

บรรณานุกรม

1. กฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
2. กฎกระทรวง กำหนดการรับน้ำหนัก ความต้านทาน ความคงทนของอาคาร และพื้นดินที่รองรับอาคารในการต้านทานแรงสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550 ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
3. กรมโยธาธิการและผังเมือง, พ.ศ. 2550, มาตรฐานประกอบกรอกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหว, มยผ. 1301-50
4. Narong Traitruengtatsana . 1984. Toward a seismic safety requirement for tall building design in Bangkok . Master of engineering . Asian institute of technology . School of civil engineer
5. Tanate Dittapunya . 1996. Cost impact analysis of the implementation of a seismic resistant code in Thailand . Master of engineering . Asian institute of technology. School of civil engineer
6. กฎกระทรวงฉบับที่ 49 (พ.ศ. 2540) ออกตามความในพระราชบัญญัติควบคุมอาคาร พ.ศ. 2522
7. สมาคมวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทยในพระบรมราชูปถัมภ์, พ.ศ. 2548, มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง
8. International Conference of Building Officials .(1997). Uniform building code, 1997ed . Whitter . California:U.S.A
9. American concrete institute .(2002) Building code requirement for structural concrete (ACI 318M – 02) . Michigan:U.S.A.
10. David A. Fanella, Jaweed A. Munshi .(1998). DESIGN OF CONCRETE BUILDING FOR EARTHQUAKE AND WIND FORCE. U.S.A. Portland cement association
11. S.K.Ghost, August W.Domel, Jr., and David A. Fanella.(1995). DESIGN OF CONCRETE BUILDING FOR EARTHQUAKE AND WIND FORCE. U.S.A. Portland cement association

12. กรุง อังคนาพร.(2535).ผลการตอบสนองแผ่นดินไหวของอาคารในภาคเหนือและภาคตะวันตกของประเทศไทย.วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต.จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.คณะวิศวกรรมศาสตร์.ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
13. วิชัย กาญจนการุญ.(2529).ผลของแผ่นดินไหวต่อโครงสร้างอาคารในบริเวณกรุงเทพมหานคร.วิทยานิพนธ์ปริญญาามหาบัณฑิต.จุฬาลงกรณ์มหาวิทยาลัย.คณะวิศวกรรมศาสตร์.ภาควิชาวิศวกรรมโยธา
14. อมร พิมานมาศ.(2548).พฤติกรรมของโครงข้อแข็งคอนกรีตภายใต้แรงแผ่นดินไหว.ในวิศวกรรมสถานแห่งประเทศไทย.การออกแบบโครงสร้างเพื่อด้านทานแผ่นดินไหว(ครั้งที่ 5).โครงการอบรม.กรุงเทพมหานคร
15. นคร ภู่วโรดม.(2544).การออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็ก.กรุงเทพมหานคร.โรงพิมพ์มหาวิทยาลัยธรรมศาสตร์

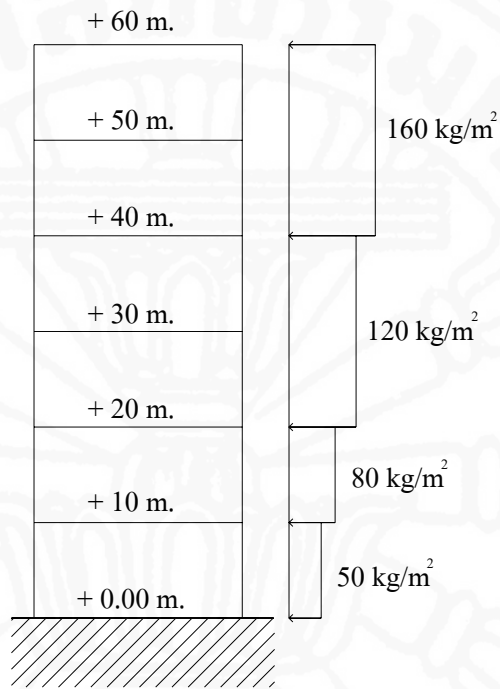


ภาคผนวก

สำนักหอสมุด

ภาคผนวก ก.

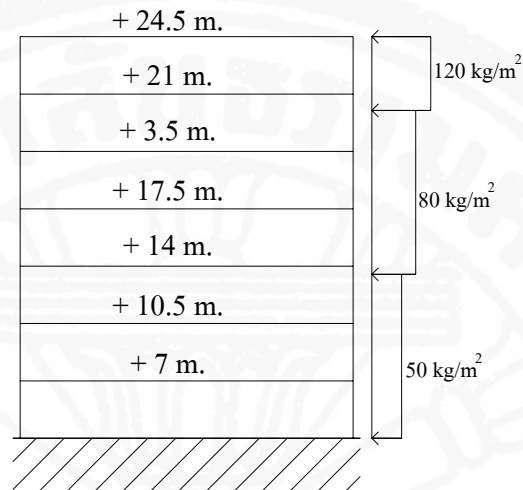
แรงลมจากกฎกระทรวงฉบับที่ 6



ข้อมูลการออกแบบต้านทานแผ่นดินไหวของกฎกระทรวงแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550

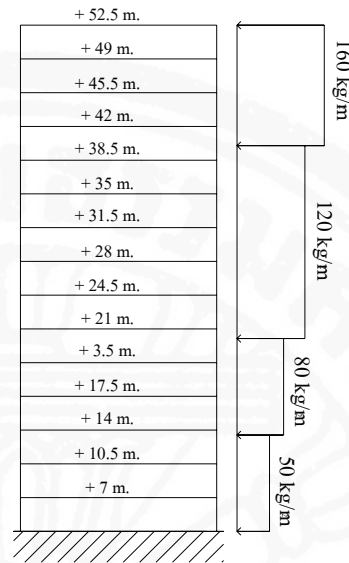
- โดยอาคารตั้งอยู่บริเวณที่ 1 หรือกรุงเทพมหานครและปริมณฑล
- ค่าสัมประสิทธิ์ความเข้มของแผ่นดินไหว (Z) = 0.19
- ค่าตัวคูณเกี่ยวการใช้อาคาร (I) = 1
- สัมประสิทธิ์การรับแรงในแนวราบ (K) = 1
- สัมประสิทธิ์ของการประสานความถี่ธรรมชาติระหว่างอาคารและชั้นดินที่ตั้งอาคาร (S) = 2.5 ดินอ่อนมาก

การเปรียบเทียบแรงแผ่นดินไหวกับแรงลมของกฎกระทรวงฉบับที่ 6 ของอาคาร 7 ชั้น



ชั้น	ระดับ (ม.)	พื้นที่สัมผัสลม (ม.)				แรงลม กก./ตร.ม.	แรงที่กระทำแต่ละชั้น (ตัน.)			
		NS		EW			NS		EW	
		สูง	กว้าง	สูง	กว้าง		ลม	แผ่นดินไหว	ลม	แผ่นดินไหว
7	24.5	1.75	37.50	1.75	22.50	120	7.88	42.00	4.73	42.00
6	21	3.50	37.50	3.50	22.50	120+80	13.13	39.60	7.88	39.60
5	17.5	3.50	37.50	3.50	22.50	80	10.50	33.00	6.30	33.00
4	14	3.50	37.50	3.50	22.50	80	10.50	26.40	6.30	26.40
3	10.5	3.50	37.50	3.50	22.50	80+50	8.53	19.80	5.12	19.80
2	7	3.50	37.50	3.50	22.50	50	6.56	13.20	3.94	13.20
1	3.5	5.25	37.50	5.25	22.50	50	9.84	6.80	5.91	6.80

การเปรียบเทียบแรงแผ่นดินไหวกับแรงลมของกฎกระทรวงฉบับที่ 6 ของอาคาร 15 ชั้น



ชั้น	ระดับ (ม.)	พื้นที่สัมผัสม (ม.)				แรงลม	แรงที่กระทำแต่ละชั้น (ตัน.)			
		NS		EW			NS		EW	
		สูง	กว้าง	สูง	กว้าง		ลม	แผ่นดินไหว	ลม	แผ่นดินไหว
15	52.5	1.75	45.50	1.75	35.00	160	12.74	95.65	9.80	95.65
14	49	3.50	45.50	3.50	35.00	160	25.48	59.75	19.60	59.75
13	45.5	3.50	45.50	3.50	35.00	160	25.48	55.48	19.60	55.48
12	42	3.50	45.50	3.50	35.00	160	25.48	51.97	19.60	51.97
11	38.5	3.50	45.50	3.50	35.00	160+120	21.84	47.64	16.80	47.64
10	35	3.50	45.50	3.50	35.00	120	19.11	43.31	14.70	43.31
9	31.5	3.50	45.50	3.50	35.00	120	19.11	38.98	14.70	38.98
8	28	3.50	45.50	3.50	35.00	120	19.11	34.65	14.70	34.65
7	24.5	3.50	45.50	3.50	35.00	120	19.11	30.32	14.70	30.32
6	21	3.50	45.50	3.50	35.00	120+80	17.29	26.41	13.30	26.41
5	17.5	3.50	45.50	3.50	35.00	80	12.74	22.01	9.80	22.01
4	14	3.50	45.50	3.50	35.00	80	12.74	17.60	9.80	17.60
3	10.5	3.50	45.50	3.50	35.00	80+50	11.03	13.20	8.49	13.20
2	7	3.50	45.50	3.50	35.00	50	7.96	8.80	6.13	8.80
1	3.5	5.25	45.50	5.25	35.00	50	11.94	4.60	9.19	4.60

จากค่าในตารางเปรียบเทียบแรงลมกับแรงแผ่นดินไหว แรงแผ่นดินไหวมีค่ามากกว่า
ดังนั้นจึงไม่พิจารณาผลจากแรงลม



ชำนาญกหอสมุด

ภาคผนวก ข.

ตัวอย่างรายการคำนวณอาคารพักอาศัย 7 ชั้น

มาตรฐานที่ใช้ในการคำนวณ

- กฎกระทรวงแผ่นดินไหว (พ.ศ.2550)
- มาตรฐานประกอบการออกแบบอาคารเพื่อต้านทานการสั่นสะเทือนของแผ่นดินไหวกรมโยธาธิการและผังเมือง:มยผ.1301-50
- มาตรฐานสำหรับอาคารคอนกรีตเสริมเหล็กโดยวิธีกำลัง(ว.ส.ท. 1008 – 38):วสท
- มาตรฐาน Building code requirements of structural concrete (ACI 318RM – 02):ACI
- เทศบัญญัติกรุงเทพมหานคร พ.ศ. 2522
- มาตรฐาน Uniform building code :UBC1997

คุณสมบัติวัสดุ

คอนกรีต

กำลังอัดประลัย (f'_c) 280 ksc.

ความหนาแน่น(Density) 2,400 kg/m^3

Elastic modulus (E_c) 254,512 ksc.

เหล็กเสริม

Grade SD40 (f_y) 4,000 ksc.

Grade SR24 (f_y) 2,400 ksc.

น้ำหนักบรรทุกที่ใช้งาน(Service load)

น้ำหนักจร(Live load)

หลังคา 100 kg/m^2

พื้นแต่ละชั้น 200 kg/m^2

น้ำหนักส่วนเกิน(Superimposed dead load)

หลังคา 30 kg/m^2

พื้นแต่ละชั้น 70 kg/m^2

ผนังก่ออิฐฉาบปูน 180 kg/m^2

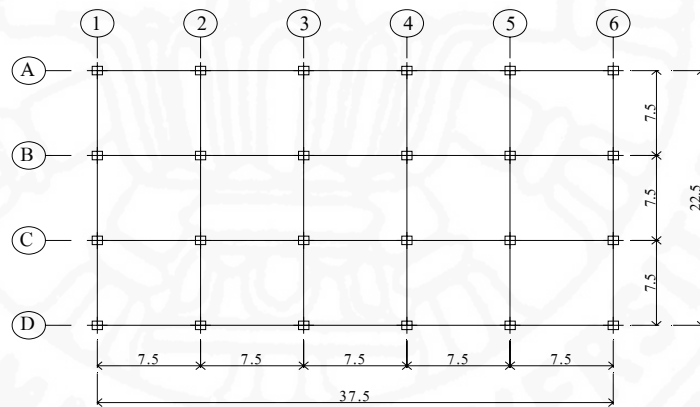
ข้อมูลการออกแบบเพื่อต้านทานแผ่นดินไหว(Seismic design data)

กฎกระทรวงแผ่นดินไหว พ.ศ. 2550

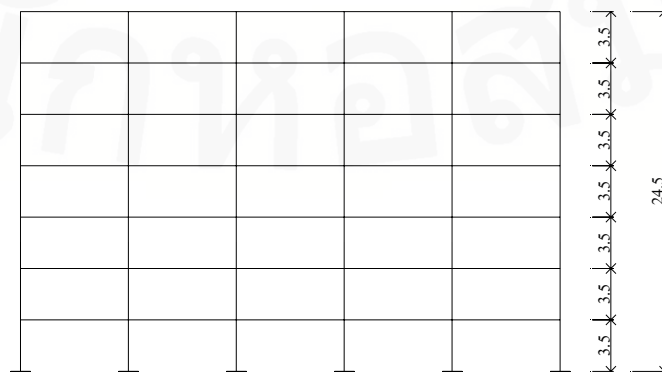
พื้นที่เสี่ยงภัยระดับ		1	หัวข้อที่ 2
Z	สัมประสิทธิ์ความเข้มของแผ่นดินไหว	0.19	หัวข้อที่ 7
I	ตัวคูณสำหรับลักษณะการใช้อาคาร	1	หัวข้อที่ 8 ข้อ 3
S	คุณสมบัติของชั้นดิน	2.5	หัวข้อที่ 12 ข้อ 4
K	สัมประสิทธิ์ของโครงสร้างที่รับแรงในแนวราบ	1	หัวข้อที่ 9 ข้อ 5

จากส่วนที่ 2 นิยามและสัญลักษณ์โดยใช้โครงต้านแรงดัดที่มีความเหนียวจำกัด ซึ่งรายละเอียดหลักเสริมให้เป็นไปตามส่วนที่ 4 ของ มยผ.1301-50

รูปที่ 1
ผังของอาคาร



รูปที่ 2
ความสูงของชั้น



ขนาดและน้ำหนักของโครงสร้างหลัก

ตารางที่ 1
น้ำหนักคาน

คาน	กว้าง ม.	ลึก ม.	พ.ท. ตร.ม.	ความยาว ม.	น้ำหนัก ตัน
ชั้นหลังคา	0.25	0.65	0.1625	285	111.15
พื้นชั้นที่ 6	0.25	0.65	0.1625	285	111.15
พื้นชั้นที่ 5	0.25	0.65	0.1625	285	111.15
พื้นชั้นที่ 4	0.25	0.65	0.1625	285	111.15
พื้นชั้นที่ 3	0.25	0.65	0.1625	285	111.15
พื้นชั้นที่ 2	0.25	0.65	0.1625	285	111.15
พื้นชั้นที่ 1	0.25	0.65	0.1625	285	111.15

ตารางที่ 2
น้ำหนักเสา

เสา	กว้าง ม.	ลึก ม.	พ.ท. ตร.ม.	ความยาว ม.	น้ำหนัก ตัน
ชั้นหลังคา	0.50	0.50	1.75	24	25.2
พื้นชั้นที่ 6	0.50	0.50	3.5	24	50.4
พื้นชั้นที่ 5	0.50	0.50	3.5	24	50.4
พื้นชั้นที่ 4	0.50	0.50	3.5	24	50.4
พื้นชั้นที่ 3	0.50	0.50	3.5	24	50.4
พื้นชั้นที่ 2	0.50	0.50	3.5	24	50.4
พื้นชั้นที่ 1	0.50	0.50	5.25	24	75.6

ตารางที่ 3
น้ำหนักพื้น

พื้น	กว้าง ม.	ยาว ม.	จำนวน แผ่น	ความหนา ม.	น้ำหนัก ตัน
ชั้นหลังคา	7.25	7.25	15	0.2	378.45
พื้นชั้นที่ 6	7.25	7.25	15	0.2	378.45
พื้นชั้นที่ 5	7.25	7.25	15	0.2	378.45
พื้นชั้นที่ 4	7.25	7.25	15	0.2	378.45
พื้นชั้นที่ 3	7.25	7.25	15	0.2	378.45
พื้นชั้นที่ 2	7.25	7.25	15	0.2	378.45
พื้นชั้นที่ 1	7.25	7.25	15	0.2	378.45

ตารางที่ 4
น้ำหนักกำแพง

กำแพง	กว้าง ม.	สูง ม.	จำนวน แผ่น	น้ำหนัก ตัน
ชั้นหลังคา	0.00	0.00	0	0
พื้นชั้นที่ 6	7.00	2.85	38	136.458
พื้นชั้นที่ 5	7.00	2.85	38	136.458
พื้นชั้นที่ 4	7.00	2.85	38	136.458
พื้นชั้นที่ 3	7.00	2.85	38	136.458
พื้นชั้นที่ 2	7.00	2.85	38	136.458
พื้นชั้นที่ 1	7.00	2.85	38	136.458

ตารางที่ 5
น้ำหนักทั้งหมด(ตัน)

