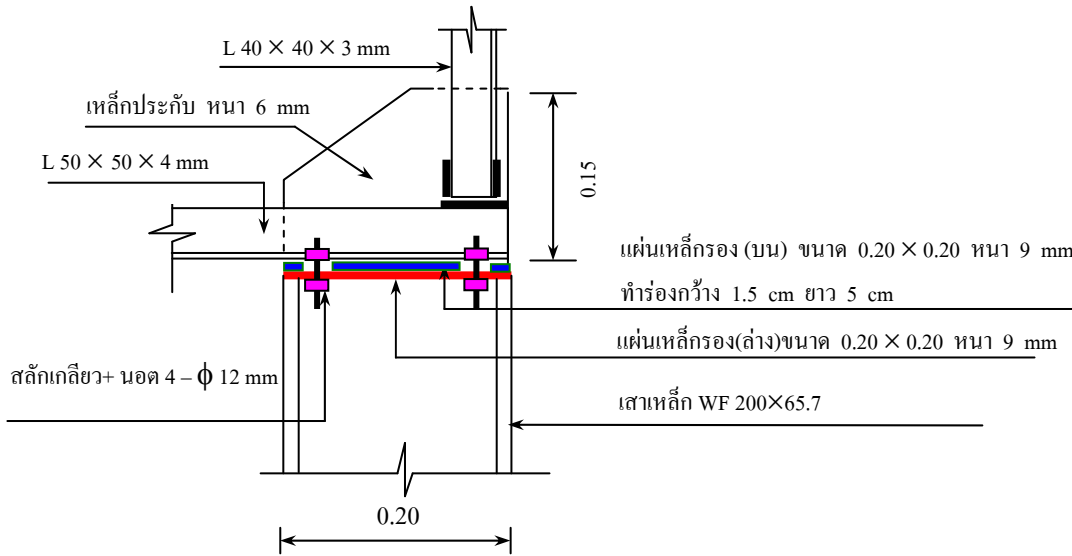


แปลน

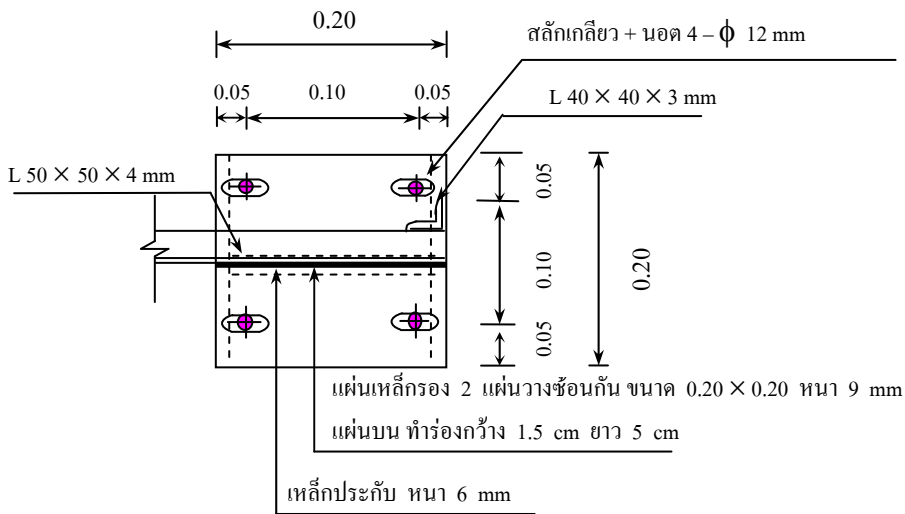
กรณีเป็นเสาเหล็ก จุดรองรับด้านซ้ายแบบ **Fix Suport** สามารถขยายได้ดังรูป



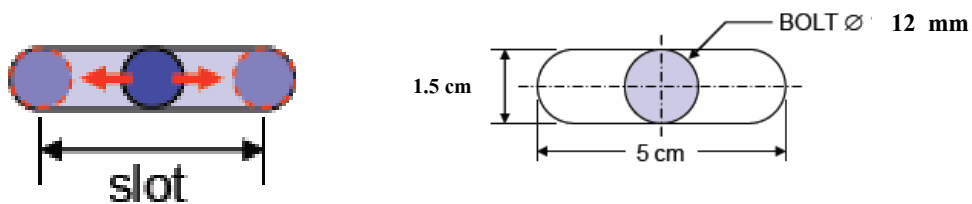
กรณีเป็นเสาเหล็ก จุดรองรับด้านซ้ายแบบ Free Suport สามารถขยายได้ดังรูป



รูปด้านข้าง



รูปแปลน



ขยายความกว้างร่อง