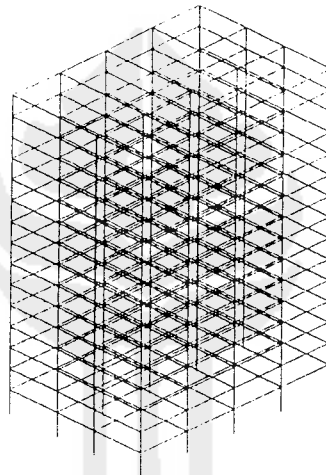


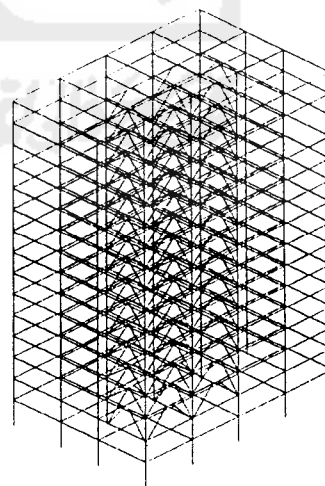
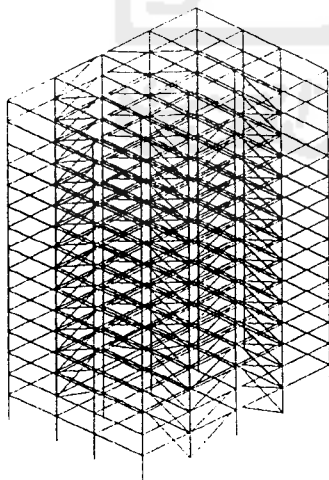
BAB V
ANALISIS DAN DESAIN

5.1 Model struktur portal baja

Model struktur portal baja dengan sistem pengaku maupun tanpa pengaku dalam menerima beban lateral dipilih model struktur portal baja seperti ditunjukkan pada gambar 5.1 sebagai berikut



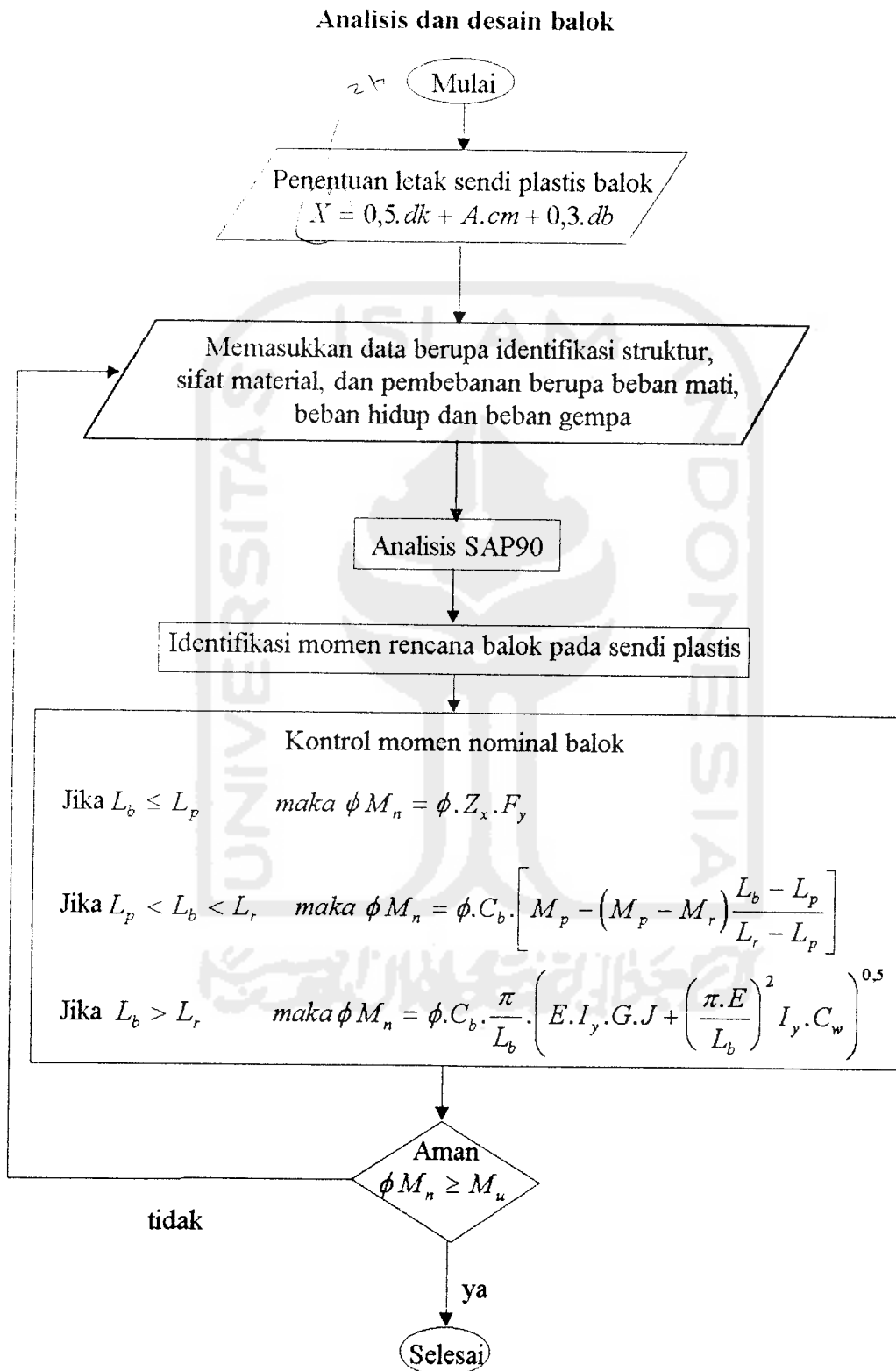
(a) Sistem kerangka terbuka (*open frame*)



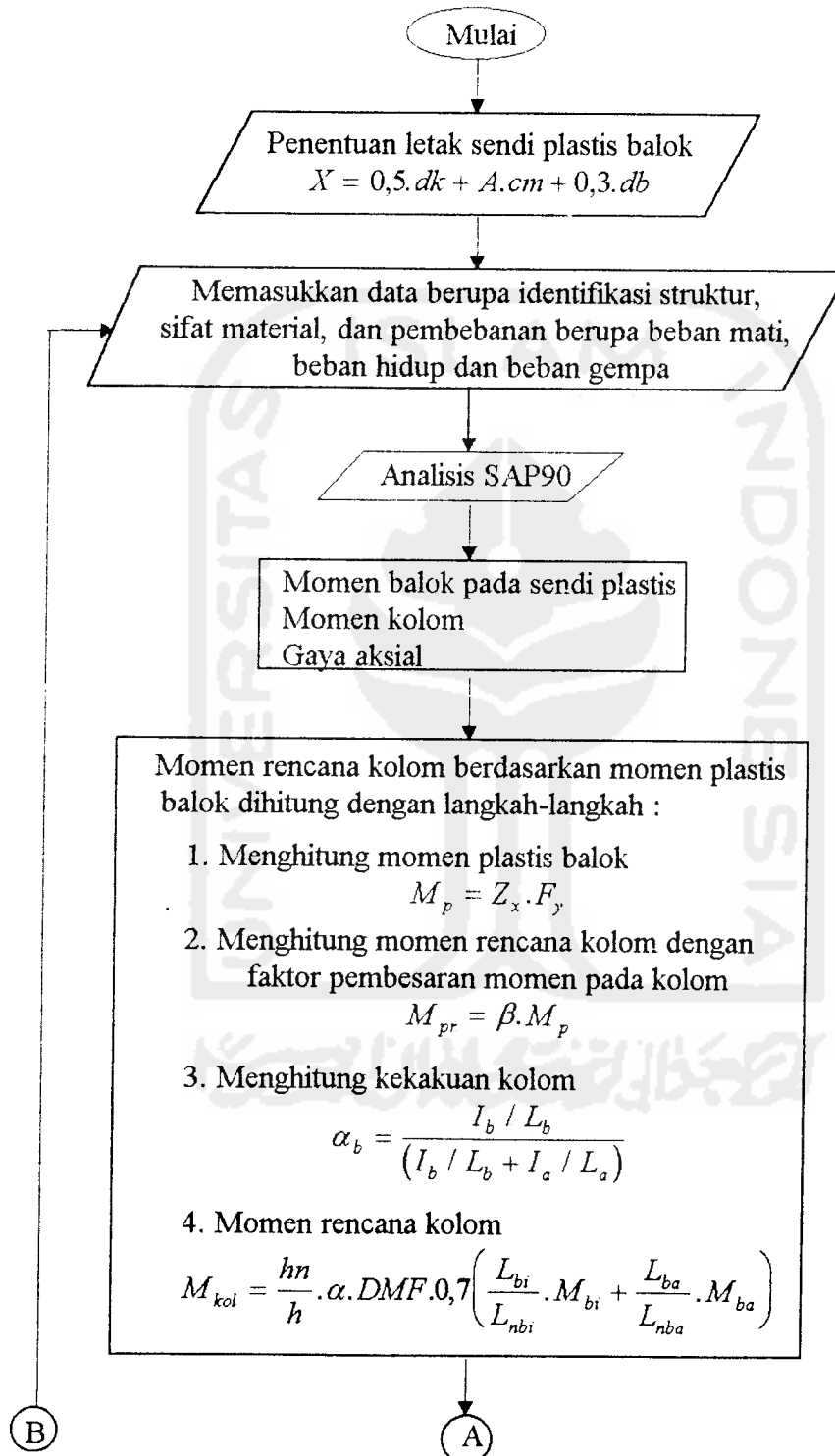
(b) Sistem pengaku eksentris *one-brace* (c) Sistem pengaku eksentris *two-brace*

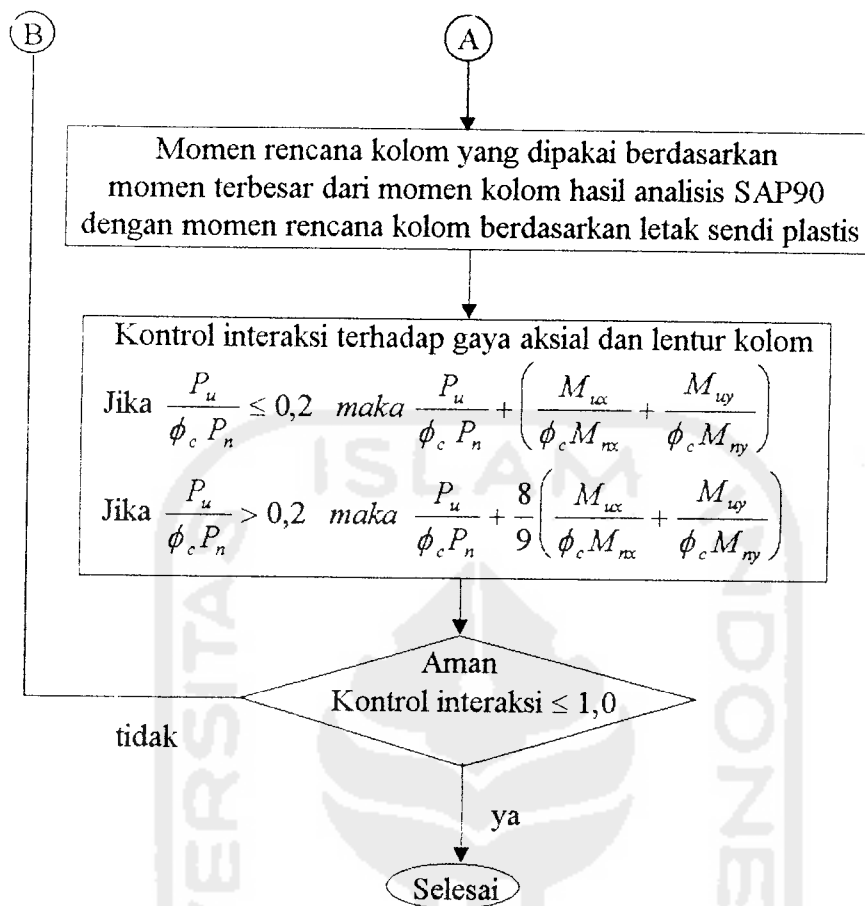
Gambar 5.1 Model struktur portal baja

5.2 Diagram Alir Analisis dan Desain



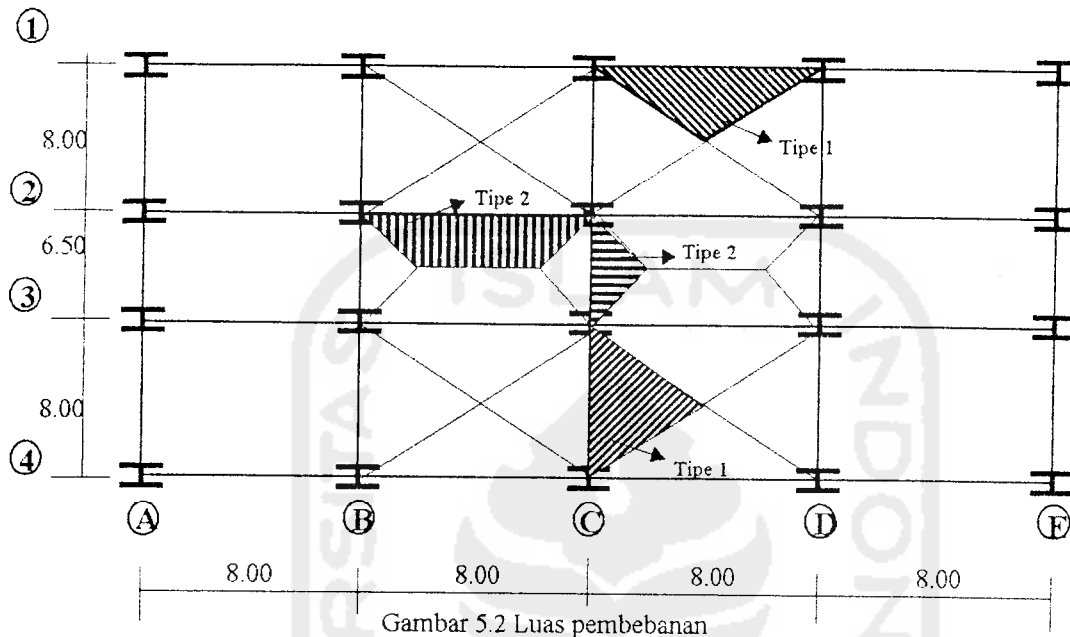
Analisis dan desain kolom





5.3 Perhitungan Pembebanan

Perhitungan pembebanan didasarkan pada luas pembebanan pada struktur portal seperti ditunjukkan pada gambar 5.2 sebagai berikut :