ระดับ	คาน	เสา	พื้น	กำแพง	น้ำหนัก
ชั้นหลังคา	111.15	25.20	378.45	0	514.80
พื้นชั้นที่ 6	111.15	50.40	378.45	136.458	676.46
พื้นชั้นที่ 5	111.15	50.40	378.45	136.458	676.46
พื้นชั้นที่ 4	111.15	50.40	378.45	136.458	676.46
พื้นชั้นที่ 3	111.15	50.40	378.45	136.458	676.46
พื้นชั้นที่ 2	111.15	50.40	378.45	136.458	676.46
พื้นชั้นที่ 1	111.15	75.60	378.45	136.458	701.66

การคำนวณแรงแผ่นดินไหวตามกฎกระทรวงแผ่นดินไหว พ.ศ.2550

การคำนวณค่าคาบธรรมชาติ(Natural period)

$$T = 0.1N$$

$$N = \text{จำนวนชั้นของอาคารทั้งหมดที่อยู่เหนือระดับดิน}$$

$$= 7$$

$$T = 0.70 \text{ วินาที}$$

แรงเฉือนที่ฐาน(Base shear)

$$V = ZIKCSW$$

$$Z = 0.19$$

$$I = 1.00$$

$$K = 1.00$$

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$$

$$= 0.08 \quad \text{ต้องไม่มากกว่า 0.12}$$

$$= 0.08$$

$$S = 2.50$$

$$CS = 0.08$$

$$= 0.20 \quad > 0.26 \text{ ให้อ } 0.26$$

$$= 0.20$$

$$W = 4,598.75 \text{ ตัน}$$

$$V = 174.06 \text{ ตัน}$$

แรงแนวราบ(Lateral force, F_x)

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

ตารางที่ 6

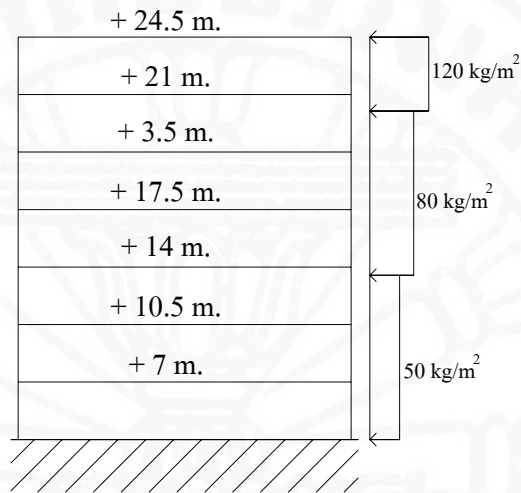
การกระจายแรงเฉือนที่ฐานเข้ากระทำในแต่ละชั้น

ชั้น	W_x	h_x m.	$W_x h_x$	V t.	F_t t.	F_x t.	V_x t.
ชั้นหลังคา	514.80	24.50	12,612.60	174.06	11.94	44.70	44.70
พื้นชั้นที่ 6	676.46	21.00	14,205.62	174.06	0.00	39.61	84.31
พื้นชั้นที่ 5	676.46	17.50	11,838.02	174.06	0.00	33.01	117.32
พื้นชั้นที่ 4	676.46	14.00	9,470.41	174.06	0.00	26.41	143.73
พื้นชั้นที่ 3	676.46	10.50	7,102.81	174.06	0.00	19.81	163.53
พื้นชั้นที่ 2	676.46	7.00	4,735.21	174.06	0.00	13.20	176.74
พื้นชั้นที่ 1	701.66	3.50	2,455.80	174.06	0.00	6.85	183.59

การเปรียบเทียบแรงแผ่นดินไหวกับแรงลมของกฎกระทรวงฉบับที่ 6

รูปที่ 2.1

แรงลมจากกฎกระทรวงฉบับที่ 6



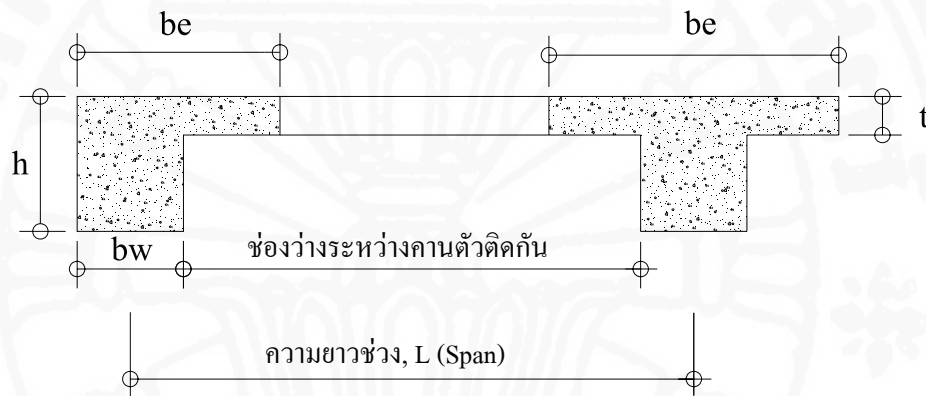
ชั้น	ระดับ (ม.)	พื้นที่สัมผัสลม (ม.)				แรงลม กก./ตร.ม.	แรงที่กระทำแต่ละชั้น (ตัน.)			
		NS		EW			NS		EW	
		สูง	กว้าง	สูง	กว้าง		ลม	แผ่นดินไหว	ลม	แผ่นดินไหว
7	24.5	1.75	37.50	1.75	22.50	120	7.88	42.00	4.73	42.00
6	21	3.50	37.50	3.50	22.50	120+80	13.13	39.60	7.88	39.60
5	17.5	3.50	37.50	3.50	22.50	80	10.50	33.00	6.30	33.00
4	14	3.50	37.50	3.50	22.50	80	10.50	26.40	6.30	26.40
3	10.5	3.50	37.50	3.50	22.50	80+50	8.53	19.80	5.12	19.80
2	7	3.50	37.50	3.50	22.50	50	6.56	13.20	3.94	13.20
1	3.5	5.25	37.50	5.25	22.50	50	9.84	6.80	5.91	6.80

จากค่าในตารางเปรียบเทียบแรงลมกับแรงแผ่นดินไหว แรงแผ่นดินไหวมีค่ามากกว่า ดังนั้นจึงไม่พิจารณาผลจากแรงลม

การสร้างแบบจำลองเพื่อวิเคราะห์ในโปรแกรมคอมพิวเตอร์ (Finite element)

สำหรับคานานั้นต้องทำตามหัวข้อ UBC1913.2.4 โดยต้องนำพื้นที่เข้ามารวมกับคานา ทำให้คานาช่วงในมีลักษณะเป็นตัวทึ่(T) และคานาตัวริมมีลักษณะเป็นตัวแอลคว่ำ(L) สำหรับเส้าในการวิเคราะห์โครงสร้างต้องคำนึงถึงความหนา (Rigid end offset)

รูปที่ 3
หน้าตัดคานาเมื่อรวมกับแผ่นพื้น



- b_e ความกว้างประสิทธิผลของปีกคานาที่อยู่ในพื้น
- h ความลึกของคานากรณีรวมความหนาของแผ่นพื้น
- t ความหนาแผ่นพื้น
- b ความกว้างของคานา

วิธีคำนวณความกว้างประสิทธิผลของปีกคานาที่อยู่ในพื้น (b_e) ของคานาช่วงใน(วสท 4110(ข))

h 0.65 ม.

1 $b_e = L/4$

L	7.500	ม.	แนว E-W
L	7.500	ม.	แนว N-S
b_e	1.875	ม.	แนว E-W
b_e	1.875	ม.	แนว N-S

$$2 \quad b_e = b_w + 16t$$

$$b_w \quad 0.250 \quad \text{ม.}$$

$$t \quad 0.200 \quad \text{ม.}$$

$$b_e \quad 3.450 \quad \text{ม.}$$

$$3 \quad b_e = b_w + \text{ช่องว่างระหว่างคานตัวติดกัน}$$

$$\text{ช่องว่างระหว่างคานตัวติดกัน} \quad 7.250 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว E-W}$$

$$\text{ช่องว่างระหว่างคานตัวติดกัน} \quad 7.250 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว N-S}$$

$$b_e \quad 7.500 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว E-W}$$

$$b_e \quad 7.500 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว N-S}$$

$$b_e \quad 1.875 \quad \text{ม.}$$

วิธีคำนวณความกว้างประสิทธิภาพของปีกคานที่อยู่ในพื้น (b_e) ของคานตัวริม(วสท 4110(ค))

$$1 \quad b_e = b_w + L/12$$

$$L \quad 7.500 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว E-W}$$

$$L \quad 7.500 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว N-S}$$

$$b_e \quad 0.875 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว E-W}$$

$$b_e \quad 0.875 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว N-S}$$

$$2 \quad b_e = b_w + 6t$$

$$b_w \quad 0.250 \quad \text{ม.}$$

$$t \quad 0.150 \quad \text{ม.}$$

$$b_e \quad 1.150 \quad \text{ม.}$$

$$3 \quad b_e = b_w + 0.5 \text{ เท่าของช่องว่างระหว่างคานตัวติดกัน}$$

$$\text{ช่องว่างระหว่างคานตัวติดกัน} \quad 7.250 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว E-W}$$

$$\text{ช่องว่างระหว่างคานตัวติดกัน} \quad 7.250 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว N-S}$$

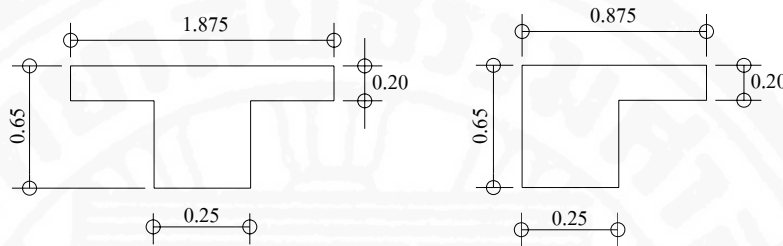
$$b_e \quad 3.875 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว E-W}$$

$$b_e \quad 3.875 \quad \text{ม.} \quad \text{แนว N-S}$$

b_e 0.875 ม.

รูปที่ 4

หน้าตัดคานในแบบจำลองสำหรับวิเคราะห์โครงสร้าง



คุณสมบัติของหน้าตัดขององค์อาคาร (Property section of member)

จากหัวข้อ UBC1910.11.1 นั้นแต่ละองค์อาคารคอนกรีตเสริมเหล็กต้องใช้คุณสมบัติของหน้าตัดแตกร้าว (Crack section) โดยค่า Moment of inertia ของหน้าตัดเต็ม (Gross section) ต้องคูณด้วยค่าคงที่โดย

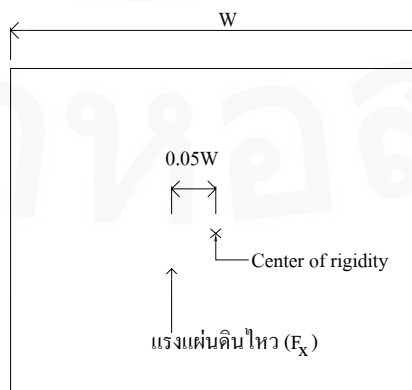
คาน = $0.35I_g$

เสา = $0.70I_g$

จาก มยผ.1301-50 หัวข้อที่ 2.1 ต้องพิจารณาผลของแรงบิดโดยบังเอิญ (Accidental torsion) ซึ่งเกิดจากผลของแรงเฉือนรวมในแต่ละชั้น (Story shear) กระทำเยื้องศูนย์กลางจากจุดศูนย์กลางการแข็งเกร็ง (Center of Rigidity) ของระบบต้านแรงด้านข้างในแต่ละชั้น โดยระยะเยื้องศูนย์กลางในแต่ละชั้นต้องไม่น้อยกว่าร้อยละ 5 ของมิติอาคารมากที่สุดในระดับชั้นนั้น

รูปที่ 5

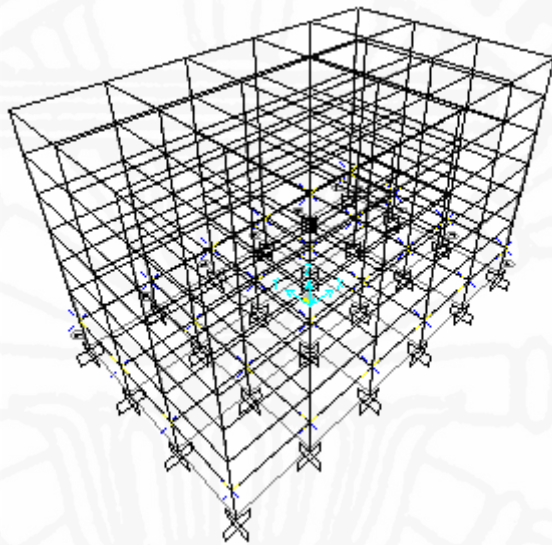
แรงบิดโดยบังเอิญ



ขั้นตอนการประยุกต์ใช้โปรแกรม SAP2000 กับการวิเคราะห์โครงสร้างโดยใช้แรงแผ่นดินไหวของกฎกระทรวงแผ่นดินไหว พ.ศ.2550

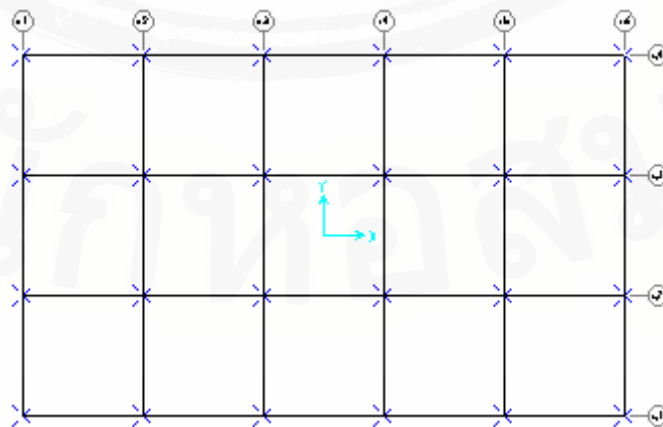
1. สร้างแบบจำลองโดยกำหนดตำแหน่งองค์อาคารต่างๆ กำหนดขนาดของหน้าตัดและกำหนดคุณสมบัติของวัสดุ

รูปที่ 6
แบบจำลอง



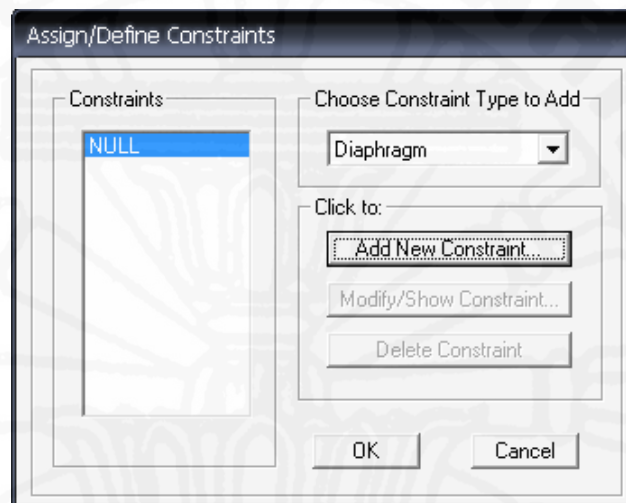
2. เลือก Node ในแต่ละชั้นเพื่อนำมาทำการกำหนดคุณสมบัติ Rigid diaphragm ในแต่ละชั้น

รูปที่ 7
Node ที่ถูกกำหนด

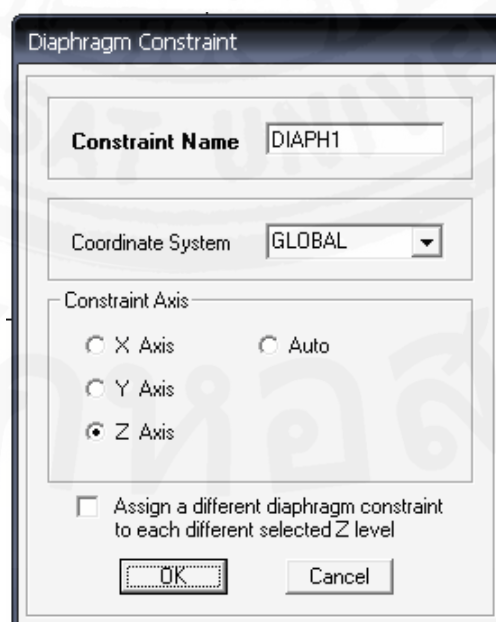


จากนั้นไปที่ menu / Assign / Joint / Constraints เลือกชนิดการ Constraints เป็นแบบ Diaphragm

