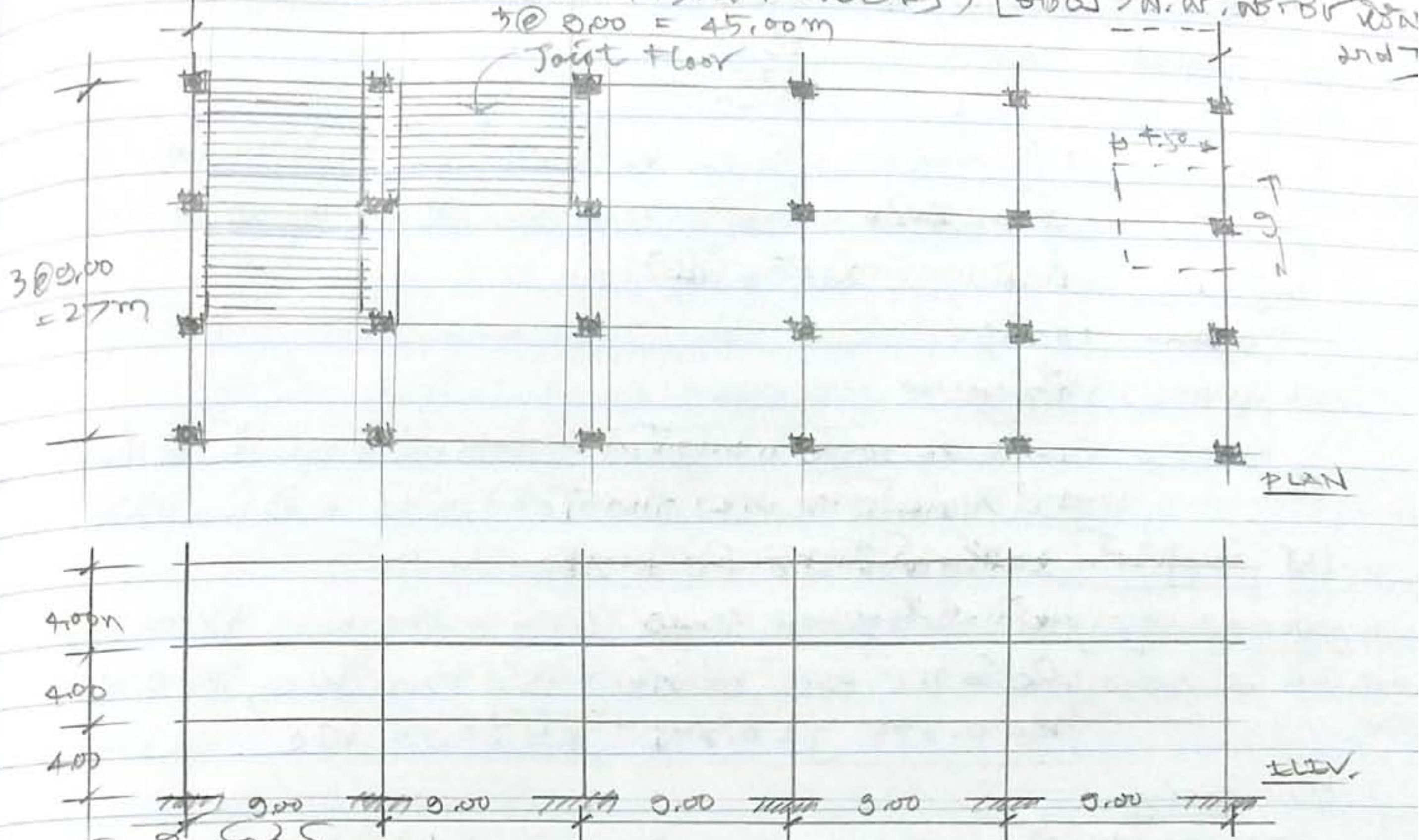
• Project Design Workshop (10) (13 ก.ค. 57)

(อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กขนาด 3 ชั้น ; ระบบคาน) [อ้างอิง วส.ท. ...



• ข้อมูลเบื้องต้นที่ใช้ออกแบบ

• อาคาร(1) - ระบบพื้นระบบคาน

(1) แผ่นพื้น ระบบทางเดียว.

ระบบ (1) หล่อในที่

ระบบ (2) พื้นแผ่นสำเร็จ

(2) ระบบรับแรงในแนวนอน : คาน,เสา

(3) น้ำหนักบรรทุก + หลังคา LL = 100 กก/ม²

DL = 500 กก/ม²

(สมมุติ 450 จากพื้น + 50 กก/ม² สำหรับฝ้าเพดาน)

* แต่ละชั้น LL = 300 กก/ม²

DL = 630 กก/ม²

(รวมทั้ง 500 กก/ม² สำหรับพื้น 10 ซม, 100 กก/ม² สำหรับผนัง, 30 กก/ม² สำหรับฝ้า)

(4) ขนาดเบื้องต้น

เสา ภายใน = 45×45 ซม

ภายนอก = 40×40 ซม

ความกว้างของคานขอบ = 50 ซม

ความกว้างของคานภายใน = 90 ซม.

(5) ข้อกำหนดการทนไฟป้องกันอัคคีภัย

แผ่นพื้น ระบบ(1) – 1 ชั่วโมง

ระบบ(2) – 2 ชั่วโมง

(ในกรณีที่อาคารเชื่อว่าแผ่นพื้นใช้เป็นทางหนีไฟ ถึงแม้ว่าจะเป็นพื้นของชั้นล่างสุดของอาคารที่มีห้องใต้ดิน หรือชั้นที่อยู่เหนือห้องใต้ดิน ต้องกันอัคคีภัยด้วยวิธีนั้น)

หรือคาน 1 ชั่วโมง

เสา 1 ชั่วโมง

(ISO 10: ...) ระบบ(1) อาคารที่ต้องกันอัคคีภัยได้ไม่น้อยกว่า แผ่นพื้น ต้องมีไม่ต่ำกว่า ระบบแผ่นพื้น ระบบ(2) ที่ต้องกันอัคคีภัยได้ 2 ชั่วโมง เป็นต้น)

(6) วัสดุที่ใช้ คอนกรีตเสริมเหล็กปกติ $f'c = 280$ กก/ซม²

เหล็กเสริมข้ออ้อย SD 40 ($F_y = 4000$ ksc, 57000 lb/in²)

$f_c = 126$ ksc, $n = 8.00$, $f_s = 1700$ ksc, $P = 0.0139$

$k = 0.375$, $j = 0.875$, $R = 20.70$ ksc

(7) ออกแบบ

(7.1) ออกแบบพื้น

– ความหนาของแผ่นพื้น $= \frac{L}{22} = \frac{(9-0.50-0.50)}{22} = \frac{8}{22} = 0.36$ m

ใช้ $= 0.40$ m

– ระยะหุ้มของพื้น $= 7.5$ cm

อาคารหมวด 4.30 (หน้า 115) [illegible]

$= 396$ kg/m²

– Load + LL $= 300$ kg/m²

– วัสดุปูพื้น $= 70$ kg/m²

– เพดาน $= 50$ kg/m²

– น้ำหนักงานระบบ $= 100$ kg/m²

* รวมน้ำหนักทั้งหมด Σ Load $= 915$ kg/m² <930 kg/m²>

* น้ำหนักที่ไม่รวมผนัง Σ Load $= 915-200-100$ kg/m²

$= 615$ kg/m² ≈ <600 kg/m²>

– [illegible] (T) [illegible] 65 cm ต่อพื้นความกว้าง 1.00 เมตร มีพื้นที่ $= 0.65$ m² (ความกว้าง 12.50 cm)

$\therefore W_1 = (915)(0.65) = 594.75$ kg/m ← ...

$W_2 = (615)(0.65) = 399.75$ kg/m ... (หรือ...)