5.3.1 Pembebanan portal melintang

A. Pembebanan tipe I

1. Pembebanan atap

Beban yang bekerja pada atap adalah sebagai berikut :

a. Beban hidup

1. Beban hidup atap	= 100.4	= 400 kg/m
2. Beban air hujan	= 0,05.1000.4	= <u>200 kg/m</u> +
		600 kg/m

b. Beban mati

1. Berat pelat	= 0,15.2400.4	= 1440 kg/m
2. Berat plafon	= 18.4	= <u>72 kg/m</u> +
		1512 kg/m

2. Pembebanan lantai

Beban yang bekerja pada lantai adalah sebagai berikut :

a. Beban hidup	= 250.4	= 1000 kg/m
----------------	---------	-------------

b. Beban mati

1. Berat pelat	= 0,15.2400.4	= 1440 kg/m
2. Berat tegel	= 0,02.2400.4	= 192 kg/m
3. Berat pasir	= 0,03.1600.4	= 192 kg/m
4. Berat spesi	= 0,02.2100.4	= 168 kg/m
5. Berat plafon	= 18.4	= <u>72 kg/m</u> +
		2064 kg/m

c. Beban dinding	= 250.3,75	= 937,5 kg/m
------------------	------------	--------------

B. Pembebanan tipe II

1. Pembebanan atap

Beban yang bekerja pada atap adalah sebagai berikut :

a. Beban hidup

1. Beban hidup atap	= 100.3,25	= 325,0 kg/m
2. Beban air hujan	= 0,05.1000.3,25	= <u>162,5 kg/m</u> +
		487,5 kg/m

b. Beban mati

1. Berat pelat	= 0,15.2400.3,25	= 1170 kg/m
2. Berat plafon	= 18.3,25	= <u>58,5 kg/m</u> +
		1228,5 kg/m

2. Pembebanan lantai

Beban yang bekerja pada lantai adalah sebagai berikut :

a. Beban hidup	= 250.3,25	= 812,5 kg/m
----------------	------------	--------------

b. Beban mati

1. Berat pelat	= 0,15.2400.3,25	= 1170 kg/m
2. Berat tegel	= 0,02.2400.3,25	= 156 kg/m
3. Berat pasir	= 0,03.1600.3,25	= 156 kg/m
4. Berat spesi	= 0,02.2100.3,25	= 136,5 kg/m
5. Berat plafon	= 18.3,25	= <u>58,5 kg/m</u> +
		1677 kg/m

c. Beban dinding	= 250.3,75	= 937,5 kg/m
------------------	------------	--------------

5.3.2 Pembebanan portal membujur

A. Pembebanan tipe I

1. Pembebanan atap

Beban yang bekerja pada atap adalah sebagai berikut :

a. Beban hidup

1. Beban hidup atap	= 100.4	= 400 kg/m
2. Beban air hujan	= 0,05.1000.4	= 200 kg/m +
		<u>600 kg/m</u>

b. Beban mati

1. Berat pelat	= 0,15.2400.4	= 1440 kg/m
2. Berat plafon	= 18.4	= 72 kg/m +
		<u>1512 kg/m</u>

2. Pembebanan lantai

Beban yang bekerja pada lantai adalah sebagai berikut :

a. Beban hidup	= 250.4	= 1000 kg/m
----------------	---------	-------------

b. Beban mati

1. Berat pelat	= 0,15.2400.4	= 1440 kg/m
2. Berat tegel	= 0,02.2400.4	= 192 kg/m
3. Berat pasir	= 0,03.1600.4	= 192 kg/m
4. Berat spesi	= 0,02.2100.4	= 168 kg/m
5. Berat plafon	= 18.4	= 72 kg/m +
		<u>2064 kg/m</u>

c. Beban dinding	= 250.3,75	= 937,5 kg/m
------------------	------------	--------------

B. Pembebanan tipe II

1. Pembebanan atap

Beban yang bekerja pada atap adalah sebagai berikut :

a. Beban hidup

1. Beban hidup atap	= 100.3,25	= 325,0 kg/m
2. Beban air hujan	= 0,05.1000.3,25	= 162,5 kg/m +
		<u>487,5 kg/m</u>

b. Beban mati

$$\begin{aligned}
 1. \text{ Berat pelat} &= 0,15.2400.3,25 = 1170 \text{ kg/m} \\
 2. \text{ Berat plafon} &= 18.3,25 = \underline{58,5 \text{ kg/m}} + \\
 &1228,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

2. Pembebanan lantai

Beban yang bekerja pada lantai adalah sebagai berikut :

$$a. \text{ Beban hidup} = 250.3,25 = 812,5 \text{ kg/m}$$

b. Beban mati

$$\begin{aligned}
 1. \text{ Berat pelat} &= 0,15.2400.3,25 = 1170 \text{ kg/m} \\
 2. \text{ Berat tegel} &= 0,02.2400.3,25 = 156 \text{ kg/m} \\
 3. \text{ Berat pasir} &= 0,03.1600.3,25 = 156 \text{ kg/m} \\
 4. \text{ Berat spesi} &= 0,02.2100.3,25 = 136,5 \text{ kg/m} \\
 5. \text{ Berat plafon} &= 18.3,25 = \underline{58,5 \text{ kg/m}} + \\
 &1677 \text{ kg/m} \\
 c. \text{ Beban dinding} &= 250.3,75 = 937,5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

5.4 Berat Bangunan Total

5.4.1 Berat struktur portal *open frame*

Perencanaan balok, kolom dan ukuran profil pada struktur portal *open frame* disajikan dalam tabel 5.1 sebagai berikut :

Tabel 5.1 Penempatan profil rencana

No	Elemen Struktur	Lantai	Profil Baja A36	Berat Profil (kg/m)
1	Balok bentang 8 m	1-5	W14x53	78.87
2	Balok bentang 6,5 m	1-5	W14x53	78.87
3	Balok bentang 8 m	6-10	W14x53	78.87
4	Balok bentang 6,5 m	6-10	W14x53	78.87
5	Balok bentang 8 m	11-A	W14x34	50.59
6	Balok bentang 6,5 m	11-A	W14x26	38.69
7	Kolom tepi lantai	1-5	W14x257	382.46
8	Kolom tengah lantai	1-5	W14x370	550.63
9	Kolom tepi lantai	6-10	W14x233	346.75
10	Kolom tengah lantai	6-10	W14x311	462.83
11	Kolom tepi lantai	11-A	W14x193	287.22
12	Kolom tengah lantai	11-A	W14x211	314.00

Selanjutnya berat bangunan total diperoleh dengan akumulasi perhitungan berat elemen setiap lantai sebagai berikut :

A. Berat atap

1. Beban Tetap

a. Berat pelat beton = $0,15.2400.22,5.32$ = 259200 kg

b. Berat balok melintang = $(50,59.8.2 + 38,69.6,5).5$ = 5304,6 kg

c. Berat balok membujur = $50,59.8.4.4$ = 6475,52 kg

d. Beban plafon = $18.22,5.32$ = 12960 kg

2. Beban Hidup

a. Beban hidup atap = $0,3.100.22,5.32$ = 21600 kg

b. Beban air hujan = $0,05.1000.22,5.32$ = 36000 kg +
 341540,12 kg

B. Berat lantai 14=13=12=11

1. Beban Tetap

a. Berat pelat beton = $0,15.2400.22,5.32$ = 259200 kg

b. Berat balok melintang = $(50,59.8.2 + 38,69.6,5).5$ = 5304,6 kg

c. Berat balok membujur = $50,59.8.4.4$ = 6472,52 kg

d. Beban plafon = $18.22,5.32$ = 12960 kg

e. Beban dinding = $(32.4 + 22,5.5).3,75.250$ = 225468,75 kg

2. Beban hidup = $0,3.250.22,5.32$ = 54000 kg +
 563405,87 kg

C. Berat lantai 10=9=8=7=6

1. Beban Tetap

a. Berat pelat beton = $0,15.2400.22,5.32$ = 259200 kg

b. Berat balok melintang = $(78,87.8.2 + 78,87.6,5).5$ = 8872,9 kg

c. Berat balok membujur = $78,87.8.4.4$ = 10095,36 kg

d. Beban plafon = $18.22,5.32$ = 12960 kg

e. Beban dinding = $(32.4 + 22,5.5).3,75.250$ = 225468,75 kg

$$2. \text{ Beban hidup} = 0,3.250.22,5.32 = \frac{54000}{\text{kg}} + 570597,01 \text{ kg}$$

D. Berat lantai 5=4=3=2=1

1. Beban Tetap

$$a. \text{ Berat pelat beton} = 0,15.2400.22,5.32 = 259200 \text{ kg}$$

$$b. \text{ Berat balok melintang} = (78,87.8.2 + 78,87.6,5).5 = 8872,9 \text{ kg}$$

$$c. \text{ Berat balok mambujur} = 78,87.8.4.4 = 10095,36 \text{ kg}$$

$$d. \text{ Beban plafon} = 18.22,5.32 = 12960 \text{ kg}$$

$$e. \text{ Beban dinding} = (32.4 + 22,5.5).3,75.250 = 225468,75 \text{ kg}$$

$$2. \text{ Beban hidup} = 0,3.250.22,5.32 = \frac{54000}{\text{kg}} + 570597,01 \text{ kg}$$

selanjutnya berat tiap lantai disajikan pada tabel 5.2 sebagai berikut :

Tabel 5.2 Berat tiap lantai struktur portal *open frame*

Tingkat	Berat Total Tingkat (Kg)
15	341540,12
14	563405,87
13	563405,87
12	563405,87
11	563405,87
10	570597,01
9	570597,01
8	570597,01
7	570597,01
6	570597,01
5	570597,01
4	570597,01
3	570597,01
2	570597,01
1	570597,01
Total	8301134

5.4.2 Berat struktur portal dengan sistem pengaku eksentris *one brace*

Perencanaan balok, kolom, pengaku dan ukuran profil disajikan dalam tabel

5.3 sebagai berikut :

Tabel 5.3 Penempatan profil yang direncanakan

No	Elemen Struktur	Lantai	Profil Baja A36	Berat Profil (kg/m)
1	Balok bentang 8 m	1-5	W14x48	71.43
2	Balok bentang 6,5 m	1-5	W14x48	71.43
3	Balok bentang 8 m	6-10	W14x48	71.43
4	Balok bentang 6,5 m	6-10	W14x48	71.43
5	Balok bentang 8 m	11-A	W14x30	44.64
6	Balok bentang 6,5 m	11-A	W14x26	38.69
7	Kolom tepi	1-5	W14x370	550.60
8	Kolom tengah	1-5	W14x426	633.94
9	Kolom tepi	6-10	W14x211	313.99
10	Kolom tengah	6-10	W14x283	421.14
11	Kolom tepi	11-A	W14x120	178.57
12	Kolom tengah	11-A	W14x159	236.61
13	<i>Bracing</i> bentang 7,94 m	1-5	W8x21	31.26
14	<i>Bracing</i> bentang 7,94 m	6-10	W8x18	26.79
15	<i>Bracing</i> bentang 7,94 m	11-A	W8x15	22.33

Selanjutnya berat bangunan total diperoleh dengan akumulasi perhitungan berat elemen setiap lantai sebagai berikut :

A. Berat atap

1. Beban Tetap

$$\text{a. Berat pelat beton} = 0,15 \cdot 2400 \cdot 22,5 \cdot 32 = 259200 \text{ kg}$$

$$\text{b. Berat balok melintang} = (44,64 \cdot 8,2 + 38,69 \cdot 6,5) \cdot 5 = 4828,6 \text{ kg}$$

$$\text{c. Berat balok membujur} = 44,64 \cdot 8 \cdot 4 \cdot 4 = 5713,92 \text{ kg}$$

$$\text{d. Beban plafon} = 18 \cdot 22,5 \cdot 32 = 12960 \text{ kg}$$

2. Beban Hidup

$$\text{a. Beban hidup atap} = 0,3 \cdot 100 \cdot 22,5 \cdot 32 = 21600 \text{ kg}$$

$$\text{b. Beban air hujan} = 0,05 \cdot 1000 \cdot 22,5 \cdot 32 = 36000 \text{ kg}$$

$$\underline{\underline{340302,52 \text{ kg}}}$$

B. Berat lantai 14=13=12=11

1. Beban Tetap

$$\text{a. Berat pelat beton} = 0,15.2400.22,5.32 = 259200 \text{ kg}$$

$$\text{b. Berat balok melintang} = (44,64.8.2 + 38,69.6,5).5 = 4828,6 \text{ kg}$$

$$\text{c. Berat balok membujur} = 44,64.8.4.4 = 5713,92 \text{ kg}$$

$$\text{d. Berat pengaku} = 22,33.8.7,94 = 945,18 \text{ kg}$$

$$\text{e. Beban plafon} = 18.22,5.32 = 12960 \text{ kg}$$

$$\text{f. Beban dinding} = (32.4 + 22,5.5).3,75.250 = 225468,75 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{2. Beban hidup} &= 0,3.250.22,5.32 = 54000 \text{ kg} + \\ &563116,45 \text{ kg} \end{aligned}$$

C. Berat lantai 10=9=8=7=6

1. Beban Tetap

$$\text{a. Berat pelat beton} = 0,15.2400.22,5.32 = 259200 \text{ kg}$$

$$\text{b. Berat balok melintang} = (71,43.8.2 + 71,43.6,5).5 = 8035,9 \text{ kg}$$

$$\text{c. Berat balok membujur} = 71,43.8.4.4 = 9143,04 \text{ kg}$$

$$\text{d. Berat pengaku} = 26,79.8.7,94 = 1417,77 \text{ kg}$$

$$\text{e. Beban plafon} = 18.22,5.32 = 12960 \text{ kg}$$

$$\text{f. Beban dinding} = (32.4 + 22,5.5).3,75.250 = 225468,75 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{2. Beban hidup} &= 0,3.250.22,5.32 = 54000 \text{ kg} + \\ &570225,46 \text{ kg} \end{aligned}$$

D. Berat lantai 5=4=3=2=1

1. Beban Tetap

$$\text{a. Berat pelat beton} = 0,15.2400.22,5.32 = 259200 \text{ kg}$$

$$\text{b. Berat balok melintang} = (71,43.8.2 + 71,43.6,5).5 = 8035,9 \text{ kg}$$

$$\text{c. Berat balok membujur} = 71,43.8.4.4 = 9143,04 \text{ kg}$$

$$\text{d. Berat pengaku} = 31,26.8.7,94 = 1701,70 \text{ kg}$$

$$\text{e. Beban plafon} = 18.22,5.32 = 12960 \text{ kg}$$

$$\text{f. Beban dinding} = (32.4 + 22,5.5).3,75.250 = 225468,75 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{2. Beban hidup} &= 0,3.250.22,5.32 = 54000 \text{ kg} + \\ &570509,39 \text{ kg} \end{aligned}$$

selanjutnya berat tiap lantai disajikan pada tabel 5.4 sebagai berikut :

