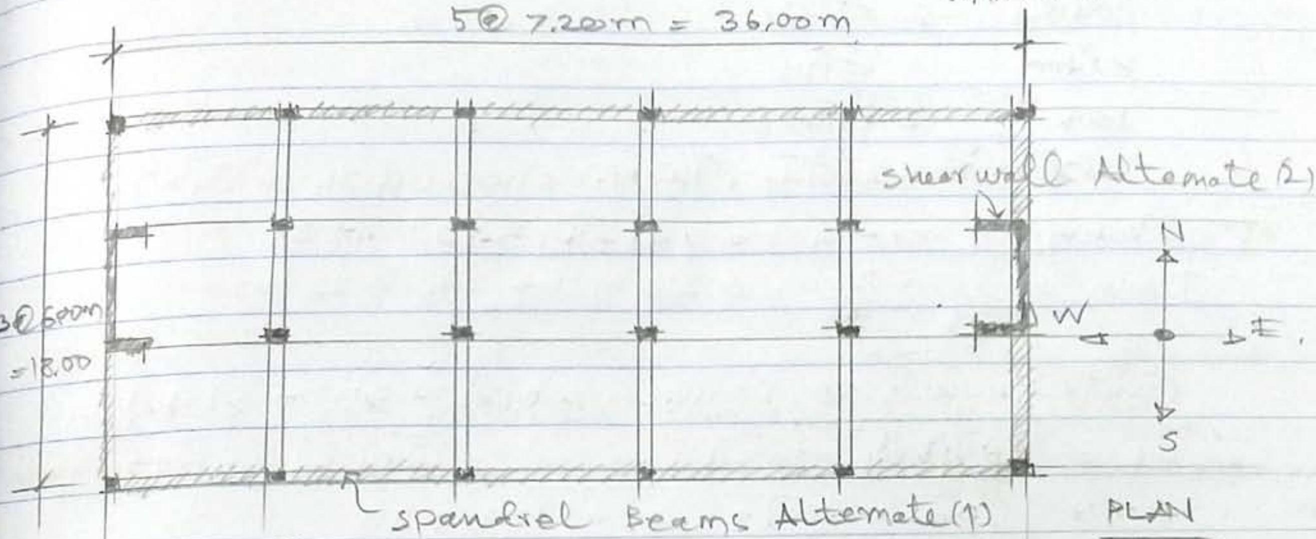
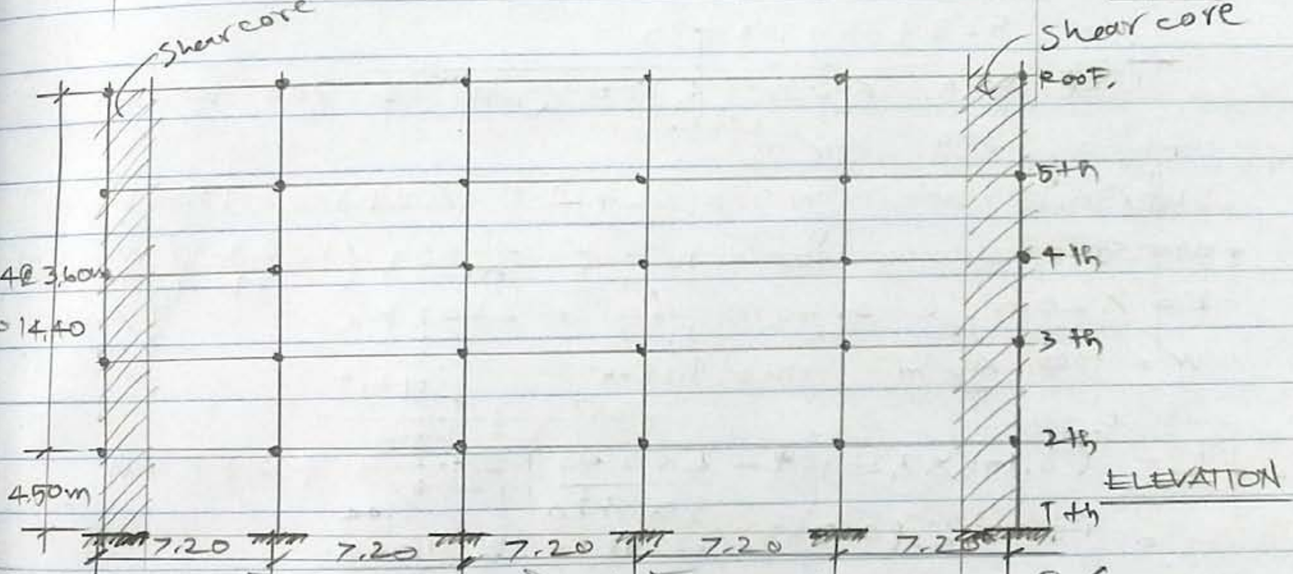
(18 ก.ค.57)

- Concrete Design Project work shop (11)

– อาคารสำนักงาน 5 ชั้น ระบบแผ่นพื้นไร้คานท้องเรียบ (ตัวอย่าง รศ.ดร.ทักษิณ เทพชาตรี ม.เกษตรศาสตร์)





– ข้อกำหนดการออกแบบโครงสร้าง : เหล็กเสริมชั้นคุณภาพ SD 40, fc' = 280 ksc

แผ่นพื้น : ระบบพื้นไร้คานท้องเรียบ (ธรรมดา)

ระบบรับแรงในแนวนอน

ระบบ (1) – แผ่นพื้น เสา ร่วมกับ คานขอบ

ระบบ (2) – ผนังรับแรงเฉือน

น้ำหนักบรรทุก หลังคา LL = 100 กก/ม²

DL = 600 กก/ม²

แผ่นพื้น LL = 300 กก/ม²

DL = 700 กก/ม²

(รวมผนัง 100 กก/ม² สำหรับผนัง, 30 กก/ม² สำหรับฝ้า)

ขนาดเบื้องต้น แผ่นพื้น = 22 ซม

เสาภายใน = 40×40 ซม

เสาขอบ = 30×30 ซม.

ข้อกำหนดของการป้องกันอัคคีภัย

แผ่นพื้น 2 ชั่วโมง

หลังคา 1 ชั่วโมง

เสา 2 ชั่วโมง

ผนังบันไดหนีไฟ 2 ชั่วโมง (ให้ผนังกันไฟ [illegible] ของบันไดหนีไฟ)

• Step Design (1) หาความหนาของแผ่นพื้นและน้ำหนักบรรทุก

$T_{min} = \frac{L}{33} = \frac{7.20}{33} = 0.218\ m \rightarrow$ use 0.22 m

(พื้นไม้, ปูแผ่นเซรามิก, ฝ้ายิปซั่ม, เหล็กเสริมกำลัง SD40)

∴ DL = น้ำหนักพื้น + น้ำหนักวัสดุตกแต่ง + น้ำหนักผนังบนพื้น + น้ำหนัก...

$= (0.22 \times 2400) + (25) + (100) + 30$

$= 528 + 25 + 100 + 30$

$= 683\ kg/m^2 < 700\ kg/m^2 \Rightarrow 700\ kg/m^2$

$LL = 300\ kg/m^2$

∴ น้ำหนักบรรทุกรวม $(W) = DL + LL = 700 + 300 = 1000\ kg/m^2$

• ตรวจสอบความหนาแผ่นพื้นไร้คานจากสูตร ; $t = 0.106L\left(1 - \frac{2c}{3L}\right)\sqrt{\frac{W}{fc'/144}} + 3.81$

$L = 7.20m$, $C = 0.40m$, $fc' = 280$ ksc

$W = 1000\ kg/m^2$ แทนค่าในสูตร

$t = (0.106 \times 7.20)\left(1 - \frac{2 \times 0.40}{3 \times 7.20}\right)\sqrt{\frac{1000}{280/144}} + 3.81\ cm$ (0.037; 514.4; 1.944)

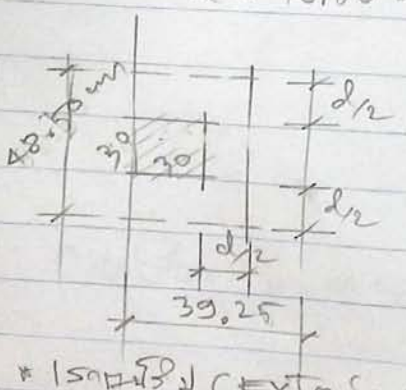
$= (0.7632)(0.963)(22.68) + 3.81$

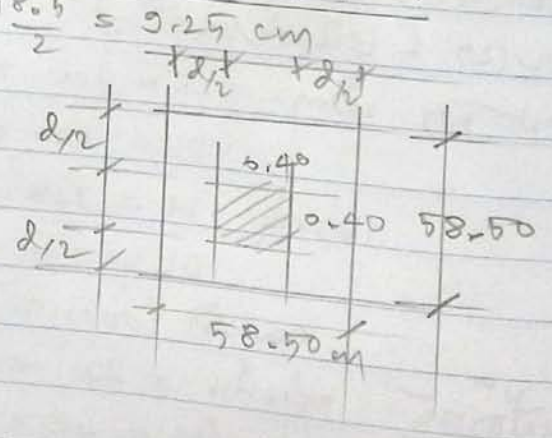
$= 20.47\ cm < 22\ cm$ — o.k.

ดังนั้น ความลึกประสิทธิผล $d = 22 - 3.50 = 18.50\ cm$

• Step (2) : ตรวจสอบความต้านทานแรงเฉือนของแผ่นพื้น

$d = 18.50\ cm$; $d/2 = \frac{18.5}{2} = 9.25\ cm$





* เสาริม (Exterior column)

• punching shear (แรงเฉือนทะลุ)

- เสาต้นใน $V = \left[(6\times7.2) - (0.585)(0.585)\right]1000 = 42857.775$ Kg

$b_o = 2(58.5 + 58.50) = 234$ cm

$V_c = 0.53\sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$

$= 0.53\sqrt{280} \times (234) \cdot (18.50)$

$= 38392.15$ Kg $< V = 42857.775$ Kg

• Try column — เสาต้นกลาง 0.50 × 0.50 m — Try ขนาดใหม่

เสาริม = 0.40 × 0.40 m

✓ เสาต้นใน ; $V = \left[(6\times7.20) - (0.685)(0.685)\right]1000 = 42730.775$ Kg

$b_o = (4)(68.50) = 274$ cm

$V_c = (0.53\sqrt{280})(274)(18.50) = 44954.91$ Kg $> V = 42730.775$ Kg

✓ เสาต้นริม ; $V = \left[\left(\frac{7.2}{2}\right)(6) - (0.4925)(0.585)\right]1000$ — ok

$= 21311.887$ Kg

$b_o = (2)(49.25) + 58.50 = 157$ cm

$V_c = (0.53\sqrt{280})(157)(18.50)$

$= 25758.84$ Kg $> V = 21311.877$ ok

- แรงเฉือนทางเดียว ; คิดว่าเป็นคานกว้าง 7.20 m และพิจารณาที่ระยะ d ห่างจากหัวเสา

$V = (1000)(7.2)\left[3.60 - (0.22 + 0.185)\right]$ (0.405 = t/2 + d)

$= 23004$ Kg

$V_c = 0.29\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$

$= (0.29\sqrt{280})(720)(18.50)$ (b_w = 720)