– คาน T น้ำหนักแผ่นพื้น ระบบ(W_1) $= (8.00)(594.75) = 4759$ kg (W_1)

– คาน T น้ำหนักแผ่นพื้น ระบบ(W_2) $= (8.00)(399.75) = 3199$ kg (W_2)

- โมเมนต์ดัดที่จุดรองรับ $= \pm \frac{WL}{12}$ ... สำหรับคานต่อเนื่อง 2 ช่วง

$\therefore M_1 = (4759)(8.00)/12 = 3172.67$ kg-m (ชั้นล่าง)

$M_2 = (3199)(8.00)/12 = 2132.67$ kg-m (หลังคา)

(7.2) ออกแบบคาน ; ความหนาของคาน (รูปตัว T)

- ความหนาของพื้นรวมโดยประมาณ $= 40+5 = 45$ ซม.
- ความลึกประสิทธิผล $d = 45 - (1.6+0.6) = 42.80$ ซม.
- ความกว้างของคาน $= 12.5$ ซม. (b')
- ตัดสินใจ $bd = (12.50)(42.80) = 535$ cm² ($T = 7.5$ cm)

$$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}} = \sqrt{\frac{(3172.67)(100)}{(20.70)(12.50)}} = \sqrt{1226.152} = 35.01 < 42.80 \text{ ok}$$

- แรงเฉือนที่ระยะ d → V_d ($R_1 = R_2 = 4759/2 = 2379.50$ kg)

$V_d = (2379.50) - (594.75)(0.428) = 2124.947$ kg

$$v = \frac{V_d}{bd} = \frac{2124.947}{(12.50)(42.8)} = 3.971 \text{ ksc} < 0.29\sqrt{280} = 4.852 \text{ ksc}$$

- หาปริมาณเหล็กเสริม
  - ความต้านทานโมเมนต์ใช้จากสูตร $\oplus A_s = \frac{+M}{f_s(d - \frac{t}{2})}$

⊕ เหล็กเสริมชั้นล่าง

$$= \frac{(3172.67)(100)}{(1700)(42.8 - \frac{7.5}{2})} \quad (3.75;\ 39.05)$$

$= 4.779$ cm²

- เหล็กเสริมชั้นล่าง use [3 DB16 : $A_s = 3 \times 2.01 = 6.03$ cm²; 2 DB20 : $A_s = 2 \times 3.14 = 6.28$ cm²]

⊕ เหล็กเสริมชั้นหลังคา

$$= \frac{(2132.67)(100)}{(1700)(42.8 - \frac{7.5}{2})} = 3.21 \text{ cm}^2 \quad (39.05)$$

use 2DB16mm ; $A_s = 4.02$ cm²

- เหล็กตามโมเมนต์ลบหาได้จากสูตร $\ominus A_s = \frac{M}{f_s j d}$

⊛ ชั้นล่าง $\ominus A_s = \frac{(3172.67)(100)}{(1700)(0.875)(42.8)}$

$= 4.999$ cm²

[2 DB 20mm ; $A_s = 6.28$ cm²; 3 DB 16mm ; $A_s = 6.03$ cm²]

⊛ ชั้นหลังคา $\ominus A_s = \frac{(2132.67)(100)}{(1700)(0.875)(42.8)} = 3.34$ cm²

[use 2DB16mm ; $A_s = 4.02$ cm²]

- As temp = (0.0025)(100)(7.50) = 1.875 cm²/m

ระยะเรียง - Ø6mm = $\frac{0.2826 \text{ cm}^2}{1.875 \text{ cm}^2/\text{m}}$ = 0.151 m ⟹ 0.15 m #

• NOTE แบบเหล็กมาตรฐาน (Tin pan)

(1) Tin pan มีขนาดมาตรฐานกว้าง 52.50 ซม., 77.50 ซม. มีความลึก 15, 20, 25, 30, 35, 40, และ 50 ซม.

(2) มีระยะเรียง 65 หรือ 90 ซม.

(3) ความหนาของพื้นระหว่าง 5 − 12 ซม.

• Try ความลึกของ Tin pan = 50 cm

- d = 50 − (1.60 + 0.6) = 47.80 cm
- ความกว้างของตง = 12.50 cm
- ตรวจ bd = (12.50)(47.80) = 597.50 cm² (t = 7.50 cm)
- $d_{max} = \sqrt{\frac{(3172.67)(100)}{(20.70)(12.50)}} = \sqrt{1226.152}$ = 35.01 cm < 47.80 cm
- หาแรงเฉือนที่ระยะ d (Vd) $R_1 = R_2$ = 2379.50 kg

Vd = (2379.50) − (594.75)(0.478) = 2095.21 kg

$v_c = \frac{V_d}{bd} = \frac{2095.21}{(12.5)(47.80)}$ = 3.505 ksc < $0.29\sqrt{280}$ = 4.852 ksc

- หาปริมาณเหล็กเสริม

(+) As (กลางคาน) = $\frac{(3172.67)(100)}{(1700)(47.8 - \frac{7.5}{2})}$ = 4.23 cm² (44.05)

ใช้ 2DB20mm ; As = 3.14 × 2 = 6.28 cm² (เหล็กล่าง)

(+) As (ริมคาน) = $\frac{(2132.67)(100)}{(1700)(47.8 - \frac{7.5}{2})}$ = 2.84 cm²

ใช้ 2DB16 mm ; As = 2.01 × 2 = 4.02 cm²

(−) As = $\frac{(3172.67)(100)}{(1700)(0.875)(47.80)}$ = 4.462 cm² (เหล็กบน)

ใช้ 2DB20mm ; As = 6.28 cm² (เหล็กบน)

(−) As = $\frac{(2132.67)(100)}{(1700)(0.875)(47.80)}$ = 2.999 cm²

ใช้ 2DB16mm ; As = 4.02 cm²

• ตรวจสอบแรงยึดเหนี่ยว (Bond)

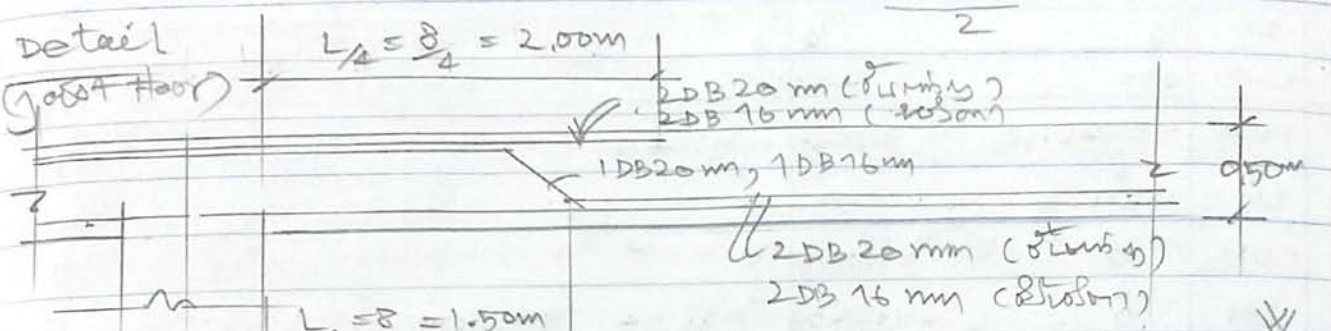
$u = \frac{V}{\Sigma o j d}$ ... $\Sigma o = 2 \times 6.28 = 12.56$ cm (DB20mm)