Tabel 5.4 Berat tiap lantai portal berpengaku *one brace*

Tingkat	Berat Total Tingkat (Kg)
15	340302,52
14	563116,45
13	563116,45
12	563116,45
11	563116,45
10	570225,46
9	570225,46
8	570225,46
7	570225,46
6	570225,46
5	570509,39
4	570509,39
3	570509,39
2	570509,39
1	570509,39
Total	8296442,57

5.4.3 Berat struktur portal dengan sistem pengaku eksentris *two brace*

Perencanaan balok, kolom, pengaku dan ukuran profil disajikan dalam tabel

5.5 sebagai berikut :

Tabel 5.5 Penempatan profil rencana portal berpengaku *two brace*

No	Elemen Struktur	Lantai	Profil Baja A36	Berat Profil (kg/m)
1	Balok bentang 8 m	1-5	W14x48	71.43
2	Balok bentang 6,5 m	1-5	W14x48	71.43
3	Balok bentang 8 m	6-10	W14x48	71.43
4	Balok bentang 6,5 m	6-10	W14x48	71.43
5	Balok bentang 8 m	11-A	W14x30	44.65
6	Balok bentang 6,5 m	11-A	W14x26	38.69
7	Kolom tepi	1-5	W14x233	346.75
8	Kolom tengah	1-5	W14x550	818.51
9	Kolom tepi	6-10	W14x145	215.79
10	Kolom tengah	6-10	W14x311	462.83
11	Kolom tepi	11-A	W14x120	178.58
12	Kolom tengah	11-A	W14x159	236.62
13	<i>Bracing</i> bentang 4,75 m	1-5	W8x21	31.25
14	<i>Bracing</i> bentang 4,75 m	6-10	W8x18	26.78
15	<i>Bracing</i> bentang 4,75 m	11-A	W8x15	22.32
16	<i>Bracing</i> bentang 5,13 m	1-5	W8x21	31.25
17	<i>Bracing</i> bentang 5,13 m	6-10	W8x18	26.79
18	<i>Bracing</i> bentang 5,13 m	11-A	W8x15	22.32

Selanjutnya berat bangunan total diperoleh dengan akumulasi perhitungan berat elemen setiap lantai sebagai berikut :

A. Berat atap

1. Beban Tetap

a. Berat pelat beton	$= 0,15.2400.22,5.32$	$= 259200$	kg
b. Berat balok melintang	$= (44,65.8.2 + 38,69.6,5).5$	$= 4829,4$	kg
c. Berat balok membujur	$= 44,65.8.4.4$	$= 5715,20$	kg
d. Beban plafon	$= 18.22,5.32$	$= 12960$	kg

2. Beban Hidup

a. Beban hidup atap	$= 0,3.100.22,5.32$	$= 21600$	kg
b. Beban air hujan	$= 0,05.1000.22,5.32$	$= 36000$	kg +
		<u>320804,60</u>	kg

B. Berat lantai 14=13=12=11

1. Beban Tetap

a. Berat pelat beton	$= 0,15.2400.22,5.32$	$= 259200$	kg
b. Berat balok melintang	$= (44,65.8.2 + 38,69.6,5).5$	$= 4829,4$	kg
c. Berat balok membujur	$= 44,65.8.4.4$	$= 5715,20$	kg
d. Berat pengaku	$= 22,32.(6.4,75 + 8.5,13)$	$= 1552,13$	kg
e. Beban plafon	$= 18.22,5.32$	$= 12960$	kg
f. Beban dinding	$= (32.4 + 22,5.5).3,75.250$	$= 225468,75$	kg

2. Beban hidup	$= 0,3.250.22,5.32$	$= 54000$	kg +
		<u>563725,48</u>	kg

C. Berat lantai 10=9=8=7=6

1. Beban Tetap

a. Berat pelat beton	$= 0,15.2400.22,5.32$	$= 259200$	kg
b. Berat balok melintang	$= (71,43.8.2 + 71,43.6,5).5$	$= 8035,8$	kg
c. Berat balok membujur	$= 71,43.8.4.4$	$= 9143,04$	kg
d. Berat pengaku	$= 26,79.(6.4,75 + 8.5,13)$	$= 1862,97$	kg

$$\begin{aligned}
 \text{e. Beban plafon} &= 18.22,5.32 &= 12960 \text{ kg} \\
 \text{f. Beban dinding} &= (32.4 + 22,5.5).3,75.250 &= 225468,75 \text{ kg} \\
 \text{2. Beban hidup} &= 0,3.250.22,5.32 &= \underline{54000 \text{ kg}} + \\
 & & 570670,56 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

D. Berat lantai 5=4=3=2=1

1. Beban Tetap

$$\begin{aligned}
 \text{a. Berat pelat beton} &= 0,15.2400.22,5.32 &= 259200 \text{ kg} \\
 \text{b. Berat balok melintang} &= (71,43.8.2 + 71,43.6,5).5 &= 8035,8 \text{ kg} \\
 \text{c. Berat balok membujur} &= 71,43.8.4.4 &= 9143,04 \text{ kg} \\
 \text{d. Berat pengaku} &= 31,25.(6.4,75 + 8.5,13) &= 2173,12 \text{ kg} \\
 \text{e. Beban plafon} &= 18.22,5.32 &= 12960 \text{ kg} \\
 \text{f. Beban dinding} &= (32.4 + 22,5.5).3,75.250 &= 225468,75 \text{ kg} \\
 \text{2. Beban hidup} &= 0,3.250.22,5.32 &= \underline{54000 \text{ kg}} + \\
 & & 570980,71 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

selanjutnya berat tiap lantai disajikan pada tabel 5.6 sebagai berikut :

Tabel 5.6 Berat tiap lantai struktur portal *two brace*

Tingkat	Berat Total Tingkat (Kg)
15	320804,60
14	563725,48
13	563725,48
12	563725,48
11	563725,48
10	570670,56
9	570670,56
8	570670,56
7	570670,56
6	570670,56
5	570980,71
4	570980,71
3	570980,71
2	570980,71
1	570980,71
Total	8283962,87

5.5 Perhitungan Gaya Gempa

Pada perencanaan ini perhitungan gaya gempa didasarkan pada PPTGUG 1987 dengan tahapan sebagai berikut :

5.5.1 Waktu getar bangunan (T)

Tinggi total gedung $H = 57$ m dan lebar gedung $22,5$ m dan rasio antara tinggi dan lebar gedung $H/B = 2,5 < 3$, maka gaya geser dasar horisontal didistribusikan sepanjang tinggi gedung. Perhitungan waktu getar alami gedung sebagai berikut :

$$T = 0,085.H^{3/4} = 0,085.57^{3/4} = 1,763 \text{ detik.}$$

5.5.2 Koefisien gempa dasar (C)

Nilai koefisien gempa dasar C diperoleh dari peraturan bangunan tahan gempa PPTGUG 1987. Untuk nilai $T = 1,763$, wilayah gempa 3, dan jenis tanah keras maka dengan metode interpolasi diperoleh nilai koefisien gempa dasar $C = 0,0289$.

5.5.3 Gaya horisontal akibat gempa

Gaya horisontal dasar akibat gempa dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$V = C.I.K.W$$

Dari tabel 3.1 dan 3.2 pada buku (PPTGUG, 1987) untuk nilai K dan I didapatkan seperti dibawah ini :

$I = 1,0$: fungsi gedung sebagai perkantoran

$K = 1,0$: untuk portal baja tanpa pengaku

$K = 2,5$: untuk portal baja dengan pengaku

Gaya geser dasar horisontal struktur portal *open frame* akibat beban gempa :

$$V = C.I.K.W = 0,0289.1.1.8301134 = 239902.776 \text{ kg}$$

Gaya geser dasar horisontal struktur portal dengan pengaku eksentris *one brace* akibat beban gempa :

$$V = C.I.K.W = 0,0289.1.2,58296442,57 = 599417,98 \text{ Kg}$$

Gaya geser dasar horisontal struktur portal dengan pengaku eksentris *two brace* akibat beban gempa :

$$V = C.I.K.W = 0,0289.1.2,58283962,87 = 598516,32 \text{ Kg}$$

Selanjutnya dihitung distribusi gaya geser horisontal pada tabel 5.7, 5.8 dan 5.9 dengan menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} V$$

Tabel 5.7 Distribusi gaya geser horisontal akibat gaya gempa struktur portal *open frame*

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi	Fi (kg)	Fix (kg)	Fiy (kg)
15	57	341540.12	19467787	18774.5	6258.165	4693.624
14	53.25	563405.97	30001368	28932.95	9644.317	7233.238
13	49.5	563405.97	27888596	26895.42	8965.14	6723.855
12	45.75	563405.97	25775823	24857.89	8285.963	6214.472
11	42	563405.97	23663051	22820.36	7606.786	5705.089
10	38.25	570597.01	21825336	21048.09	7016.029	5262.022
9	34.5	570597.01	19685597	18984.55	6328.183	4746.137
8	30.75	570597.01	17545858	16921.01	5640.337	4230.253
7	27	570597.01	15406119	14857.47	4952.491	3714.368
6	23.25	570597.01	13266380	12793.93	4264.645	3198.484
5	19.5	570597.01	11126642	10730.4	3576.799	2682.599
4	15.75	570597.01	8986902.9	8666.859	2888.953	2166.715
3	12	570597.01	6847164.1	6603.321	2201.107	1650.83
2	8.25	570597.01	4707425.3	4539.783	1513.261	1134.946
1	4.5	570597.01	2567686.5	2476.245	825.4152	619.0614
		8301134.1	248761735			

Tabel 5.8 Distribusi gaya geser harisontal akibat gaya gempa struktur portal dengan pengaku *one brace*

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi	Fi (kg)	Fix (kg)	Fiy (kg)
15	57	341540.12	19467787	46856.21	15618.74	11714.05
14	53.25	571542.19	30434622	73251.83	24417.28	18312.96
13	49.5	571542.19	28291338	68093.25	22697.75	17023.31
12	45.75	571542.19	26148055	62934.67	20978.22	15733.67
11	42	571542.19	24004772	57776.09	19258.7	14444.02
10	38.25	572014.78	21879565	52661.02	17553.67	13165.25
9	34.5	572014.78	19734510	47498.17	15832.72	11874.54
8	30.75	572014.78	17589454	42335.33	14111.78	10583.83
7	27	572014.78	15444399	37172.48	12390.83	9293.121
6	23.25	572014.78	13299344	32009.64	10669.88	8002.41
5	19.5	572298.71	11159825	26860.12	8953.373	6715.03
4	15.75	572298.71	9013704.7	21694.71	7231.571	5423.678
3	12	572298.71	6867584.5	16529.3	5509.768	4132.326
2	8.25	572298.71	4721464.4	11363.9	3787.966	2840.974
1	4.5	572298.71	2575344.2	6198.489	2066.163	1549.622
		8349276.3	250631769			

Tabel 5.9 Distribusi gaya geser harisontal akibat gaya gempa struktur portal dengan pengaku *two brace*

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi	Fi (kg)	Fix (kg)	Fiy (kg)
15	57	344880.34	19658179	47384.86	15794.95	11846.21
14	53.25	568301.12	30262035	72944.81	24314.94	18236.2
13	49.5	568301.12	28130905	67807.85	22602.62	16951.96
12	45.75	568301.12	25999776	62670.89	20890.3	15667.72
11	42	568301.12	23868647	57533.93	19177.98	14383.48
10	38.25	574453.93	21972863	52964.26	17654.75	13241.07
9	34.5	574453.93	19818661	47771.69	15923.9	11942.92
8	30.75	574453.93	17664458	42579.11	14193.04	10644.78
7	27	574453.93	15510256	37386.54	12462.18	9346.634
6	23.25	574453.93	13356054	32193.96	10731.32	8048.491
5	19.5	575005.59	11212609	27027.32	9009.106	6756.829
4	15.75	575005.59	9056338	21829.76	7276.586	5457.439
3	12	575005.59	6900067.1	16632.2	5544.065	4158.049
2	8.25	575005.59	4743796.1	11434.63	3811.545	2858.659
1	4.5	575005.59	2587525.2	6237.073	2079.024	1559.268
		8365382.4	250742170			

5.5.4 Kontrol persamaan *Rayleigh* terhadap waktu getar

Untuk perhitungan periode getar *Rayleigh* struktur portal *open frame*, struktur portal dengan pengaku *one brace* dan struktur portal dengan pengaku *two brace* dihitung pada masing-masing arah lateral yang ditunjukkan pada tabel 5.10, 5.11 dan 5.12 berikut ini :

Tabel 5.10 Evaluasi periode getar (*T Rayleigh*) open frame arah x

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Fix (kg)	dix (m)	Wi dix ² (kg.m)	Fix dix (kg.m)
15	57	341540.12	6258.17	3.39E-04	0.03925	2.12152
14	53.25	563405.97	9644.32	3.33E-04	0.06248	3.21156
13	49.5	563405.97	8965.14	3.23E-04	0.05878	2.89574
12	45.75	563405.97	8285.96	3.08E-04	0.05345	2.55208
11	42	563405.97	7606.79	2.89E-04	0.04706	2.19836
10	38.25	570597.01	7016.03	2.69E-04	0.04129	1.88731
9	34.5	570597.01	6328.18	2.48E-04	0.03509	1.56939
8	30.75	570597.01	5640.34	2.25E-04	0.02889	1.26908
7	27	570597.01	4952.49	2.00E-04	0.02282	0.99050
6	23.25	570597.01	4264.64	1.72E-04	0.01688	0.73352
5	19.5	570597.01	3576.80	1.43E-04	0.01167	0.51148
4	15.75	570597.01	2888.95	1.13E-04	0.00729	0.32645
3	12	570597.01	2201.11	8.15E-05	0.00379	0.17939
2	8.25	570597.01	1513.26	5.03E-05	0.00144	0.07612
1	4.5	570597.01	825.42	2.11E-05	0.00025	0.01742
		8301134		3.11E-03	0.43042	20.53991

$$T_{Rayleigh} \text{ (arah x)} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Wi \cdot dix^2}{g \cdot \sum Fix \cdot dix}} < 0.085 \cdot H^{3/4}$$