$= 64637$ Kg > 23004 Kg — ok

• Step ③ : หาโมเมนต์ดัดรวม (Mo) และโมเมนต์ดัด

$$M_o = 0.09FWL\left(1 - \frac{2C}{3L}\right)^2$$

$C = (0.40 + 0.40)/2 = 0.40$ m

$F = 1.15 - (0.40)/7.20 = 1.094$

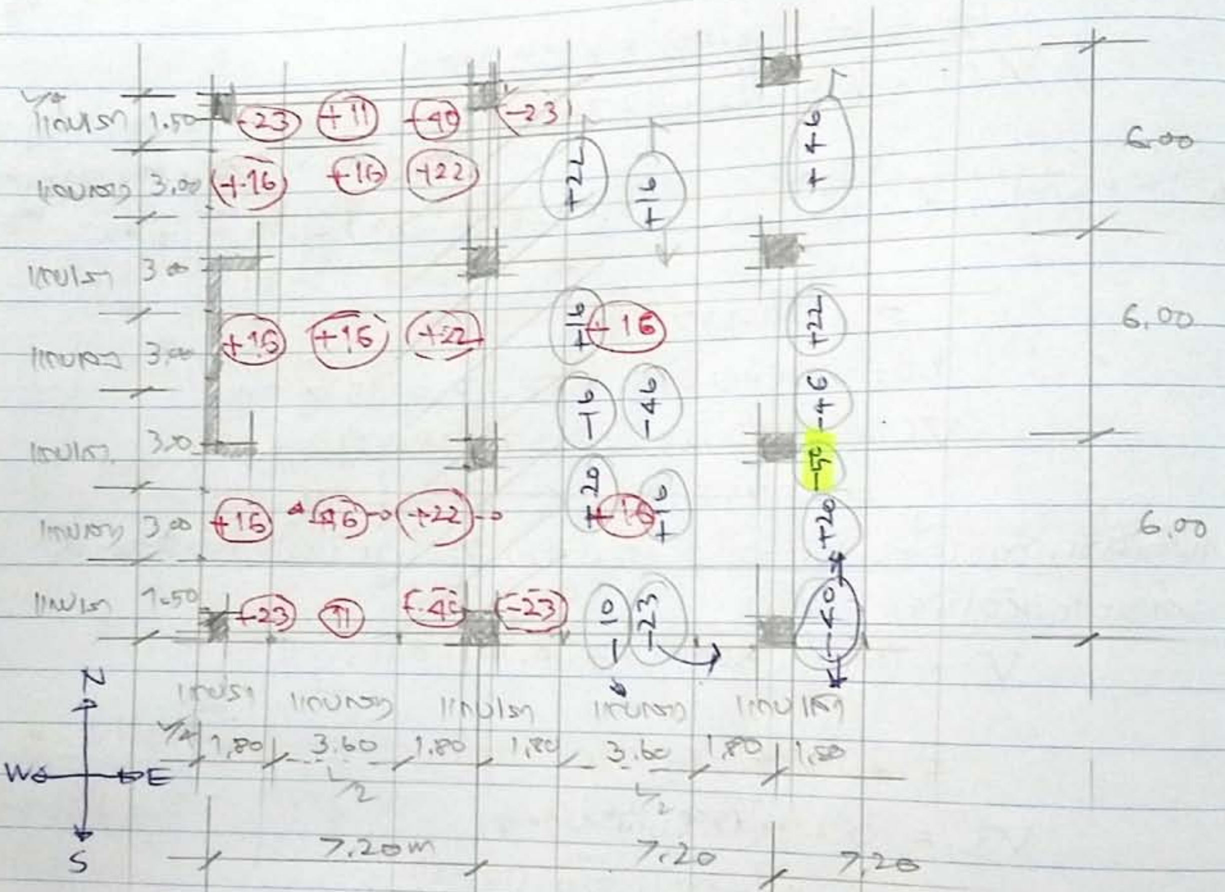
$W = (1000 \times 7.2 \times 6)$

$$\therefore M_o = (0.09)(1.094)(1000 \times 6 \times 7.2)(7.2)\left(1 - \frac{(2)(0.40)}{(3)(7.2)}\right)^2$$

$= 28400.67$ kg-m

หาโมเมนต์ดัดในแถบเสาและแถบกลางได้

• หาค่าสัมประสิทธิ์ของแต่ละช่วงของ Mo ในแถบเสาและแถบกลางได้ ตามรูปที่แสดง



• NOTE

- ถ้าเลขในแนวตั้ง แสดงค่าโมเมนต์ในทิศ N-S
- ถ้าเลขในแนวนอน แสดงค่าโมเมนต์ในทิศ E-W

• NOTE (1). $f = \alpha S$ ... $\alpha S = 40, 30, 20$ สำหรับเสาต้นใน, เสาต้นริม และเสามุม ตามลำดับ เมื่อเรามีหน้าตัดวิกฤติ (Critical Section) 4 ด้าน, 3 ด้าน และ 2 ด้าน ตามลำดับ
(ข้อดี)

(2). β_c = อัตราส่วนของด้านยาวต่อด้านสั้นของเสา หรือแผ่นรับแรงกดแบบจุด หรือแรงปฏิกิริยา

- ตรวจสอบความหนาของพื้น แผ่นเรียบไร้คาน โดยให้ค่าโมเมนต์ดัดมากที่สุด ซึ่งในที่นี้คือโมเมนต์ลบในแถบเสาของพื้นช่องนอกในทิศ N–S : M = 0.5 Mo

$M = (0.50)(28400.67)$

$= 14200.335$ kg-m

$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$; $R = 20.70$ ksc

$b = \frac{3}{4}$ ของความกว้างของแถบเสา

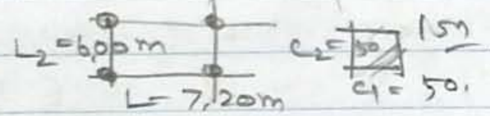
$= \frac{3}{4}(3.60) = 2.70$ m

$= \sqrt{\frac{(14200.335)(100)}{(20.70)(270)}}$

$= \sqrt{254.076} = 15.94$ cm < 18.50 cm ใช้ได้

• Step 4 ตรวจสอบการถ่ายแรงระหว่างพื้นกับเสา เนื่องจากโมเมนต์ดัดไม่สมดุล — (สำหรับ อาคาร ใช้ค่าน้ำหนักบรรทุกคงที่, ...) อาคารที่พื้นรับน้ำหนักเท่ากัน ... ต่อเสาในจะรับโมเมนต์ดัดไม่สมดุล

$M = \frac{WL_1 - W_D L_2}{f}$ ...



จากที่ $W = (1000)(6 \times 7.20) = 43200$ kg

$W_D = (700)(6 \times 7.20) = 30240$ kg (ไม่รวม LL)

ดังนั้น เสาต้นใน ; $M = \left[\frac{(43200)(7.2) - (30240)(6)}{40}\right]$ ← αS

$= 3240$ kg-m (ในทิศ N-S, E-W)

เสาต้นริม ; $M = \left[\frac{(43200)(7.20) - (30240)(6)}{30}\right]$ ← αS

$= 10368$ kg-m (ในทิศ N-S)

$M = \left[\frac{(1000 \times 7.2 \times 3.60)(7.20) - (700 \times 6 \times 3)6}{30}\right]$

$= 3700.80$ kg-m (ทิศ E-W)

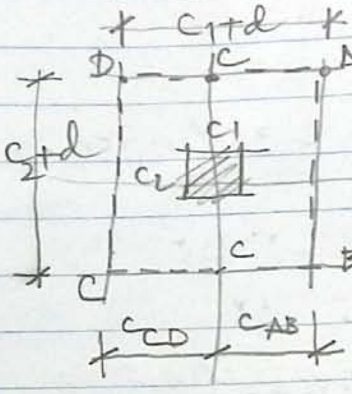
m E–W

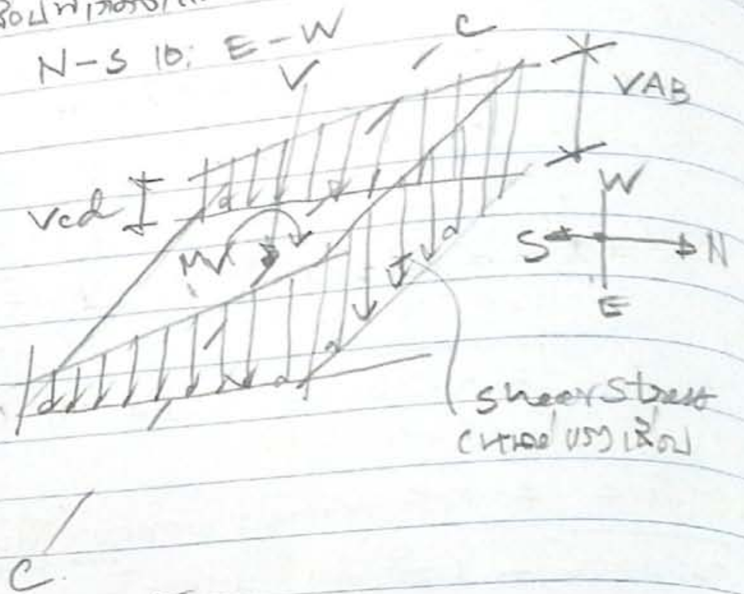
* การถ่ายแรงที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดไม่สมดุล จะสมมุติว่าโมเมนต์ดัดไม่สมดุล (M) จากพื้นจะถ่ายไปที่เสาโดยการเฉือนที่เกิดขึ้นจากโมเมนต์ดัดและแรงดัด เป็นสัดส่วนประมาณ 20 และ 80 ตามลำดับ (ตามที่เสนอของคณะกรรมการ ACI – ASCE ฉบับที่ 326)

(27 ต.ค. 57)

* ค่าหน่วยแรงเฉือนรวมที่หน้าตัดวิกฤต (ระยะ $d/2$ จากขอบเสา) จะเป็นผลรวมของหน่วยแรงเฉือนทะลุ กับหน่วยแรงเฉือนที่เกิดจากการถ่ายโมเมนต์ดัดไม่สมดุลย์ โดยแรงเฉือน หรือโมเมนต์บิดรอบแกน N-S และ E-W

• สำหรับเสาต้นใน





พฤติกรรมแรงในทิศ N-S เสาต้นใน

- หน่วยแรงเฉือนทะลุ (punching shear)

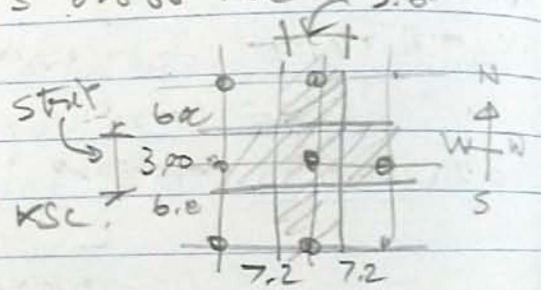
$$v = \frac{V}{b_0 \cdot d} \leq 0.53\sqrt{280} = 8.868 \text{ KSC}$$

$V = 42730.775$ kg

$b_0 = (4)(68.5) = 274$ cm

$d = 18.50$ cm

$$v = \frac{42730.775}{(274)(18.50)} = 8.429 \text{ KSC}$$



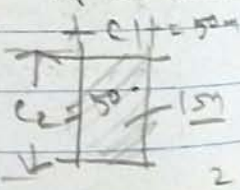
- สำหรับโมเมนต์บิดในทิศ N-S ที่เสาต้นใน ค่า J_c → polar Moment of Inertia

$$J_c = \left[\frac{dc^3}{6} + \frac{cd^3}{6} + 2bd\left(\frac{c}{2}\right)^2\right] \text{ ---}$$

$d = 18.5$ cm ; $b = \frac{3}{4}(3.60) = 2.70$ m

ระยะ $c = c_1 + d = 50 + 18.50 = 68.50$ cm

ระยะ $b = c_2 + d = 50 + 18.50 = 68.50$ cm



$$\therefore J_c = \left[\frac{(18.5)(68.50)^3}{6} + \frac{(68.50)(18.50)^3}{6} + (2)(2.70)(18.50)\left(\frac{68.5}{2}\right)^2\right]$$

$= 991042.301 + 72286.05208 + 117188.9438$

$= 1180517.298 \text{ cm}^4$ (ทิศ N-S)

- สำหรับโมเมนต์บิดในทิศ E-W ที่เสาต้นใน

$$J_c = \left[\frac{dc^3}{6} + \frac{cd^3}{6} + 2bd\left(\frac{c}{2}\right)^2\right] \text{ ---}$$

$d = 18.50$ cm ; $b = \frac{3}{4}(3.00) = 2.25$ m

ระยะ $c = c_1 + d = 50 + 18.50 = 68.50$ cm

ระยะ $b = c_2 + d = 50 + 18.50 = 68.50$ cm

$$J_C = \left[\frac{(18.50)(68.50)^3}{6} + \frac{(68.50)(18.50)^3}{6} + (2)(2.25)(18.50)\left(\frac{68.5}{2}\right)^2\right]$$

$$= 991042.3021 + 72286.0521 + 97657.45313$$

$$= 1160985.807 \text{ cm}^4 \quad (\text{กึ่งกลาง E-W})$$

คำนวณหาค่า $V = \frac{V}{bod} + \frac{MV}{JC}_{N-S}(CAB) + \frac{MV}{JC}_{E-W}(CAB)$

Case ①

$T = 22$ cm

$c = 50 \times 50$ cm

$$= 8.429 + \frac{(0.20)(3240\times100)(68.5)}{1180517.208} + \frac{(0.20)(3240\times100)(68.5/2)}{1160985.807}$$

$$= 8.429 + 1.88 + 1.9116$$

$$= 12.221 \text{ KSC} > 0.53\sqrt{f'c} = 0.53\sqrt{280} = 8.868 \text{ KSC}$$

ลองหา

• Try $(T) = 23$ cm ; $T = 23$ cm $d = 23 - 2.5 - \frac{1.6}{2} = 19.70$ cm

① น้ำหนักพื้น $= 0.23 \times 2400 = 552$ kg/m²

② น้ำหนักกระเบื้อง $= 25$ kg/m²

③ น้ำหนักจรบนพื้น $= 100$ kg/m² $\Big]$ DL

④ น้ำหนักฝ้าเพดาน $= 30$ kg/m²

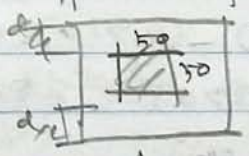
Total Load $= 707$ kg/m² ≈ 700 kg/m² $\Big]$ LL+DL $= 1000$ kg/m²

⑤ น้ำหนักจรบนบันได $= 300$ kg/m²

Case ② ; $T = 23$ cm

$c = 50 \times 50$ cm

$50 + 19.7 = 69.70$ OK.