รูปที่ 8
ชนิดการ Constraints



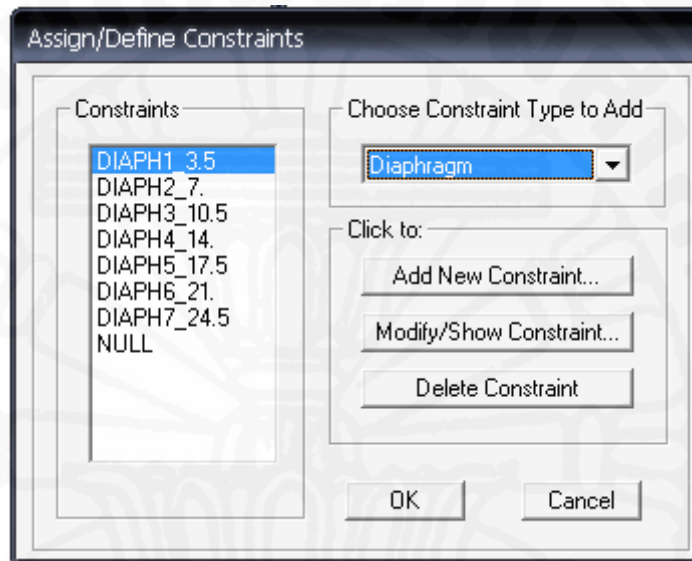
รูปที่ 9
กำหนดชื่อการ Constraints joint



ทำซ้ำการกระทำ Constraints joint ในแต่ละชั้นให้มีคุณสมบัติเป็น Rigid diaphragm ในทุกชั้น

รูปที่ 9

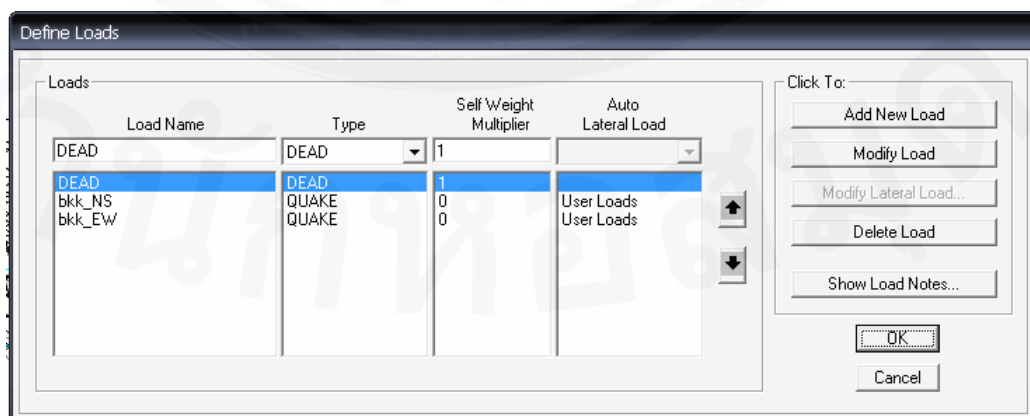
กำหนดชื่อการ Constraints joint



หลังจากที่กำหนดคุณสมบัติ Rigid diaphragm ในแต่ละชั้น ขั้นตอนต่อไปคือการใส่แรงแผ่นดินไหวเข้ากระทำในแต่ละชั้น โดยเลือก menu / Assign / Load case

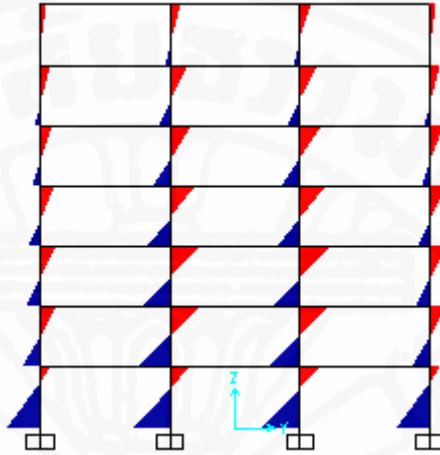
รูปที่ 10

การกำหนดแรงแผ่นดินไหว



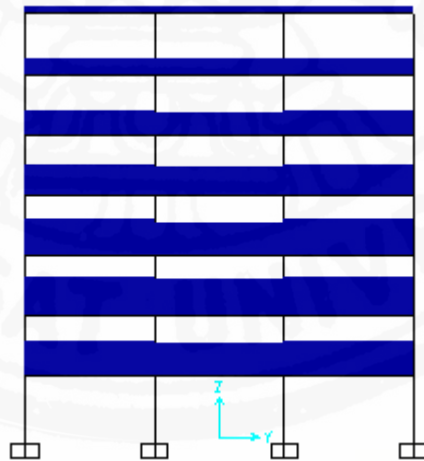
รูปที่ 14

Bending moment ในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหว



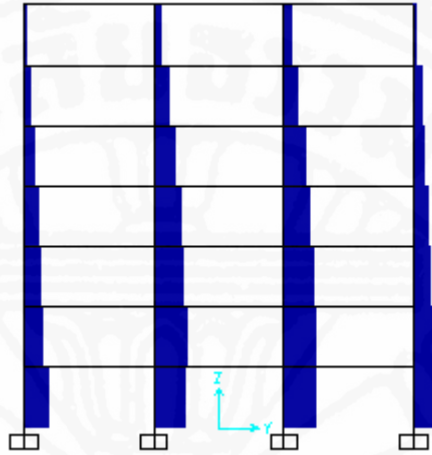
รูปที่ 15

Shear force ในคานเนื่องจากแผ่นดินไหว



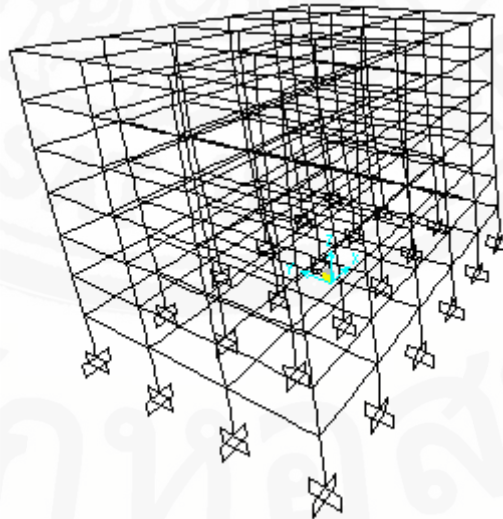
รูปที่ 16

Shear force ในเสาเนื่องจากแผ่นดินไหว

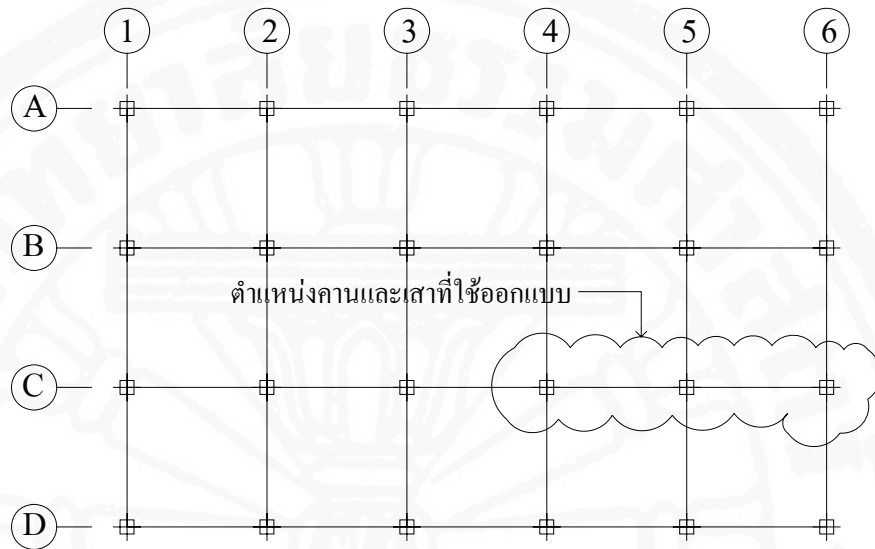


รูปที่ 17

Displacement เนื่องจากแผ่นดินไหว

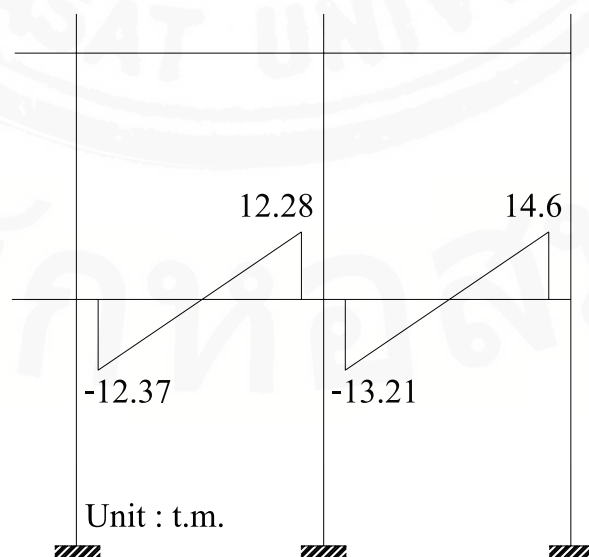


รูปที่ 18
คานและเสาที่ใช้ในการออกแบบ



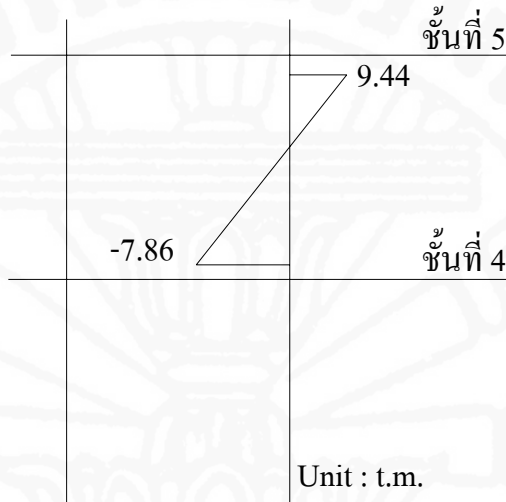
ในตัวอย่างนี้แสดงการคำนวณการออกแบบคานและเสาเพื่อต้านทานแรงแผ่นดินไหวในทิศทาง E-W โดยใช้คานชั้นที่ 1 และเสาระหว่างชั้นที่ 4 และชั้นที่ 5

รูปที่ 19
ค่า Bending moment ที่ใช้ในการออกแบบคาน



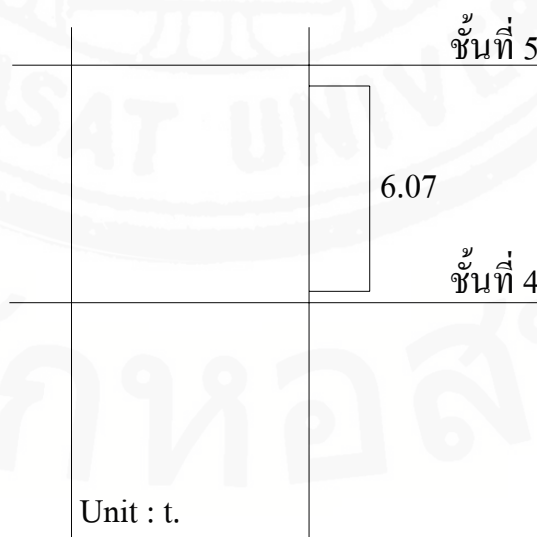
รูปที่ 20

ค่า Bending moment ที่ใช้ในการออกแบบเสา C5



รูปที่ 20

ค่า Shear force ที่ใช้ในการออกแบบเสา C5



การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้น (Story drift)

จากกฎกระทรวงแผ่นดินไหว พ.ศ.2550 หัวข้อที่ 13 ในการคำนวณการเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้นที่อยู่ติดกันของอาคาร (Story drift) ที่เกิดจากแรงในแนวราบ การเคลื่อนตัวดังกล่าวต้องไม่เกินร้อยละ 0.5 ของความสูงระหว่างชั้น

Δ_s การเคลื่อนตัว (Displacement) จากการวิเคราะห์ช่วงยืดหยุ่น (Elastic)

h_n ความสูงระหว่างชั้น

ตารางที่ 7

การเคลื่อนตัวสัมพัทธ์ด้านข้างระหว่างชั้น (Story drift)

ชั้น	h_n cm.	Δ_s cm.	Drift cm.	$0.5\%h_n$ cm.	Status
ชั้นหลังคา	350.00	4.63	0.27	1.75	PASS
ชั้นที่ 6	350.00	4.36	0.47	1.75	PASS
ชั้นที่ 5	350.00	3.89	0.66	1.75	PASS
ชั้นที่ 4	350.00	3.23	0.80	1.75	PASS
ชั้นที่ 3	350.00	2.43	0.90	1.75	PASS
ชั้นที่ 2	350.00	1.53	0.93	1.75	PASS
ชั้นที่ 1	350.00	0.60	0.60	1.75	PASS

การวิเคราะห์แรงแนวตั้ง (Gravity load analysis)

พื้นและคาน

ใช้วิธี Direct design จากหัวข้อ วสท5106 คำนวณโมเมนต์เนื่องจากแรงแนวตั้งในพื้นและคาน โดยใช้พื้นตามแนวเสาแถวที่ 2 เนื่องจากแนวนี้อมีพื้นและคานด้านนอกอยู่ด้วย จากสมการ วสท 51-2

$$5.0 \geq \frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} \geq 0.20$$

α_1, α_2 α ในทิศทาง l_1, l_2

α I_b/I_s

I_b Moment inertia ของคานที่รวมพื้นตามหัวข้อ 1913.2.4

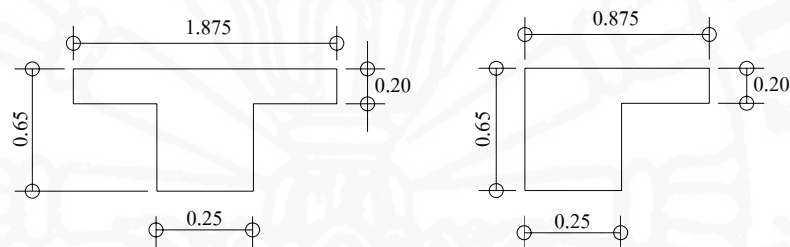
I_s Moment inertia ของพื้น

l_1 ความยาวของความยาวช่วง(span)ในทิศทางที่ต้องการหาค่าโมเมนต์แบ่งจากศูนย์กลางของจุดรองรับถึงศูนย์กลางของจุดรองรับ

l_2 ความยาวของความยาวช่วง(span)ในทิศทางขวาง l_1 แบ่งจากศูนย์กลางของจุดรองรับถึงศูนย์กลางของจุดรองรับ

รูปที่ 21

คุณสมบัติหน้าตัดของคานที่รวมกับพื้น



ทิศทาง N-S และ E-W เนื่องจากความยาวช่วงคานเท่ากัน(Span)

คานช่วงใน

Part	B cm.	H cm.	$bh^3/12$	A cm ²	C_t cm.	C_b cm.	d cm.	d^2	$I+Ad^2$ cm ⁴
Flange	187.5	20	125,000	3750	17.50	47.50	7.50	56.25	335,937.50
Web	25	45	189,844	1125	17.50	47.50	25.00	625.00	892,968.75

Moment Inertia of T-beam(I_b) = 1,228,906.25 ซม.⁴.

Moment Inertia of Slab(I_s)

b = 750 ซม.

H = 20 ซม.

Moment inertia of slab = $750(20^3) / 12 = 500,000$ ซม.⁴.