$$= 0,2904 \text{ dt} < 1,763 \text{ dt}$$

Tabel 5.11 Evaluasi periode getar (*T Rayleigh*) open frame arah y

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Fiy (kg)	diy (m)	Wi diy ² (kg.m)	Fiy diy (kg.m)
15	57	341540.12	4693.62	2.90E-04	0.02872	1.36115
14	53.25	563405.97	7233.24	2.82E-04	0.04480	2.03977
13	49.5	563405.97	6723.86	2.71E-04	0.04138	1.82216
12	45.75	563405.97	6214.47	2.57E-04	0.03721	1.59712
11	42	563405.97	5705.09	2.39E-04	0.03218	1.36352
10	38.25	570597.01	5262.02	2.21E-04	0.02787	1.16291
9	34.5	570597.01	4746.14	2.02E-04	0.02328	0.95872
8	30.75	570597.01	4230.25	1.81E-04	0.01869	0.76568
7	27	570597.01	3714.37	1.59E-04	0.01443	0.59058
6	23.25	570597.01	3198.48	1.35E-04	0.01040	0.43180
5	19.5	570597.01	2682.60	1.09E-04	0.00678	0.29240
4	15.75	570597.01	2166.71	8.33E-05	0.00396	0.18049
3	12	570597.01	1650.83	5.73E-05	0.00187	0.09459
2	8.25	570597.01	1134.95	3.28E-05	0.00061	0.03723
1	4.5	570597.01	619.06	1.22E-05	0.00008	0.00755
		8301134		2.53E-03	0.29228	12.70567

$$T_{Rayleigh} \text{ (arah y)} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Wi \cdot diy^2}{g \cdot \sum Fiy \cdot diy}} < 0.085 \cdot H^{3/4}$$

$$= 0,3043 \text{ dt} < 1,763 \text{ dt}$$

Tabel 5.12 Evaluasi periode getar (*T Rayleigh*) one brace arah x

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Fix (kg)	dix (m)	Wi.dix ² (kg.m)	Fix.dix (kg.m)
15	57	341540.1	15618.7	2.21E-04	0.01668	3.45174
14	53.25	571542.2	24417.3	2.16E-04	0.02667	5.27413
13	49.5	571542.2	22697.7	2.10E-04	0.02521	4.76653
12	45.75	571542.2	20978.2	2.00E-04	0.02286	4.19564
11	42	571542.2	19258.7	1.88E-04	0.02020	3.62063
10	38.25	572014.8	17553.7	1.73E-04	0.01712	3.03679
9	34.5	572014.8	15832.7	1.58E-04	0.01428	2.50157
8	30.75	572014.8	14111.8	1.42E-04	0.01153	2.00387
7	27	572014.8	12390.8	1.24E-04	0.00880	1.53646
6	23.25	572014.8	10669.9	1.06E-04	0.00643	1.13101
5	19.5	572298.7	8953.37	8.70E-05	0.00433	0.77894
4	15.75	572298.7	7231.57	6.95E-05	0.00276	0.50259
3	12	572298.7	5509.77	5.20E-05	0.00155	0.28651
2	8.25	572298.7	3787.97	3.44E-05	0.00068	0.13031
1	4.5	572298.7	2066.16	1.62E-05	0.00015	0.03347
		8349276		2.00E-03	0.17924	33.25020

$$T_{Rayleigh} \text{ (arah x)} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Wi.dix^2}{g.\sum Fix.dix}} < 0.085.H^{3/4}$$

$$= 0,1473 \text{ dt} < 1,763 \text{ dt}$$

Tabel 5.13 Evaluasi periode getar (*T Rayleigh*) one brace arah y

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Fiy (kg)	diy (m)	Wi.diy ² (kg.m)	Fiy.diy (kg.m)
15	57	308880.34	11714.05	2.73E-04	0.02302	3.19794
14	53.25	566749.09	18312.96	2.69E-04	0.04101	4.92619
13	49.5	566749.09	17023.31	2.62E-04	0.03890	4.46011
12	45.75	566749.09	15733.67	2.54E-04	0.03656	3.99635
11	42	566749.09	14444.02	2.43E-04	0.03347	3.50990
10	38.25	572590.99	13165.25	2.29E-04	0.03003	3.01484
9	34.5	572590.99	11874.54	2.11E-04	0.02549	2.50553
8	30.75	572590.99	10583.83	1.89E-04	0.02045	2.00034
7	27	572590.99	9293.12	1.06E-04	0.00643	0.98507
6	23.25	572590.99	8002.41	1.39E-04	0.01106	1.11233
5	19.5	572832.47	6715.03	1.12E-04	0.00719	0.75208
4	15.75	572832.47	5423.68	8.41E-05	0.00405	0.45613
3	12	572832.47	4132.33	5.71E-05	0.00187	0.23596
2	8.25	572832.47	2840.97	3.20E-05	0.00059	0.09091
1	4.5	572832.47	1549.62	1.15E-05	0.00008	0.01782
		8302994		2.47E-03	0.28020	31.26150

$$T_{Rayleigh} \text{ (arah y)} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Wi.diy^2}{g.\sum Fiy.diy}} < 0.085.H^{3/4}$$

$$= 0,1901 \text{ dt} < 1,763 \text{ dt}$$

Tabel 5.14 Evaluasi periode getar (*T Rayleigh*) *two brace* arah x

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Fix (kg)	dix (m)	Wi dix ² (kg.m)	Fix.dix (kg.m)
15	57	344880.3	15794.95	2.08E-04	0.01492	3.28535
14	53.25	568301.1	24314.94	2.07E-04	0.02435	5.03319
13	49.5	568301.1	22602.62	2.05E-04	0.02388	4.63354
12	45.75	568301.1	20890.30	2.02E-04	0.02319	4.21984
11	42	568301.1	19177.98	1.98E-04	0.02228	3.79724
10	38.25	574453.9	17654.75	1.93E-04	0.02140	3.40737
9	34.5	574453.9	15923.90	1.83E-04	0.01924	2.91407
8	30.75	574453.9	14193.04	1.69E-04	0.01641	2.39862
7	27	574453.9	12462.18	1.51E-04	0.01310	1.88179
6	23.25	574453.9	10731.32	1.31E-04	0.00986	1.40580
5	19.5	575005.6	9009.11	1.09E-04	0.00683	0.98199
4	15.75	575005.6	7276.59	6.68E-04	0.25658	4.86076
3	12	575005.6	5544.07	6.34E-05	0.00231	0.35149
2	8.25	575005.6	3811.54	3.96E-05	0.00090	0.15094
1	4.5	575005.6	2079.02	1.68E-05	0.00016	0.03493
		8365382		2.74E-03	0.45541	39.35692

$$T_{Rayleigh} \text{ (arah x)} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Wi \cdot dix^2}{g \cdot \sum Fix \cdot dix}} < 0.085 \cdot H^{3/4}$$

$$= 0,6827 \text{ dt} < 1,763 \text{ dt}$$

Tabel 5.15 Evaluasi periode getar (*T Rayleigh*) *two brace* arah y

Tingkat	hi (m)	Wi (kg)	Fiy (kg)	dij (m)	Wi dij ² (kg.m)	Fiy.dij (kg.m)
15	57	344880.3	11846.21	2.68E-04	0.02477	3.17479
14	53.25	568301.1	18236.20	2.65E-04	0.03991	4.83259
13	49.5	568301.1	16951.96	2.59E-04	0.03812	4.39056
12	45.75	568301.1	15667.72	2.51E-04	0.03580	3.93260
11	42	568301.1	14383.48	2.42E-04	0.03328	3.48080
10	38.25	574453.9	13241.07	2.28E-04	0.02986	3.01896
9	34.5	574453.9	11942.92	2.11E-04	0.02558	2.51996
8	30.75	574453.9	10644.78	1.89E-04	0.02052	2.01186
7	27	574453.9	9346.63	1.65E-04	0.01564	1.54219
6	23.25	574453.9	8048.49	1.39E-04	0.01110	1.11874
5	19.5	575005.6	6756.83	1.12E-04	0.00721	0.75676
4	15.75	575005.6	5457.44	8.39E-05	0.00405	0.45788
3	12	575005.6	4158.05	5.69E-05	0.00186	0.23659
2	8.25	575005.6	2858.66	3.19E-05	0.00059	0.09119
1	4.5	575005.6	1559.27	1.15E-05	0.00008	0.01793
		8365382		2.51E-03	0.28837	31.58342

$$T_{Rayleigh} \text{ (arah y)} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Wi \cdot dij^2}{g \cdot \sum Fiy \cdot dij}} < 0.085 \cdot H^{3/4}$$

$$= 0,1918 \text{ dt} < 1,763 \text{ dt}$$

5.6 Perencanaan Elemen Daktail *Open Frame*

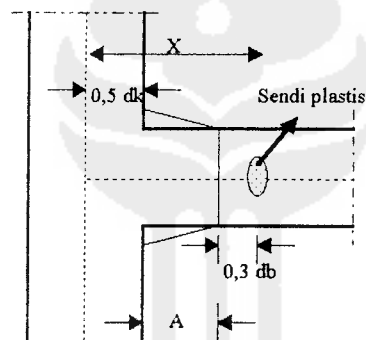
Perencanaan elemen daktail menggunakan konsep *strong column weak beam*. Adapun perencanaan untuk masing-masing elemen adalah sebagai berikut :

5.6.1 Perencanaan balok *open frame*

Pada perencanaan elemen balok diawali dengan penentuan letak sendi plastis. Momen yang dipergunakan untuk perencanaan balok adalah momen yang terletak pada sendi plastis. Langkah-langkah perencanaan balok sebagai berikut ini :

1. Penentuan letak sendi plastis

Perhitungan letak sendi plastis pada balok dengan bentang 8 m ditunjukkan pada gambar 5.3 sebagai berikut :



Gambar 5.3 Letak sendi plastis *open frame*

dengan $dk = \text{tinggi profil kolom (W 14x257)} = 41,61 \text{ cm}$

$db = \text{tinggi profil balok (W 14x53)} = 35,36 \text{ cm}$

$A_{cm} = \text{panjang pengaku sambungan} = 30 \text{ cm}$

$X = \text{letak sendi plastis dari garis tengah kolom}$

$$= 0,5 dk + A_{cm} + 0,3 db$$

$$= 0,5 \cdot 41,61 + 30 + 0,3 \cdot 35,36 = 61,413 \text{ cm}$$

Dan hasil perhitungan diperlihatkan pada tabel 5.16 dan 5.17 berikut ini :

Tabel 5.16 Letak sendi plastis balok *open frame* bentangan 8 m

Letak titik plastis pada balok tingkat	Profil balok	Profil kolom	dk (cm)	db (cm)	A (cm)	Letak sendi plastis $X = 0,5dk + Acm + 0,3db$
1 - 5 tepi kiri	W14x53	W14x257	41.61	35.36	30	61.413
1 - 5 tepi kanan			41.61	35.36	30	61.413
6 - 10 tepi kiri	W14x53	W14x233	40.74	35.36	30	60.978
6 - 10 tepi kanan			40.74	35.36	30	60.978
11 - atap tepi kiri	W14x34	W14x132	37.24	35.51	30	59.273
11 - atap tepi kanan			37.24	35.51	30	59.273

Tabel 5.17 Letak sendi plastis balok *open frame* bentang 6,5 m

Letak titik plastis pada balok tingkat	Profil balok	Profil kolom	dk (cm)	db (cm)	A (cm)	Letak sendi plastis $X = 0,5dk + Acm + 0,3db$
1 - 5 tepi kiri	W14x53	W14x426	47.42	35.36	30	64.318
1 - 5 tepi kanan			47.42	35.36	30	64.318
6 - 10 tepi kiri	W14x53	W14x398	46.46	35.36	30	63.838
6 - 10 tepi kanan			46.46	35.36	30	63.838
11 - atap tepi kiri	W14x26	W14x193	39.32	35.33	30	60.259
11 - atap tepi kanan			39.32	35.33	30	60.259

2. Momen rencana pada sendi plastis

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terletak pada sendi plastis. Analisa momen pada sendi plastis dilakukan dengan program komputer SAP90 tiga dimensi dengan cara pembagian *section* pada bentang balok berdasarkan letak sendi plastis. Hasil perhitungan momen plastis yang terletak pada bagian kiri dan kanan balok selanjutnya diperlihatkan pada tabel 5.18 sebagai berikut ini :

Tabel 5.18 Momen plastis rencana elemen balok daktail *open frame*

Tingkat	Elemen Balok	Panjang Bentang (m)	Momen plastis kiri balok(Tm)	Momen plastis kanan balok(Tm)
1	308	6.5	13.65	-19.99
	531	8.0	9.80	-24.70
2	323	6.5	19.65	-25.94
	547	8.0	13.80	-28.66
3	338	6.5	22.25	-28.55
	563	8.0	14.72	-29.60
4	353	6.5	23.10	-29.40
	579	8.0	14.55	-29.42
5	368	6.5	22.95	-29.26
	595	8.0	18.81	-28.68
6	383	6.5	22.12	-28.45
	611	8.0	12.68	-27.55
7	398	6.5	21.02	-27.34
	627	8.0	11.45	-26.31
8	413	6.5	19.72	-26.05
	639	8.0	12.25	-27.40
9	428	6.5	18.50	-24.82
	668	8.0	10.29	-15.20
10	443	6.5	17.49	-23.83
	675	8.0	7.69	-22.52
11	458	6.5	6.85	-13.13
	691	8.0	2.90	-17.75
12	473	6.5	5.81	-12.09
	707	8.0	1.34	-16.18
13	488	6.5	4.17	-10.46
	723	8.0	-1.01	-13.86
14	503	6.5	2.52	-8.76
	739	8.0	-3.32	-11.5
Atap	518	6.5	0.16	-8.37
	757	8.0	-2.24	-9.62

Analisis perencanaan dilakukan setiap lima tingkat dengan membedakan balok bentangan 8 m dengan balok bentangan 6,5 m. Momen rencana diambil berdasarkan momen terbesar diantara momen pada elemen balok setiap lima tingkat untuk balok bentangan 8 m dan balok bentangan 6,5 m dan dapat ditunjukkan pada tabel 5.19 berikut ini :

Tabel 5.19 Momen plastis rencana balok *open frame* pada sendi plastis

Elemen balok dan tingkat	Panjang bentang balok (m)	Momen ujung kiri balok (Tm)	Momen ujung kanan balok (Tm)
Balok lantai 1 - 5	6.5	23.10	-29.40
Balok lantai 6 - 10	6.5	22.12	-28.45
Balok lantai 11 - atap	6.5	6.85	-13.13
Balok lantai 1 - 5	8.0	14.72	-29.60
Balok lantai 6 - 10	8.0	13.81	-28.68
Balok lantai 11 - atap	8.0	2.90	-17.75

3. Perhitungan dimensi balok.

Untuk perhitungan dimensi balok bentangan 6,5 m lantai 1-5 dengan momen rencana sebesar -29,40 Ton meter, dicoba profil W 14x53 dengan data profil sebagai berikut :

$$\begin{array}{llll}
 A_s = 15,6 \text{ in}^2 & I_x = 541 \text{ in}^4 & I_y = 57,7 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 13,92 \text{ in} & S_x = 77,8 \text{ in}^3 & S_y = 14,3 \text{ in} & L = 255,91 \text{ in} \\
 t_w = 0,370 \text{ in} & r_x = 5,89 \text{ in} & r_y = 1,92 \text{ in} & \\
 b_f = 8,060 \text{ in} & Z_x = 87,1 \text{ in}^3 & Z_y = 22 \text{ in}^3 & \\
 t_f = 0,660 \text{ in} & F_r = 10 \text{ Ksi} & F_y = 36 \text{ Ksi} &
 \end{array}$$

Karena balok mempunyai dukungan lateral menerus akibat pelat beton dan konektor geser sehingga asumsi panjang efektif $L_b = 0 \text{ in}$.