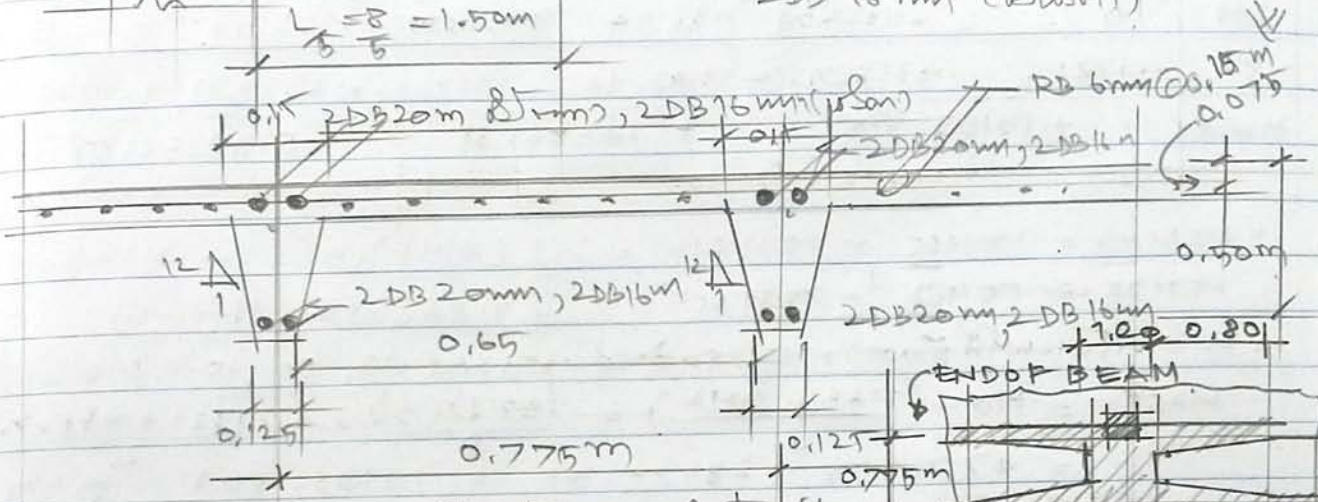
$V = 2379.50$ kg., $j = 0.875$, $d = 47.8$ cm

$u = \frac{2379.50}{(12.56)(0.875)(47.80)} = 4.529$ ksc < 27.02 ksc

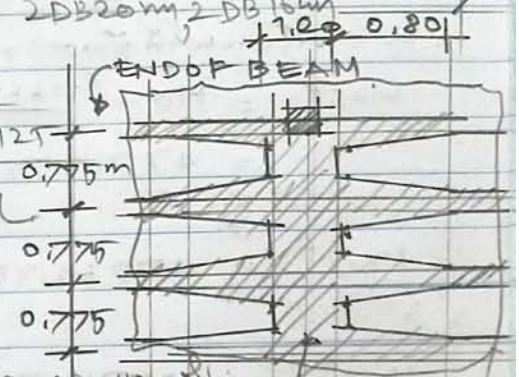
$< \frac{3.23\sqrt{280}}{2} = 27.02$ ksc

• Detail (Roof)



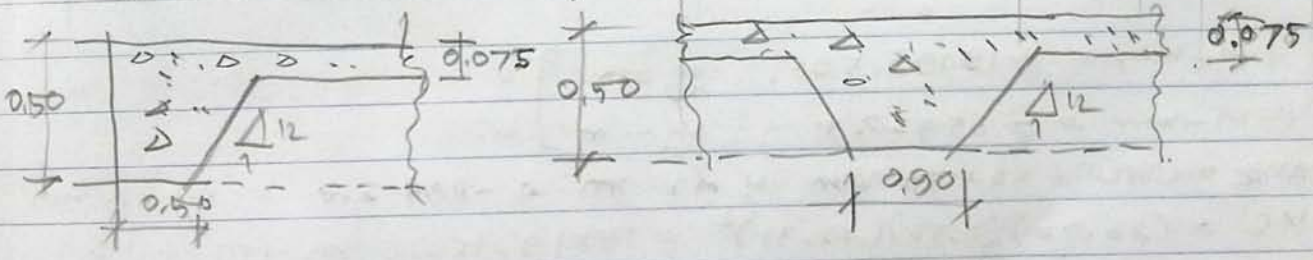


Joist Floor detail



(7.3) Detail ∪ girder

- ขนาด 0.45×0.45 m, (บน), 0.40×0.40 (บน)
- ความหนาของพื้น 50 cm, ความลึกของคาน = 90 cm



- คาน

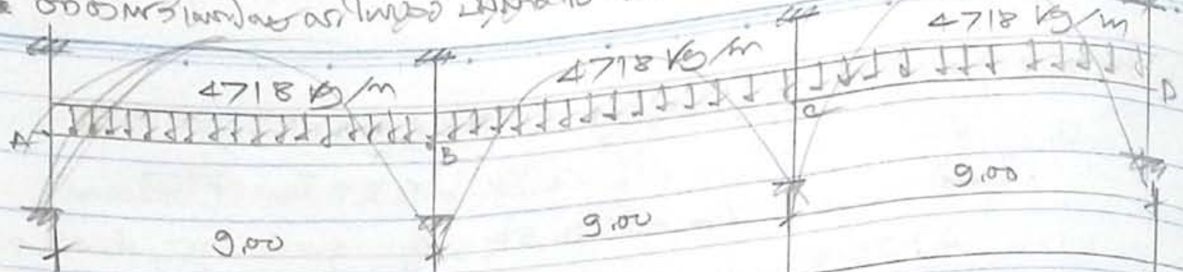
- $L = 9 - 0.40 = 8.60$ m.
- น้ำหนักคาน:

$W_1 = 0.50 \times 0.50 \times 2400 = 600$ kg/m

$W_2 = (4.50)(0.15)(1.00) = 417.50$ kg/m.

$\Sigma = 4717.50$ kg/m.

• Moment Distribution Method [illegible] 2 circle.
• [illegible]



จุดต่อ	A	B		C		D
ปลายคาน	A-D	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C
DF	1/3	1/4	1/4	1/4	1/4	1/3
COF	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
FEM	-31846.50	31846.50	-31846.50	318465 ↓ 0	-31846.50 ↓ 0	31846.50
DM	10615.5	0	0	0	-5307.75	-10615.50 ↓ 0
COM	0	5307.75	0			0
DM	0	-1326.94	-1326.94	+1326.94	+1326.94	
M	-21321	+35827.31	-33173.44	+33173.44	-35827.31	+21231
M mid	+19195.595		+14596.31		+19195.595	

• $FEM_{AB} = FEM_{BC} = FEM_{CD} = -\frac{1}{12}(4718)(9)^2 = -31846.50$ K-m

$FEM_{BA} = FEM_{CB} = FEM_{DC} = +31846.50$ kg-m

• หาค่าโมเมนต์ที่กึ่งกลางคานสูงสุดสำหรับช่วงคาน AB, BC, และ CD ตามลำดับ

$M_{AB}^{+} = M_0 - \left(\frac{M_{AB} + M_{BA}}{2}\right) = \frac{(4718)(9)^2}{8} - \left(\frac{21321 + 35827.31}{2}\right)$

$= 47769.75 - 28574.155 = 19195.595$ kg-m ✓

$M_{BC}^{+} = 47769.75 - \left(\frac{33173.44 + 33173.44}{2}\right) = 14596.31$ kg-m

$M_{CD}^{+} = 47769.75 - \left(\frac{35827.31 + 21321}{2}\right)$

$= 47769.75 - 28574.155 = 19195.595$ kg-m ✓

* $\left[\begin{array}{ll} \oplus M\text{-max} = \oplus 19195.595 & \text{kg-m} \\ \ominus M\text{-max} = \ominus 35827.31 & \text{kg-m} \end{array}\right]$ ✓

• ขนาดคาน = 50×50 cm ; $d = 50 - 4 - 0.9 - 2.8 = 42.30$ cm

$M_C = (20.70)(0.50)(42.30)^2 = 18519.152$ kg-m

$\oplus A_S = \frac{(18519.152)(100)}{(1700)(0.875)(42.30)} + \frac{(676.443)(100)}{(1700)(42.3-5)}$ 37.50

$= 29.432 + 1.061 = 30.493$ cm²

✓ Use 6DB 28 mm ; $A_S = 6 \times 6.154 = 36.924$ cm²

$\phi 28\,m = (3.14)(2.8)^2 / 4 = 6.154$ cm²

$$\text{①} \quad A_{s_1} = \frac{(18519.152)(100)}{(1700)(0.875)(42.50)} + \frac{(17308.158)(100)}{(1700)(42.5-5)\,37.50}$$