α = 2.46

l_1 = 7.5 ม. l_2 = 7.5 ม. ทิศทาง N-S

$$l_1 = 7.5 \text{ ม.} \quad l_2 = 7.5 \text{ ม.} \quad \text{ทิศทาง E-W}$$

คานช่วงนอก

Part	b cm.	h cm.	$bh^3/12$	A cm ²	C_t cm.	C_b cm.	d cm.	d^2	$I+Ad^2$ cm ⁴
Flange	75.00	15.00	21,093.75	1,125.00	26.75	43.25	19.25	370.56	437,976.56
Web	25.00	55.00	346,614.58	1,375.00	26.75	43.25	15.75	248.06	687,700.52

$$\text{Moment Inertia of T-beam (I}_b\text{)} = 1,125,677.08 \text{ ซม.}^4$$

Moment Inertia of Slab (I_s)

$$b = 375 \text{ ซม.}$$

$$H = 20 \text{ ซม.}$$

$$\text{Moment inertia of slab} = 375(20^3) / 12 = 250,000 \text{ ซม.}^4$$

$$\alpha = 4.50$$

ดังนั้นสำหรับแผ่นพื้นภายในของการวิเคราะห์ในทิศทาง N-S และ E-W

$$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} = (2.46 \times 7.5^2) / (2.46 \times 7.5^2) = 1$$

$$5 > 1 > 0.2 \quad \text{ok}$$

สำหรับคานตัวริม

$$\frac{\alpha_1 l_2^2}{\alpha_2 l_1^2} = (2.46 \times 7.5^2) / (4.5 \times 7.5^2) = 0.546$$

$$5 > 0.546 > 0.2 \quad \text{ok}$$

การหาค่า Bending moment (M_0) โดยใช้ Dead load และ Live load ต่อตารางเมตรของแผ่นพื้น

$$\text{พื้น} = 480 \text{ กก./ตร.ม.}$$

$$\text{น้ำหนักส่วนเกิน} = 70 \text{ กก./ตร.ม.}$$

$$\text{น้ำหนักคานเฉพาะส่วนใต้ปีกพื้น} = 36 \text{ กก./ตร.ม.}$$

$$\text{รวม} = 586 \text{ กก./ตร.ม.}$$

$$\text{Live load} = 200 \text{ กก./ตร.ม.}$$

ใช้สมการ วสท 51-3 เพื่อหาค่า Total static service dead load moment และ live load moment ทั้งด้านในและด้านนอกในทิศทาง N-S และ E-W

$$M_0 = \frac{Wl_2 l_n^2}{8}$$

$$M_0 \text{ dead load} = 586 \times 7.5 \times (7.5 - 0.25)^2 / (8 \times 1000) = 28.88 \text{ ตัน.ม.}$$

$$M_0 \text{ live load} = 200 \times 7.5 \times (7.5 - 0.25)^2 / (8 \times 1000) = 9.86 \text{ ตัน.ม.}$$

จากหัวข้อ รหัส 5106(จ) 1 ค่า

$$\frac{\alpha_1 l_2}{l_1}$$

$$= 2.46(7.5) / 7.5 = 2.46 > 1$$

ดังนั้นคานต้องรับโมเมนต์ร้อยละ 85 ของแถบเสา(column strip)

Torsion stiffness ของคานตัวริม

β_t อัตราส่วนของ Torsion stiffness ของคานตัวริม

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s}$$

E_{cb} Modulus of elasticity ของคานคอนกรีต

E_{cs} Modulus of elasticity ของพื้นคอนกรีต

I_s Moment of inertia ของพื้น

C ค่าคงที่ของหน้าตัดที่ใช้กำหนดคุณสมบัติในการรับแรงบิด รหัส 5107(จ)3

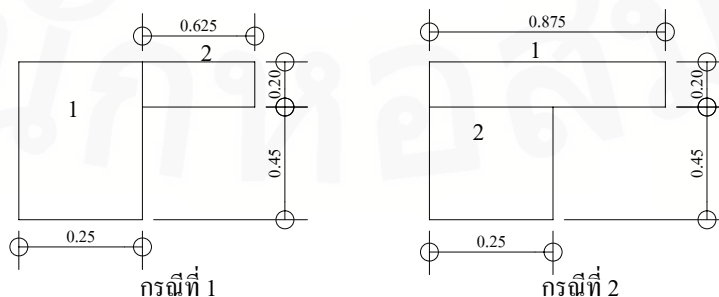
$$C = \sum (1 - 0.63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 y}{3} \quad \text{รหัส 51-8}$$

x ระยะทางสั้นของรูปสี่เหลี่ยมที่ถูกแบ่งของคาน

y ระยะทางยาวของรูปสี่เหลี่ยมที่ถูกแบ่งของคาน

รูปที่ 21

คุณสมบัติหน้าตัดของคานที่รวมกับพื้น



กรณีที่ 1

$$C = \sum (1 - 0.63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 y}{3}$$

รูปที่ 1

$$\begin{aligned} x &= 0.25 \\ y &= 0.65 \\ C1 &= 0.002565 \\ C &= C1 + C2 \end{aligned}$$

รูปที่ 2

$$\begin{aligned} x &= 0.20 \\ y &= 0.625 \\ C2 &= 0.001331 \\ &= 0.003896 \end{aligned}$$

กรณีที่ 2

$$C = \sum (1 - 0.63 \frac{x}{y}) \frac{x^3 y}{3}$$

รูปที่ 1

$$\begin{aligned} x &= 0.20 \\ y &= 0.88 \\ C1 &= 0.001997 \\ C &= C1 + C2 \end{aligned}$$

รูปที่ 2

$$\begin{aligned} x &= 0.25 \\ y &= 0.450 \\ C2 &= 0.001523 \\ &= 0.003521 \end{aligned}$$

ดังนั้นใช้ค่า $C = 0.003896$

การหา Moment inertia of slab นั้นความกว้างของพื้นต้องเท่ากับจุดศูนย์กลางคานดัดวิมถึงจุดศูนย์กลางคานช่วงในทิศทาง N-S และ E-W

ความกว้างของพื้น = 7.50 ม.

ความหนาของพื้น = 0.20 ม.

Moment inertia of slab = $(7.5)(0.2)^3 / 12 = 0.005 \text{ ม}^4$

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s}$$

$\frac{E_{cb}}{E_{cs}} = 1$ เนื่องจากพื้นและคานมีค่า f'_c เท่ากัน

$$\beta_t = (0.003896 / (2 \times 0.005)) \frac{E_{cb}}{E_{cs}} = 0.39 < 2.5$$

เมื่อค่า β_t น้อยกว่า 2.5 และค่า $\frac{\alpha_1 l_2}{l_1} > 1$ ต้องทำการเทียบสัดส่วน (Interpolate) เพื่อหาค่าร้อยละ

ของ Total negative และ positive bending moment ที่ต้านทานโดยแถบเสา (column strip)

ร้อยละของ Negative moment ที่จุดรองรับด้านนอกที่ต้านทานโดยแถบเสา

$$= 100 - 10\beta_t + 12\beta_t \left[1 - \frac{l_2}{l_1} \right]$$

$$\beta_t = 0.39$$

$$l_2 = 7.50 \text{ ม.}$$

$$l_1 = 7.50 \text{ ม.}$$

$$= 96.1 \%$$

ร้อยละของ Negative moment ที่จุดรองรับด้านในที่ต้านทานโดยแถบเสา

$$= 75 + 30 \left[1 - \frac{l_2}{l_1} \right]$$

$$l_2 = 7.50 \text{ ม.}$$

$$l_1 = 7.50 \text{ ม.}$$

$$= 75 \%$$

ร้อยละของ Positive moment ที่ต้านทานโดยแถบเสา

$$= 60 + 30 \left[1.5 - \frac{l_2}{l_1} \right]$$

$$l_2 = 7.50 \text{ ม.}$$

$$l_1 = 7.50 \text{ ม.}$$

$$= 75 \%$$

ตารางที่ 8

ตารางแสดง ค่าโมเมนต์ที่ใช้ออกแบบที่ขอบของจุดรองรับสำหรับพื้นสองทางที่รองรับด้วยคาน

Span ratio	Moment	End span			Interior span	
		Ext. negative	Positive	Int. negative	Positive	Int. negative
l_2/l_1	Total moment	$0.16M_0$	$0.57M_0$	$0.70M_0$	$0.35M_0$	$0.65M_0$

ตารางที่ 9

โมเมนต์ของ Live load และ Dead load ขณะใช้งานสำหรับพื้นและคานริมนอก

End span (Column strip) Unit: t.m.						
Ext. Negative	M_0	M_0	M_{0DL}	M_{0LL}	M_{DL}	M_{LL}
Beam	$0.961(0.16M_0)(0.85)$	$-0.131M_0$	28.88	9.86	-3.77	-1.29
Slab	$0.961(0.16M_0)(0.15)$	$-0.023M_0$	28.88	9.86	-0.67	-0.23
Positive						
Beam	$0.75(0.57M_0)(0.85)$	$-0.363M_0$	28.88	9.86	10.49	3.58
Slab	$0.75(0.57M_0)(0.15)$	$-0.064M_0$	28.88	9.86	1.85	0.63
Int. Negative						
Beam	$0.75(0.70M_0)(0.85)$	$-0.446M_0$	28.88	9.86	-12.89	-4.40
Slab	$0.75(0.70M_0)(0.15)$	$-0.079M_0$	28.88	9.86	-2.27	-0.78
End span (Middle strip) Unit: t.m.						
Ext. Negative	$0.039(0.16M_0)$	$-0.006M_0$	28.88	9.86	-0.18	-0.06
Positive	$0.25(0.57M_0)$	$0.143M_0$	28.88	9.86	4.11	1.40
Int. Negative	$0.25(0.70M_0)$	$-0.175M_0$	28.88	9.86	-5.05	-1.72

ตารางที่ 10

โมเมนต์ของ Live load และ Dead load ขณะใช้งานสำหรับพื้นและคานช่วงใน

Interior span (Column strip) Unit: t.m.						
Positive	M_0	M_0	M_{0DL}	M_{0LL}	M_{DL}	M_{LL}
Beam	$0.75(0.35M_0)(0.15)$	$0.039M_0$	28.88	9.86	1.14	0.39
Slab	$0.961(0.16M_0)(0.15)$	$-0.023M_0$	28.88	9.86		
Int. Negative						
Beam	$0.75(0.65M_0)(0.85)$	$-0.414M_0$	28.88	9.86	-2.11	-0.72
Slab	$0.75(0.65M_0)(0.15)$	$-0.073M_0$	28.88	9.86	1.85	0.63
Interior span (Middle strip) Unit: t.m.						
Positive	$0.25(0.35M_0)$	$-0.088M_0$	28.88	9.86	2.53	0.86
Int. Negative	$0.25(0.65M_0)$	$-0.163M_0$	28.88	9.86	-4.69	-1.60

การออกแบบสำหรับผลจากการรวมแรง(Design of combined load case)

จากกฎกระทรวงฉบับที่ 6 ข้อ 7 ข้อกำหนดของกำลังสำหรับการออกแบบคอนกรีตเสริมเหล็กวิธีกำลัง (strength design) นั้นใช้สมการอยู่จำนวน 3 สมการ คือ

การรวมแรง(Load combination)

$$1.7D + 2.0L$$

$$0.75(1.7D + 2.0L + 2.0W)$$

$$0.9D + 1.3W$$

ถ้าต้องคำนึงถึงการต้านทานแผ่นดินไหวหรือแรง E ที่รวมอยู่ในการคำนวณออกแบบให้แทนค่า W ด้วย E ดังนั้นจัดรูปสมการใหม่

การรวมแรง(Load combination)

$$0.75(1.7D + 2.0L + 2.0E)$$

$$0.9D + 1.3E$$

D น้ำหนักคงที่

L น้ำหนักจร

W แรงลม

E แรงแผ่นดินไหว

ตารางที่ 11

ค่า Bending moment จากน้ำหนักบรรทุกทั้งหมด

Load case	End span moment (t.m.)				Interior span moment (t.m.)		
	Location	Column strip		Middle strip	Column strip		Middle strip
		Slab	Beam	Slab	Slab	Beam	Slab
Dead(D)	Ext. Negative	-0.67	-3.77	-0.18	0.00	0.00	0.00
	Positive	1.85	10.49	4.11	1.14	6.44	2.53
	Int. Negative	-2.27	-12.89	-5.05	-2.11	-11.97	-4.69
Live(L)	Ext. Negative	-0.23	-1.29	-0.06	0.00	0.00	0.00
	Positive	0.63	3.58	1.40	0.39	2.20	0.86
	Int. Negative	-0.78	-4.40	-1.72	-0.72	-4.08	-1.60
Earthquake(E_n)	Ext. Negative	0.00	14.6	0.00	0.00	0.00	0.00
			-14.6				
	Positive	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Int. Negative	0.00	13.24	0.00	0.00	12.28	0.00
			-13.24			-12.28	
Wind(W)	Ext. Negative	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00			0.00	
	Positive	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Int. Negative	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0.00			0.00	

ตารางที่ 11

ค่า Bending moment จากการรวมน้ำหนักบรรทุก(Load combination)ในทุกกรณี

Load case	End span moment (t.m.)				Interior span moment (t.m.)		
	Location	Column strip		Middle strip	Column strip		Middle strip
		Slab	Beam	Slab	Slab	Beam	Slab
1.7D+2.0L	Ext. Negative	-1.59	-8.99	-0.43	0.00	0.00	0.00
	Positive	4.41	25.00	9.80	2.71	15.35	6.02
	Int. Negative	-5.42	-30.70	-12.04	-5.03	-28.51	-11.18
0.75(1.7D+2L+2E)	Ext. Negative	-1.19	15.16	-0.32	0.00	0.00	0.00
			-28.64			0.00	
	Positive	3.31	18.75	7.35	2.03	11.51	4.52
	Int. Negative	-4.06	-3.17	-9.03	-3.77	-2.96	-8.39
			-42.89			-37.11	
0.9D+1.3E	Ext. Negative	-0.60	15.58	-0.16	0.00	0.00	0.00
			-22.38			0.00	
	Positive	1.67	9.44	3.70	1.02	5.80	2.27
	Int. Negative	-2.05	5.61	-4.55	-1.90	5.19	-4.22
			-28.81			-26.73	

ตารางที่ 12

ค่า Bending moment สำหรับออกแบบพื้น

Exterior span		M (t.m)
Column strip	Ext.Negative	-1.59
	Positive	4.41
	Int.Negative	-5.42
Middle strip	Ext.Negative	-0.43
	Positive	9.80
	Int.Negative	-12.04
Interior span		M (t.m)
Column strip	Positive	2.71
	Negative	-5.03
Middle strip	Positive	6.02
	Negative	-11.18

ตารางที่ 13

ค่า Bending moment สำหรับออกแบบคาน

Beam		M (t.m)
End span	Ext.Negative	-28.64
		15.58
	Positive	25.00
	Int.Negative	-42.89
8.58		
Interior span	Positive	15.35
	Negative	-37.11
		7.42

การคำนวณเหล็กเสริมในพื้นที่ทิศทาง N-S และ E-W

$$M_u < \phi M_n$$

$$R = M/(bd^2) \quad \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$\phi = 0.85$$

$$f_y = 4,000.00 \text{ ksc.} \quad h = \text{ความหนาพื้น}$$

$$f_c = 280.00 \text{ ksc.} \quad = 20 \text{ cm.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c} \quad d = 16 \text{ cm.}$$

$$= 16.81$$

$$A_s = \rho bd$$

$$A_{s,min} = 0.0018bh$$

ความกว้างแถบเสา = 3.75 ม.

ความกว้างแถบกลาง = 3.75 ม.

ตารางที่ 12

การคำนวณหน้าตัดเหล็กเสริมของพื้น

	Location		M _u	b	d	R _n	ρ	A _s	A _{s,min}	A _s
	End span	Column strip	Ext.Negative	-1.59	375	16	1.9	4.8E-04	2.93	13.50
Positive			4.41	375	16	5.4	0.0013	8.20	13.50	13.50
Int.Negative			-5.42	375	16	6.6	0.0016	10.10	13.50	13.50
Middle strip		Ext.Negative	-0.43	375	16	0.5	0.0001	0.79	13.50	13.50
		Positive	9.80	375	16	12.0	0.0030	18.50	13.50	18.50
		Int.Negative	-12.04	375	16	14.8	0.0038	22.86	13.50	22.86
Interior span	Column strip	Positive	2.71	375	16	3.3	0.0008	5.02	13.50	13.50
		Negative	-5.03	375	16	6.2	0.0015	9.37	13.50	13.50
	Middle strip	Positive	6.02	375	16	7.4	0.0018	11.24	13.50	13.50
		Negative	-11.18	375	16	13.7	0.0035	21.18	13.50	21.18

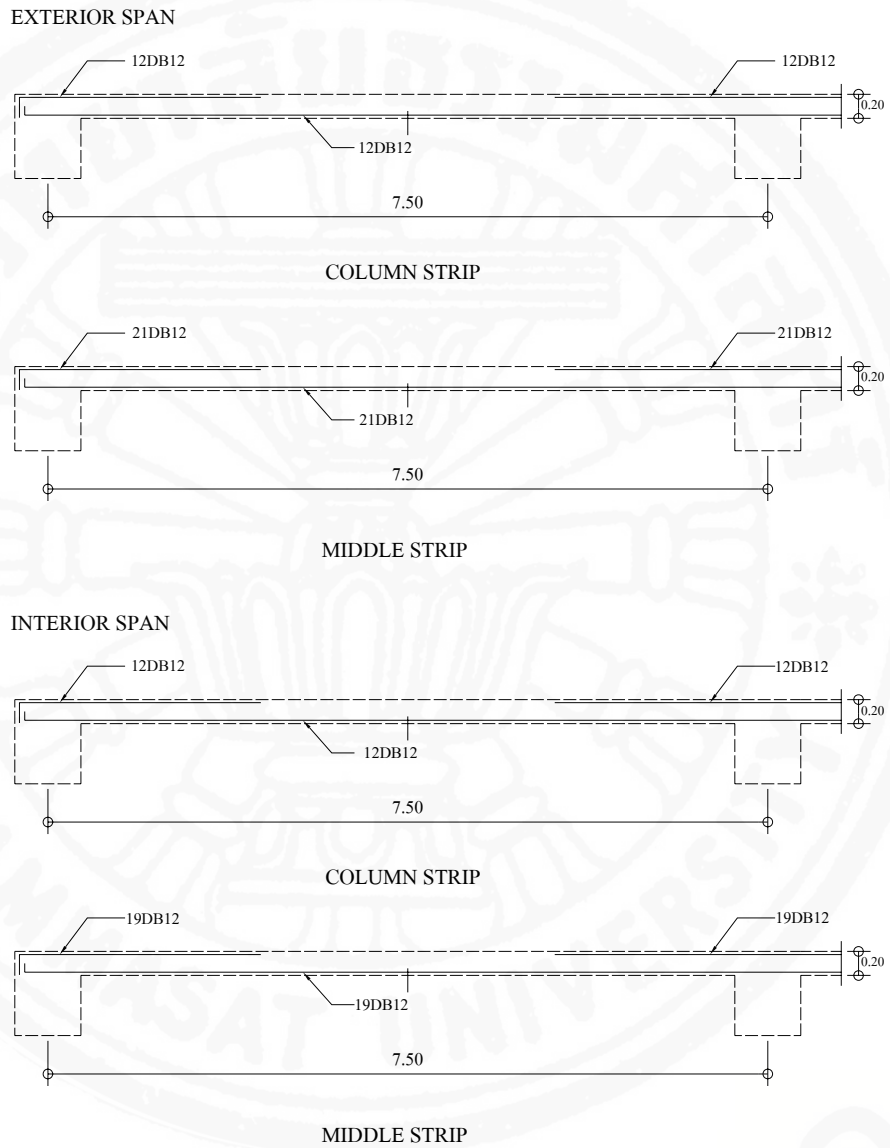
ตารางที่ 13
การคำนวณหน้าตัดเหล็กเสริมของพื้น