Kemudian kapasitas tampang profil terhadap lentur dihitung sebagai berikut :

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 5,89}{\sqrt{36}} = 294,5 \text{ in} > l_b$$

Karena $L_b < L_p = 294,5 \text{ in}$, maka momen nominal balok dihitung sebagai berikut

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 87,1 \cdot 36 = 3135,6 \text{ Kip-in}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot M_n = 0,9 \cdot 3135,6 = 2822,04 \text{ Kip-in} = 31,887 \text{ tm} > M_u = 29,40 \text{ tm}$$

Untuk perhitungan perencanaan balok selanjutnya ditampilkan dalam tabel 5.20 sebagai berikut ini :

Tabel 5.20 Perencanaan balok daktail *open frame*

Tingkat	Elemen	Bentang balok (m)	Profil	Zx (in ³)	Mu (Tm)	φMn (Tm)	φMn/Mu
Balok lantai 1-5	353	6.50	W14x53	87.1	29.4	31.886	1.08
Balok lantai 6-10	383	6.50	W14x53	87.1	28.45	31.886	1.12
Balok lantai 11-A	458	6.50	W14x26	40.2	13.13	14.717	1.12
Balok lantai 1-5	595	8.00	W14x53	87.1	28.68	31.886	1.11
Balok lantai 6-10	629	8.00	W14x53	87.1	27.40	31.886	1.16
Balok lantai 11-A	691	8.00	W14x34	54.6	17.75	19.988	1.13

5.6.2 Perencanaan kolom *open frame*

Pada perencanaan kolom daktail mempergunakan prinsip *strong column weak beam* yaitu memperkuat kolom dibandingkan dengan balok. Tahapan perencanaan kolom daktail adalah sebagai berikut :

1. Momen rencana kolom berdasarkan momen plastis pada balok.

Perencanaan momen kolom dengan konsep *strong column weak beam* didasarkan pada besarnya momen plastis pada balok setelah dikalikan dengan rasio perbesaran dengan langkah-langkah sebagai berikut ini :

- a. Menghitung momen plastis pada balok-balok yang terhubung dengan kolom yang akan direncanakan. Pada kolom tepi lantai 1 terhubung dengan balok lantai 1-5 bentangan 6,5 m (W14 x 53) dengan besarnya momen plastis sebagai berikut ini:

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 87,136 = 3136 \text{ Kip-in}$$

dan selanjutnya hasil perhitungan diperlihatkan dalam tabel 5.21.

- b. Rasio perbesaran momen pada kolom (β) diambil 1,1 sehingga momen rencana kolom M_{pr} pada balok tepi lantai 1 adalah sebagai berikut ini :

$$M_{pr} = \beta \cdot M_p = 1,1 \cdot 3136 = 3449,2 \text{ Kip-in}$$

dan perhitungan selanjutnya diperlihatkan pada tabel 5.21.

Tabel 5.21 Momen rencana kolom *open frame* setiap elemen

Tingkat	Elemen Balok	Panjang Bentang (m)	Profil	Zx (in ³)	Fy (Ksi)	Mpx = Zx.Fy (Kip-in)	Mpr (Kip-in)
1	308	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	533	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
2	323	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	549	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
3	338	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	565	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
4	354	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	582	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
5	367	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	597	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
6	382	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	613	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
7	397	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	629	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
8	412	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	645	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
9	427	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	661	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
10	442	6.5	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
	677	8.0	W14x53	87.1	36	3136	3449.2
11	457	6.5	W14x26	40.2	36	1447	1591.9
	690	8.0	W14x34	54.6	36	1966	2162.2
12	472	6.5	W14x26	40.2	36	1447	1591.9
	709	8.0	W14x34	54.6	36	1966	2162.2
13	487	6.5	W14x26	40.2	36	1447	1591.9
	722	8.0	W14x34	54.6	36	1966	2162.2
14	502	6.5	W14x26	40.2	36	1447	1591.9
	741	8.0	W14x34	54.6	36	1966	2162.2
Atap	517	6.5	W14x26	40.2	36	1447	1591.9
	756	8.0	W14x34	54.6	36	1966	2162.2

- c. Selanjutnya pengaruh kekakuan kolom α dihitung berdasarkan rasio momen pada kolom yang direncanakan terhadap momen total pada tingkat yang ditinjau.

$$\alpha_{bx} = \frac{I_b / L_b}{(I_b / L_b + I_a / L_a)} = \frac{1530 / 147.64}{(1530 / 147.64 + 1530 / 147.64)} = 0.50$$

dengan I_b = Inersia kolom bawah L_b = Tinggi kolom bawah (in)

I_a = Inersia kolom atas L_a = Tinggi kolom atas (in)

Kemudian perhitungan kekakuan α ditabelkan pada tabel 5.22 sebagai berikut :

Tabel 5.22 Pengaruh kekakuan kolom daktail *open frame*

Tingkat	Profil Kolom	Elemen	Arah X				Arah Y			
			I_b/L_b	I_a/L_a	α_{bx}	α_{ax}	I_b/L_b	I_a/L_a	α_{by}	α_{ay}
L1-5	W14x257	eksterior	23.03	23.03	0.50	0.50	8.74	8.74	0.50	0.50
	W14x370	interior	36.85	36.85	0.50	0.50	13.48	13.48	0.50	0.50
L6-10	W14x233	Eksterior	20.39	20.39	0.50	0.50	7.79	7.79	0.50	0.50
	W14x311	Interior	29.33	29.33	0.50	0.50	10.90	10.90	0.50	0.50
L11-A	W14x193	Eksterior	16.26	16.26	0.50	0.50	6.31	6.31	0.50	0.50
	W14x211	Interior	18.02	18.02	0.50	0.50	6.98	6.98	0.50	0.50

- d. Kemudian momen kolom yang direncanakan dihitung dengan formula sebagai berikut :

$$M_{KOLOM} = \frac{h_n}{h} \alpha \cdot DMF \cdot 0,7 \left(\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} \cdot M_{bi} + \frac{L_{ba}}{L_{nba}} \cdot M_{ba} \right)$$

Untuk kolom eksterior dihitung sebagai berikut :

$$\text{Momen rencana balok tepi } (M_{ba}) = 4554,0 \text{ Kip-in}$$

$$\text{Tinggi kolom total } (h) = 147,64 \text{ in}$$

$$\text{Tinggi kolom bersih } (h_n) = 133,07 \text{ in}$$

$$\text{Bentang balok kanan kolom } (L_{bi}) = 314,96 \text{ in}$$

$$\text{Bentang antar sendi plastis } (L_{nbi}) = 267,21 \text{ in}$$

Sehingga momen kolom diperoleh sebagai berikut ini :

$$M_{KOL-X} = \frac{133,60}{147,64} \cdot 0,50 \cdot 1,30 \cdot 0,7 \left(\frac{314,96}{267,21} \cdot 4554 \right) = 2201,29 \text{ Kip-in}$$

$$M_{KOL-Y} = \frac{133,60}{147,64} \cdot 0,50 \cdot 1,30 \cdot 0,7 \left(\frac{314,96}{267,21} \cdot 4554 + \frac{314,96}{267,21} \cdot 4554 \right) = 4402,57 \text{ Kip-in}$$

Perhitungan momen rencana kolom dihitung setiap lima tingkat dan ditunjukkan pada tabel 5.23 sebagai berikut ini :

Tabel 5.23 Momen kolom daktail *open frame*

Data	Satuan	Tingkat					
		Kolom Lantai 1-5		Kolom Lantai 6-10		Kolom Lantai 11-A	
		Tepi	Tengah	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah
h_c	in	133.07	130.90	133.32	132.11	133.47	133.32
h	in	147.64	147.64	147.64	147.64	147.64	147.64
α_c		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
α_v		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$L_{bi}=L_{ba}$	in	314.96	255.91	314.96	255.91	314.96	255.91
$L_{nbi}=L_{nba}$	in	267.21	207.19	267.39	207.27	268.74	209.77
$M_{bi}=M_{bi}$	Kip-in	4039.20	4039.20	4039.20	4039.20	2435.40	2435.40
Momen $_{kol-x}$	Kip-in	3534.58	3574.69	4540.23	4854.74	2084.67	2167.53
Momen $_{kol-y}$	Kip-in	1767.29	3574.69	2203.34	4924.09	1042.33	2167.53
Momen $_{kol-x}$	Tm	55.62	52.32	50.82	46.82	44.90	24.99
Momen $_{kol-y}$	Tm	27.81	52.32	25.41	46.82	22.45	24.99

2. Momen rencana kolom analisa SAP90

Penentuan momen rencana kolom dari analisa SAP90 diambil berdasarkan momen terbesar pada setiap lima tingkat dengan membedakan kolom tengah dan kolom tepi seperti ditunjukkan pada tabel 5.24 sebagai berikut :

Tabel 5.24 Gaya aksial dan momen kolom SAP90 *open frame*

Tingkat	Elemen	Gaya aksial (Ton)	Hasil analisis SAP90	
			Momen x (Tm)	Momen y (Tm)
Lantai 1-5 kolom tepi	18	206.99	58.35	12.42
Lantai 6-10 kolom tepi	118	133.30	20.82	6.82
Lantai 11-A kolom tepi	218	61.67	14.86	3.79
Lantai 1-5 kolom tengah	8	343.30	56.85	28.48
Lantai 6-10 kolom tengah	108	231.30	27.46	12.65
Lantai 11-A kolom tengah	208	121.60	16.89	8.38

3. Gaya aksial dan momen rencana kolom

Gaya aksial dan momen rencana kolom diambil berdasarkan nilai terbesar diantara momen kolom analisis daktail dengan momen kolom analisis SAP90 dan dapat ditunjukkan pada tabel 5.25 sebagai berikut :

Tabel 5.25 Gaya aksial dan momen rencana kolom *open frame*

Tingkat	Gaya aksial (Ton)	Momen x (Tm)	Momen y (Tm)
Lantai 1-5 kolom tepi	206.99	58.35	27.81
Lantai 6-10 kolom tepi	133.30	50.82	25.41
Lantai 11-A kolom tepi	61.67	44.90	22.45
Lantai 1-5 kolom tengah	343.30	56.85	52.32
Lantai 6-10 kolom tengah	231.30	46.82	46.82
Lantai 11-A kolom tengah	121.60	24.99	24.99

4. Perhitungan dimensi kolom

Langkah-langkah perhitungan dimensi kolom sebagai berikut :

- a Menentukan nilai kekakuan elemen untuk join tepi lantai 1-5 arah x dengan grafik kekakuan elemen terlampir. Untuk menentukan nilai kekakuan ini perlu diketahui nilai inersia dari profil balok dan kolomnya seperti ditabelkan dalam tabel 5.26 dan 5.27 sebagai berikut ini :

Tabel 5.26 Inertia profil kolom *open frame* arah x dan arah y

Tingkat	Profil Kolom	I_x (in ⁴)	I_y (in ⁴)	L (in)	I_x/L (in ³)	I_y/L (in ³)
1-5 tepi	W14x257	3400	1290	147.64	23.03	8.74
6-10 tepi	W14x233	3010	1150	147.64	20.39	7.79
11-A tepi	W14x193	2400	931	147.64	16.26	6.31
1-5 tengah	W14x370	5440	1990	147.64	36.85	13.48
6-10 tengah	W14x311	4330	1610	147.64	29.33	10.90
11-A tengah	W14x211	2660	1030	147.64	18.02	6.98

Tabel 5.27 Inertia profil balok *open frame* arah x dan arah y

Tingkat	Profil Balok	I_x (in ⁴)	I_y (in ⁴)	L (in)	I_x/L (in ³)	I_y/L (in ³)
1-5 tepi	W14x74	796	134.0	314.96	2.53	0.43
6-10 tepi	W14x68	723	121.0	314.96	2.30	0.38
11-A tepi	W14x61	640	107.0	314.96	2.03	0.34
1-5 tengah	W14x74	796	134.0	255.91	3.11	0.52
6-10 tengah	W14x68	723	121.0	255.91	2.83	0.47
11-A tengah	W14x43	428	45.2	255.91	1.67	0.18

Dari hasil nilai inersia arah x dan nilai inersia arah y profil balok dan kolom, dicari nilai kekakuan kolom sebagai berikut ini :

$G_a = 1$ (Kondisi perletakan jepit)

$$G_b = \frac{\sum \frac{I_{cb}}{L_{cb}}}{\sum \frac{I_{gb}}{L_{gb}}} = \frac{\sum \left(\frac{3400}{147,64} + \frac{3400}{147,64} \right)}{\sum \left(\frac{796}{314,96} + \frac{796}{314,96} + \frac{796}{314,96} \right)} = \frac{46,058}{7,58} = 6,08$$

Dari grafik AISC/LRFD (halaman 3-5) kekakuan elemen untuk struktur *unbrace*, berdasarkan nilai G_a dan G_b diperoleh nilai $K = 1,7$. Untuk perhitungan selanjutnya hasilnya ditabelkan pada tabel 5.28 sebagai berikut ini :

Tabel 5.28 Kekakuan elemen kolom *open frame* arah x dan arah y

Tingkat	G	G_x	K_x	G_y	K_y
1 Tepi	G_a	1	1,7	1	1,8
	G_b	6,08		13,69	
2-5 tepi	G_a	6,08	2,35	13,69	3,2
	G_b	6,08		13,69	
6-10 tepi	G_a	5,92	2,3	13,51	3,2
	G_b	5,92		13,51	
11-A tepi	G_a	5,33	2,2	12,37	3,1
	G_b	5,33		12,37	
1 Tengah	G_a	1	1,75	1	1,85
	G_b	6,89		14,97	
2-5 tengah	G_a	6,89	2,45	14,97	3,25
	G_b	6,89		14,97	
6-10 tengah	G_a	6,04	2,35	13,42	3,2
	G_b	6,04		13,42	
11-A tengah	G_a	4,64	2,1	11,67	3,05
	G_b	4,64		11,67	

b. Kontrol terhadap gaya aksial dan lentur kolom

Kolom bagian tepi pada tingkat 1-5 direncanakan dengan profil W14x257 dengan data profil sebagai berikut ini :

$$\begin{array}{llll}
 A_s = 75,60 \text{ in}^2 & I_x = 3400 \text{ in}^4 & I_y = 1290 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 16,38 \text{ in} & S_x = 415 \text{ in}^3 & S_y = 161 \text{ in}^3 & L = 147,64 \text{ in} \\
 t_w = 1,180 \text{ in} & r_x = 6,71 \text{ in} & r_y = 4,13 \text{ in} & K_x = 2,35 \\
 b_f = 16,00 \text{ in} & Z_x = 487 \text{ in}^4 & Z_y = 246 \text{ in}^4 & K_y = 3,2 \\
 t_f = 1,890 \text{ in} & F_r = 10 \text{ Ksi} & F_y = 36 \text{ Ksi} &
 \end{array}$$