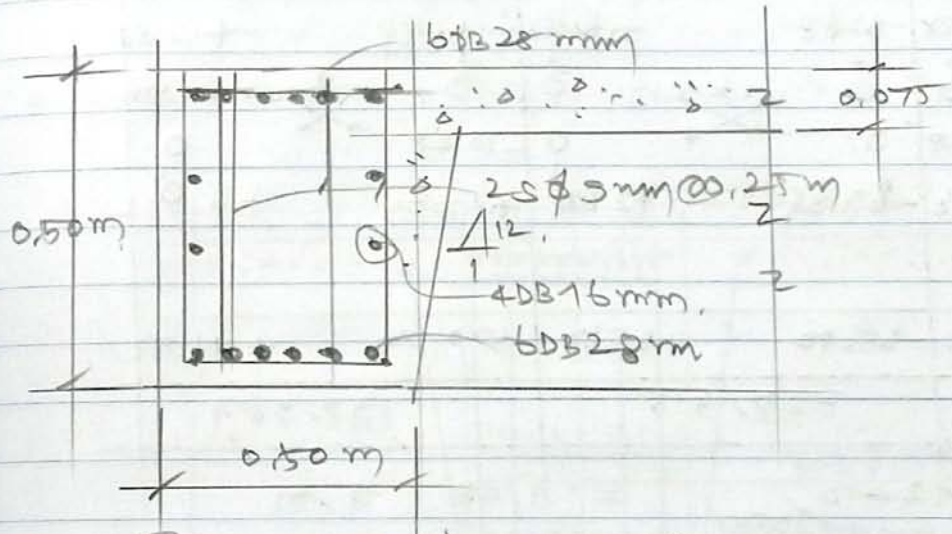
$$= 28.432 + 27.150 = 55.582 \text{ cm}^2$$

Soit 12 DB 28 mm ; $A_s = 12 \times 6.154 = 73.848 \text{ cm}^2$

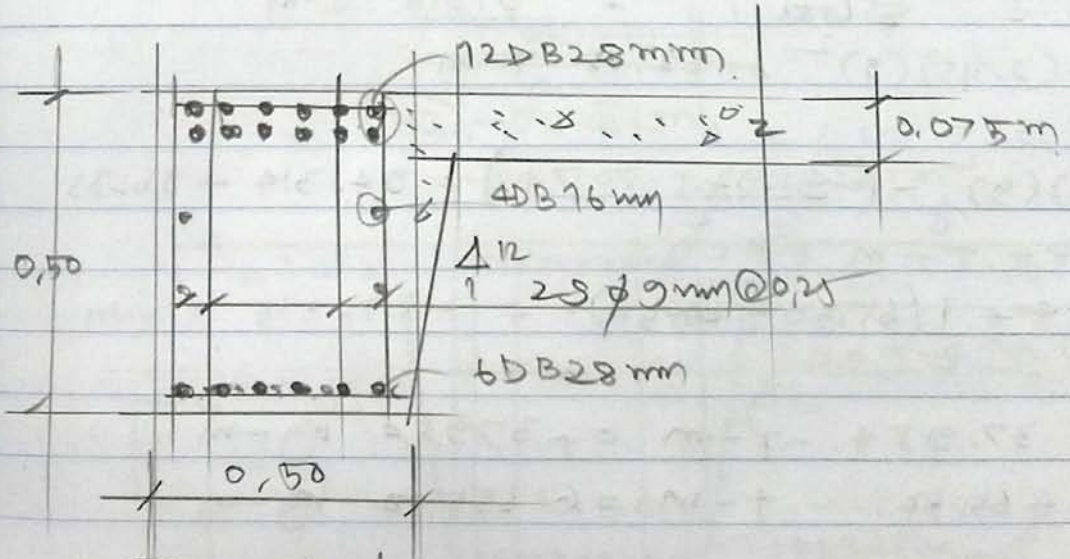
$$\text{②} \quad A_s' = \frac{1}{2}(27.150)\left[\frac{1-0.375}{0.375-\frac{5}{42.3}}\right]\frac{0.625}{0.255} = 33.14 \text{ cm}^2$$

Soit 6DB 28 mm ; $A_s = 6 \times 6.154 = 36.924 \text{ cm}^2$

• Détail : spandrel beam — (B1) ; S = 9,00 m.

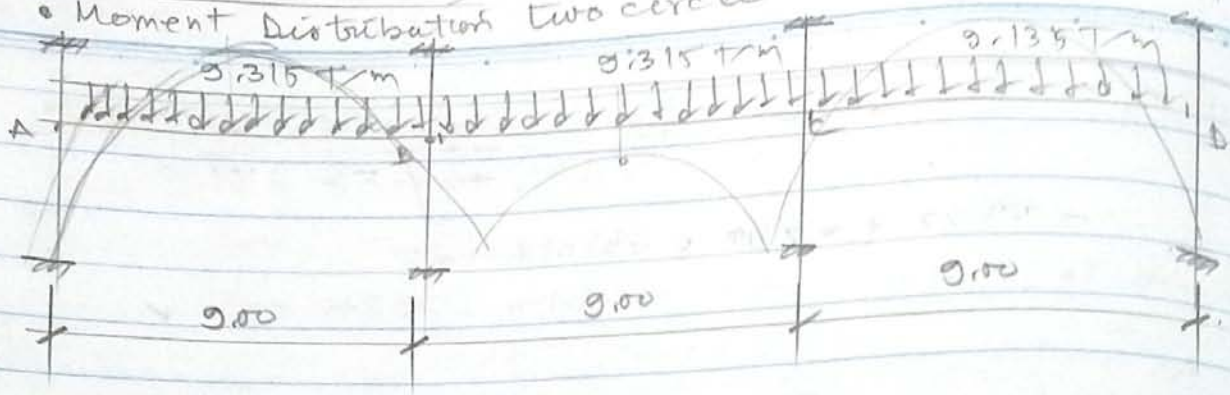


(B1) – [illegible]



(B1) – [illegible]

Moment Distribution two circle



Joint	A	B		C		D
Member	A–B	B–A	B–C	C–B	C–D	D–C
DF	1/3	1/4	1/4	1/4	1/4	1/3
COF	0.50	0.5	0.50	0.50	0.50	0.50
FEM	−62.88	+62.88	−62.88	+62.88	−62.88	+62.88
DM	+20.96	0	0	0	0	−20.96
COM	0	+10.48	0	0	−10.48	0
DM	0	−2.62	−2.62	+2.62	+2.62	0
M	+41.92	+70.74	−65.50	+65.50	−70.74	+41.92
Mmid	+37.984 T-m		−27.515		37.984	

$W_1 = 0.90 \times 0.50 \times 2400 / 1000 = 1.08$ T/m

$W_2 = (9)(915)(1.00)/100 = 8.235$ T/m

Σ Load $= 9.315$ T/m

* $FEM_{AB} = -\frac{1}{12}(9.315)(9)^2 = -62.88$ T-m

* $M_{AB}^{(+)} = (9.315)(9)^2/8 - \left(\frac{41.92 + 70.74}{2}\right) = 94.314 - 56.33$

$= 37.984$ T-m $= M_{CD}^{(+)}$

$M_{BC}^{(+)} = 37.984 - \frac{1}{2}(65.50 + 65.50) = -27.515$ T-m

- (+) M-max = 37.984 T-m = +37984 kg-m
- (−) M-min = −65.50 T-m = −65500 kg-m

$MC = \frac{(20.70)(0.90)(42.50)^2}{1000} = 33.65$ T-m

(+) $A_S = \frac{(33650)(100)}{(1700)(0.875)(42.50)} + \frac{(4334)(100)}{(1700)(42.5-5)-37.5}$