	Location		A _s cm ²	No.of bar			Spacing(cm.)		
				DB12	DB16	DB20	DB12	DB16	DB20
End span	Column strip	Ext.Negative	13.50	11.9	6.7	4.3	31.4	55.8	87.2
		Positive	13.50	11.9	6.7	4.3	31.4	55.8	87.2
		Int.Negative	13.50	11.9	6.7	4.3	31.4	55.8	87.2
	Middle strip	Ext.Negative	13.50	11.9	6.7	4.3	31.4	55.8	87.2
		Positive	18.50	16.4	9.2	5.9	22.9	40.7	63.6
		Int.Negative	22.86	20.2	11.4	7.3	18.5	33.0	51.5
Interior span	Column strip	Positive	13.50	11.9	6.7	4.3	31.4	55.8	87.2
		Negative	13.50	11.9	6.7	4.3	31.4	55.8	87.2
	Middle strip	Positive	13.50	11.9	6.7	4.3	31.4	55.8	87.2
		Negative	21.18	18.7	10.5	6.7	20.0	35.6	55.6

ตารางที่ 14
จำนวนเหล็กเสริมในแต่ละตำแหน่งของพื้น

	Location		Rebar
	End span	Column strip	Ext.Negative
Positive			12DB12
Int.Negative			12DB12
Middle strip		Ext.Negative	21DB12
		Positive	21DB12
		Int.Negative	21DB12
Interior span	Column strip	Positive	12DB12
		Negative	12DB12
	Middle strip	Positive	19DB12
		Negative	19DB12

รูปที่ 22
การเสริมเหล็กในพื้น

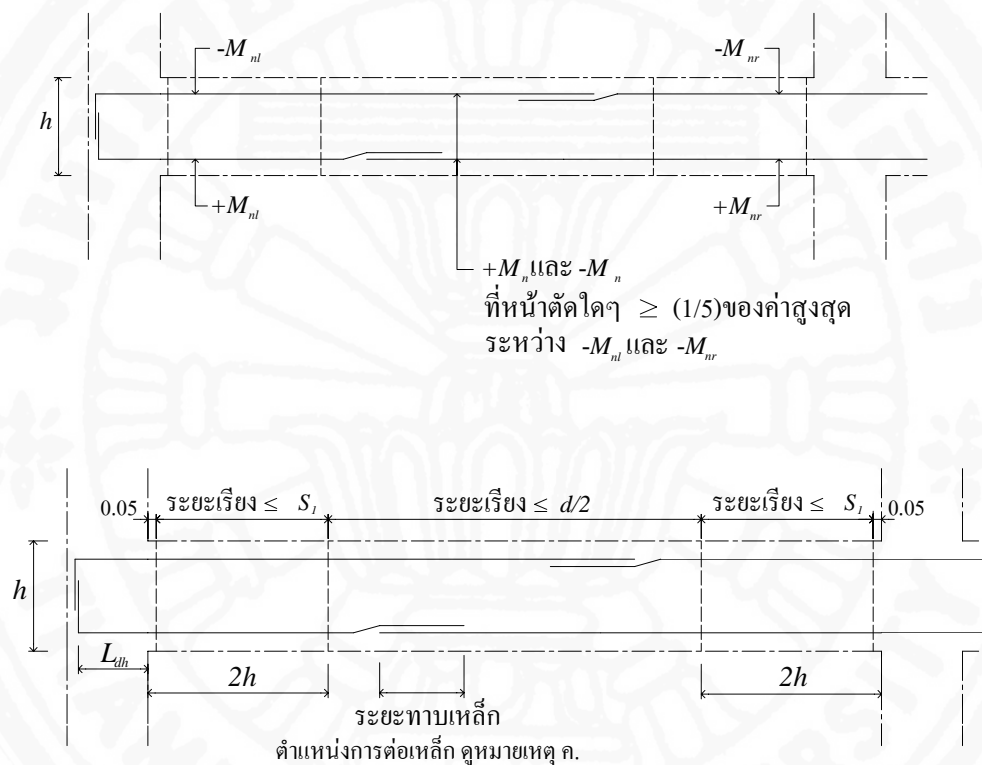


การคำนวณเหล็กเสริมในคานที่ต้องการ (มยผ.1301-50)

1. ไม่คิดตัวคูณแรงอัดตามแนวแกนทำให้ค่าตัวคูณ $< A_g f'c/10$

รูปที่ 23

การเสริมเหล็กในคาน



หมายเหตุ

ก. ระยะเรียง s_1 ต้องไม่มากกว่า

1. 1 ใน 4 ของความลึกประสิทธิภาพ

2. 8 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางของเหล็กเสริมตามยาวที่มีขนาดเล็กที่สุด

3. 24 เท่าของเส้นผ่านศูนย์กลางเหล็กปลอก

4. 300 ม.ม.

ข. โมเมนต์ดัดระบุ

1. $+M_{nl} \geq (1/3)(-M_{nl})$

2. $+M_{nr} \geq (1/3)(-M_{nr})$

3. $+M_n$ และ $-M_n$ ที่หน้าตัดใดๆ $\geq (1/5)$ ของค่าสูงสุดระหว่าง $-M_{nr}$ และ $-M_{nl}$

ค. ไม่ทราบเหล็กเสริมทั้งบนและล่างภายในระยะ $2h$ จากขอบของที่รองรับ

ง. L_{dh} ระยะฝังเหล็ก (Development length)

$$M_u < \phi M_n$$

$$R = M/(bd^2) \quad \rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right)$$

$$\phi = 0.85$$

$$f_y = 4,000.00 \text{ ksc.} \quad A_{s,min} = \frac{0.795\sqrt{f'_c}b_w d}{f_y} = 4.82 \text{ ตร.ซม.}$$

$$f'_c = 280.00 \text{ ksc.}$$

$$m = f_y/(0.85f'_c)$$

$$= 16.81 \quad = \frac{14.062b_w d}{f_y} = 5.10 \text{ ตร.ซม.}$$

$$b = 25.00 \text{ ซม.} \quad A_{s,min} = 5.10 \text{ ตร.ซม.}$$

$$d = 58.00 \text{ ซม.}$$

ตารางที่ 14

การคำนวณหน้าตัดเหล็กเสริมของคาน

Location		M_u t.m.	b cm.	d cm.	R	ρ	Design A_s cm ² .	$A_{s,min}$ cm ² .	A_s cm ² .
End span	Ext.Negative	-28.64	25	58	40.1	0.01104	16.01	5.10	16.01
		15.58	25	58	21.8	0.00573	8.30	5.10	8.30
	Positive	25.00	25	58	35.0	0.00950	13.78	5.10	13.78
	Int.Negative	-42.89	25	58	60.0	0.01760	25.52	5.10	25.52
		8.58	25	58	12.0	0.00308	4.47	5.10	5.10
Interior span	Positive	15.35	25	58	21.5	0.00564	8.17	5.10	8.17
	Negative	-37.11	25	58	51.9	0.01483	21.50	5.10	21.50
		7.42	25	58	10.4	0.00265	3.85	5.10	5.10

ตารางที่ 15

ขนาดเหล็กเสริมของคาน

Location		A _s	No.of bar						REBAR
			DB16	DB20	DB22	DB25	DB28	DB32	
End span	Ext.Negative	16.01	7.97	5.10	4.21	3.26	2.60	1.99	2DB28+1DB25
		8.30	4.13	2.64	2.18	1.69	1.35	1.03	2DB25
	Positive	13.78	6.85	4.39	3.63	2.81	2.24	1.71	2DB25+2DB20
	Int.Negative	25.52	12.70	8.13	6.72	5.20	4.14	3.17	3DB28+3DB20
5.10		2.54	1.62	1.34	1.04	0.83	0.63	2DB25	
Interior span	Positive	8.17	4.07	2.60	2.15	1.66	1.33	1.02	2DB25
	Negative	21.50	10.69	6.85	5.66	4.38	3.49	2.67	4DB25+2DB28
		5.10	2.54	1.62	1.34	1.04	0.83	0.63	2DB25

ตรวจสอบ $\phi M_n > M_u$

$$f_c = 280 \quad \text{ksc.} \quad a = T / (0.85 f_c b)$$

$$f_y = 4,000 \quad \text{ksc.} \quad T = A_s f_y$$

$$b = 25 \quad \text{cm.} \quad M_n = T(d-a/2)$$

$$d = 58 \quad \text{cm.} \quad \phi = 0.85$$

ตารางที่ 16

การตรวจสอบกำลังของโมเมนต์

Location		Rebar	A _s cm ²	T t.	A cm.	M _u t.m.	φM _n t.m.
End span	Ext.Negative	2DB28+1DB25	17.22	68.90	11.58	-28.64	30.57
		2DB25	9.82	39.27	6.60	15.58	18.26
	Positive	2DB28+1DB20	16.10	64.40	10.82	25.00	28.79
	Int.Negative	3DB28+3DB20	27.90	111.59	18.75	-42.89	46.12
2DB25		9.82	39.27	6.60	8.58	18.26	
Interior span	Positive	2DB25	9.82	39.27	6.60	15.35	18.26
	Negative	4DB25+2DB28	22.13	88.53	14.88	-37.11	38.05
		2DB25	9.82	39.27	6.60	7.42	18.26

การออกแบบสำหรับแรงเฉือนในคาน

กำลังแรงเฉือนในคานที่ด้านทานแรงแผ่นดินไหวในบริเวณเสี่ยงภัยระดับ 1 จาก มยผ.1301-50 ข้อ 4.2.1 ต้องไม่น้อยกว่าแรงเฉือนที่เกิดขึ้นจากการพัฒนากำลังของโมเมนต์ที่ ระบุ (M_n) ที่ปลายบริเวณขอบของจตุรรองรับและแรงเฉือนจากแรงกระทำในแนวตั้ง ในการหาค่าโมเมนต์ที่ระบุ (M_n)

หน่วยแรงดึงในเหล็กเสริมคือ

$$f_y$$

ตัวคูณลดกำลัง (ϕ)

$$1$$

$$f_c = 280 \text{ ksc.} \quad a = T/(0.85f_c b)$$

$$f_y = 4,000 \text{ ksc.} \quad T = A_s(f_y)$$

$$b = 25.00 \text{ cm.} \quad M_n = T(d-a/2)$$

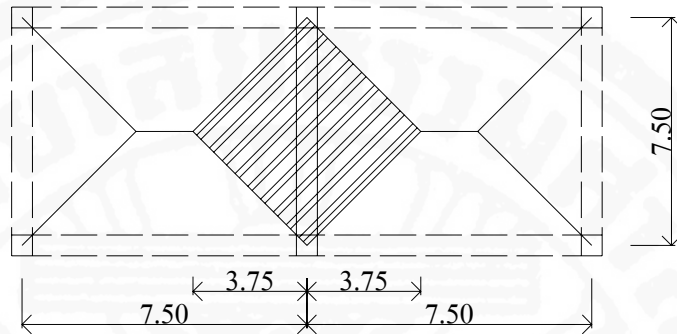
$$d = 58.00 \text{ cm.} \quad \phi = 1$$

ตารางที่ 17

การหาค่ากำลังโมเมนต์เพื่อคำนวณแรงเฉือน

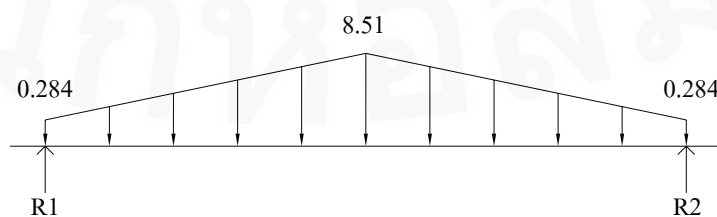
Location		Rebar	Section	Side	A_s cm ²	T t.	a cm,	M_n t.m.
End span	Ext.Negative	2DB28+1DB25	1-1	top	17.22	68.90	11.58	35.97
		2DB25	1-1	bottom	9.82	39.27	6.60	21.48
	Positive	2DB25+2DB20	2-2	bottom	16.10	64.40	10.82	33.87
	Int.Negative	3DB28+3DB20	3-3	top	27.90	111.6	18.75	54.26
2DB25		3-3	bottom	9.82	39.27	6.60	21.48	
Interior span	Positive	2DB25	5-5	bottom	9.82	39.27	6.60	21.48
	Negative	4DB25+2DB28	4-4	top	22.13	88.5	14.88	44.76
		2DB25	4-4	bottom	9.82	39.27	6.60	21.48

รูปที่ 24
พื้นที่ในการคำนวณแรงแนวตั้ง



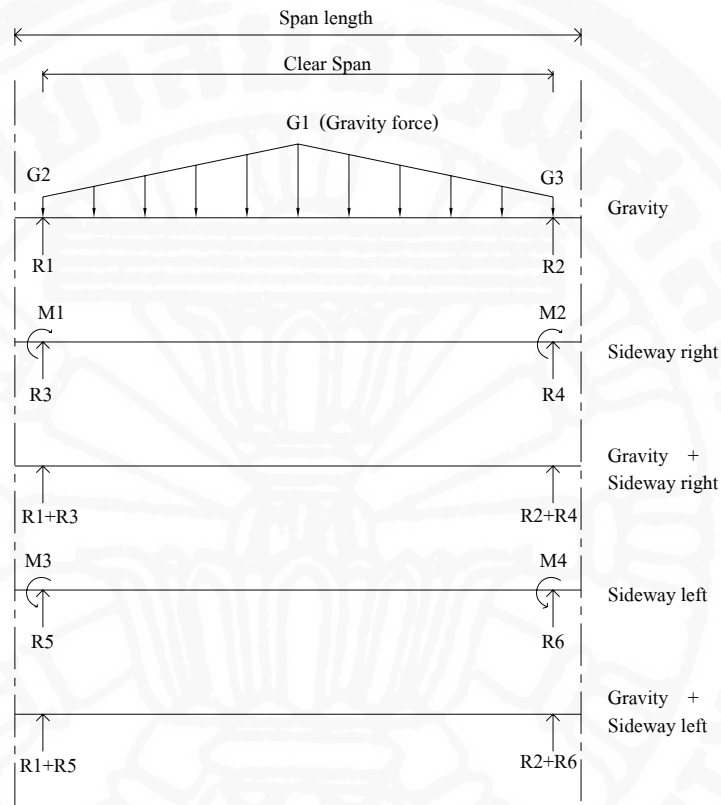
พื้นที่	480	กก./ ตร.ม.	=	3,600.00	กก./ม.
น.น.ส่วนเกิน	70	กก./ ตร.ม.	=	525.00	กก./ม.
คานส่วนใต้ปีกพื้น			=		
ความลึก			=	0.45	ม.
L (span)			=	7.50	ม.
น.น.คาน	36	กก./ ตร.ม.	=	270.00	กก./ม.
น.น.จร	200	กก./ ตร.ม.	=	1,500.00	กก./ม.
น.น.กำแพง	180.00	กก./ ตร.ม.	=	513	กก./ม.
แรงที่กึ่งกลางช่วงเท่ากับ $U = 0.75(1.7D+2.0L)$			=	8507.70	กก./ ม.
			=	8.51	ตัน./ม.

รูปที่ 25
แรงแนวตั้ง



รูปที่ 25

แบบจำลองในการรวมแรงเพื่อคำนวณแรงเฉือน



แรงเฉือนจากแรงจากแรงแนวตั้งและแผ่นดินไหวจาก มยผ 1301-50 หัวข้อ 4.2.1

G1	แรงจากแรงแนวตั้ง	=	8.508	ตัน/ม.
G2	แรงจากแรงแนวตั้งที่ขอบเสา	=	0.284	ตัน/ม.
G3	แรงจากแรงแนวตั้งที่ขอบเสา	=	0.284	ตัน/ม.
b	ความกว้างของคาน	=	0.25	ม.
L	Span	=	7.50	ม.
L1	Clear Span	=	7.25	ม.
R1		=	15.93	ตัน
R2		=	15.93	ตัน
M1	กำลังโมเมนต์จากเหล็กเสริมบน 1-1	=	35.97	ตัน.ม.
M2	กำลังโมเมนต์จากเหล็กเสริมบน 3-3	=	54.26	ตัน.ม.