$b_o = 4 \times 69.70 = 278.80$ cm

- check punching shear

$$V_C = \frac{42730.775}{(278.80)(19.70)} = 7.78 \text{ KSC} < 8.429 \text{ KSC}$$

$$J_C = \left[\frac{(19.7)(69.70)^3}{6} + \frac{(69.70)(19.70)^3}{6} + (2)(2.70)(19.7)\left(\frac{69.7}{2}\right)^2\right]$$

$$= 1111765.80 + 88813.75 + 129200.9036$$

$$= 1329780.454 \text{ cm}^4 \quad (\text{กึ่งกลาง N-S})$$

$$J_C = 1111765.80 + 88813.75 + (2)(2.25)(19.70)\left(\frac{69.7}{2}\right)^2$$

$$= 1111765.80 + 88813.75 + 107667.42$$

$$= 1308246.97 \text{ cm}^4 \quad (\text{กึ่งกลาง E-W})$$

• หน่วยแรงเฉือน (V) $= \frac{V}{bod} + \frac{MV_{.CAB}}{JC_{N-S}} + \frac{MV_{.CAB}}{JC_{E-W}}$ →

$= 7.78 + \frac{(0.20)(3240\times100)(69.7)}{1329780.454} + \frac{(0.20)(3240\times100)\times(\frac{69.7}{2})}{1308246.97}$

Case ②

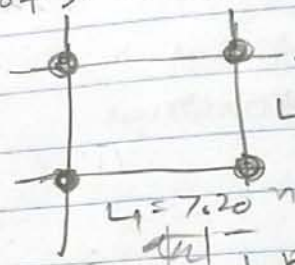
T = 23 cm

C = 50×50 cm $= 7.78 + 1.698 + 1.726$

$= 11.204$ KSC $> 0.53\sqrt{f_c'} = 0.53\sqrt{280} = 8.868$

• Typ. T = 25 cm ; W = 600 + 25 + 100 + 30 = 755 kg/m

$M = \frac{WL_1 - W_D L_2}{f}$ →



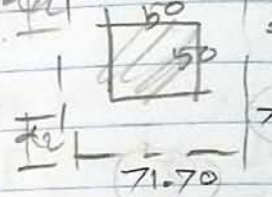
$W = (755+300)(6)(7.2)$

$= 45576$ kg

$W_D = (755)(6)(7.20)$

$= 32616$ kg →

$M = \left[\frac{(45576)(7.20) - (32616)(6)}{40}\right]$



$= 3311.28$ kg-m [ทิศ N-S, E-W] → (Mv)

$d = 25 - 2.50 - \frac{1.6}{2} = 21.70$ cm

• $V_{(ที่ระยะ d)} = \frac{V}{bod} + \frac{MV_{.CAB}}{JC_{(N-S)}} + \frac{MV_{.CAB}}{JC_{EE}}$ ——→

$V = \left[(6\times7.2) - (0.717)(0.717)\right]1075 = 45887.354$ kg

(43.2) (0.514)

$b_o = (4)(71.70) = 286.80$ cm

$d = 21.70$ cm

$\frac{V}{bod} = \frac{45887.354}{(286.80)(21.70)} = 7.373$ KSC < 8.868 KSC

$JC_{(N-S)} = \left[\frac{(21.70)(71.7)^3}{6} + \frac{(71.70)(21.70)^3}{6}\right] + (2)(2.70)(21.70)\left(\frac{71.70}{2}\right)^2$

$= 1333109.89 + 122108.8403 + 150602.3726$

$= 1605821.103$ cm⁴

$JC_{(E-W)} = 1333109.89 + 122108.8403 + (2)(2.25)(21.70)\left(\frac{71.70}{2}\right)^2 = 1580720.707$ cm⁴

แรงเฉือนรวม (V_u) $= 7.373 + \frac{(0.20)(3311.28\times100)(71.70/2)}{1605821.103} + \cdots$

$+ \frac{(0.20)(3311.28\times100)(71.70/2)}{1580720.707}$

$= 7.373 + 1.478 + 1.501$

$= 10.352$ KSC > 8.868 KSC --$(0.53\sqrt{f'_c})$

Cond 3

$T = 25$ cm

$C = 50\times50$ cm

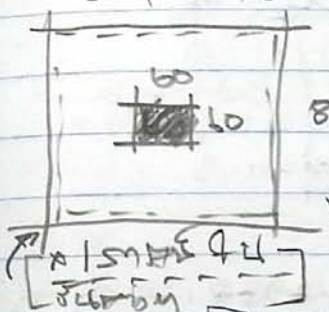
• try again

- เพิ่มขนาดเสาเพื่อลดผลของ punching

- Try หน้าตัดเสาใหญ่ $= 60\times60$ cm. $t = 25$ cm

- เสาเดิม $= 50\times50$ cm. $d = 21.70$ cm

• เสาใหญ่ $60 + 21.70 = 81.70$



$V_c = \left[(6\times7.2) - (0.817)^2\right]1075 = 45722.45$ kg

(ผลรวมของแรงเฉือนทั้งหมด)

$b_o = (4)(81.70) = 326.80$ cm

$d = 21.70$ cm

$V_c = \frac{45722.45}{(326.80)(21.70)} = 6.447$ KSC

J_c (N-S) $= \left[\frac{(21.70)(81.70)^3}{6} + \frac{(81.70)(21.70)^3}{6} + (2)(2.70)(21.70)\left(\frac{81.70}{2}\right)^2\right]$

$= 1972307.622 + 139139.362 + 195540.9026$

$= 2306987.887$ cm^4

J_c (E-W) $= 1972307.622 + 139139.362 + (2)(2.25)(21.70)\left(\frac{81.70}{2}\right)^2$ (162950.175)

$= 2274397.736$ cm^4

$V_{c(tot)} = 6.447 + \frac{(0.20)(3311.28\times100)(81.70/2)}{2306987.887} + \cdots$

$\frac{(0.2)(3311.28\times100)(81.70/2)}{2274397.736}$

$= 6.447 + 1.17 + 1.18$

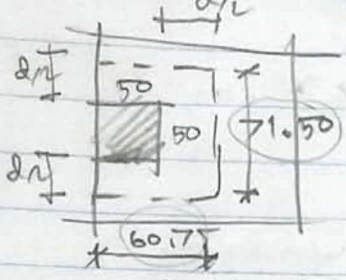
$= 8.707$ KSC < 8.868 KSC -- $< 0.53\sqrt{f'_c} >$

– ok

• เสาต้นริม : slab thickness = 25 cm

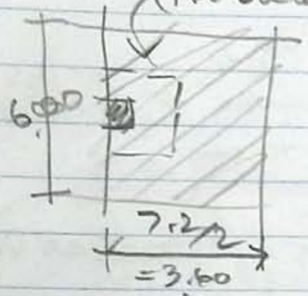
$d = 25 - 2.5 - \frac{1.6}{2} = 21.5$ cm

$d/2 = \frac{21.5}{2} = 10.75$



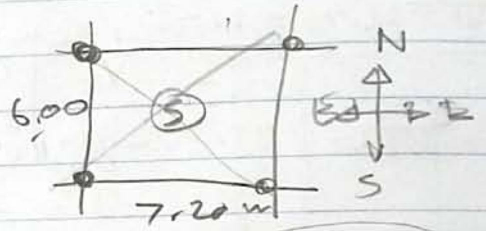
$b_o = (2)(60.75) + 71.50 = 193$ cm

$V = \left[(6)(3.6) - (0.6075)(0.715)\right] 1075$



(Tributary Area) = 22753.06 Kg

v_c (punching) $= \frac{22753.06}{(193)(21.50)} = 5.483$ KSC < 8.868 KSC



• เสาต้นริม (โมเมนต์ที่ไม่สมดุล (M))

W = 45576 Kg

WD = 32616 Kg

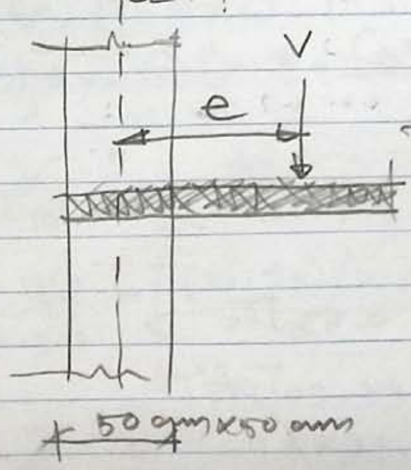
$M = \left[\frac{(45576)(7.20) - (32616)(0)}{30}\right] = 10938.24$ Kg-m <ทิศ N–S>

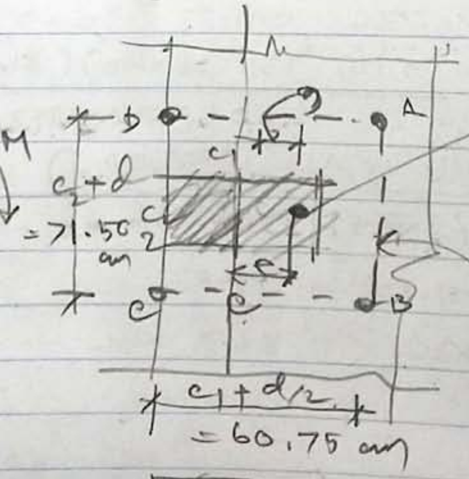
$M = \left[\frac{(1075 \times 7.2 \times 3.6)(7.2) - (755 \times 6 \times 3)(6)}{30}\right]$

$= 3969.36$ Kg <ทิศ E–W>

• โมเมนต์ไม่สมดุลย์ที่ต้องถ่ายให้กับเสาในทิศทาง N–S = M – Ve

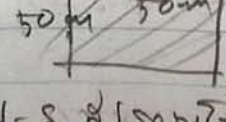
โดยที่ M = 10938.24 Kg-m ; V = 22753.06 Kg





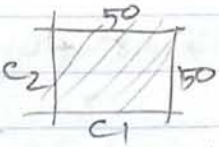
Centroid Axis of critical Section
แกนผ่านจุดศูนย์ถ่วงของหน้าตัดวิกฤต

critical section ของหน้าตัดวิกฤต



• พิจารณาในทิศ N-S ที่เสาต้นริม

• ระยะเยื้องศูนย์ e



$c_1 = 50$ cm, $= c_L$.

$$g = \frac{bc}{2(2c+b)} \quad \rightarrow$$

$$e = \frac{c}{2} + g - (\text{ระยะจาก } c_1/2) \quad \rightarrow$$

$$c = c_1 + d/2 = 50 + \frac{21.5}{2} = 60.75 \text{ cm}$$

$$b = c_2 + d = 50 + 21.50 = 71.50 \text{ cm}$$

แทนค่าได้ $g = \frac{(71.50)(60.75)}{2(2(60.75)+71.50)} = 11.252$ cm

$$\therefore e = \frac{60.75}{2} + 11.252 - \left(\frac{50}{2}\right) \quad \text{แทนค่า}$$

$$= 30.375 + 11.252 - 25$$

$$= 16.627 \text{ cm}.$$

• ตรวจสอบโมเมนต์ที่ใช้ในการออกแบบ = (0.20)(M − Ve) →

$$M = (0.20)\left[10938.24 - (22753.06)(0.166)\right]$$

$$= 6.20)(>161.232)$$

$$= 1432.246 \text{ kg-m}$$

• หาโมเมนต์ความเฉื่อย N-S ที่เรียกว่าโพลาร์ของ

$$J_c = \left[\frac{dc^3}{b} + \frac{cd^3}{b} + 2cdg + bd\left(\frac{c}{2} - g\right)\right] \rightarrow$$