$= 53.22 + 6.798 = 60.018$ cm²

ใช้ 10 DB28 mm ; $A_S = 10 \times 6.154 = 61.54$ cm² ✓

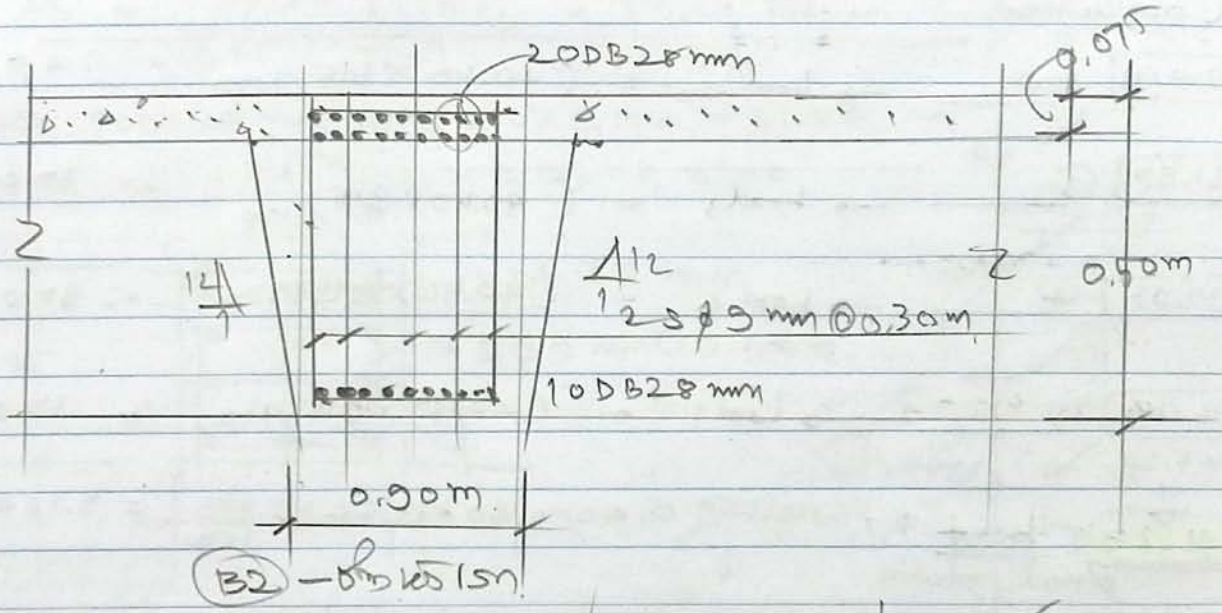
(−) $A_S = \frac{(33650)(100)}{(1700)(0.875)(42.50} + \frac{(31850)(100)}{(1700)(37.50)}$

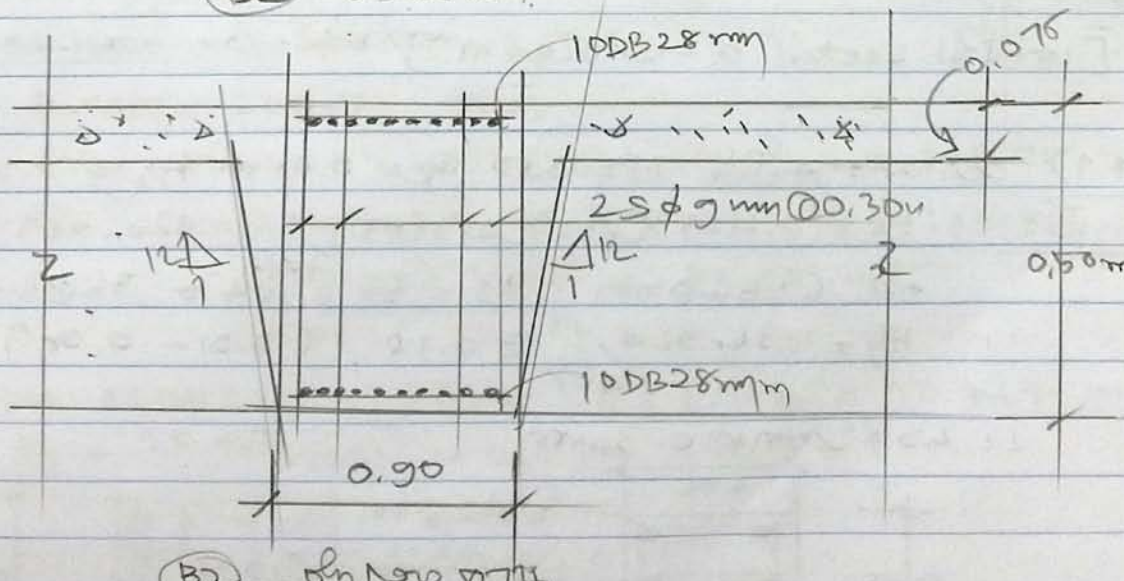
$= 53.32 + 49.06 = 103.28$ cm²

ใช้ 20 DB28 mm ; $A_S = 20 \times 6.154 = 123.08$ cm²

(−) $A_S' = \frac{1}{2}(49.06)\left(\frac{0.625}{0.256}\right) = 60.986$ cm² < 61.54 cm²

- Detail Beam (B2) – ไม่มีคาน, S = 9.00 m.





(7.4) ออกแบบเสา. พื้นที่ = 4.50×9 = 40.50 m²

Tributary area ชั้น Roof (พื้นที่ = 9×9 = 81.00 m²

ชั้นที่ 5 [49.824]
→ $Load_{Roof}$ = (615 × 81/1000 = 49.82 Tons)

[123.935] ③ 4.00
→ $Load_3$ = (915 × 81/1000 = 74.115 Tons)

[198.05] ② 4.00
→ $Load_2$ = (915 × 81/1000 = 74.115 tons)

[272.165] ① 4.00
→ $Load_1$ = (915 × 81/1000 = 74.115 tons)

+ 6.561 1.50

น้ำหนักเสา = 0.45×0.45 × 13.5 × 2400/1000 = 6.561 ton

278.73 T [เสาตัวกลาง → Section 0.45×0.45 m]

(ออกแบบเสานี้)

[24.91] Roof
→ $Load_{Roof}$ = (40.50 × 615/1000 = 24.91 ton)

[61.97] ③ 4.00
→ $Load_3$ = (40.50 × 915/1000 = 37.06 ton)

[99.03] ② 4.00
→ $Load_2$ = (40.50 × 915/1000 = 37.06 ton)

[136.09] ① 4.00
→ $Load_1$ = (40.50 × 915/1000 = 37.06 ton)

+5.20 1.50

น้ำหนักเสา 0.40×0.40 × 13.50 × 2400/1000 = 5.184 tons

141.29 T @ ฐานราก

[เสาริมใช้ Section 0.40×0.40 m]

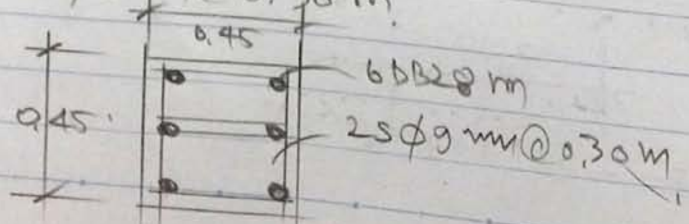
• (7.4.1) ออกแบบเสาตัวกลาง H = 3.50, t = 0.45 m H/t = 7.7 < 15 เสาสั้น

• เสาชั้น ③ : $P_C = (0.2125)(280)(45)(45)/1000 = 120.48T > 49.82T$

ใช้ 6DB28mm ; A_s = 6 × 6.154 = 36.924 cm²

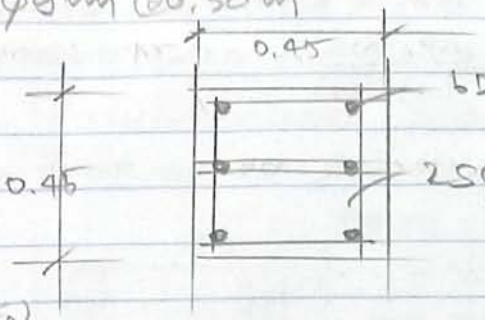
$P_g = \frac{36.924}{(45)^2} = 0.18$ (0.01 – 0.08)

2RB9 mm @ 0.30 m.