R3	$(-M1-M2)/L1$	=	-12.45	ตัน
R4	$(M1+M2)/L1$	=	12.45	ตัน
M3	กำลังโมเมนต์จากเหล็กเสริมล่าง 1-1	=	21.48	ตัน.ม.
M4	กำลังโมเมนต์จากเหล็กเสริมล่าง 3-3	=	21.48	ตัน.ม.
R5	$(-M3-M4)/L1$	=	5.93	ตัน
R6	$(M3+M4)/L1$	=	-5.93	ตัน
Gravity + Sideway right				
R1+R3		=	3.49	ตัน
R2+R4		=	28.38	ตัน
Gravity + Sideway left				
R1+R5		=	10.01	ตัน
R2+R6		=	21.86	ตัน
V_{max}		=	28.38	ตัน

ความสามารถรับแรงเฉือนของคอนกรีต (V_c) วสท 4403(ก) ตามสมการ วสท (44-3)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd$$

$$V_c = 12.86 \text{ ตัน}$$

แรงเฉือนสูงสุดจากเหล็กเสริม (V_s) จาก วสท 4401(ก) จัดรูปสมการ 44-1 และ 44-2

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{วสท 44-1}$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{วสท 44-2}$$

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$$= 20.53 \text{ ตัน}$$

$$\phi = 0.85$$

ระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน

ใช้ DB12 (2 ขา)

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

$$= (2 \times 1.13)4000(58)/(20.53 \times 1000) = 25.5 \text{ ซม.}$$

จาก มยผ 1301-50 ข้อ 4.3.2 ระยะเรียงสูงสุดที่ยอมให้บริเวณ 2 เท่าของความลึกคานจากขอบ
เสาคือ 140 ซม.

ระยะเรียงสูงสุดที่ยอมให้ S_{max}

$$d/4 = 58/4 = 14.5 \text{ ซม.}$$

$$8 \text{ เท่าเส้นผ่าศูนย์กลางกลางของเหล็กเสริมตามยาวที่เล็กที่สุด} = 8 \times 2.0 = 16 \text{ ซม.}$$

$$24 \text{ เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางกลางเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (Hoop)} = 24 \times 1.2 = 28.8 \text{ ซม.}$$

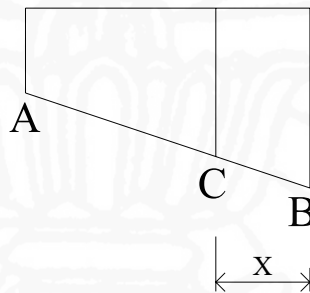
30 ซม.

ดังนั้นระยะเรียงเหล็กปลอกในช่วงสองเท่าของความลึกคาน ($2h$) จากขอบของเสาคือเท่ากับ 14.5

ซม.

การเหล็กเสริมรับแรงเฉือนนอกบริเวณช่วงสองเท่าของความลึกคานจากขอบของเสาที่ระยะ

1.30 ม. ซึ่งแรงเฉือน (V_u) เท่ากับ



แผนผังแรงเฉือนจาก Gravity + Sideway right

$$\text{แรงเฉือนที่จุด A} = 3.49 \text{ ตัน (R1+R3)}$$

$$\text{แรงเฉือนที่จุด B} = 28.38 \text{ ตัน (R2+R4)}$$

$$\text{ระยะ X (2h)} = 1.30 \text{ ม.}$$

$$(28.38 - 3.49) / 7.25 = V / (7.25 - 1.30)$$

$$V = 23.92 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงเฉือนที่จุด C} = 3.49 + V = 3.49 + 23.92 = 27.41 \text{ ตัน}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= 27.41 / 0.85 - 12.86 = 15.28 \text{ ตัน}$$

ดังนั้นใช้ DB12 (2 ขา)

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

$$= (2)(1.13)4000(58)/(15.28 \times 1000) = 34.35 \text{ ซม.}$$

จาก มยผ 1301-50 หัวข้อ 4.3.3 ระยะเรียงที่ยอมให้ตั้งไม่มากกว่า $d/2 = 58/2 = 29$ ซม.

ดังนั้นระยะเรียงของเหล็กเสริมรับแรงเฉือน (Hoop) นอกบริเวณช่วงสองเท่าของความลึกคาน

$$= 29 \text{ ซม.}$$

ระยะฝั่งของเหล็กเสริมในเสาตัวริมต้องมีของ 90 องศายื่นเข้าแกน (core) เสาและระยะฝั่งที่ทำให้เกิดแรง (l_{dh}) ต้องเป็นไปตาม วสท 4505(ก) เท่ากับผลคูณของค่า l_{dh} ของหัวข้อ วสท 4505(ข) กับ ตัวคูณปรับการใช้งานหรือตัวคูณในหัวข้อ 4505(ค)

$$l_{dh} \text{ (วสท 4505(ข))} = \frac{320d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{320(2)}{(280)^{0.5}} = 38.25 \text{ ซม.}$$

$$\text{ตัวคูณในหัวข้อ 4505(ค)} = \frac{f_y}{4000} = \frac{4000}{4000} = 1$$

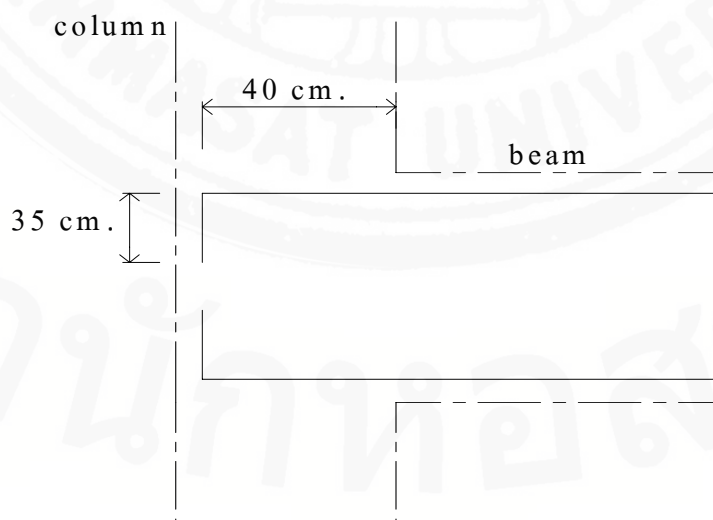
$$l_{dh} = 38.25(1) = 38.25 \text{ ซม. ใช้ } 40 \text{ ซม.}$$

ดังนั้นระยะฝั่งต้องยื่นเข้าไปอย่างน้อย 0.39 ม. ในเสาและจาก วสท 3401(ข) ของ 90 องศาต้อง

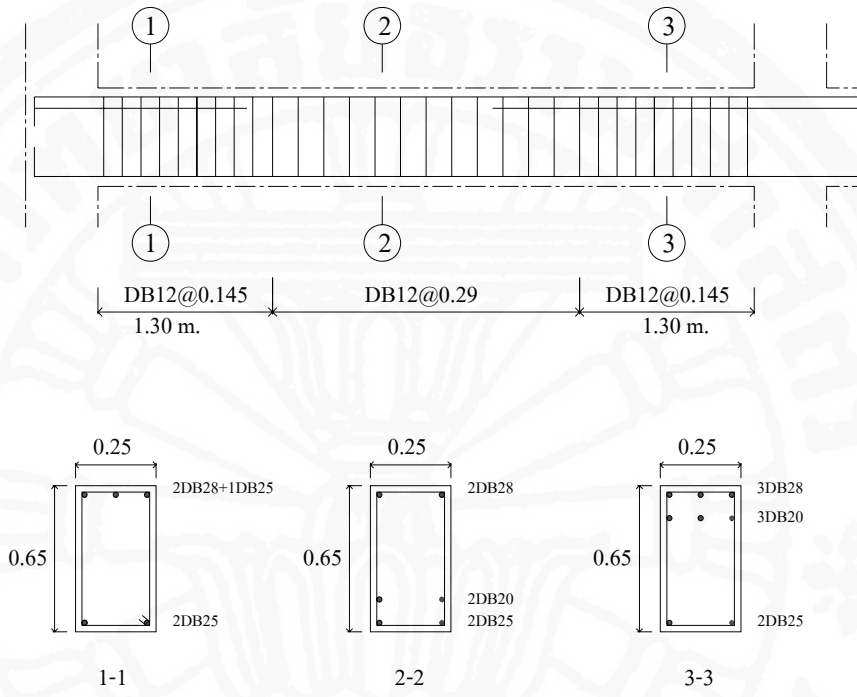
$$\text{มีระยะอย่างน้อย } 12d_b = 12(2.8) = 33.6 \text{ ม. ใช้ } 35 \text{ ซม.}$$

รูปที่ 26

ระยะการฝั่งเหล็กของคานในเสาตัวริม



รูปที่ 27
 การเสริมเหล็กในคานทั้งหมด

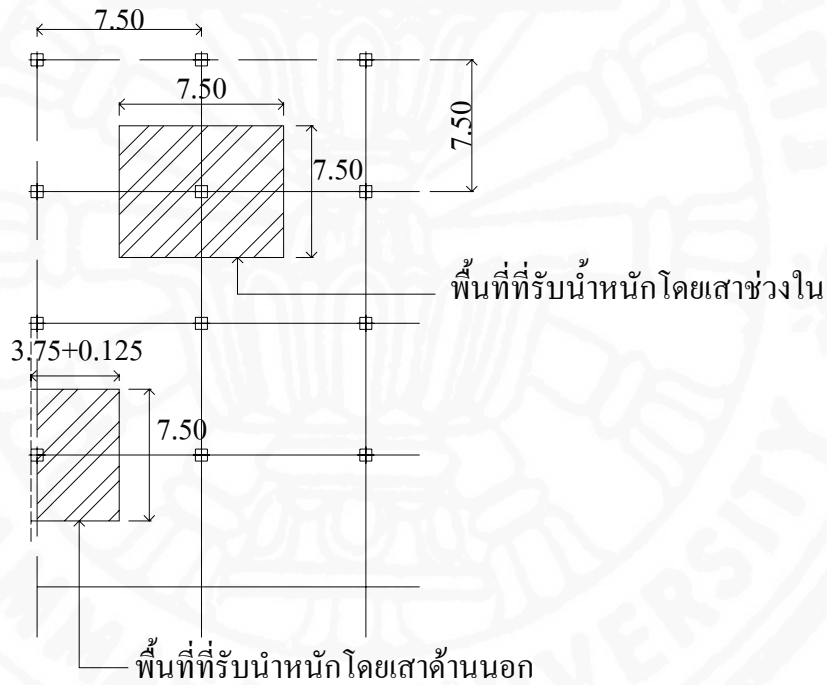


สำนักหอสมุด

การออกแบบเสา

ในตัวอย่างนี้ทำการออกแบบเสา C5 ระหว่างชั้นที่ 4 ถึงชั้นที่ 5 ซึ่งเป็นเสาด้านใน ซึ่งพิจารณาจากแรงแผ่นดินไหวทิศทาง E-W เป็นหลักโดยใช้ขนาดเสาเท่ากับ 50×50 ซม. ใช้เหล็กเสริม 12DB28 ดังนั้นอัตราส่วนเหล็กเสริมเท่ากับ 0.0296 โดยมาตรฐาน มยผ 1301-50 หัวข้อ 4.4.6 อัตราส่วนเหล็กเสริม (ρ) อยู่ระหว่าง 0.01 – 0.06

รูปที่ 28
พื้นที่รับน้ำหนักของเสา



Dead load	Interior		Exterior	
พื้น	480.00	kg/m ²	480.00	kg/m ²
เสา	30.40	kg/m ²	30.40	kg/m ²
คาน	72.00	kg/m ²	105.68	kg/m ²
น.น. ส่วนเกิน				
หลังคา	30.00	kg/m ²	30.00	kg/m ²
พื้น	70.00	kg/m ²	70.00	kg/m ²
กำแพง	136.80	kg/m ²	200.79	kg/m ²

น้ำหนักของคานมีเพียงส่วนที่อยู่ใต้พื้นเท่านั้น

ตารางที่ 18

การรับน้ำหนักแฉกของเสาภายในในแต่ละชั้น

Floor	DL kg/m ²	LL (kg/m ²)		พ.ท.รับ น.น. m ²	LL t.	DL t.	Cumulative load (t.)	
		before	Reduce				LL	DL
Roof	612.40	100	0	56.25	5.63	34.45	5.63	34.45
6	789.20	200	0	56.25	11.25	44.39	16.88	78.84
5	789.20	200	0	56.25	11.25	44.39	28.13	123.23
4	789.20	200	0	56.25	11.25	44.39	39.38	167.63
3	789.20	200	0	56.25	11.25	44.39	50.63	212.02
2	789.20	200	0	56.25	11.25	44.39	61.88	256.41
1	789.20	200	0	56.25	11.25	44.39	73.13	300.80

ความสูงชั้นจาก node ถึง node = 3.500 ม.

ความลึกคาน = 0.650 ม.

เหล็กเสริมรับแรงเฉือน = RB9

1/6 ของความสูงเสาจากขอบคานบนถึงขอบคานล่าง = 0.475 ม.

ความลึกขององค์อาคาร = 0.500 ม.

0.45 ม. = 0.450 ม.

l_0 = 0.500 ม.

ระยะเรียง(s_0) สูงสุดที่ยอมให้ของเหล็กเสริมรับแรงเฉือนบริเวณความยาว l_0

8 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมตามยาวของเสาที่เล็กที่สุด = 0.224 ม.

24 เท่าของเส้นผ่าศูนย์กลางเหล็กเสริมรับแรงเฉือน = 0.216 ม.

$h/2$ = 0.250 ม.

30 ซม. = 0.300 ม.

S_0 = 0.216 ม.

= 0.200 ม.

RB9@0.20

$$\text{เหล็กปลอกนอกระยะ } l_0 \text{ ต้องไม่มากกว่า } 2S_0 = 0.432 \text{ ม.}$$

$$= 0.400 \text{ ม.}$$

RB9@0.40

การจัดน้ำหนักรรทุกเพื่อออกแบบเสา

น้ำหนักจร = 200 กก./ตร.ม.

แนว N-S = 1.5 ตัน/ม.

แนว E-W = 1.5 ตัน/ม.

น้ำหนักคงที่

พื้น = 480 กก./ตร.ม.

น้ำหนักส่วนเกิน = 70 กก./ตร.ม.

คาน

แนว N-S = 72 กก./ตร.ม.

แนว E-W = 72 กก./ตร.ม.

น้ำหนักคงที่ทั้งหมด

แนว N-S = 622 กก./ตร.ม.

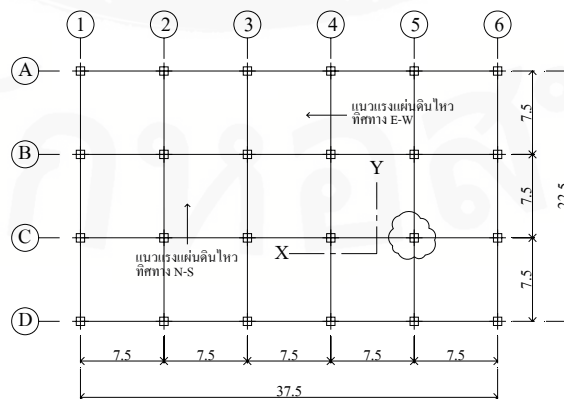
= 4.665 ตัน/ม.

แนว E-W = 622 กก./ตร.ม.

= 4.665 ตัน/ม.

รูปที่ 29

ตำแหน่งของเสาและทิศทางของแรงที่กระทำ



โดยนำโมเมนต์ตัดเนื่องจากแผ่นดินไหวรอบแกน Y มาพิจารณาดังนั้นผลของแผ่นดินไหวรอบแกน X จึงเท่ากับศูนย์

ทิศทาง E - W

ผลลัพธ์จากการวิเคราะห์โครงสร้าง

มีแรงตัดที่เกิดจากแผ่นดินไหวสูงสุด

เสา C5

M_x 0 t.m.

M_y 15.77 t.m.

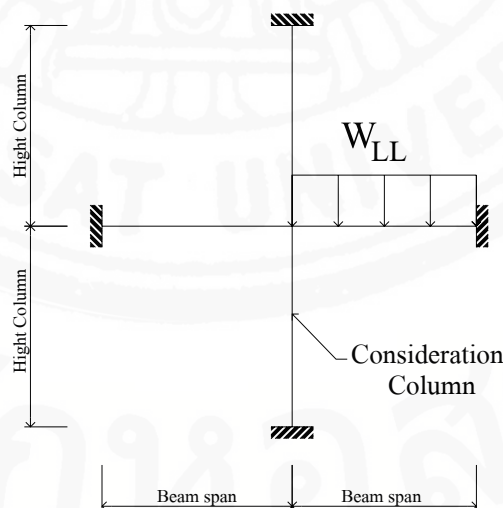
Axial force 0.78 t.