Polar Moment of Inertia

$c = c_1 + d/2 = 50 + \frac{21.7}{2} = 60.75$ cm $\quad g = 11.252$ cm

$b = c_2 + d = 50 + 21.70 = 71.50$ cm, $d = 21.70$ cm

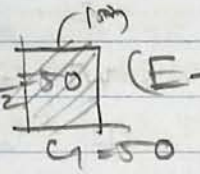
$$J_c = \left[\frac{(21.70)(60.75)^3}{b} + \frac{(60.75)(21.70)^3}{b} + (2)(60.70)(21.70)(11.252) + (71.50)(21.70)\left(\frac{60.75}{2} - 11.252\right)\right] \quad \langle N-S \rangle$$

$$= 810862.71 + 103460.42 + 29642.04 + 29670.29$$

$$= 973635.46 \text{ cm}^4 \rightarrow \checkmark$$

• หาโมเมนต์ความเฉื่อย E-W

$$J_c = \left[\frac{dc^3}{12} + \frac{cd^3}{12} + 2bd\left(\frac{c}{2}\right)^2\right] \rightarrow$$



$c = c_2 + d = 50 + 21.7 = 71.50$ cm

$b = c_1 + d/2 = 50 + \frac{21.7}{2} = 60.75$ cm

$$J_c = \left[\frac{(21.70)(71.50)^3}{12} + \frac{(71.50)(21.70)^3}{12} + (2)(60.75)(21.70)\left(\frac{71.5}{2}\right)^2\right] \quad \langle E-W \rangle$$

$$= 660992.624 + 60884.11 + 3369675.684$$

$$= 4091552.418 \text{ cm}^4 \rightarrow$$

• ความเค้น(V รวม) $= 5.483 + \dfrac{(1432.246\times100)\left(\frac{60.75}{2} - 11.252\right)}{973635.46}$

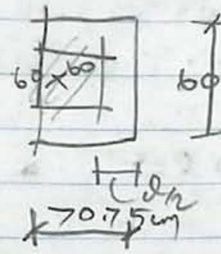
$+ \dfrac{(0.20)(3969.36\times100)(60.75/2)}{4091552.418}$

$= 5.483 + 2.813 + 0.5893$

$= 8.885$ KSC > 8.868 KSC - (เกินค่าที่ใช้)

• Try ขยายหัวเสาเป็น 60×60 cm. ; $d_2 = \frac{21.50}{2} = 10.75$

T = 25 cm, d = 21.50 cm



$V = [(6)(3.6) - (0.7075)(0.815)]\,1075$

$= 22600.141$ kg — ใช้ออกแบบเสาแกนกลาง

$b = 2(70.75) + 81.50 = 223$ cm

$d = 21.50$ cm

$v_c = \dfrac{V}{b_o d} = \dfrac{22600.141}{(223)(21.50)}$

$= 4.713$ KSC < 8.868 KSC

∴ V รวม $= 4.713 + 2.813 + 0.05893$

$= 7.585$ KSC < 8.868 KSC — (≈)

• Step(5) ออกแบบเหล็กเสริมในแผ่นพื้น

- หาโมเมนต์รวม Mo ใหม่ ; $W_s = 1075$ kg/m² — Load บรรทุกพื้น

• $M_o = (0.09)FWL\left(1 - \frac{2}{3}\frac{c}{L}\right)^2$

$c = (0.60 + 0.60)/2 = 0.60$

$F = 1.15 - \frac{(0.60)}{7.2} = 1.067$

$W = (1075\times6\times7.2) = 46440$ kg

$L = 7.20$ m

$M_o = (0.09)(1.067)(46440)\left[1 - \frac{(2)(0.60)}{(3)\,7.20}\right]^2(7.20)$

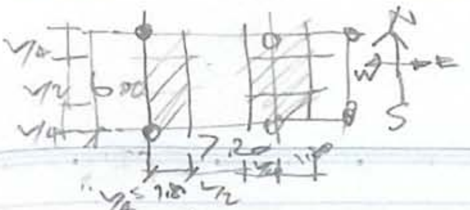
$= 28674.46$ kg-m

≈ 28400.67 kg-m

* SD40, $f_y = 4000$ KSC (57000 lb/in²), $f_c' = 280$ KSC

$f_c = 126$ KSC (60 KSC), $n = 8$, $f_s = 1700$ KSC, $p = 0.0139$

$K = 0.375$, $j = 0.875$, $R = 20.70$ KSC



$\Phi 16mm$; $AS = (3.14)(1.6)^2 / 4$

$= 2.01\ cm^2$/เส้น

• หาปริมาณเหล็ก AS ตามแถบความกว้าง [illegible] แล้วหาจำนวนเหล็กเสริม [illegible] ; ทิศทาง N – S.

แถบ		แผ่นพื้นช่วงนอก Mo = 28674.46 kg-m			พื้นช่วงใน Mo = 28674.64 kg-	
		⊖M	⊕M	⊖M	⊕M	⊖M
แถบเสา	% Mo	40	23	50	22	46
	M ; kg-m	11469.78	6595.13	14337.23	6308.42	13190.33
	ความลึก d ; cm	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50
	AS/strip ; cm²	35.864	20.62	44.83	19.72	41.24
	จำนวนเหล็กเสริม DB16	18DB16	11DB16	23DB16	10DB16	21DB16
แถบกลาง	% Mo	10	20	18	16	16
	M ; kg-m	2867.45	5734.89	5161.40	4587.94	4587.94
	d ; cm	21.50	21.50	21.50	21.50	21.50
	AS/strip ; cm²	8.866	17.93	16.13	14.345	14.345
	DB16mm : เส้น	9DB16	9DB16	9DB16	9DB16	9DB16

• เหล็กเสริมในทิศทาง E – W.

แถบ		แผ่นพื้นช่วงนอก Mo = 28674.46 kg-m			พื้นช่วงใน Mo = 28674.46	
		⊖M	⊕M	⊖M	⊕M	⊖M
แถบเสา	% Mo	–	22	46	22	46
	M ; kg-m		6308.40	13190.25	6308.40	13190.25
	d ; cm		21.50	21.50	21.50	21.50
	AS/Strip ; cm²		19.73	41.243	19.73	41.243
	steel ; DB16		10DB16	21DB16	10DB16	21DB16
แถบกลาง	% Mo	–	16	16	16	16
	M ; kg-m		4587.91	4587.91	4587.91	4587.91
	d ; cm		21.50	21.50	21.50	21.50
	AS/strip ; cm²		14.345	14.345	14.345	14.345
	steel ; DB16		9DB16	9DB16	9DB16	
ครึ่งแถบเสา	% Mo	–	11	23		
	M ; kg-m		3154.19	6596.13		
	d ; cm		21.50	21.50		
	AS / strip		9.862	20.621		
	DB16 : เส้น		5DB16	11DB16		

• Step(6) : ตรวจสอบแรงยึดเหนี่ยว

$V \cong (1075)(7.2)(3.60) = 27864$ kg

- เหล็กเสริมในแนวทั้งสองทาง = 18 DB16 (แนวแรก) 10, 9 DB16 (แนวกลาง)

$\Sigma_0 = 4As/db$ → สูตร

$= (4)\left[(18)(2.01) + (9)(2.01)\right] / 1.60$

$= 135.675$ cm

- แรงยึดเหนี่ยวที่เกิดขึ้น $u = \dfrac{V}{\Sigma_0 j d} = \dfrac{27864}{(135.675)(0.875)(21.50)}$

$= 10.916$ KSC

$u_a = \dfrac{3.23\sqrt{280}}{1.60}$ →

$= 33.780$ kgc $> u$ — ok

• Step(7) ตรวจสอบการหาโมเมนต์ที่ใช้รวมของโครงสร้างกำหนด

- ตามมาตรฐาน ประสิทธิผลที่รับโมเมนต์ Mb = $50 + (2)(1.5 \times 25) = 125$ ซม

$Mb = (0.80)\left[M - Ve\right]$ →

$V = 22600.141$ kg

$M = 10938.24$ kg-m

$e = 16.627$ cm

$Mb = (0.80)\left[(10938.24 - (22600.141)(0.i66)\right]$ (7186.616)

$= 5749.293$ kg-m

- เนื้อที่หน้าตัดเหล็กเสริมที่ต้องการ : $As = \dfrac{(5749.293)(100)}{(1700)(0.875)(21.50)}$

$= 17.977$ cm²

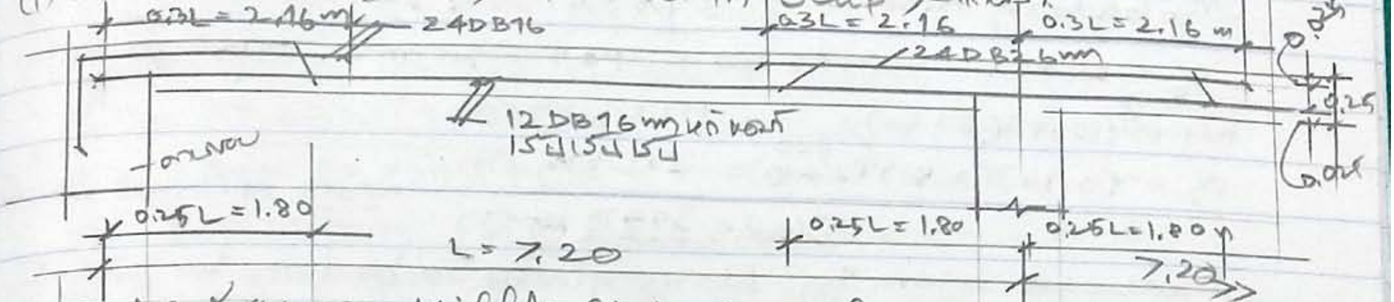
• ต้องใช้เหล็กขนาด DB16 mm จำนวน $= \dfrac{17.977}{2.01} = 8.9$ เส้น = 9 เส้น

แต่มีเหล็กขนาด DB16 mm ในแนวแรก 18 เส้น / แนวกว้าง 3.00 หรือ 6 เส้น/ม

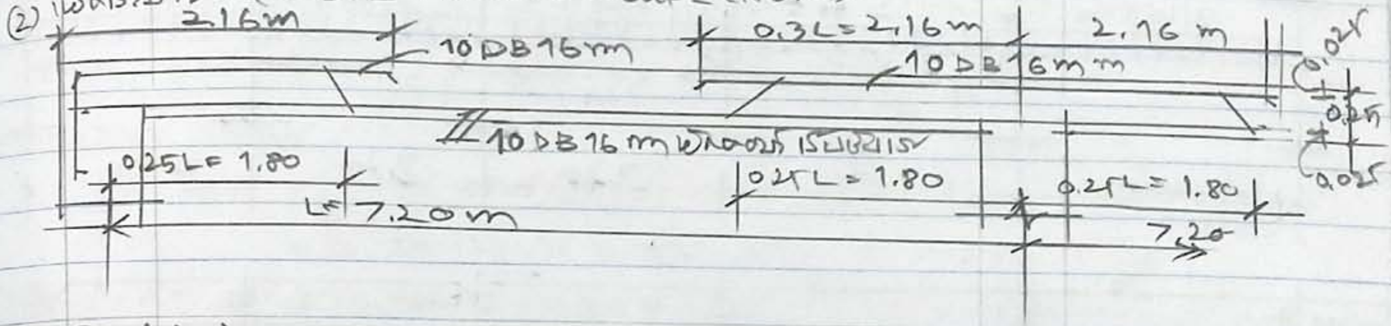
ดังนั้นต้องใช้เหล็กขนาด DB16 mm เพิ่มอีก 9 - 6 = 3 เส้น