• เสาต้นที่ 2 ; หน้า 4A

- P_max = 123.935 tons ; Pc = 120.48 tons.
- Use 6DB 28 mm ; As = 36.924 cm², Pg = 0.018
- 25 ϕ 9 mm @ 0.30 m



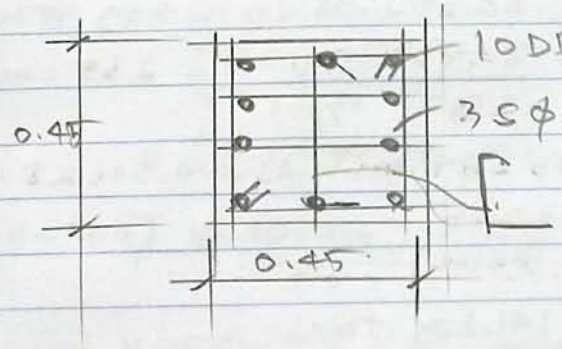
• เสาต้นที่ 1

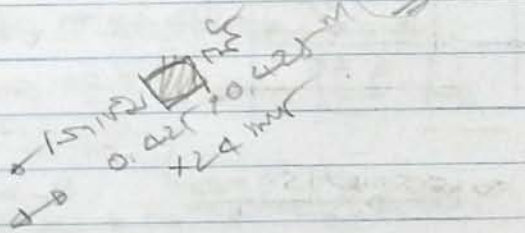
- P_max = 198.05 T
- Pc = 120.48 T. ; Ps = 198.05 − 120.48 = 77.57 Tons

$$As = \frac{(77.57)(100)}{(0.85)(1700)} = 53.68 \text{ cm}^2$$

Use 10DB28 mm ; As = 10 × 6.154 = 61.54 cm²

$$Pg = \frac{61.54}{(45)^2} = 0.03 < 0.04$$





• คานขอบ ; Section 0.50 × 0.50 m

P_max = 278.73 Tons

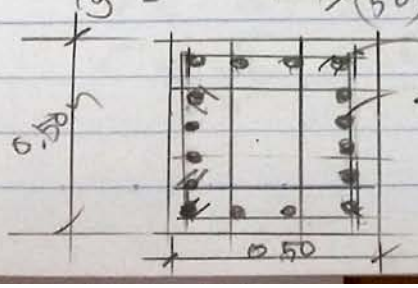
Pc = (0.2125)(280)(50)(50)/1000 = 148.75 tons

Ps = 278.73 − 148.75 = 129.98 tons

$$As = \frac{(129.98)(1000)}{(0.85)(1700)} = 89.95 \text{ cm}^2$$

Use 16DB28 mm ; As = 16 × 6.154 = 98.464 cm²

$$Pg = 98.464/(50)^2 = 0.039 \approx 0.04$$



คาน

- (7.4.2) ออกแบบเสาต้นริม $H = 3.50$ $t = 0.40\ m$ $\frac{H}{t} = 8.75 < 15$ ok

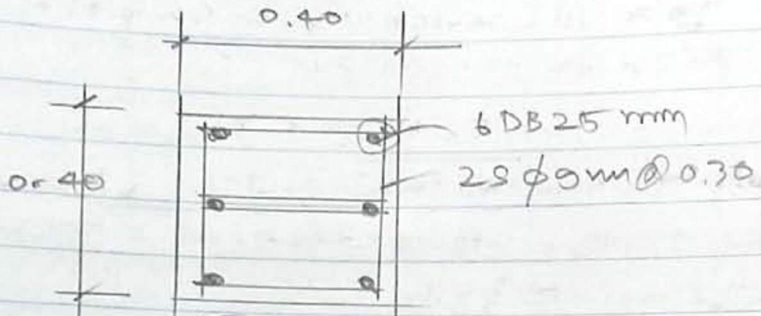
เสาชั้นที่ ③ $P\_max = 24.97$ Tons

$PC = (0.2125)(280)(40)(40)/1000 = 95.20$ ton > P

ใช้ AS $= 6DB\ 25\ mm = 6 \times 4.906 = 27.636\ cm^2$

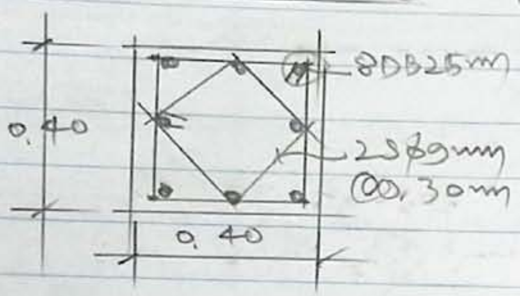
$Pg = \frac{AS}{Ag} = \frac{27.636}{(40)(40)} = 0.017\ (0.01 - 0.08)$ ok

- เสาชั้นที่ ② $P\_max = 61.97$ tons < 95.20 Tons ... ok.



- เสาชั้น ②, ชั้น 3 แบบริม

- ออกแบบเสาชั้นที่ ① $P\_max = 99.03$ Tons



$PS = 99.03 - 95.20 = 3.83$ Tons

$AS = \frac{(3.83)(1000)}{(0.85)(1700)} = 2.65\ cm^2$

ใช้ $8DB\ 25\ mm$; $AS = 4.906 \times 8 = 39.25$

$Pg = \frac{39.25}{(40)(40)} = 0.024\ (0.01 - 0.08)$

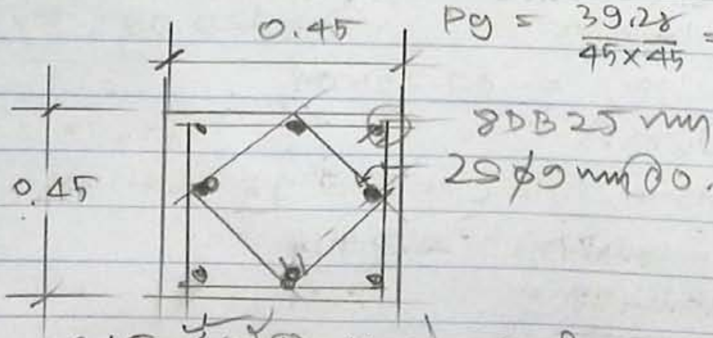
- ออกแบบเสาตอม่อ $P\_max = 141.29$ Tons

$PS = 141.29 - 120.48 = 20.81$ tons

$AS = \frac{(20.81)(1000)}{(0.85)(1700)} = 14.40\ cm^2$

ใช้ $8DB\ 25\ mm$; $AS = 8 \times 4.906 = 39.28\ cm^2$

$Pg = \frac{39.28}{45 \times 45} = 0.019$ อยู่ใน $(0.01 - 0.08)$ ok

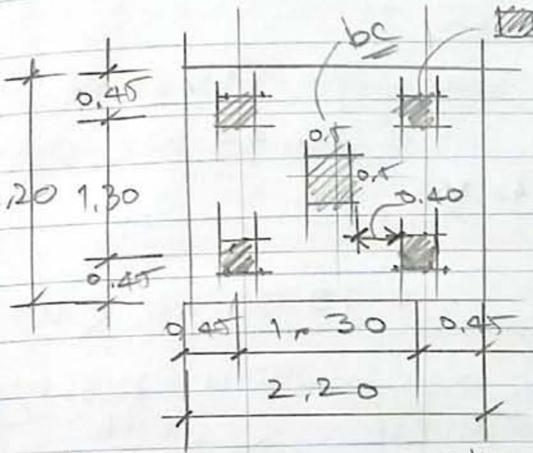


- เสาชั้นที่ ①, ตอม่อ : แบบริม

(8) ออกแบบฐานราก (Footing Design)