Selanjutnya analisis dimulai dengan menghitung kelangsingan elemen kolom sebagai berikut ini :

$$\lambda_{cx} = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E_s}} = \frac{2,35.147,64}{6,71 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,579$$

$$\lambda_{cy} = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E_s}} = \frac{3,2.147,64}{4,13 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1,283$$

diambil nilai λ_c terbesar yaitu 1,283 dan kemudian dihitung gaya aksial nominal kolom. Karena $\lambda_c < 1,5$ maka :

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y = (0,658^{1,283^2}) \cdot 36 = 18,075 \text{ Kips}$$

$$\Phi P_n = \Phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,85.28,27.75,60 = 1160,780 \text{ Kips} = 527,0 \text{ Ton}$$

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 3,76}{\sqrt{36}} = 188 \text{ in} > L_b = 147,64 \text{ in}$$

Karena $L_b < L_p$ maka momen lentur nominal kolom dihitung sebagai berikut ini :

$$\phi M_{rx} = \phi Z_x \cdot F_y = 0,85.487.36 = 14902,2 \text{ Kip-in} = 171,82 \text{ Tm}$$

$$\phi M_{ry} = \phi Z_y \cdot F_y = 0,85.246.36 = 7970,4 \text{ Kip-in} = 91,90 \text{ Tm}$$

Selanjutnya perlu di kontrol terhadap persamaan interaksi kolom aksial dan lentur arah x dan lentur arah y sebagai berikut ini :

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{206,94}{527} = 0,390 > 0,2 \text{ sehingga}$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ry}} \right) &= \frac{206,94}{527} + \left(\frac{8}{9} \left(\frac{58,35}{171,82} + \frac{27,81}{91,90} \right) \right) \\ &= 0,9636 < 1,0 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan pada tabel 5.29 dan tabel 5.30 sebagai berikut :

Tabel 5.29 Rasio gaya aksial terhadap kapasitas aksial kolom *open frame*

Tingkat	Profil	P_u (Ton)	ϕP_n (Ton)	$P_u/\phi P_n$	Ket
1-5 tepi	W14x257	206.94	527.00	0.393	> 0.2
6-10 tepi	W14x233	133.29	472.69	0.282	> 0.2
11-A tepi	W14x193	61.67	402.57	0.153	< 0.2
1-5 tengah	W14x370	343.34	869.98	0.395	> 0.2
6-10 tengah	W14x311	231.29	651.83	0.355	> 0.2
11-A tengah	W14x211	121.62	451.87	0.269	> 0.2

Tabel 5.30 Interaksi aksial dan lentur kolom *open frame*

Tingkat	Profil	P_u/P_n	M_{ux} (Tm)	ϕM_{nx} (Tm)	$M_{ux}/\phi M_{nx}$	M_{uy} (Tm)	ϕM_{ny} (Tm)	$M_{uy}/\phi M_{ny}$	Interaksi
1-5 tepi	W14x257	0.393	58.35	171.82	0.340	27.81	91.90	0.303	0.96353
6-10 tepi	W14x233	0.282	50.82	153.83	0.330	25.41	77.97	0.326	0.86532
11-A tepi	W14x193	0.153	44.90	125.25	0.358	22.45	63.51	0.353	0.86516
1-5 tengah	W14x370	0.395	58.35	259.67	0.225	52.32	130.54	0.401	0.95066
6-10 tengah	W14x311	0.355	46.82	212.75	0.220	46.82	107.26	0.437	0.96565
11-A tengah	W14x211	0.269	24.99	137.60	0.182	24.99	69.86	0.358	0.74855

5.7 Perencanaan Elemen Daktil *One Brace*

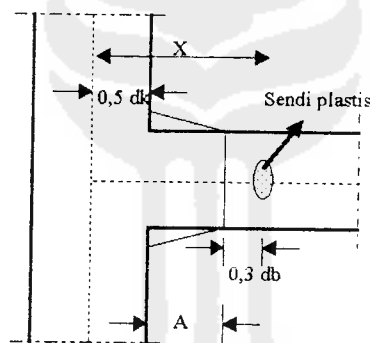
Perencanaan elemen daktil *one brace* menggunakan konsep *strong column weak beam*. Adapun perencanaan untuk masing-masing elemen adalah sebagai berikut :

5.7.1 Perencanaan balok *one brace*

Pada perencanaan elemen balok diawali dengan penentuan letak sendi plastis. Momen yang dipergunakan untuk perencanaan balok adalah momen yang terletak pada sendi plastis. Langkah-langkah perencanaan balok sebagai berikut ini :

1. Penentuan letak sendi plastis

Perhitungan letak sendi plastis pada balok dengan bentang 8 m ditunjukkan pada gambar 5.4 sebagai berikut :



Gambar 5.4 Letak sendi plastis *one brace*

dengan $dk = \text{tinggi profil kolom (W14x370)} = 45,52 \text{ cm}$

$db = \text{tinggi profil balok (W14x48)} = 35,03 \text{ cm}$

$A_{cm} = \text{panjang pengaku sambungan} = 30 \text{ cm}$

$X = \text{letak sendi plastis dari garis tengah kolom}$

$$= 0,5 dk + A_{cm} + 0,3 db$$

$$= 0,5 \cdot 45,52 + 30 + 0,3 \cdot 35,03 = 63,269 \text{ cm}$$

Dan hasil perhitungan diperlihatkan pada tabel 5.31 dan 5.32 berikut ini :

Tabel 5.31 Letak sendi plastis balok *one brace* bentangan 8 m

Letak titik plastis pada balok tingkat	Profil balok	Profil kolom	dk (cm)	db (cm)	A (cm)	Letak sendi plastis $X = 0,5dk + Acm + 0,3db$
1 - 5 tepi kiri	W14x48	W14x370	45.52	35.03	30	63.269
1 - 5 tepi kanan			45.52	35.03	30	63.269
6 - 10 tepi kiri	W14x48	W14x211	39.93	35.03	30	60.474
6 - 10 tepi kanan			39.93	35.03	30	60.474
11 - atap tepi kiri	W14x30	W14x120	36.78	35.15	30	58.935
11 - atap tepi kanan			36.78	35.15	30	58.935

Tabel 5.32 Letak sendi plastis balok *one brace* bentangan 6,5 m

Letak titik plastis pada balok tingkat	Profil balok	Profil kolom	dk (cm)	db (cm)	A (cm)	Letak sendi plastis $X = 0,5dk + Acm + 0,3db$
1 - 5 tepi kiri	W14x48	W14x426	47.42	35.03	30	64.219
1 - 5 tepi kanan			47.42	35.03	30	64.219
6 - 10 tepi kiri	W14x48	W14x283	42.52	35.03	30	61.769
6 - 10 tepi kanan			42.52	35.03	30	61.769
11 - atap tepi kiri	W14x26	W14x159	38.05	35.33	30	59.624
11 - atap tepi kanan			38.05	35.33	30	59.624

2. Momen rencana pada sendi plastis

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terletak pada sendi plastis. Analisa momen pada sendi plastis dilakukan dengan program komputer SAP90 tiga dimensi dengan cara pembagian *section* pada bentang balok berdasarkan letak sendi plastis. Hasil perhitungan momen plastis yang terletak pada bagian kiri dan kanan balok selanjutnya diperlihatkan pada tabel 5.33 sebagai berikut ini :

Tabel 5.33 Momen plastis rencana elemen balok daktail *one brace*

Tingkat	Elemen Balok	Panjang Bentang (m)	Momen plastis kiri balok(Tm)	Momen plastis kanan balok(Tm)
1	308	6.5	9.96	-18.41
	526	8.0	7.83	-15.52
2	323	6.5	15.65	-24.05
	549	8.0	11.85	-30.10
3	338	6.5	18.33	-26.74
	565	8.0	13.06	-28.52
4	353	6.5	19.35	-27.74
	581	8.0	12.87	-31.12
5	368	6.5	19.36	-27.80
	597	8.0	12.03	-30.29
6	383	6.5	18.52	-27.01
	613	8.0	10.40	-28.66
7	398	6.5	17.22	-25.70
	629	8.0	8.57	-26.75
8	413	6.5	15.50	-23.99
	645	8.0	6.37	-24.48
9	428	6.5	13.46	-21.93
	660	8.0	2.18	-20.23
10	443	6.5	11.07	-19.59
	676	8.0	-0.76	-17.32
11	457	6.5	6.03	-14.19
	692	8.0	-1.76	-15.78
12	472	6.5	5.48	-13.66
	709	8.0	-0.31	-16.30
13	487	6.5	4.87	-13.05
	724	8.0	-5.97	-11.55
14	502	6.5	4.24	-12.42
	740	8.0	-5.55	-12.09
Atap	517	6.5	3.55	-11.26
	757	8.0	-2.24	-9.62

Analisis perencanaan dilakukan setiap lima tingkat dengan membedakan balok bentangan 8 m dengan balok bentangan 6,5 m. Momen rencana diambil berdasarkan momen terbesar diantara momen pada elemen balok setiap lima tingkat untuk balok bentangan 8 m dan balok bentangan 6,5 m dan dapat ditunjukkan pada tabel 5.34 berikut ini :

Tabel 5.34 Momen plastis rencana balok *one brace* pada sendi plastis

Elemen balok dan tingkat	Panjang bentang balok (m)	Momen ujung kiri balok (Tm)	Momen ujung kanan balok (Tm)
Balok lantai 1 - 5	6.5	19.36	-27.80
Balok lantai 6 - 10	6.5	18.52	-27.01
Balok lantai 11 - atap	6.5	6.03	-14.19
Balok lantai 1 - 5	8.0	13.06	-28.52
Balok lantai 6 - 10	8.0	10.40	-28.66
Balok lantai 11 - atap	8.0	0.31	-16.30

3. Perhitungan dimensi balok.

Untuk perhitungan dimensi balok bentangan 6,5 m lantai 1-5 dengan momen rencana sebesar -27,80 Ton meter, dicoba profil W14x48 dengan data profil sebagai berikut :

$$\begin{array}{llll}
 A_s = 14,1 \text{ in}^2 & I_x = 485 \text{ in}^4 & I_y = 51,4 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 13,78 \text{ in} & S_x = 70,3 \text{ in}^3 & S_y = 12,8 \text{ in} & L = 255,91 \text{ in} \\
 t_w = 0,340 \text{ in} & r_x = 5,85 \text{ in} & r_y = 1,91 \text{ in} & \\
 b_f = 8,030 \text{ in} & Z_x = 78,4 \text{ in}^3 & Z_y = 19,6 \text{ in}^3 & \\
 t_f = 0,595 \text{ in} & F_r = 10 \text{ Ksi} & F_y = 36 \text{ Ksi} &
 \end{array}$$

Karena balok mempunyai dukungan lateral menerus akibat pelat beton dan konektor geser sehingga asumsi panjang efektif $L_b = 0 \text{ in}$.

Kemudian kapasitas tampang profil terhadap lentur dihitung sebagai berikut :

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 5,85}{\sqrt{36}} = 292,5 \text{ in} > l_b$$

Karena $L_b < L_p = 292,5 \text{ in}$, maka momen nominal balok dihitung sebagai berikut

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 78,4 \cdot 36 = 2822,4 \text{ Kip-in}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot M_n = 0,9 \cdot 2822,4 = 2540,16 \text{ Kip-in} = 28,702 \text{ tm} > M_u = 27,80 \text{ tm}$$

Untuk perhitungan perencanaan balok selanjutnya ditampilkan dalam tabel 5.35 sebagai berikut ini :

Tabel 5.35 Perencanaan balok daktail *one brace*

Tingkat	Elemen	Bentangan balok (m)	Profil	Zx (in ³)	Mu (Tm)	ϕM_n (Tm)	$\phi M_n / M_u$
Balok lantai 1-5	353	6.50	W14x48	78.4	27.80	28.702	1.03
Balok lantai 6-10	383	6.50	W14x48	78.4	27.01	28.702	1.06
Balok lantai 11-A	457	6.50	W14x26	40.2	14.19	14.717	1.04
Balok lantai 1-5	565	8.00	W14x48	78.4	28.52	28.702	1.01
Balok lantai 6-10	613	8.00	W14x48	78.4	28.60	28.702	1.00
Balok lantai 11-A	709	8.00	W14x30	47.3	16.30	17.316	1.06

5.7.2 Perencanaan kolom *one brace*

Pada perencanaan kolom daktail mempergunakan prinsip *strong column weak beam* yaitu memperkuat kolom dibandingkan dengan balok. Tahapan perencanaan kolom daktail adalah sebagai berikut :

1. Momen rencana kolom berdasarkan momen plastis pada balok.

Perencanaan momen kolom dengan konsep *strong column weak beam* didasarkan pada besarnya momen plastis pada balok setelah dikalikan dengan rasio perbesaran dengan langkah-langkah sebagai berikut ini :

- a. Menghitung momen plastis pada balok-balok yang terhubung dengan kolom yang akan direncanakan. Pada kolom tepi lantai 1 terhubung dengan balok lantai 1-5 bentangan 6,5 m (W14x48) dengan besarnya momen plastis sebagai berikut ini:

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 78,4 \cdot 36 = 2822,4 \text{ Kip-in}$$

dan selanjutnya hasil perhitungan diperlihatkan dalam tabel 5.36.

- b. Rasio perbesaran momen pada kolom (β) diambil 1,1 sehingga momen rencana kolom M_{pr} pada balok tepi lantai 1 adalah sebagai berikut ini :

$$M_{pr} = \beta \cdot M_p = 1,1 \cdot 2822,4 = 3104,64 \text{ Kip-in}$$

dan perhitungan selanjutnya diperlihatkan pada tabel 5.36.