• STEP(8) : แสดงการเสริมเหล็กพื้น

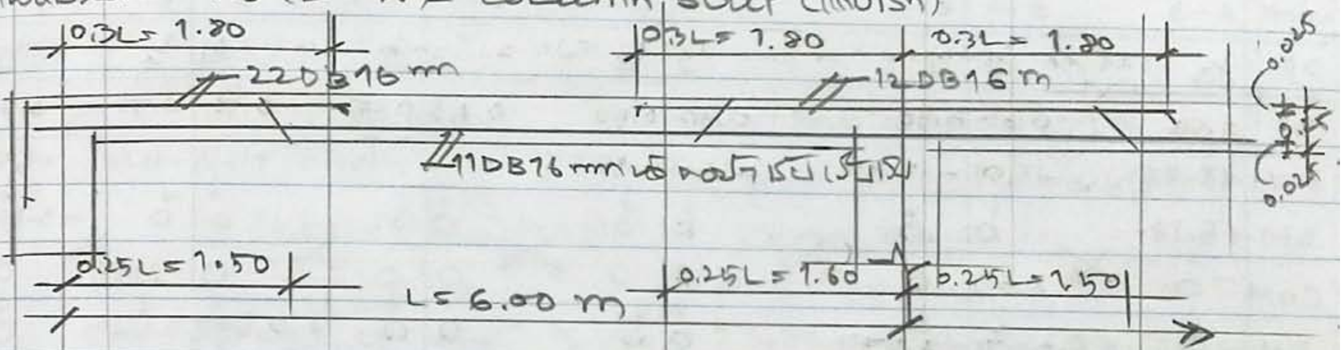
(1) เหล็กเสริมในทิศ (N-S) - <Column Strip> - แถบเสา



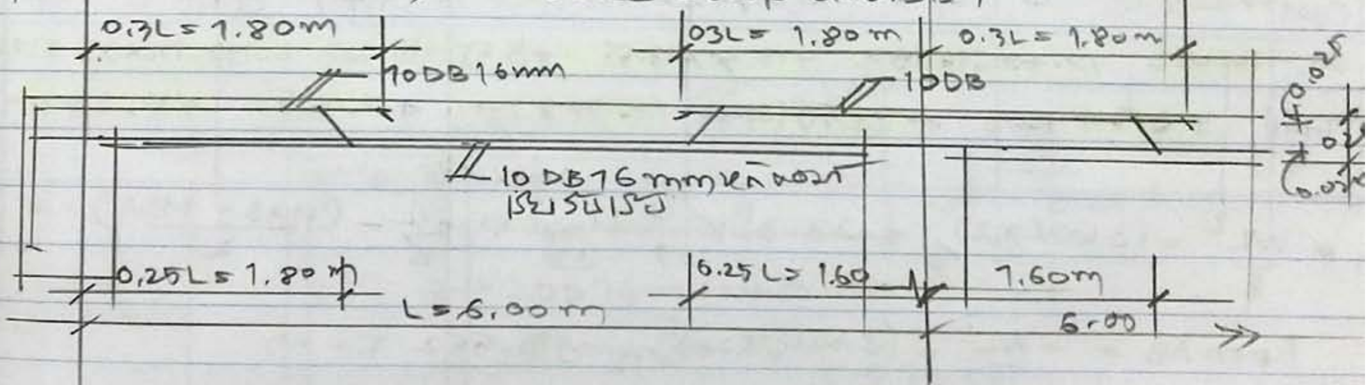
(2) เหล็กเสริมในทิศ (N-S) _ Middle Strip _ (แถบกลาง)



(3) เหล็กเสริมในทิศทาง (E-W) column strip (แถบเสา)



(4) เหล็กเสริมในทิศ (E-W) _ Middle Strip (แถบกลาง)



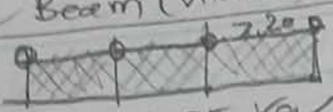
- ปรับแต่งปริมาณเหล็กเสริม เต็มพื้นทางให้หนา รวม ระยะเผื่อไม่เกิน 3T

$= (3)(0.25) = 0.75$ m.

([illegible])

• STEP (9)

• Design spandrel Beam (คานขอบ) − (0.30 × 0.60)

− Tributary Area =  $= 3 \times 7.20 = 21.6\ m^2$ — [illegible]

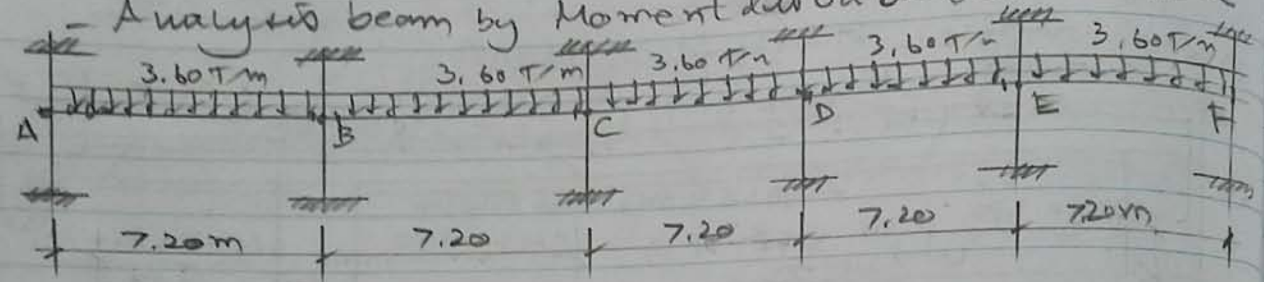
− $W_s = DL + LL = 755 + 300 = 1055\ kg/m^2$

$W_1 = (1055)(21.60)/7.20 = 3165\ kg/m$

$W_2 = (0.30)(0.60)(2400) = 432\ kg/m$ — [illegible]

$\Sigma load = 3597\ kg/m$

− Analysis beam by Moment distribution two circle



จุดต่อ	A	B	B	C	C	D	D	E	E	F
ชิ้นส่วน	A−B	B−A	B−C	C−B	C−D	D−C	D−E	E−D	E−F	F−E
DF	1/3	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4	1/4	1/3
COF	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
FEM	−15.55	15.55	−15.555	+15.55	−15.55	+15.55	−15.555	+15.555	−15.555	+15.555
DM	+5.18	0	0	0	0	0	0	0	0	−5.18
COM	0	2.59	0	0	0	0	0	0	−2.59	0
DM	0	−0.647	−0.647	0	0	0	0	+0.647	0.647	0
COM	−0.323	0	0	−0.323	0	0	0−0.323	0	0	0.323
M.	−10.693	17.493	−16.197	+15.227	−15.55	+15.55	−15.227	16.197	−17.493	+10.693
M mid	+9.24 T-m		+7.591 T-m		7.778 T-m		+7.615		+9.24 T-m	

• $\frac{WL^2}{8} = \frac{(3.60)(7.2)^2}{8} = 23.328$; $M_{mid(AB)} = \frac{WL^2}{8} - \frac{(M_{AB} + M_{BA})}{2}$ — ①

$Fem\ AB = -\frac{WL^2}{12} = (3.60)(7.20)^2/12 = -15.552\ T-m$

• $M^{\ominus}_{max} = 17.493\ T-m$ ✓ } Design.

• $M^{\oplus}_{max} = 9.24\ T-m$ ✓

• M [illegible] $= \frac{WL^2}{24} = \frac{(3.60)(7.20)^2}{24}$

$= 7.776\ T-m$ — ②

• ... : SD40 , f_y = 4000 Ksc (57000 lb/in²)
(25057) f'_c = 280 Ksc ; f_c = 126 Ksc (65 Ksc)
n = 8.00 , f_s = 1700 Ksc , p = 0.0139
K = 0.375 , J = 0.875 , R = 20.70 Ksc

$M_c = Rbd^2 = (20.70)(0.30)\frac{d^2}{2}$ — ①

$d = 60 - 4 - 0.90 - \frac{2.5}{2}$
$= 53.85$ cm

$= (20.70)(0.30)(53.85)^2/1000$
$= 18.00$ T-m > M_max ⊕, ⊖

$A_S^{\ominus} = \frac{(17.493)(1000)(100)}{(1700)(0.875)(53.80)} = 21.858$ cm²

use 5DB25 mm : $A_S = 5 \times 4.906 = 24.53$ cm²

$A_S^{\oplus} = \frac{(9.24)(1000)(100)}{(1700)(0.875)(53.80)} = 11.546$ cm²

use 3DB25 mm ; $A_S = 3 \times 4.906 = 14.718$ cm²

• Design Shear

$W_{max} = (1.15)(3.60)(\frac{7.20}{2}) = 14.904$ tons ---(...)

$V_C = (0.29\sqrt{280})(30)(53.80)/1000 = 7.832$ T

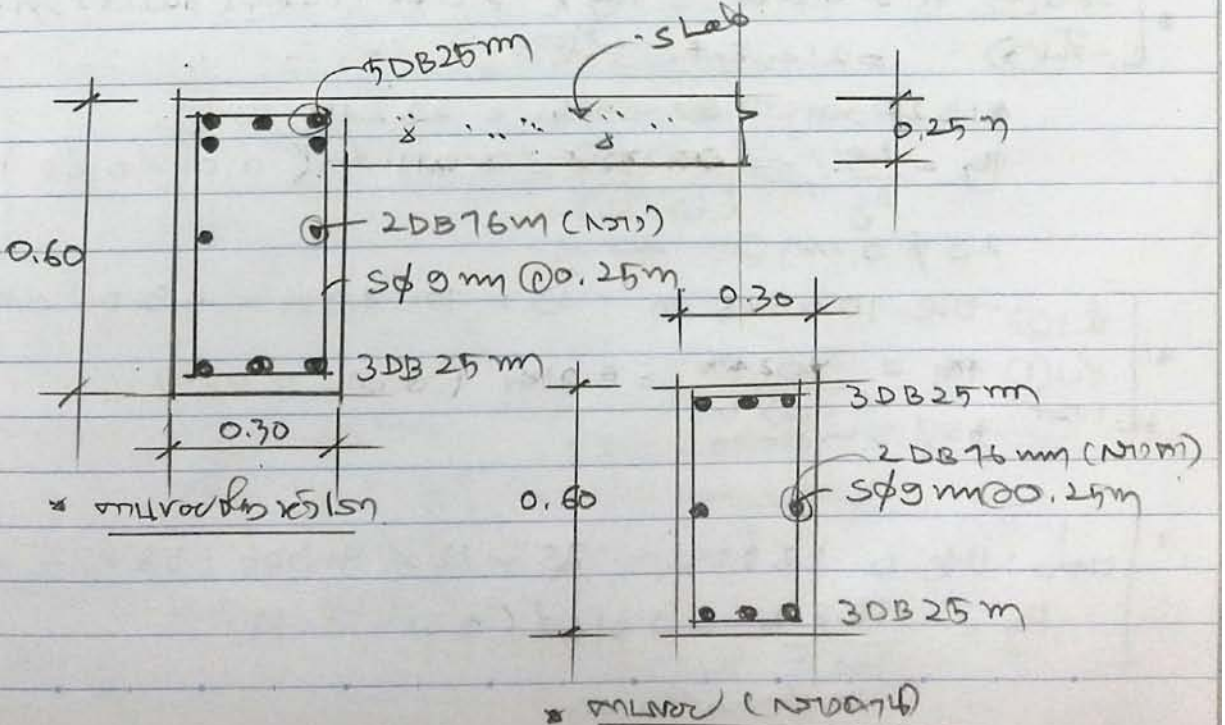
$V_d = 14.904 - (0.60 + 0.54)(3.6)$
$= 14.904 - 4.104 = 10.80$ T

$V' = V_d - V_C = 10.80 - 7.832 = 2.968$ T

$S = \frac{A_V . f_V . d}{V'}$: $A_V = 2 \times 0.6358 = 1.2717$ cm
$f_V = 1700$ Ksc (1200 Ksc)
$d = 53.80$ cm
use 25 cm

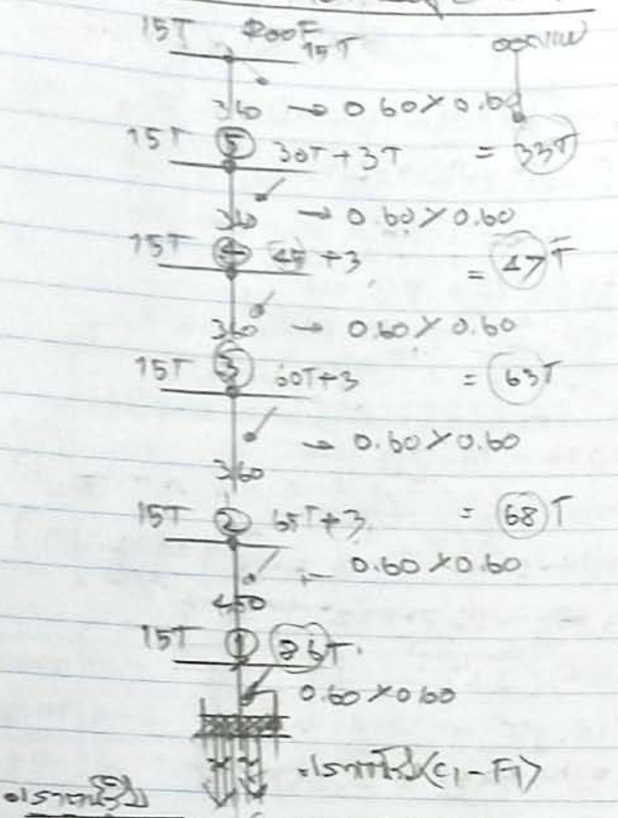
$= \frac{(1.2717)(1200)(53.8)}{2968}$
$= 27.66$ cm
$= 39.18$ cm² > $d/2 = 53.80/2 = 26.9$ cm → 25 cm.