(8.1) ออกแบบฐานรากตอม่อ F1 (F1)

- P_{max} = 278.73 Tons
- เสาเข็ม 0.425 x 0.425 x 24.00 ม. Safe Load = 90 T/ต้น
- No of pile = $\frac{(278.73)(1.10)}{90}$ = 3.41 ต้น → 4 ต้น
- น้ำหนักบรรทุกที่ลงเสาเข็มแต่ละต้น = 306.603/4 = 76.65 Tons
- ลักษณะการวางเข็มดังรูป



PC pile 0.425 x 0.425 m x 24.00 m
Safe Load 90 T/ต้น (D)

$M = (2)(76.65)(0.40) = 61.32$ T-m

$d_{max} = \sqrt{\frac{(61.32)(1000)(100)}{(20.70)(220)}} = \sqrt{1346.51}$

$= 36.69$ cm

Try T = 80 cm; $d = 80 - 10 - 3 - \frac{2.8}{2}$
$= 65.60$ cm > 36.69 cm

- ตรวจสอบแรงเฉือน : $v_c \le v_c$

(1) ตรวจสอบแรงเฉือนแบบคาน ($v_c = 0.29\sqrt{280} = 4.853$ KSC)

$X = \left(\frac{b - bc}{2} - D\right) - d$ ---①

$= \left(\frac{220 - 50}{2} - 42.5\right) - 65.60 = -23.10$ ซม. < -15 cm

$P' = P\frac{(X + D/2)}{D} = (76.50)\left(\frac{-23.10 + \frac{42.5}{2}}{42.50}\right) = -3.32$ Tons

(2) ตรวจสอบแรงเฉือนแบบเจาะทะลุ (punching shear)
($V_C = 0.53\sqrt{280} = 8.868$ KSC)

$X = \left(\frac{b - bc}{2} - D\right) - d/2$ ---②

$= \left(\frac{220 - 50}{2} - 42.50\right) - \frac{65.60}{2} = +9.70$ cm

$(60 + 50 + 65.60) \times 4 = 462.40$ cm

$P' = P\frac{(X + D/2)}{D} = (76.50)\left(\frac{9.70 + \frac{42.50}{2}}{42.50}\right) = 55.709$ T

$V = 4P' = (4)(55.709) = 222.836$ T

$v = \frac{V}{b_o d} = \frac{(222.836)(1000)}{(462.40)(65.60)} = 7.346$ KSC < 8.868 KSC

— ok

- หาปริมาณเหล็กเสริม

d ของเหล็กเสริมชั้นที่ ② = 65.60 − 2.80 = 62.80 cm

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{(61.32)(1000)(100)}{(1700)(0.875)(62.80)} = 65.614 \text{ cm}^2$$

ใช้ 12 DB 28 mm ##; As = 12 × 6.154 = 73.848 cm² ✓

Spacing 220/12 = 18.33 cm

- หาหน่วยแรงยึดเหนี่ยวของเหล็ก

$V = 2P = (2)(76.65) = 153.30$ T

$\Sigma_0 = (12)(3.14 \times 2.8) = 105.504$ cm ... (DB28 mm)

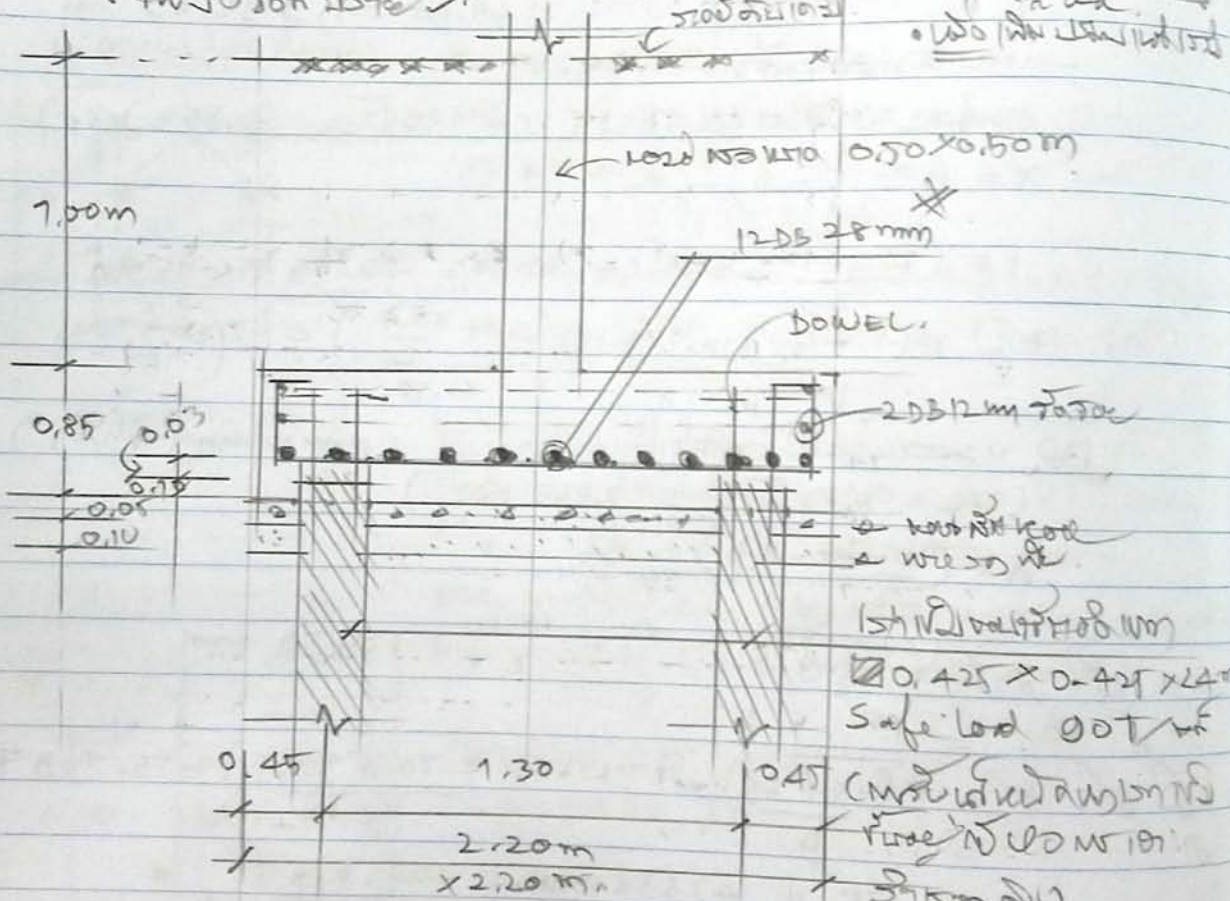
$$u = \frac{V}{\Sigma_0 j d} = \frac{(153.30)(1000)}{(105.504)(0.875)(62.80)} = 26.44 \text{ ksc} ✓$$

(ผิวข้อ)

$$u_a = \frac{3.23\sqrt{f'_c}}{d_b} = \frac{3.23\sqrt{280}}{2.80} = 19.30 \text{ ksc} < u$$

• ให้งอขอที่ปลาย เพื่อเพิ่มความยาวฝังยึด 0.85 m จะได้ u = 23.52 ksc ≈ ua

• เพื่อเพิ่มปริมาณเหล็กเสริม



F1 - Detail

* $X = \frac{(b - bc - D)}{2} - \frac{d}{2} = \frac{(220 - 45 - 42.5)}{2} - 70.60$ [T=0.85m]
Punching shear $= 87.5 - 42.5 - 35.3 = +9.70$ cm