Tabel 5.36 Momen rencana kolom *one brace* pada setiap elemen

Tingkat	Elemen Balok	Panjang Bentang (m)	Profil	Zx (in ³)	Fy (Ksi)	Mpx = Zx.Fy (Kip-in)	Mpr (Kip-in)
1	308	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	533	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
2	323	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	549	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
3	338	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	565	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
4	354	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	582	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
5	367	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	597	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
6	382	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	613	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
7	397	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	629	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
8	412	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	645	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
9	427	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	661	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
10	442	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	677	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
11	457	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	690	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2
12	472	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	709	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2
13	487	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	722	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2
14	502	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	741	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2
Atap	517	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	756	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2

- c. Selanjutnya pengaruh kekakuan kolom α dihitung berdasarkan rasio momen pada kolom yang direncanakan terhadap momen total pada tingkat yang ditinjau.

$$\alpha_{bx} = \frac{I_b / L_b}{(I_b / L_b + I_a / L_a)} = \frac{5440 / 147.64}{(5440 / 147.64 + 5440 / 147.64)} = 0.50$$

dengan I_b = Inersia kolom bawah L_b = Tinggi kolom bawah (in)

I_a = Inersia kolom atas L_a = Tinggi kolom atas (in)

Kemudian perhitungan kekakuan α ditabelkan pada tabel 5.37 sebagai berikut :

Tabel 5.37 Pengaruh kekakuan kolom daktail

Tingkat	Profil Kolom	Elemen	Arah X				Arah Y			
			I_b/L_b	I_a/L_a	α_{bx}	α_{ax}	I_b/L_b	I_a/L_a	α_{by}	α_{ay}
L1-5	W14x370	eksterior	36.85	36.85	0.50	0.50	13.48	13.48	0.50	0.50
	W14x426	interior	44.70	44.70	0.50	0.50	15.98	15.98	0.50	0.50
L6-10	W14x211	Eksterior	18.02	18.02	0.50	0.50	6.98	6.98	0.50	0.50
	W14x283	Interior	26.01	26.01	0.50	0.50	9.75	9.75	0.50	0.50
L11-A	W14x120	Eksterior	9.35	9.35	0.50	0.50	3.35	3.35	0.50	0.50
	W14x159	Interior	12.87	12.87	0.50	0.50	5.07	5.07	0.50	0.50

d. Kemudian momen kolom yang direncanakan dihitung dengan formula sebagai berikut :

$$M_{KOLOM} = \frac{h_n}{h} \alpha \cdot DMF \cdot 0,7 \left(\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} \cdot M_{bi} + \frac{L_{ba}}{L_{nba}} \cdot M_{ba} \right)$$

Untuk kolom eksterior dihitung sebagai berikut :

$$\text{Momen rencana balok tepi } (M_{ba}) = 3104,6 \text{ Kip-in}$$

$$\text{Tinggi kolom total } (h) = 147,64 \text{ in}$$

$$\text{Tinggi kolom bersih } (h_n) = 133,07 \text{ in}$$

$$\text{Bentang balok kanan kolom } (L_{bi}) = 314,96 \text{ in}$$

$$\text{Bentang antar sendi plastis } (L_{nbi}) = 267,21 \text{ in}$$

Sehingga momen kolom diperoleh sebagai berikut ini :

$$M_{KOL-X} = \frac{133,60}{147,64} \cdot 0,501 \cdot 3,0,7 \left(\frac{314,96}{267,21} \cdot 3104,6 \right) = 31001,37 \text{ Kip-in}$$

$$M_{KOL-Y} = \frac{133,60}{147,64} \cdot 0,501 \cdot 3,0,7 \left(\frac{314,96}{267,21} \cdot 3104,6 + \frac{314,96}{267,21} \cdot 3104,6 \right)$$

$$= 1500,68 \text{ Kip-in}$$

Perhitungan momen rencana kolom dihitung setiap lima tingkat dan ditunjukkan pada tabel 5.38 sebagai berikut ini :

Tabel 5.38 Momen kolom daktail *one brace*

Data	Satuan	Tingkat					
		Kolom Lantai 1-5		Kolom Lantai 6-10		Kolom Lantai 11-A	
		Tepi	Tengah	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah
h_n	in	133.07	130.90	133.32	132.11	133.47	133.32
h	in	147.64	147.64	147.64	147.64	147.64	147.64
α_x		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
α_y		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$L_{bi}=L_{ba}$	in	314.96	255.91	314.96	255.91	314.96	255.91
$L_{nbi}=L_{nba}$	in	267.21	207.19	267.39	207.27	268.74	209.77
$M_{bi}=M_{ba}$	Kip-in	3104.60	3104.60	3104.60	3104.60	2162.20	1591.90
Momen $_{kol-x}$	Kip-in	3001.37	3093.80	3004.87	3121.22	2084.67	2167.53
Momen $_{kol-y}$	Kip-in	1500.68	3093.80	1502.44	3121.22	1042.33	1595.83
Momen $_{kol-x}$	Tm	34.61	35.67	34.65	35.99	24.04	18.40
Momen $_{kol-y}$	Tm	17.30	35.67	17.32	35.99	12.02	18.40

2. Momen rencana kolom analisa SAP90

Penentuan momen rencana kolom dari analisa SAP90 diambil berdasarkan momen terbesar pada setiap lima tingkat dengan membedakan kolom tengah dan kolom tepi seperti ditunjukkan pada tabel 5.39 sebagai berikut :

Tabel 5.39 Gaya aksial dan momen kolom SAP90 *one brace*

Tingkat	Elemen	Gaya aksial (Ton)	Hasil analisis SAP90	
			Momen x (Tm)	Momen y (Tm)
Lantai 1-5 kolom tepi	19	749.40	100.74	15.18
Lantai 6-10 kolom tepi	119	376.00	9.33	3.21
Lantai 11-A kolom tepi	218	118.1	6.86	6.72
Lantai 1-5 kolom tengah	9	818.10	99.60	19.57
Lantai 6-10 kolom tengah	109	473.30	34.36	6.87
Lantai 11-A kolom tengah	209	185.60	23.24	4.69

3. Gaya aksial dan momen rencana kolom

Gaya aksial dan momen rencana kolom diambil berdasarkan nilai terbesar diantara momen kolom analisis daktail dengan momen kolom analisis SAP90 dan dapat ditunjukkan pada tabel 5.40 sebagai berikut :

Tabel 5.40 Gaya aksial dan momen rencana kolom *one brace*

Tingkat	Gaya aksial (Ton)	Momen x (Tm)	Momen y (Tm)
Lantai 1-5 kolom tepi	749.40	100.74	17.30
Lantai 6-10 kolom tepi	376.00	34.65	17.32
Lantai 11-A kolom tepi	118.1	24.04	12.02
Lantai 1-5 kolom tengah	818.10	99.60	35.67
Lantai 6-10 kolom tengah	473.30	35.99	35.99
Lantai 11-A kolom tengah	185.60	23.24	18.40

4. Perhitungan dimensi kolom

Langkah-langkah perhitungan dimensi kolom sebagai berikut :

- a Menentukan nilai kekakuan elemen untuk join tepi lantai 1-5 arah x dengan grafik kekakuan elemen terlampir. Untuk menentukan nilai kekakuan ini perlu diketahui nilai inersia dari profil balok dan kolomnya seperti ditabelkan dalam tabel 5.41 dan 5.42 sebagai berikut ini :

Tabel 5.41 Inertia profil kolom *one brace* arah x dan arah y

Tingkat	Profil Kolom	I_x (in ⁴)	I_y (in ⁴)	L (in)	I_x/L (in ³)	I_y/L (in ³)
1-5 tepi	W14x370	5440	1990	147.64	36.85	13.48
6-10 tepi	W14x211	2660	1030	147.64	18.02	6.98
11-A tepi	W14x120	1380	495	147.64	9.35	3.35
1-5 tengah	W14x426	6600	2360	147.64	44.70	15.98
6-10 tengah	W14x283	3840	1440	147.64	26.01	9.75
11-A tengah	W14x159	1900	748	147.64	12.87	5.07

Tabel 5.42 Inertia profil balok *one brace* arah x dan arah y

Tingkat	Profil Balok	I_x (in ⁴)	I_y (in ⁴)	L (in)	I_x/L (in ³)	I_y/L (in ³)
1-5 tepi	W14x48	485	51.4	314.96	1.54	0.16
6-10 tepi	W14x48	485	51.4	314.96	1.54	0.16
11-A tepi	W14x30	291	19.6	314.96	0.92	0.06
1-5 tengah	W14x48	485	51.4	255.91	1.90	0.20
6-10 tengah	W14x48	485	51.4	255.91	1.90	0.20
11-A tengah	W14x26	245	8.9	255.91	0.96	0.03

Dari hasil nilai inersia arah x dan nilai inersia arah y profil balok dan kolom, dicari nilai kekakuan kolom sebagai berikut ini :

$G_c = 1$ (Kondisi perletakan jepit)

$$G_b = \frac{\sum \frac{I_{cb}}{L_{cb}}}{\sum \frac{I_{eb}}{L_{eb}}} = \frac{\sum \left(\frac{5400}{147,64} + \frac{5400}{147,64} \right)}{\sum \left(\frac{485}{314,96} + \frac{485}{314,96} + \frac{485}{314,96} \right)} = \frac{73,151}{4,619} = 15,95$$

Dari grafik AISC/LRFD (halaman 3-5) kekakuan elemen untuk struktur *brace*, berdasarkan nilai G_a dan G_b diperoleh nilai $K = 0,86$. Untuk perhitungan selanjutnya hasilnya ditabelkan pada tabel 5.43 sebagai berikut ini :

Tabel 5.43 Kekakuan elemen kolom *one brace* arah x dan arah y

Tingkat	G	G_x	K_x	G_y	K_y
1-tepi	G_a	1.00	0.860	1.00	0.870
	G_b	15.95		55.06	
2-5 tepi	G_a	15.95	0.970	55.06	1.000
	G_c	15.95		55.06	
6-10 tepi	G_a	7.80	0.930	28.49	0.975
	G_b	7.80		28.49	
11-A tepi	G_a	6.74	0.920	35.91	0.980
	G_b	6.74		35.91	
1-tengah	G_a	1.00	0.850	1.00	0.875
	G_b	13.72		46.30	
2-5 tengah	G_a	13.72	0.960	46.30	0.990
	G_b	13.72		46.30	
6-10 tengah	G_a	7.98	0.935	28.25	0.975
	G_b	7.98		28.25	
11-A tengah	G_a	6.90	0.925	45.74	0.985
	G_b	6.90		45.74	

b. Kontrol terhadap gaya aksial dan lentur kolom

Kolom bagian tepi pada tingkat 1-5 direncanakan dengan profil W14x370 dengan data profil sebagai berikut ini :

$$\begin{array}{llll}
 A_s = 109,0 \text{ in}^2 & I_x = 5440 \text{ in}^4 & I_y = 1990 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 17,92 \text{ in} & S_x = 607 \text{ in}^3 & S_y = 241 \text{ in}^3 & L = 147,64 \text{ in} \\
 t_w = 1,655 \text{ in} & r_x = 7,07 \text{ in} & r_y = 4,27 \text{ in} & K_x = 0,97 \\
 b_f = 16,475 \text{ in} & Z_x = 736 \text{ in}^4 & Z_y = 370 \text{ in}^4 & K_y = 1,0 \\
 t_f = 2,660 \text{ in} & F_r = 10 \text{ Ksi} & F_y = 36 \text{ Ksi} &
 \end{array}$$

Selanjutnya analisis dimulai dengan menghitung kelangsingan elemen kolom sebagai berikut ini :

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E_s}} = \frac{0,97.147,64}{7,07 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,227$$

$$\lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E_s}} = \frac{1,0.147,64}{4,27 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,387$$

diambil nilai λ_c terbesar yaitu 0,387 dan kemudian dihitung gaya aksial nominal kolom. Karena $\lambda_c < 1,5$ maka :

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y = (0,658^{0,387^2}) \cdot 36 = 33,813 \text{ Kips}$$

$$\Phi P_n = \Phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,85 \cdot 33,813 \cdot 109 = 3132,136 \text{ Kips} = 1421,81 \text{ Ton}$$

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 4,27}{\sqrt{36}} = 213,5 \text{ in} > L_b = 147,64 \text{ in}$$

Karena $L_b < L_p$ maka momen lentur nominal kolom dihitung sebagai berikut ini :

$$\phi \cdot M_{nx} = \phi \cdot Z_x \cdot F_y = 736 \cdot 36 = 22521,6 \text{ Kip-in} = 274,95 \text{ Tm}$$

$$\phi \cdot M_{ny} = \phi \cdot Z_y \cdot F_y = 370 \cdot 36 = 11322 \text{ Kip-in} = 130,54 \text{ Tm}$$

Selanjutnya perlu di kontrol terhadap persamaan interaksi kolom aksial dan lentur arah x dan lentur arah y sebagai berikut ini :

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{749,4}{1505,45} = 0,498 > 0,2 \text{ sehingga}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \right) = \frac{794,4}{1505,45} + \left(\frac{8}{9} \left(\frac{107,40}{274,95} + \frac{17,30}{130,54} \right) \right)$$

$$= 0,98324 < 1,0$$

Untuk perhitungan selanjutnya ditabelkan pada tabel 5.44 dan tabel 5.45 sebagai berikut :

Tabel 5.44 Rasio gaya aksial terhadap kapasitas aksial kolom *one brace*

Tingkat	Profil	P_u (Ton)	ϕP_n (Ton)	$P_u/\phi P_n$	Ket
1-5 tepi	W14x370	749.4	1505.45	0.498	> 0.2
6-10 tepi	W14x211	376	806.38	0.466	> 0.2
11-A tepi	W14x120	118.1	453.21	0.261	> 0.2
1-5 tengah	W14x426	818.1	1635.8	0.500	> 0.2
6-10 tengah	W14x283	473	1086.8	0.435	> 0.2
11-A tengah	W14x159	185.6	605.12	0.307	> 0.2

Tabel 5.45 Interaksi aksial dan lentur kolom *one brace*

Tingkat	Profil	P_u/P_n	M_{ux} (Tm)	ϕM_{nx} (Tm)	$M_{ux}/\phi M_{nx}$	M_{uy} (Tm)	ϕM_{ny} (Tm)	$M_{uy}/\phi M_{ny}$	Interaksi
1-5 tepi	W14x370	0.498	107.40	259.67	0.4136	17.30	130.54	0.1325	0.98324
6-10 tepi	W14x211	0.466	34.65	137.60	0.2518	17.32	69.86	0.2479	0.9105
11-A tepi	W14x120	0.261	24.04	74.80	0.3214	12.02	35.99	0.3340	0.84314
1-5 tengah	W14x426	0.500	35.67	306.60	0.1163	35.67	153.12	0.2330	0.81061
6-10 tengah	W14x283	0.435	35.99	191.23	0.1882	35.99	96.67	0.3723	0.93345
11-A tengah	W14x159	0.307	22.05	101.26	0.2178	18.40	51.51	0.3572	0.8178

5.7.3 Perencanaan dimensi *bracing*

Momen yang dipergunakan untuk perencanaan *bracing* adalah momen yang terbesar yang terletak pada *bracing* tersebut. Hasil analisis momen pada SAP90 dapat ditunjukkan dalam tabel 5.46 sebagai berikut ini :