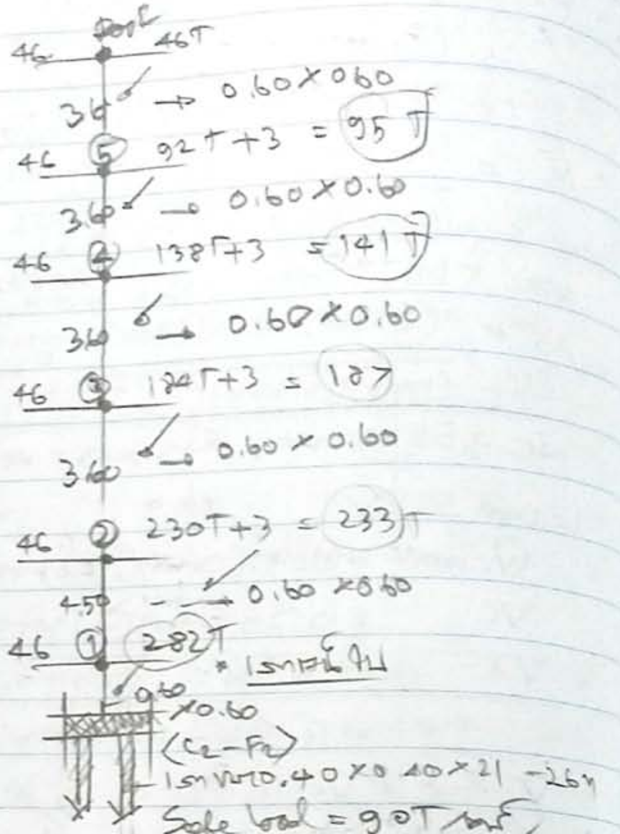
• use S-Ø 9 mm @ 0.25 m.



(2 ระดับ 7)

- STEP (10)
- ออกแบบเสา 10: Life core





- เสาตัวริม

Load Roof $= (3 \times 3.60)(1055)/1000$

$= 11.394\,T < 15T$ (เผื่อภาระ)

- เสาตัวใน $= (6 \times 7.20)(1055)/1000$

$= 45.576\,T$

(1) ออกแบบเสาตัวริม : 0.60×0.60 m : $h = 3.60 - 0.60 = 3.00$

$h/t = 3.00/0.60 = 5 < 15$ ok

- ชั้น ⑤
- ชั้น ④ $Pc = 0.2125\, f'c\, Ag = (0.2125)(280)(60)(60)/1000$
- ชั้น ③ $= 214.2\,T$

8 DB 25 mm : $8 \times 4.906 = 39.248$ cm²

$Pg = \frac{As}{Ag} = \frac{(39.248)}{(60)(60)} = 0.011$ ใช้ได้ (0.01 - 0.08)

23 ∅ 9 mm @ 0.40 m

- ชั้น ② ใช้ 10 DB25 mm : $As = 10 \times 4.906 = 49.06$ cm²
- ชั้น ① $Pg = \frac{49.06}{(60)(60)} = 0.014$ (0.01 - 0.08)

35 ∅ 9 mm @ 0.40

- ชั้นล่าง : ใช้ 12 DB 25 mm : $As = 12 \times 4.906 = 58.872$ cm²

$Pg = \frac{58.872}{(60)^2} = 0.0164$ (0.01 - 0.08)

45 ∅ 9 mm @ 0.40

(2) ออกแบบเสาทั่วไป : 0.60 × 0.60 m ; h = 3.60 − 0.25 = 3.35
h/t = 3.35/0.60 = 5.58 < 15

- ชั้น 5 / ชั้น 4 / ชั้น 3
  - P-max = 187 T
  - Pc = 214.20 T → 8DB28 mm ; P_g = 0.0136
  - 2SØ9 mm @0.40 m

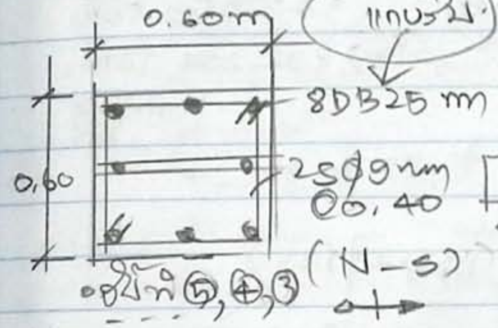
- ชั้น 2 / ชั้น 1
  - Pc max = 233 T → 10DB28 mm ; P_g = 0.017
  - Pc = 212.20 T 3SØ9 mm @0.40 m

- ตอม่อ
  - P max = 282 T ; h = 4.5 − 0.25 = 4.25 ; h/t = $\frac{4.25}{0.60}$ = 7.08 < 15
  - Pc = 212.20 T
  - Ps = 69.80 T ; $A_s = \frac{(69.80)(1000)}{(0.85)(1700)}$ = 48.30 cm²

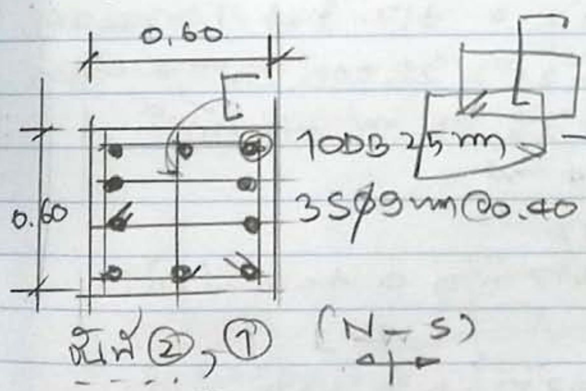
ใช้ 12DB28 mm ; As = 12 × 6.154 = 73.248 cm²

$P_g = \frac{73.248}{(60)^2}$ = 0.021 ; 4SØ9 mm @0.40 m

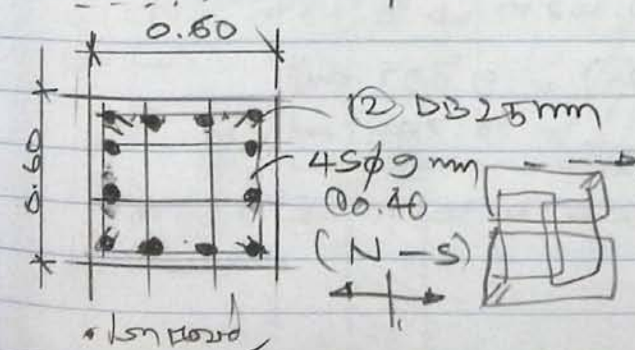
- Detail ⟨C1⟩ - - - - - - - - - ⟨C2⟩
  แบบเดิม → แบบใหม่



8DB25 mm → 8DB28 mm
2SØ9 mm @0.40
(ใช้ชั้นที่ 5, 4, 3)



10DB25 mm → 10DB28 mm
3SØ9 mm @0.40
(ใช้ชั้น 1, 2)



4SØ9 mm → 12DB28 mm
4SØ9 mm @0.40
(ใช้ตอม่อ)

62

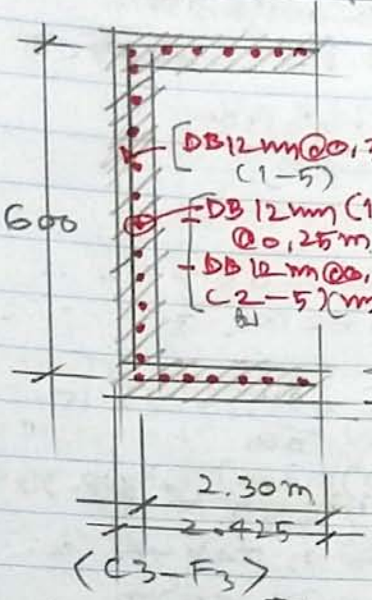
• น้ำหนักเสา (F_3) $= [(86 \times 2)] + [(4)(3.60)(10.60)(0.25) \times 2400 / 1000] + [(4.50)(10.60)(0.25) \times 2.40 / 1000]$

$= [172] + [91.584]_{RC\,wall} + [28.62]_{RC\,wall} = 172 + 120.204$

$= 292.204$ T ✓

• STEP(11)

• ออกแบบ Lift core & Shear wall ⟨F3⟩, C3



$P_{max} = (2)(86) + 120.204 = 292.204$ T

$f_c = (0.225) f'_c \left[1 - \frac{h}{40t}\right]^3$ ---→

• Try $t = 0.30$ m

$h = 4.50 - 0.25 = 4.25$

$t = 0.25$ m, ok

แทนค่า $f_c = (0.225)(280)\left[1 - \frac{425}{(40)(30)}\right]^3$ (0.354)

$= 16.983$ ksc ✓

$P_c = f_c \cdot A$ ---→

$= (16.983)[(2)(215) + 630](30)$ (1060)

• ϕ 12 mm $= 3.14 \times 1.2^2 / 4 = 1.1304$ cm²

• น้ำหนักเสา $= [(4 \times 3.60 \times 0.25 \times 10.60 \times 2.4) + (4.5 \times 10.60 \times 0.25 \times 2.40)] = (120.204)$ T →

$= (540059.40$ kg$)/1000 = 540.059$ tons > 292.204 Tons

Try Again

• Try $t = 25$ cm;

$f_c = (0.225)(280)\left[1 - \frac{425}{(40)(25)}\right]^3 = 11.976$ ksc ✓ (0.425)

$P_c = f_c \cdot A = (11.976)[(2)(217.50) + 625](25)$ (1060)

$= 317364$ kg$/1000 = 317.364$ T > 292.204 T

∴ $t = 25$ cm – ok, ∴ $A_g = 1060 \times 25 = 26500$ cm² O.K. ✓

• $A_{s\,min} = (0.0015)(26500) = 39.75$ cm² (แนวตั้ง) ok ✓

A_s/metre $= \frac{39.75 \text{ cm}^2}{10.85 \text{ m}} = 3.664$ cm²/m.

• spacing ϕ12m $= \frac{1.1304 \times (2) \text{ cm}^2}{3.664 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.617$ m ⇒ 0.40 m – (2 ชั้น)

spacing ϕ12m $= \frac{1.1304 \text{ cm}^2}{3.664 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.308$ m ⇒ 0.25 m (1 ชั้น) ✓

• $A_{sb} = (0.0015)(242.50)(25) = 9.093$ cm² (แนวนอน)

A_s/metre $= 9.093$ cm² $/ 2.425 = 3.749$ cm²/m.