(8.2) Design Footing (F3) – แบบที่ 1

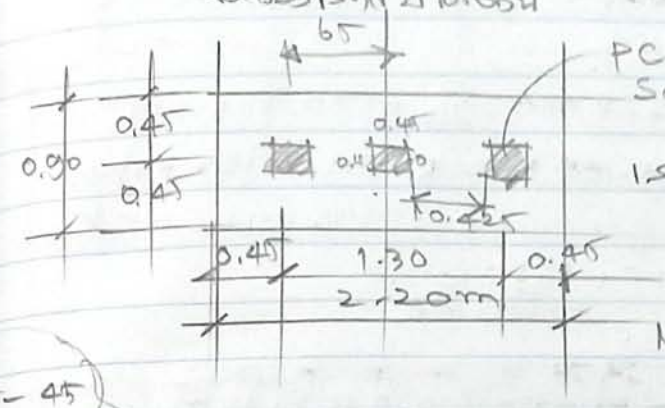
P-max = 141.29 Ton. ! ขนาดเสา 0.45×0.45 m

P-Desig = (141.29)(1.10) = 155.419 Tons

PC pile 0.425×0.425×24.00m Safe load = 90 T/ต้น

No of pile $155.419/90 = 1.726$ ต้น ≈ 2 ต้น

ใช้ขนาดฐานรากดังนี้



PC PILE ขนาด 0.425×0.425×24 m
Safe load 90 T/ต้น ต้องการ 2 ต้น (D)

แรงปฏิกิริยาที่กระทำต่อเข็ม = $\frac{155.419}{2}$

= 77.71 Tons

$M = (0.425)(77.71)(1)$

$= 33.027$ T-m

$d_{max} = \sqrt{\frac{(33.027)(1000)(100)}{(20.70)(90)}} = \sqrt{1772.78} = 42.10$ cm

$(65 - \frac{45}{2}) = 42.50$ cm

Try T = 80 cm ; $d = 80 - 10 - 3 - \frac{2.8}{2} = 65.60$ cm > 42.10

$d/2 = 65.60/2 = 32.80$ cm

$X = 42.50 - 32.80 = +9.70$ cm (21.25)

$P' = \frac{P(X + D/2)}{D} = \frac{(77.71)(9.70 + \frac{42.5}{2})}{42.50} = 56.591$ T

$V = \frac{(56.59)(1000)}{(90)(65.60)} = 9.585$ KSC > $0.53\sqrt{280} = 8.868$ KSC

• Try T = 85 cm ; $d = 85 - 10 - 3 - \frac{2.8}{2} = 70.60$ cm

$d/2 = \frac{70.60}{2} = 35.30$ cm

$X = 42.50 - 35.30 = +7.20$ cm

$P' = (77.71)(\frac{7.2 + \frac{42.5}{2}}{42.50}) = 52.019$ Tons (21.25)

$V = \frac{(52.019)(1000)}{(90)(70.60)} = 8.186$ KSC < 8.868 KSC — ok

$A_S = \frac{(33.027)(1000)(100)}{(1700)(0.875)(70.60)} = 31.449$ cm²

ใช้ 6 DB 28 mm ; $A_S = 6 \times 6.154 = 36.924$ cm²

$A_{S\,temp} = (0.0015)(90)(85) = 11.475$ cm²

ใช้ 8 DB 16mm ; $A_S = 8 \times 2.01 = 16.08$ cm²

• หน่วยแรงยึดเหนี่ยว

$V = P = 71.71$ Tons

$\Sigma_0 = (6)(3.14 \times 2.8) = 52.752$ cm ; $d = 70.60$ cm

$u = \frac{V}{\Sigma_0 j d} = \frac{(71.71)(1000)}{(52.752)(70.60)} = 19.254$ KSC

$u_a = \frac{3.23\sqrt{280}}{2.80} = 19.302$ KSC > 19.25 KSC

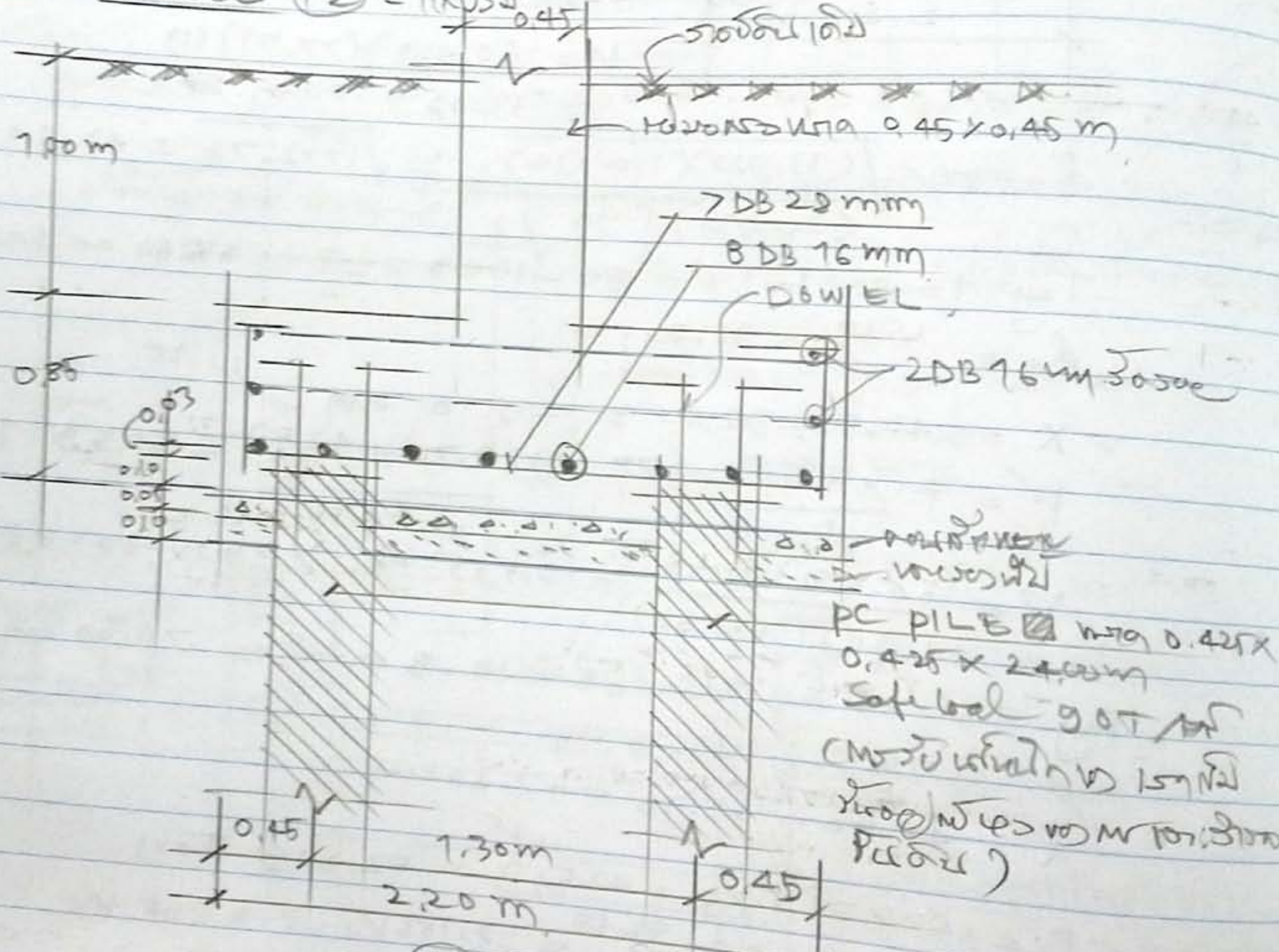
— ok

* เพื่อเพิ่มปริมาณเหล็กเสริม เป็น 7DB28 mm ; $\Sigma_0 = 70.336$ cm

$u = \frac{(71.71)(1000)}{(70.336)(70.60)} = 14.44$ KSC $< u_a = 19.302$ KSC

— OK

• Detail (F2) - แบบขยาย



(F2) - Detail.

• END OFF DESIGN

(170057)