การจัดน้ำหนักรรทุกจรเพื่อหาโมเมนต์สูงสุดในเสาที่ถูกเลือกเพื่อออกแบบ

ในการจัดน้ำหนักรรทุกจรเพื่อให้ได้แรงตัดในเสาสูงสุด สามารถจัดได้โดยการวางน้ำหนักรรทุกจรบริเวณด้านซ้ายหรือด้านขวาของคานที่อยู่เหนือเสานั้น โดยวางเพียงช่วงเดียวเท่านั้นและต้องทำทั้ง 2 ทิศทางเพื่อให้ได้แรงตัดทั้ง 2 ทิศทาง

รูปที่ 30

การวางน้ำหนักรรทุกจรเพื่อให้เสารับแรงตัดสูงสุด

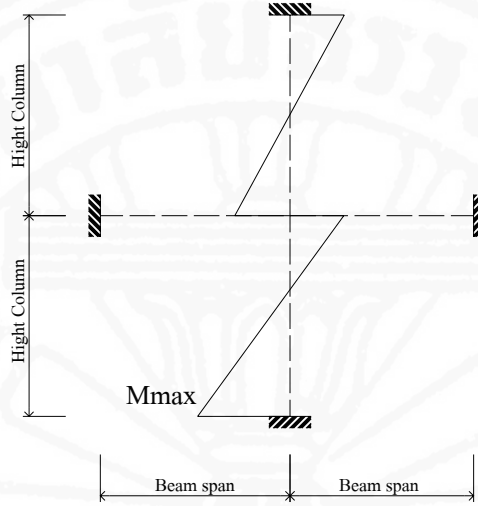


W_{LL} = 1.50 t/m. ดัดรอบแกน X

= 1.50 t/m. ดัดรอบแกน Y

รูปที่ 31

แรงดัดในเสาสูงสุดจากการวางน้ำหนักบรรทุกจร



Maximum M_x	2.4	t.m.
Maximum M_y	2.4	t.m.

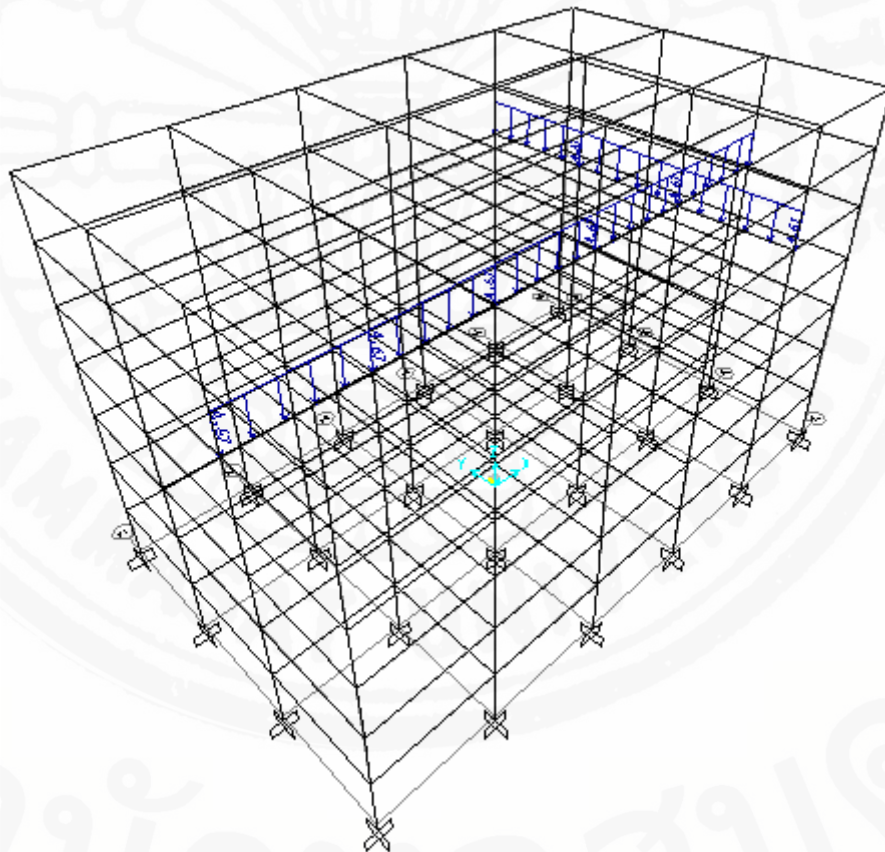
สำนักหอสมุด

แรงดัดจากน้ำหนักคงที่ในเสา

เสา	C5		
W_{DL}	=	4.67	t/m. ดัดรอบแกน X
	=	4.67	t/m. ดัดรอบแกน Y
M_x	=	0.24	t.m.
M_y	=	0.24	t.m.

รูปที่ 32

การจัดน้ำหนักบรรทุกทุกคงที่ในแบบจำลองเพื่อหาแรงดัด



การรวมน้ำหนักบรรทุกเพื่อออกแบบเสา

ตารางที่ 19

น้ำหนักในการออกแบบเสา

Load case No.	แรงตามแนวแกน ตัน	Mx ตัน.ม.	My ตัน.ม.
น้ำหนักคงที่ (D)	123.23	0.24	0.24
น้ำหนักจร (L)	28.13	2.40	2.40
แผ่นดินไหว (E)	0.29	0.00	9.44
แรงลม (W)	0.00	0.00	0.00

ตารางที่ 20

การรวมน้ำหนักบรรทุกจากกฎกระทรวงฉบับที่ 6

Load case	Load combination	แรงตามแนวแกน ตัน	Mx ตัน.ม.	My ตัน.ม.
1	1.7D+2.0L	265.75	5.21	5.21
2	0.75(1.7D+2.0L+2.0E)	199.74	3.91	18.07
3	0.75(1.7D+2.0L-2.0E)	198.87	3.91	-10.25
4	0.9D+1.3E	111.29	0.22	12.49
5	0.9D-1.3E	110.53	0.22	-13.28

หลังจากได้ค่าจากการรวมน้ำหนักบรรทุกครบทุกกรณีจึงนำค่าที่ได้มาตรวจสอบใน Interaction diagram ของเสาโดยใช้โปรแกรม PCA column ต้องทำการแปลงหน่วยให้สอดคล้องกับโปรแกรมที่ใช้ตรวจสอบกำลังของเสา

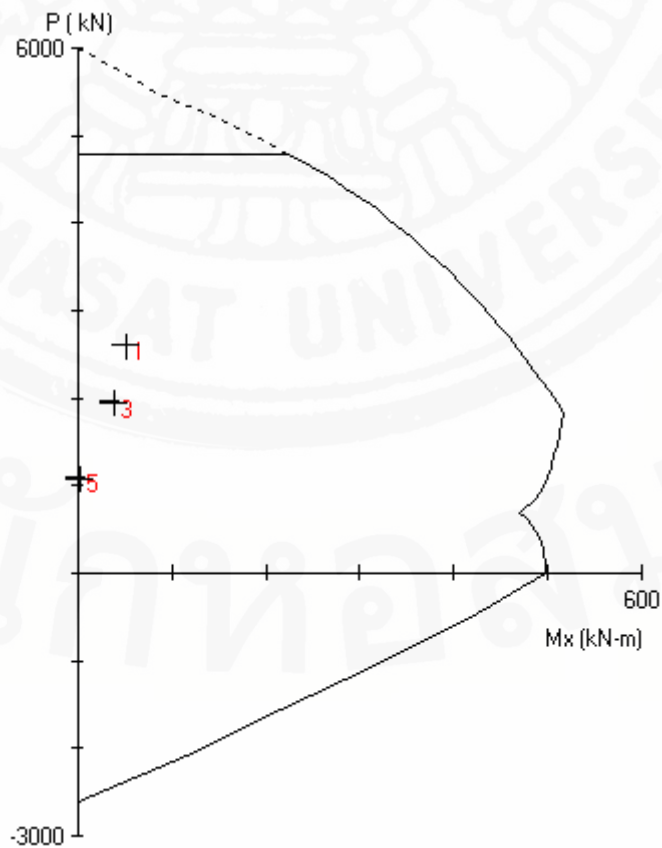
ตารางที่ 21

ค่าน้ำหนักบรรทุกหลังจากแปลงหน่วย

Load case	Load combination	แรงตามแนวแกน KN.	Mx KN.m.	My KN.m.
1	1.7D+2.0L	2,606.07	51.07	51.07
2	0.75(1.7D+2.0L+2.0E)	1,958.82	38.30	177.17
3	0.75(1.7D+2.0L-2.0E)	1,950.29	38.30	-100.56
4	0.9D+1.3E	1,091.35	2.12	122.47
5	0.9D-1.3E	1,083.95	2.12	-130.26

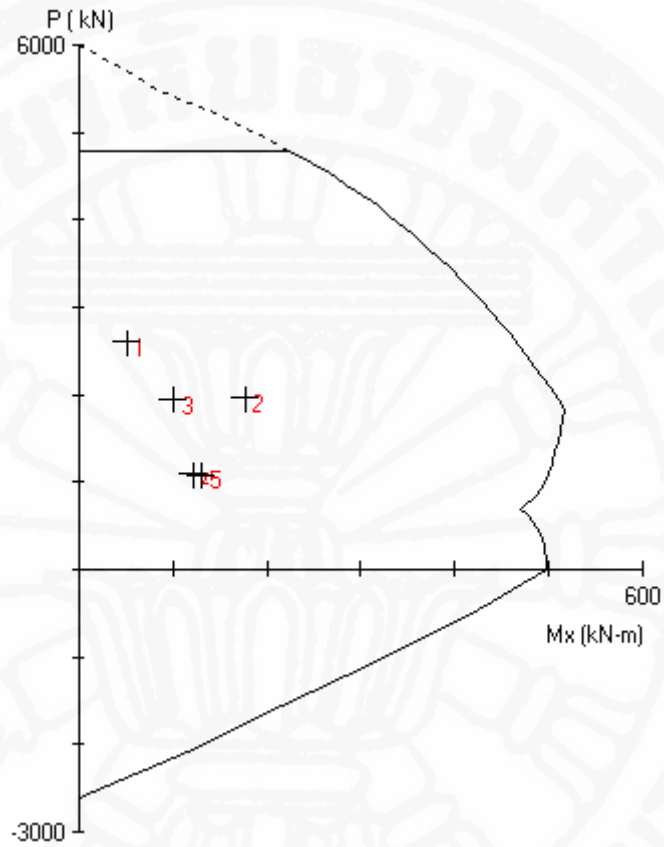
รูปที่ 33

Interaction diagram P - M_x ของเสา C5



รูปที่ 34

Interaction diagram P – M_y ของเสา C5



จาก Interaction diagram น้ำหนักบรรทุกทุกอยู่ในขอบเขตของ Interaction diagram ดังนั้นขนาดของเสาและจำนวนเหล็กเสริมสามารถรับน้ำหนักบรรทุกได้ทุกกรณี

ระยะทาบสำหรับเหล็กเสาแนวตั้ง

จาก วสท 4502(ก) ระยะ l_d สำหรับเหล็กข้ออ้อยต้องคำนวณโดยมีค่าเท่ากับผลคูณของความยาว l_{db} ในหัวข้อ 4502(ข) กับตัวคูณในหัวข้อ วสท 4502(ค) ถึงหัวข้อ วสท 4502(จ) แต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม. จาก วสท 4502(ข) ระยะ l_{db} ของเหล็กเส้นขนาดเส้นผ่าศูนย์กลาง 36 มม. หรือเล็กกว่าเท่ากับ

$$l_{db} = \frac{0.06A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

เหล็กเสริมขนาด		DB28	
A_b	=	6.16	ตร.ซม.
f_y	=	4,000.00	กก./ตร.ซม.
f'_c	=	280.00	กก./ตร.ซม.
l_{ab}	=	88.32	ซม.

จาก วสท 4502(ค)1(1.2)(2) ตัวคูณในหัวข้อนี้เท่ากับ 1 เนื่องจากมีเหล็กเสริมทางขวางรัดรอบตลอดความยาวที่ฝั่งเพิ่ม

$$88.32(1) = 88.32 \text{ ซม.}$$

$$\text{จาก วสท 4502(ค)6 } l_{db} \text{ ต้องไม่น้อยกว่า } \frac{0.11d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$= 73.63 \text{ ซม.}$$

$$\text{ดังนั้น } l_{db} = 88.32 \text{ ซม.}$$

จาก วสท 4514 การต่อของเหล็กข้ออ้อยและลวดข้ออ้อยรับแรงดึงโดยความยาวระยะทาปรับแรงดึงต้องเป็นไปตามข้อกำหนดสำหรับการต่อชั้นคุณภาพ A และ B แต่ต้องไม่น้อยกว่า 30 ซม.

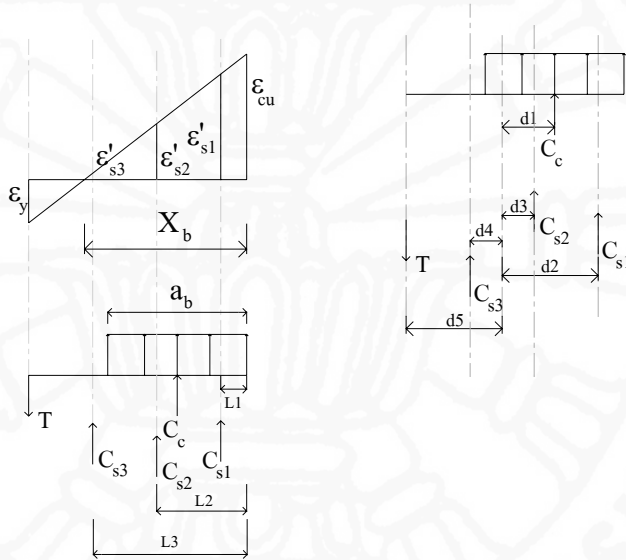
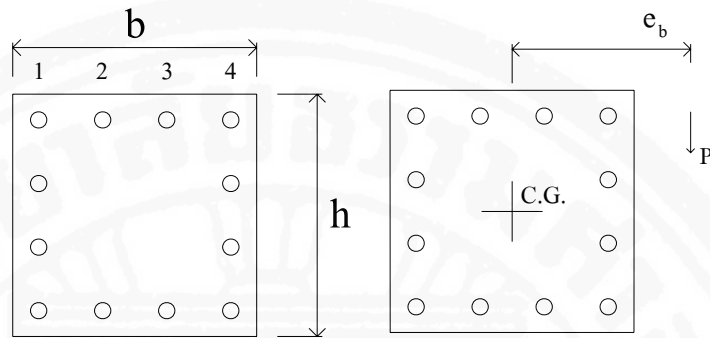
$$\text{การต่อชั้นคุณภาพ A } 1.0l_d$$

$$\text{การต่อชั้นคุณภาพ B } 1.3l_d$$

จาก วสท 4516(ข)3. ข้อกำหนดพิเศษสำหรับการต่อเหล็กในเสา เมื่อหน่วยแรงดึงในเหล็กเส้นเนื่องจากน้ำหนักบรรทุกที่คูณด้วยตัวคูณแล้วมีค่ามากกว่า $0.5f_y$ การต่อทาปรับต้องเป็นการต่อทาปรับรับแรงดึงชั้นคุณภาพ B ดังนั้นต้องทำการตรวจสอบหน่วยแรงดึงของเหล็กเสริมที่เกิดขึ้นจากการรวมแรงในกรณีต่างๆ โดยทำการเปรียบเทียบจากค่าระยะเยื้องศูนย์กลางของเสา

รูปที่ 35

แบบจำลองการคำนวณหาแรงในแนวแกนและแรงดัดในจุดสมดุล



กรณีหน้าตัดเสาเป็นรูปสี่เหลี่ยมจัตุรัส $b = h$ และเสริมเหล็กสมดุลงทั้ง 2 แกน

$$e_{bx} = e_{by}$$

e_{bx} ระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงตามแนวแกนและแรงดัดรอบแกน x

e_{by} ระยะเยื้องศูนย์กลางของแรงตามแนวแกนและแรงดัดรอบแกน y

ดังนั้น $e_b = e_{bx} \cdot e_{by}$

A_s	12DB12	73.890	cm^2	
1	4DB28	24.630	cm^2	
2	2DB28	12.315	cm^2	L_3 32.33 cm.
3	2DB28	12.315	cm^2	L_2 17.67 cm.
4	4DB28	24.630	cm^2	L_1 3.00 cm.

$$\begin{aligned}
f'_c &= 280.000 && \text{ksc.} \\
E_s &= 2,040,000 && \text{ksc.} \\
f_y &= 2,000.000 && \text{ksc.} && 0.5f_y \\
b &= 50.000 && \text{cm.} \\
h &= 50.000 && \text{cm.} \\
d' &= 3.000 && \text{cm.} \\
d &= 47.000 && \text{cm.} \\
X_b &= \frac{6120d}{6120 + f_y} \\
&= 35.424 && \text{cm.} \\
a_b &= \beta_1 X_b \\
\beta_1 &= 0.850 \\
a_b &= 30.11 && \text{cm.} \\
\epsilon'_{s1} &= \epsilon_{cu} \frac{(X_b - d')}{X_b} \\
\epsilon_{cu} &= 0.003 \\
\epsilon'_{s1} &= 0.002746 \\
A'_{s1} &= \text{Not Yield} \\
C'_{s1} &= A'_s(f_y - 0.85f'_c) \\
&= A'_s E_s e_{s3} \\
&= 68,985.204 && \text{kg.} \\
\epsilon'_{s2} &= \epsilon_{cu} \frac{(X_b - L_2)}{X_b} \\
\epsilon_{cu} &= 0.003 \\
\epsilon'_{s2} &= 0.002252 && \text{Not Yield} \\
C'_{s2} &= A'_s(f_y - 0.85f'_c) \\
&= A'_s E_s e_{s3} \\
&= 56,574.086 && \text{kg.}
\end{aligned}$$