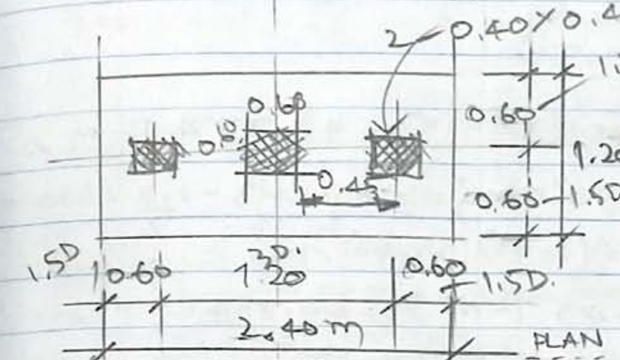
• Spacing ϕ12mm ; $\frac{1.1304}{3.749 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.301$ m ⇒ 0.30 m. (แนวนอน)

[• P Design = (340.28) 1.10 = 374.308/90 = 4.15 ต้น → 6 ต้น
$C_3 - F_3$ = 6 ต้น] (T=35 cm)

• STEP(12)

• Design Footing ⟨F1⟩, C1

- P_max = 86 T ; P-Design = 86×1.10 = 154.80 T
- No of pile = 154.80 T / 90 = 1.72 ต้น ⇒ 2 ต้น
  ▨ 0.40×0.40×21-26 m. Safe Load = 90 T/ต้น
- เสาเข็มรับน้ำหนักต้นละ 154.80/2 = 77.40 Tons
- จึงใช้เสาเข็ม 2 ต้นได้ดังนี้



$M = (0.45)(77.40) = 34.83$ T-m

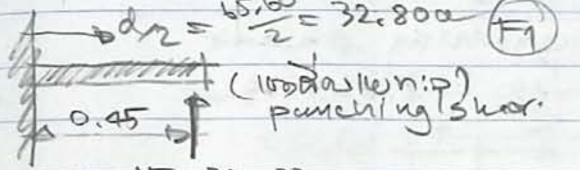
Try ; T = 80 cm ;

$d = 80 - 10 - 3 - \frac{2.8}{2} = 65.60$ cm

$M_C = (20.70)(1.20)(65.60)^2/1000$
$= 106.895$ T-m > 34.83 T-m

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

$d/2 = \frac{65.60}{2} = 32.80$ cm (F1)



X = 45 − 32.80
= +12.20 cm (ออกไป)

⊖ เข้าใน ⊕ ออกไป

$P = \frac{P(X + D/2)}{D}$
$= (77.40)\left(\frac{12.20 + 40/2}{40}\right)$ (0.805)
$= 62.30$ T

$V_C = \frac{V}{bd} = \frac{(62.30)(1000)}{(120)(65.60)}$
$= 7.915$ Ksc < $0.53\sqrt{280} = 8.868$

• Temp. steel
= (0.002)(240)(80) = 38.40 cm²
. ใช้ 20 DB16 mm.
. spacing = 2.40/20 = 0.12 m

$A_S = \frac{(34.83)(1000)(100)}{(1700)(0.875)(65.60)} = 35.693$ cm²

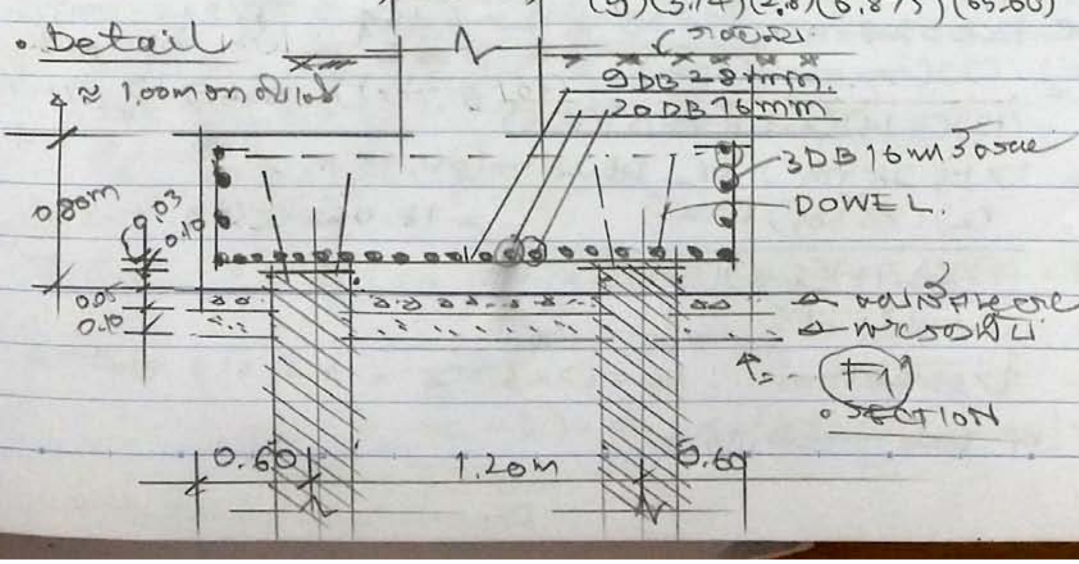
- ใช้ 9 DB28 m : AS = 9 × 6.154 = 55.386 cm²

• Check Bond Stress

$u_a = \frac{3.23\sqrt{280}}{2.80} = 19.302$ Ksc

$u = \frac{(77.40)(1000)}{(9)(3.14)(2.8)(0.875)(65.60)} = 17.04$ KSC < u_a ok.

• Detail

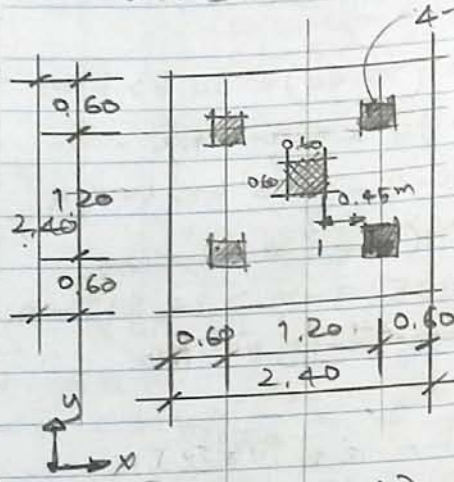


F1
• SECTION

• Note ขอบเขต

• Design footing (F2) : C2 → 0.60 × 0.60 m.

- P_max = 282 T ; P.Design = (1.10)(282) = 310.20 Tons
- No of pile = 310.20/90 = 3.44 ต้น ⇒ use 4 ต้น
- ใช้งานจริง ใช้เสาเข็มต้นละ : 310.02/4 = 77.505 ตัน
- ขนาดเสาเข็มที่ใช้ 4-PILE 0.40×0.40 m



Safe load 90 T/ต้น

$M = 2(0.45)(77.505) = 69.754$ T-m

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

$M_c = (20.70)(2.40)(65.60)^2/1000$

$= 213.79$ T-m > 69.754 T-m

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

• Punching shear

$V_c = 0.53\sqrt{280} = 8.868$ ksc

(−) (+) (ออกไป)

$X = (b - b_c - D) - d/2$

$= \left[\frac{(240 - 60)}{2} - 40\right] - 32.80 = +17.20$ cm

$P' = P\left(\frac{X + D/2}{D}\right) = (77.505)\left(\frac{17.20 + \frac{40}{2}}{40}\right) = 72.07$ T

$V = (4)P' = (4)(72.07) = 288.28$ T

$v_c = \frac{V}{b_o \cdot d}$ → $b_o = (4)(60 + 65.60) = 502.40$ cm, $d = 65.60$ cm

$v_c = \frac{(288.280)(1000)}{(502.40)(65.60)} = 8.74$ ksc < 8.868 ksc

$A_S = \frac{(69.754)(1000)(100)}{(1700)(0.875)(65.60)} = 71.48$ cm²

• try • use 12 DB 28 mm : $A_S = 12 \times 6.154 = 73.848$ cm²

$u = \frac{(2)(77.505)(1000)}{(12)(3.14)(2.80)(0.875)(65.60)} = 25.59$ ksc > 19.302 ksc (ผ่าน)

• try • use 17 DB 28 mm ; or DB 28 mm @ 0.15 m.

$u = \frac{(2)(77.505)(1000)}{(17)(3.14)(2.8)(0.875)(65.60)} = 18.068$ ksc < 19.302 ksc — ok

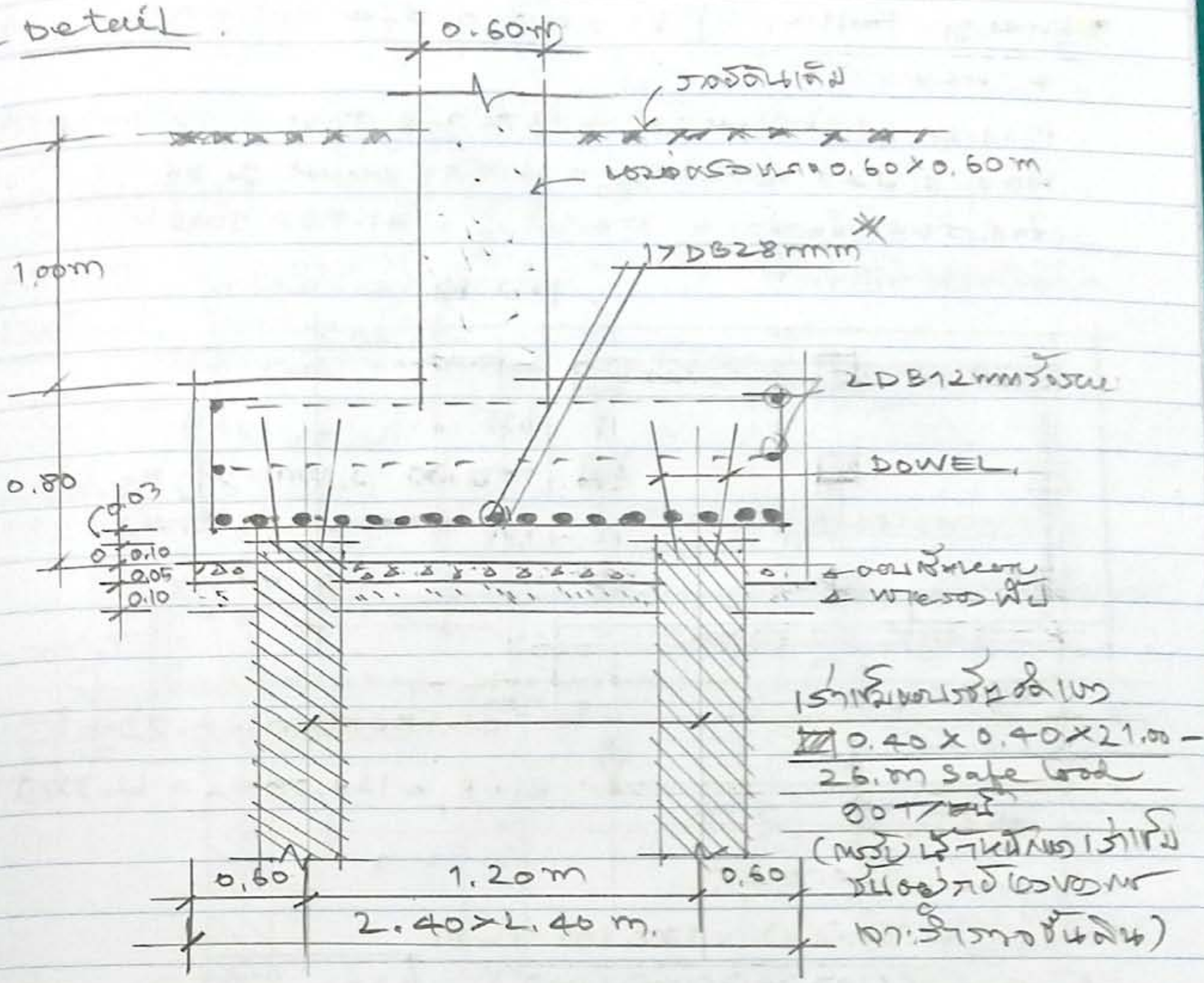
(17 → 240 ; 2.8 → d)

• use 17 DB 28 mm : $A_S = 17 \times 6.154 = 104.618$ cm²

or DB 28 mm @ 0.15 m

$P' = \frac{P}{30}(X + 15) = \frac{77.505}{30}(12.20 + 15) = 70.271$ Tons → ✓
≈ 72.07

- Detail.



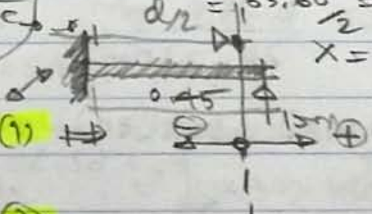
(F2) - (C2) - Detail.

ข้อสังเกตจากการคำนวณ

(1). เมื่อปัญหาคำนวณค่าโมเมนต์ มีค่าต่ำ (หรือพอดี) คือ control ปริมาณเหล็กเสริม เนื่องจากความหนาของ pile cap ที่ค่า $U_a \gg U$ มีผลทำให้จากปริมาณเหล็กเสริม สังเกตค่าของ $U_a = \frac{3.23\sqrt{f'c}}{d_b}$

$d/2 = \frac{65.60}{2} = 32.80$ cm

$X = 45 - 32.80 = +12.20$ (ออกไป)



(2) ค่า P' จาก 2 สมการ ของ

$P' = \frac{P}{30}(X + 15)$ --- (1)

$P' = P\left(\frac{X + D/2}{D}\right)$ --- (2)

• จาก (1) $P' = \frac{P}{30}(X + 15) = \frac{77.505}{30}(12.20 + 15) = 70.271$ Tons

• จาก (2) $P' = P\left(\frac{X + D/2}{D}\right) = (77.505)\left(\frac{17.20 + 40/2}{40}\right) = 72.07$ Tons

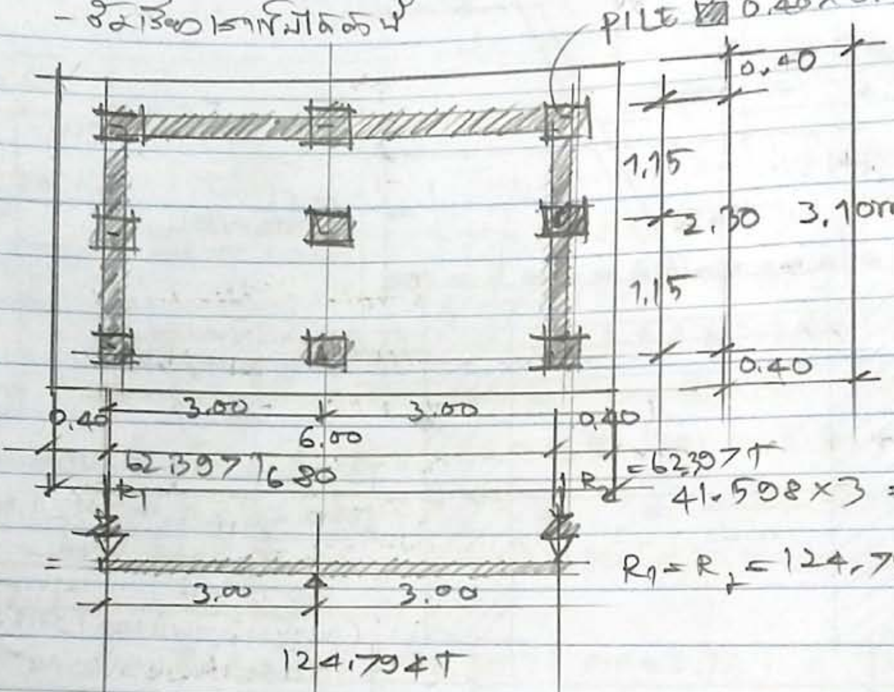
$X = \left(\frac{b - b_c}{2} - D\right) - d/2 = \left[\frac{(240 - 60)}{2} - 40\right] - 32.80$

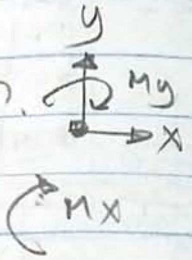
$= +17.20$ cm

- ทั้งสองสมการนี้ค่าใกล้เคียงกัน

- **Design Footing (F3)** (เสาเข็ม 0.40 ตรม 10ต้น [illegible])

- P_{max} = 340.28 Tons
- P_{Design} = (1.10)(340.28) = 374.308 Tons
- No of pile = 374.308/90 = 4.15 ต้น → use 9 ต้น
- เสาเข็มรับน้ำหนักต่อต้น = 374.308/9 = 41.598 Tons
- จัดเรียงเสาเข็มได้ดังนี้





41.598×3 = 124.794 T

$R_1 = R_2 = 124.794/2 = 62.397$ T

- M_x = (62.397)(3) = 187.191 T-m

$$d_{max} = \sqrt{\frac{(187.191)(1000)(100)}{(20.70)(680)}} = \sqrt{1329.86} = 36.46 \text{ cm}$$

Try T = 0.80 m, $d = 80 - 10 - 3 - \frac{2.8}{2} = 65.60$ cm > 36.46 cm

$$As_x = \frac{(187.191)(1000)(100)}{(1700)(0.875)(65.60)} = 191.833 \text{ cm}^2$$

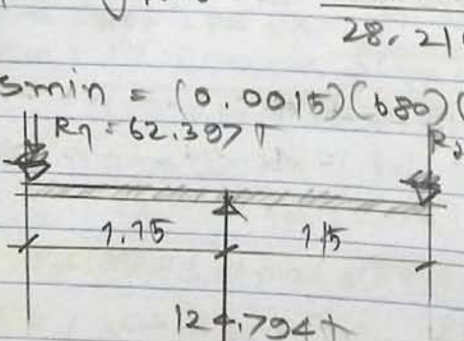
(32 DB28 mm) ✓

As_x/metre = 191.833 cm² / 6.80 m = 28.21 cm²/m

$$\text{spacing DB28} = \frac{6.154 \text{ cm}^2}{28.21 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.218 \text{ m} \rightarrow 0.20 \text{ m}$$

- As_{min} = (0.0015)(680)(80) = 81.60 cm² < 191.833 cm²

(20 DB28 mm)



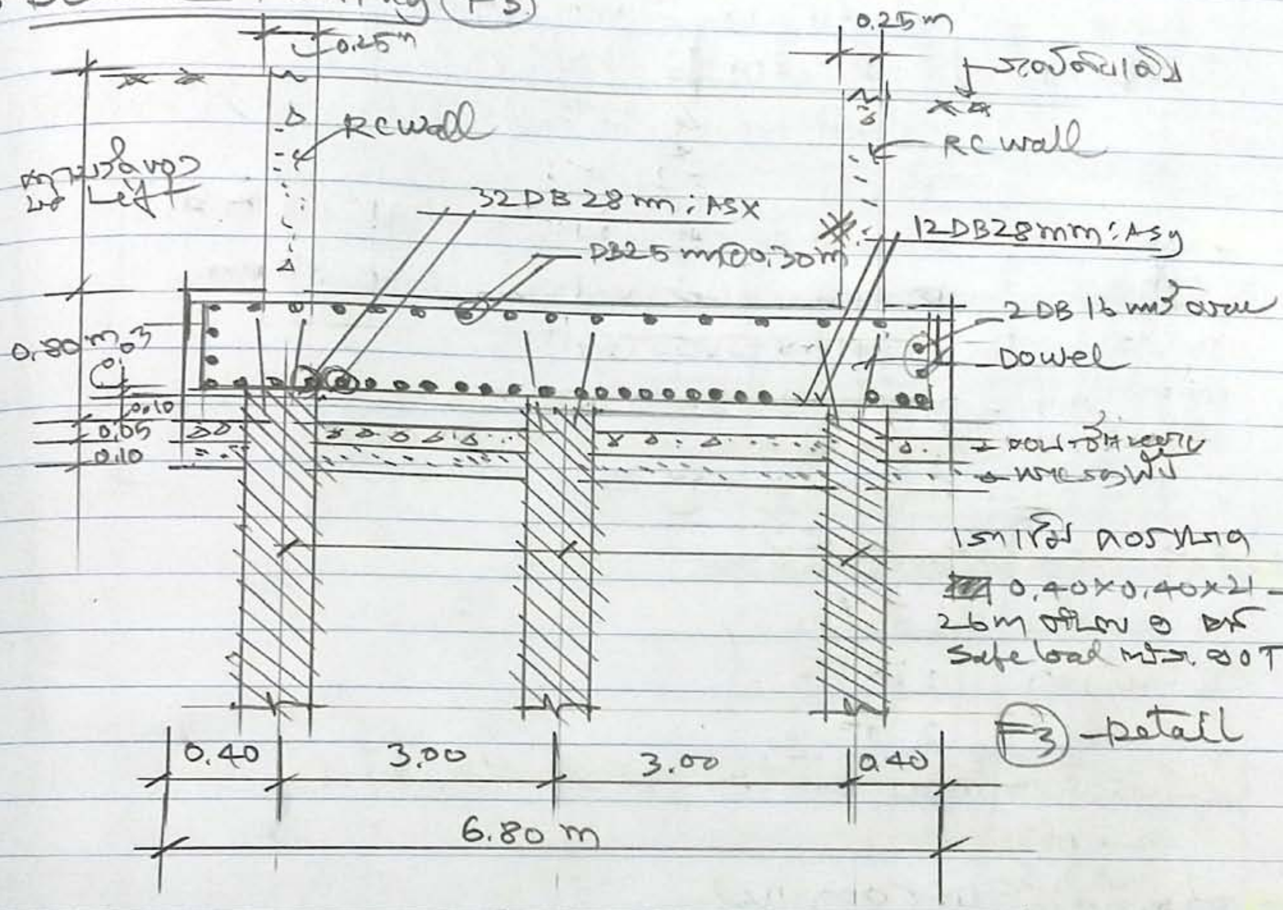
- M_y = (62.397)(1.15)
 = 71.756 T-m

$$A_{sy} = \frac{(71.756)(1000)(100)}{(1700)(0.875)(65.60)} = 73.536 \text{ cm}^2 \quad (12\ DB\ 28\ mm)$$

$$A_{sy}/\text{metre} = \frac{73.536 \text{ cm}^2}{3.10 \text{ m}} = 23.721 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{spacing } DB28 = \frac{6.154 \text{ cm}^2}{23.721 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.259 \Rightarrow 0.25 \text{ m}$$

- $A_{s min} = (0.0015)(310)(80) = 37.20 \text{ cm}^2$ (10 DB 25 mm)
- Detail footing (F3)



- หน่วยแรงยึดเหนี่ยว (Bond Stress) ; $u_a = \frac{3.23\sqrt{280}}{2.8} = 19.302$ ksc

Asx ; V-max = 62.397 T ; 32 DB 28 mm ; $\Sigma_o = 281.344$ cm

$$u = \frac{(62.397)(1000)}{(281.344)(0.875)(65.60)} = 3.863 \text{ ksc} < u_a = 19.302 \text{ ksc} \quad \text{— o.k.}$$

Asy = V-max = 62.397 T ; 12 DB 28 mm ; $\Sigma_o = 105.504$ cm

$$u = \frac{(62.397)(1000)}{(105.504)(0.875)(65.60)} = 10.303 \text{ ksc} < u_a = 19.302 \text{ KSC} \quad \text{— ok}$$

- END OF DESIGN
- อาคารจอดรถยนต์ 5 ชั้น
- ร. ... โครงสร้าง พื้น flat plate ...
- DATE 3 ธ.ค. 2557

- CONCRETE DESIGN PROJECT WORKSHOP (12)

- อาคารโรงแรม ความสูง 15 ชั้น ระบบแผ่นพื้นไร้คาน ชนิด Flat plate ชนิดมีคานขอบ (Spandrel Beam)
- ระบบรับแรงในแนวนอน
  - ระบบ (1) – แผ่นพื้น 10:15?
  - ระบบ (2) – ผนังรับแรงเฉือน
- น้ำหนักบรรทุก ; หลังคา LL = 300 Kg/m² , DL = 700 Kg/m²
  - แผ่นพื้น LL = 300 Kg/m² , DL = 700 Kg/m
  - (รวมบุผิว 100 Kg/m² รับน้ำหนัก 30 M / มีจำนวน ...
  - แผ่นพื้น = 22 ซม.
- ขนาดหน้าตัดโครงสร้าง เสา, ผนัง, ท่อ, ช่อง, Sleeve
  - เสาภายใน ชั้นล่าง – ชั้น 15 = 0.45 × 2.00 m
  - เสาภายนอก ระบบ shear wall = 0.45 × 2.00 m
  - (ขนาดตามรูปแบบ...)
  - ความหนาของ slab พื้น = 0.25 m
  - วัสดุตกแต่ง หนา = 0.05 m.
  - วัสดุ ฝ้า, ท่อ ช่อง ภายใต้ เพดาน
- ข้อกำหนดความทนทานต่ออัคคีภัย
  - แผ่นพื้น 2 ชั่วโมง
  - หลังคา 1 ชั่วโมง
  - เสา 2 ชั่วโมง
  - ผนังรับแรงเฉือน 2 ชั่วโมง (ผนังลิฟต์ บันได ...) Lift.
- ค่าต่างๆ ที่ใช้ในการออกแบบ
  - วัสดุคอนกรีต ของ หน่วยน้ำหนักปกติ $f_c' = 280$ KSC, $f_c = 126$ KSC หรือ 65 KSC
  - เหล็กเสริมชั้นคุณภาพ SD 40, $f_y = 4000$ KSC (57000 lb/in²)
  - $n = 8.00$, $f_s = 1700$ KSC, $P = 0.0139$
  - $K = 0.375$, $j = 0.875$; $R = 20.70$ KSC
- ประเมินน้ำหนักที่กระทำบนแผ่นพื้น ออกแบบ...

$w_1 = (0.22)(2400)$	=	528	Kg/m²
$w_2 = (0.03)(2400)$	=	72	Kg/m²
w_3 = ฝ้าเพดาน	=	30	Kg/m²
w_4 = ผนัง	=	180	Kg/m²
w_5 = วัสดุอุปกรณ์ + ท่อต่างๆ	=	45	Kg/m²
w_6 = Live load	=	300	Kg/m²
รวม Load	=	1155	Kg/m²