C'_{s3} Compressive Rebar

$$\epsilon_{s3} = \epsilon_y \frac{(L_3 - X_b)}{(b - X_b)} \quad \text{case Tension Rebar}$$

$$\epsilon'_{s3} = \epsilon_{cu} \frac{(X_b - L_3)}{X_b} \quad \text{case Compressive Rebar}$$

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\epsilon_{s3} = 0.000262 \quad \text{Not Yield}$$

$$C'_{s3} = A'_s(f_y - 0.85f'_c) \quad \text{กรณีเหล็กเสริมคกราก}$$

$$= A'_s E_s \epsilon_{s3} \quad \text{กรณีเหล็กเสริมไม่คกราก}$$

$$C'_{s3} = 6,575.010 \quad \text{kg.}$$

$$T = A_s f_y$$

$$= 49,260.17 \quad \text{kg.}$$

$$C_c = 0.85f'_c b a_b$$

$$= 358,310.172 \quad \text{kg.}$$

$$P_b = C_c + C_{s1} + C_{s2} + C_{s3} - T$$

$$= 441,184.30 \quad \text{kg.}$$

Take moment about C.G. Column

$$M_b = P_b e_b$$

$$= C_c d1 + C_{s1} d2 + C_{s2} d3 - C_{s3} d4 + T d5$$

$$d1 = 9.94 \quad \text{cm.}$$

$$d2 = 22.00 \quad \text{cm.}$$

$$d3 = 7.33 \quad \text{cm.}$$

$$d4 = 7.33 \quad \text{cm.}$$

$$d5 = 47.00 \quad \text{cm.}$$

$$C_c = 358,310.17 \quad \text{kg.}$$

$$C'_{s1} = 68,985.20 \quad \text{kg.}$$

$$T = 49,260.173 \quad \text{kg.}$$

$$C_c d1 = 35.63 \quad \text{t.m.}$$

$$\begin{aligned}
C_{s1}d2 &= 15.18 && \text{t.m.} \\
C_{s2}d3 &= 4.15 && \text{t.m.} \\
C_{s3}d4 &= 0.48 && \text{t.m.} \\
Td5 &= 3.61 && \text{t.m.} \\
M_b &= 58.09 && \text{t.m.} \\
P_b &= 441.18 && \text{t.} \\
e_b &= 13.17 && \text{cm.} \\
e_{bx} &= 13.17 && \text{cm.} \\
e_{by} &= 13.17 && \text{cm.} \\
e_{total} &= \sqrt{e_{bx} + e_{by}} \\
&= 18.62 && \text{cm.}
\end{aligned}$$

ตารางที่ 22

ค่าเยื้องศูนย์กลางของน้ำหนักบรรทุกของเสา C5 ในทุกกรณี

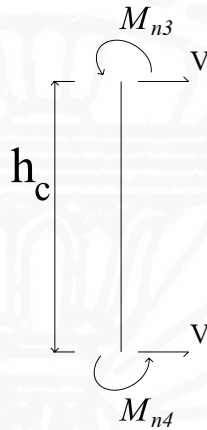
เสา	Load combination	Load case	P t.	M _x t.m.	M _y t.m.	e _x cm.	e _y cm.
C5	1.7D+2.0L	1	265.75	5.21	5.21	1.96	1.96
	0.75(1.7D+2.0L+2.0E)	2	199.74	3.91	18.07	1.96	9.04
	0.75(1.7D+2.0L-2.0E)	3	198.87	3.91	10.25	1.96	5.16
	0.9D+1.3E	4	111.29	0.22	12.49	0.19	11.22
	0.9D-1.3E	5	110.53	0.22	13.28	0.20	12.02

จากค่าเยื้องศูนย์กลางที่หน่วยแรงในเหล็กเสริมที่เท่ากับ $0.5f_y = 2,000$ กก./ตร.ซม. ซึ่งมีค่าเท่ากับ 18.62 ซม. นั้นสูงกว่าเมื่อเทียบกับค่าเยื้องศูนย์กลางในการรวมน้ำหนักบรรทุกทุกกรณีดังนั้น จึงใช้ระยะทาบชั้นคุณสมบัติ A ดังนั้นระยะทาบในเสาบริเวณกึ่งกลางเสาเท่ากับ 88.32 ซม. (90 ซม.)

การออกแบบแรงเฉือนของเสาต้านทานแผ่นดินไหว (มยผ 1301-50 ข้อ 4.2.1)
 แรงเฉือนจากกำลังโมเมนต์สูงสุดของเสา (Interaction diagram)

รูปที่ 36

แบบจำลองการคำนวณแรงเฉือนในเสา

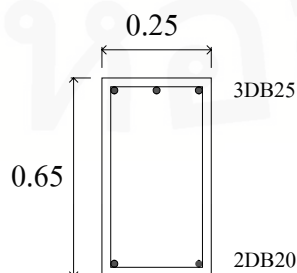


M_n	=	517	KN.m.	Interaction diagram
	=	52.72	t.m.	
h	=	3.50	m.	
Depth beam	=	0.65	m.	
Clear span (h_c)	=	2.85	m.	
V_u	=	$2M_n/h_c$		
	=	37.00	t.	

แรงเฉือนที่เกิดจากกำลังโมเมนต์ของคานที่อยู่ชิดที่ปลายเสาทั้งด้านบนและด้านล่าง

รูปที่ 37

หน้าตัดคานที่อยู่ชิดปลายเสาทั้งด้านบนและด้านล่าง



$+M_n$	ของคานที่อยู่ชิดกับปลายเสาด้านบน	=	14.05	t.m.
$-M_n$	ของคานที่อยู่ชิดกับปลายเสาด้านล่าง	=	31.25	t.m.
l	Span length	=	7.50	m.
Depth beam		=	0.65	m.
l_1	Clear span	=	6.85	m.
V_u		=	$\frac{M_n^+ + M_n^-}{l_1}$	
		=	6.61	t.

เมื่อกำลังรับแรงเฉือนของเสาสูงกว่าคานจึงทำให้คานวิบัติก่อนเสา
แรงเฉือนจากการวิเคราะห์โครงสร้างเท่ากับ 6.07 ตัน (จากรูปที่ 20)

ความสามารถรับแรงเฉือนของคอนกรีต (V_c) จากวสท 4403(ก) ตามสมการที่ วสท
(44-4) สำหรับองค์อาคารที่มีแรงอัดตามแนวแกนร่วมด้วย

$$V_c = 0.53(1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g}) \sqrt{f'_c} b_w d \quad \frac{N_u}{A_g} \text{ หน่วย กก./ตร.ซม.}$$

$$N_u = 110.53 \text{ t.} \quad \text{ใช้กรณีที่ 5 (ของเสาชั้นที่ 4 ถึง ชั้นที่ 5)}$$

$$= 110,000.53 \text{ kg.}$$

ใช้แรงตามแนวแกนที่น้อยที่สุดที่เกิดจากการรวมน้ำหนักบรรทุก (Load combination)

b	=	50.00	cm.	h	=	50.00	cm.
A_g	=	2,500.00	cm ²	Size Rebar	=	RB9	3 leg
f'_c	=	280.00	kg/cm ²	A_v	=	1.91	cm ²
b_w	=	50.00	cm.	s	=	20.00	cm.
d	=	43.00	cm.	f_y	=	2400	kg/cm ²
V_c	=	25,052.86	kg.	V_u	=	6.61	t.
	=	25.05	t.				
V_s	=	$\frac{A_v f_y d}{s}$		$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$	=	9.85	t.

$$\phi(V_s + V_c) = 0.85(9.85 + 25.05) = 29.67 \text{ t.} > V_u (6.61 \text{ t.})$$

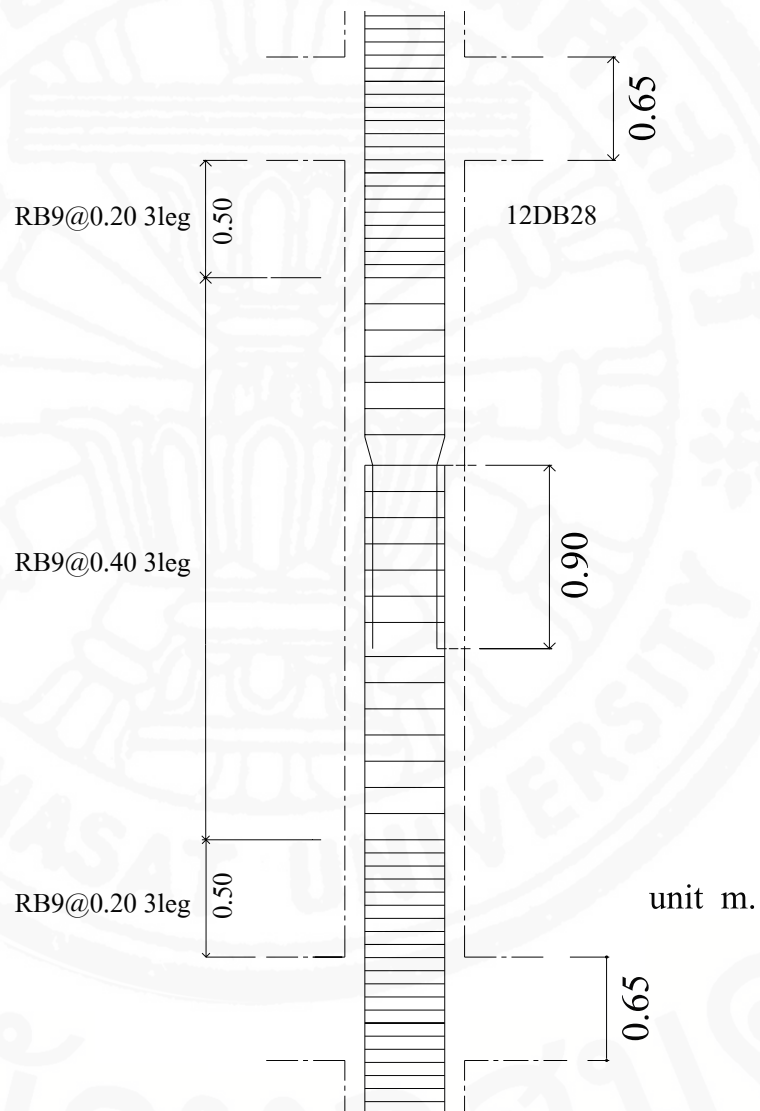
ไม่ต้องการเหล็กเสริมรับแรงเฉือนเพิ่ม

ดังนั้นเหล็กปลอกที่อยู่ในบริเวณ $l_0 = RB9@0.20$ 3leg

ดังนั้นเหล็กปลอกที่อยู่ในบริเวณ $l_0 = RB9@0.40$ 3leg

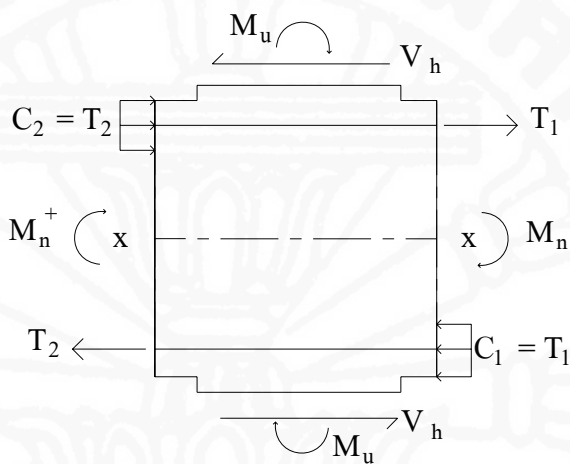
รูปที่ 38

รายละเอียดเหล็กเสริมของเสา



การตรวจสอบการรับกำลังของจุดต่อของเสา C5 ที่ชั้นที่ 1
จุดต่อภายใน

รูปที่ 39
แบบจำลองในการคำนวณจุดต่อภายใน

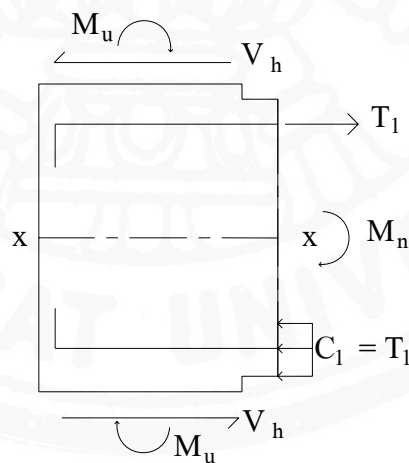


$-M_n$	ของคาน	=	54.26	ตัน.ม.
$+M_n$	ของคาน	=	21.48	ตัน.ม.
f'_c		=	280.00	กก./ตร.ซม.
f_s		=	f_y	
		=	4,000.00	กก./ตร.ซม.
M_{col}	โมเมนต์ในเสา	=	$\frac{M_n^- + M_n^+}{2}$	
		=	37.87	ตัน.ม.
V_h		=	$2M_{col}/L_1$	
h	ความสูงเสา	=	3.50	ม.
d	ความลึกคาน	=	0.65	ม.
L_1	Clear span	=	2.85	ม.
V_h		=	26.57	ตัน
T_1	แรงดึงในเหล็กเสริมบน	=	$A_s f_s$	
A_s	3DB28+3DB20	=	111.59	ตัน

C_2	แรงดึงในเหล็กเสริมล่าง	=	$A_s f_s$	
A_s	2DB25	=	39.27	ตัน
แรงเฉือนที่ระนาบ X-X		=	$T_1 + C_2 + V_h$	
		=	124.28	ตัน
ϕV_n (มยผ.1301-50 ข้อ 4.5.3(1))		=	$\phi 5.4 \sqrt{f'_c} A_j$	
b		=	50.00	ซม.
h		=	50.00	ซม.
A_j		=	2,500.00	ตร.ซม.
ϕ		=	0.85	
ϕV_n		=	192.01	ตัน > 124.28 ตัน ok
จุดต่อด้านนอก				

รูปที่ 39

แบบจำลองในการคำนวณจุดต่อภายใน



$-M_n$	ของคาน	=	35.97	ตัน.ม.
f'_c		=	280.00	กก./ตร.ซม.
f_s		=	f_y	
		=	4,000.00	กก./ตร.ซม.
M_{col}	โมเมนต์ในเสา	=	$M_{col}/2$	

$$V_h = 17.99 \text{ ตัน.ม.}$$

$$V_h = 2M_{col}/L1$$

$$h \text{ ความสูงเสา} = 3.50 \text{ ม.}$$

$$d \text{ ความลึกคาน} = 0.65 \text{ ม.}$$

$$L_1 \text{ Clear span} = 2.85 \text{ ม.}$$

$$V_h = 12.62 \text{ ตัน}$$

$$T_1 \text{ แรงดึงในเหล็กเสริมบน} = A_s f_s$$

$$A_s \text{ 2DB28+1DB25} = 68.90 \text{ ตัน}$$

$$\text{แรงเฉือนที่ระนาบ X-X} = T_1 - V_h$$

$$= 56.28 \text{ ตัน}$$

$$\phi V_n \text{ มยผ.1301-50 ข้อ 4.5.3(2)} = \phi 3.9 \sqrt{f'_c} A_j$$

$$b = 50.00 \text{ ซม.}$$

$$h = 50.00 \text{ ซม.}$$

$$A_j = 2,500.00 \text{ ตร.ซม.}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\phi V_n = 138.68 \text{ ตัน} > 56.28 \text{ ตัน ok}$$

ประวัติการศึกษา

ชื่อ	ชัยวิศว์ แม่นเจริญ
วันเดือนปีเกิด	วันที่ 19 สิงหาคม พ.ศ. 2517
วุฒิการศึกษา	อุตสาหกรรมศาสตรบัณฑิต สาขาวิศวกรรมก่อสร้าง มหาวิทยาลัยศรีปทุม
ตำแหน่ง	-
ทุนการศึกษา	-
ผลงานทางวิชาการ	-
ประสบการณ์ทำงาน	วิศวกรโยธา
	<ol style="list-style-type: none">1. โครงการก่อสร้างทางพิเศษสาย บางพลี-สุบสวัสดิ์ สัญญา 6 และ 72. โครงการก่อสร้างทางยกระดับเข้าสนามบินสุวรรณภูมิ3. โครงการก่อสร้างก่อสร้างสะพานข้ามแม่น้ำเจ้าพระยาบริเวณวัดนครอินทร์และถนนต่อเชื่อม สัญญา NS-24. โครงการก่อสร้างสะพานลอยทางเข้าสถานีขนส่งสินค้า 3 แห่ง(สถานีคลองหลวง)5. โครงการก่อสร้างทางลงทางคู่ขนานลอยฟ้าที่ถนนสีรินทร6. โครงการก่อสร้างทางยกระดับบนถนนรามคำแหง

ชำนาญการพิเศษ