Tabel 5.46 Momen rencana *bracing* tipe *one-brace*

Tipe <i>bracing</i>	Tingkat	Elemen	Panjang bentang <i>bracing</i> (m)	Momen ujung kiri (Tm)	Momen ujung kanan (Tm)
One brace	Bracing lantai 1-5	807	7.94	1.83	-1.24
	Bracing lantai 6-10	847	7.94	1.07	-0.02
	Bracing lantai 11-A	887	7.94	0.72	-0.08

Untuk perencanaan dianalisis setiap lima lantai dengan mengambil momen terbesar pada elemen pengaku diatas, sedangkan sebagai contoh perencanaannya

digunakan momen rencana untuk *bracing* bentangan 7,94 m sebesar 0.72 Ton meter. Dicoba ukuran profil W 8x15 dengan data profil sebagai berikut ini :

$$\begin{array}{llll}
 A_s = 4,44 \text{ in}^2 & I_x = 48,0 \text{ in}^4 & I_y = 3,41 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 8,11 \text{ in} & S_x = 11,8 \text{ in}^3 & S_y = 1,70 \text{ in}^3 & L = 187,01 \text{ in} \\
 t_w = 0,245 \text{ in} & r_x = 3,29 \text{ in} & r_y = 0,876 \text{ in} & F_y = 36 \text{ Ksi} \\
 b_f = 4,015 \text{ in} & Z_x = 13,6 \text{ in}^3 & Z_y = 2,67 \text{ in}^3 & M_u = 0,72 \text{ tm} \\
 t_f = 0,315 \text{ in} & J = 0,14 \text{ in}^4 & c_w = 51,8 \text{ in}^6 &
 \end{array}$$

Kemudian kapasitas tampang profil terhadap lentur dihitung sebagai berikut ini :

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 0,876}{\sqrt{36}} = 45,8 \text{ in} < L_b = 187,01 \text{ in}$$

Karena $L_b > L_p = 45,8 \text{ in}$, maka momen nominal pengaku dihitung sebagai berikut :

$$G = \frac{E}{2,6} = \frac{29000}{2,6} = 11153,85 \text{ Ksi}$$

$$d_w = d - (2 \cdot t_f) = 8,11 - (2 \cdot 0,315) = 7,48 \text{ in}$$

$$h = 0,95 \cdot d = 7,7045 \text{ in}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{11,8} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11153,85 \cdot 0,14 \cdot 4,44}{2}} = 2669,44$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot c_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{(G \cdot J)^2} \right) = \frac{4 \cdot 51,8}{3,41} \left(\frac{11,8}{(11153,85 \cdot 0,14)^2} \right) = 0,000294$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}} = 130,145 \text{ in} < L_b$$

$L_r < L_b$ maka :

$$M_r = c_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{\left(E_s \cdot I_y \cdot G \cdot J \right) + \left(\left(\frac{\pi \cdot E_s}{L_b} \right)^2 \cdot I_y \cdot c_w \right)}$$

$$M_r = 1 \cdot \frac{\pi}{187,01} \sqrt{\left(29000 \cdot 3,41 \cdot 11153,85 \cdot 0,14 \right) + \left(\left(\frac{\pi \cdot 29000}{187,01} \right)^2 \cdot 3,41 \cdot 51,8 \right)}$$

$$= 235,392 \text{ Kip-in}$$

$$\phi \cdot M_n = 0,9 \cdot M_{cr} = 0,9 \cdot 235,392 = 211,854 \text{ Kip-in} = 2,197 \text{ Tm}$$

$$M_u = 0,72 \text{ Tm} < 2,197 \text{ Tm}$$

Untuk perhitungan perencanaan pengaku selanjutnya ditampilkan dalam tabel 5.47 sebagai berikut ini :

Tabel 5.47 Perencanaan profil *bracing*

Tipe <i>bracing</i>	Tingkat	Bentang <i>bracing</i> (m)	Profil	Z_x (in)	M_u (Tm)	ϕM_n (Tm)	$\phi M_n / M_u$
One brace	<i>Bracing</i> lantai 1-5	7.94	W 8x21	20.4	1.83	6.854	3.74
	<i>Bracing</i> lantai 6-10	7.94	W 8x18	17.0	1.07	5.712	5.33
	<i>Bracing</i> lantai 11-A	7.94	W 8x15	13.6	0.72	4.569	6.34



5.8 Perencanaan Elemen Daktail *Two Brace*

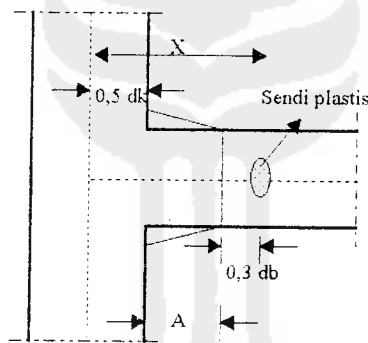
Perencanaan elemen daktail *two brace* menggunakan konsep *strong column weak beam*. Adapun perencanaan untuk masing-masing elemen adalah sebagai berikut :

5.8.1 Perencanaan balok *two brace*

Pada perencanaan elemen balok diawali dengan penentuan letak sendi plastis. Momen yang dipergunakan untuk perencanaan balok adalah momen yang terletak pada sendi plastis. Langkah-langkah perencanaan balok sebagai berikut ini :

1. Penentuan letak sendi plastis

Perhitungan letak sendi plastis pada balok dengan bentang 8 m ditunjukkan pada gambar 5.5 sebagai berikut :



Gambar 5.5 Letak sendi plastis *two brace*

dengan $dk =$ tinggi profil kolom (W14x233) $= 40,74$ cm

$db =$ tinggi profil balok (W14x48) $= 35,36$ cm

$A_{cm} =$ panjang pengaku sambungan $= 30$ cm

$X =$ letak sendi plastis dari garis tengah kolom

$$= 0,5 dk + A_{cm} + 0,3 db$$

$$= 0,5 \cdot 40,74 + 30 + 0,3 \cdot 35,36 = 60,879 \text{ cm}$$

Dan hasil perhitungan diperlihatkan pada tabel 5.48 dan 5.49 berikut ini :

Tabel 5.48 Letak sendi plastis balok *two brace* bentangan 8 m

Letak titik plastis pada balok tingkat	Profil balok	Profil kolom	dk (cm)	db (cm)	A (cm)	Letak sendi plastis $X = 0,5dk + Acm + 0,3db$
1 - 5 tepi kiri	W14x48	W14x233	40.74	35.03	30	60.879
1 - 5 tepi kanan			40.74	35.03	30	60.879
6 - 10 tepi kiri	W14x48	W14x145	37.54	35.03	30	59.279
6 - 10 tepi kanan			37.54	35.03	30	59.279
11 - atap tepi kiri	W14x30	W14x120	36.78	35.15	30	58.935
11 - atap tepi kanan			36.78	35.15	30	58.935

Tabel 5.49 Letak sendi plastis balok *two brace* bentangan 6,5 m

Letak titik plastis pada balok tingkat	Profil balok	Profil kolom	dk (cm)	db (cm)	A (cm)	Letak sendi plastis $X = 0,5dk + Acm + 0,3db$
1 - 5 tepi kiri	W14x48	W14x550	51.41	35.03	30	66.214
1 - 5 tepi kanan			51.41	35.03	30	66.214
6 - 10 tepi kiri	W14x48	W14x311	43.48	35.03	30	62.249
6 - 10 tepi kanan			43.48	35.03	30	62.249
11 - atap tepi kiri	W14x26	W14x159	38.05	35.33	30	59.624
11 - atap tepi kanan			38.05	35.33	30	59.624

2. Momen rencana pada sendi plastis

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terletak pada sendi plastis. Analisa momen pada sendi plastis dilakukan dengan program komputer SAP90 tiga dimensi dengan cara pembagian *section* pada bentang balok berdasarkan letak sendi plastis. Hasil perhitungan momen plastis yang terletak pada bagian kiri dan kanan balok selanjutnya diperlihatkan pada tabel 5.50 sebagai berikut ini :

Tabel 5.50 Momen plastis rencana elemen balok daktail *two brace*

Tingkat	Elemen Balok	Panjang Bentang (m)	Momen plastis kiri balok(Tm)	Momen plastis kanan balok(Tm)
1	306	6.5	9.36	-13.51
	303	8.0	1.38	-19.70
2	325	6.5	14.19	-18.32
	318	8.0	2.44	-20.80
3	340	6.5	16.61	-20.74
	332	8.0	3.33	-21.76
4	355	6.5	17.58	-21.71
	347	8.0	3.58	-22.01
5	370	6.5	17.68	-21.82
	362	8.0	3.65	-22.02
6	385	6.5	16.90	-21.09
	377	8.0	3.69	-21.93
7	400	6.5	15.62	-19.79
	392	8.0	3.61	-21.88
8	415	6.5	13.94	-18.12
	407	8.0	3.34	-21.60
9	430	6.5	11.95	-16.13
	422	8.0	2.90	-21.14
10	445	6.5	9.70	-13.91
	437	8.0	2.45	-20.59
11	460	6.5	2.33	-6.55
	465	8.0	-9.61	-16.91
12	475	6.5	1.48	-5.69
	466	8.0	6.08	-13.32
13	490	6.5	0.83	-4.70
	481	8.0	3.32	-10.53
14	505	6.5	0.11	-4.29
	491	8.0	0.33	-7.74
Atap	520	6.5	-0.51	-3.74
	511	8.0	-0.52	-5.00

Analisis perencanaan dilakukan setiap lima tingkat dengan membedakan balok bentangan 8 m dengan balok bentangan 6,5 m. Momen rencana diambil berdasarkan momen terbesar diantara momen pada elemen balok setiap lima tingkat untuk balok bentangan 8 m dan balok bentangan 6,5 m dan dapat ditunjukkan pada tabel 5.51 berikut ini :

Tabel 5.51 Momen plastis rencana balok *two brace* pada sendi plastis

Elemen balok dan tingkat	Panjang bentang balok (m)	Momen ujung kiri balok (Tm)	Momen ujung kanan balok (Tm)
Balok lantai 1 - 5	6.5	17.68	-21.82
Balok lantai 6 - 10	6.5	16.90	-21.09
Balok lantai 11 - atap	6.5	2.33	-6.55
Balok lantai 1 - 5	8.0	3.05	-22.02
Balok lantai 6 - 10	8.0	3.69	-21.93
Balok lantai 11 - atap	8.0	9.61	-16.91

3. Perhitungan dimensi balok.

Untuk perhitungan dimensi balok bentangan 6,5 m lantai 1-5 dengan momen rencana sebesar -21,82 Ton meter, dicoba profil W14x48 dengan data profil sebagai berikut :

$$\begin{array}{llll}
 A_s = 14,1 \text{ in}^2 & I_x = 485 \text{ in}^4 & I_y = 51,4 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 13,78 \text{ in} & S_x = 70,3 \text{ in}^3 & S_y = 12,8 \text{ in} & L = 255,91 \text{ in} \\
 t_w = 0,340 \text{ in} & r_x = 5,85 \text{ in} & r_y = 1,91 \text{ in} & \\
 b_f = 8,030 \text{ in} & Z_x = 78,4 \text{ in}^3 & Z_y = 19,6 \text{ in}^3 & \\
 t_f = 0,595 \text{ in} & F_r = 10 \text{ Ksi} & F_y = 36 \text{ Ksi} &
 \end{array}$$

Karena balok mempunyai dukungan lateral menerus akibat pelat beton dan konektor geser sehingga asumsi panjang efektif $L_b = 0 \text{ in}$.

Kemudian kapasitas tampang profil terhadap lentur dihitung sebagai berikut :

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 5,85}{\sqrt{36}} = 292,5 \text{ in} > l_b$$

Karena $L_b < L_p = 292,5 \text{ in}$, maka momen nominal balok dihitung sebagai berikut

$$M_n = Z_x \cdot F_y = 78,4 \cdot 36 = 2822,4 \text{ Kip-in}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot M_n = 0,9 \cdot 2822,4 = 2540,16 \text{ Kip-in} = 28,702 \text{ tm} > M_u = 21,82 \text{ tm}$$

Untuk perhitungan perencanaan balok selanjutnya ditampilkan dalam tabel 5.52 sebagai berikut ini :

Tabel 5.52 Perencanaan balok daktail *two brace*

Tingkat	Elemen	Bentangan balok (m)	Profil	Zx (in ³)	Mu (Tm)	φMn (Tm)	φMn/Mu
Balok lantai 1-5	332	6.50	W14x43	69.6	21.82	25.480	1.17
Balok lantai 6-10	385	6.50	W14x43	69.6	21.09	25.480	1.21
Balok lantai 11-A	460	6.50	W14x26	40.2	6.55	14.717	2.25
Balok lantai 1-5	362	8.00	W14x43	69.6	22.02	25.480	1.16
Balok lantai 6-10	377	8.00	W14x43	69.6	21.93	25.480	1.16
Balok lantai 11-A	451	8.00	W14x30	47.3	16.91	17.316	1.02

5.8.2 Perencanaan kolom *two brace*

Pada perencanaan kolom daktail mempergunakan prinsip *strong column weak beam* yaitu memperkuat kolom dibandingkan dengan balok. Tahapan perencanaan kolom daktail adalah sebagai berikut :

1. Momen rencana kolom berdasarkan momen plastis pada balok.

Perencanaan momen kolom dengan konsep *strong column weak beam* didasarkan pada besarnya momen plastis pada balok setelah dikalikan dengan rasio perbesaran dengan langkah-langkah sebagai berikut ini :

- a. Menghitung momen plastis pada balok-balok yang terhubung dengan kolom yang akan direncanakan. Pada kolom tepi lantai 1 terhubung dengan balok lantai 1-5 bentangan 6,5 m (W14x48) dengan besarnya momen plastis sebagai berikut ini:

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 78,436 = 2822,4 \text{ Kip-in}$$

dan selanjutnya hasil perhitungan diperlihatkan dalam tabel 5.53.

- b. Rasio perbesaran momen pada kolom (β) diambil 1,1 sehingga momen rencana kolom M_{pr} pada balok tepi lantai 1 adalah sebagai berikut ini :

$$M_{pr} = \beta \cdot M_p = 1,1 \cdot 2822,4 = 3104,64 \text{ Kip-in}$$

dan perhitungan selanjutnya diperlihatkan pada tabel 5.53.

Tabel 5.53 Momen rencana kolom *two brace* pada setiap elemen

Tingkat	Elemen Balok	Panjang Bentang (m)	Profil	Zx (in)	Fy (Ksi)	Mpx = Zx.Fy (Kip-in)	Mpr (Kip-in)
1	308	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	533	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
2	323	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	549	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
3	333	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	565	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
4	354	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	582	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
5	367	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	597	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
6	382	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	613	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
7	397	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	629	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
8	412	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	645	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
9	427	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	661	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
10	442	6.5	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
	677	8.0	W14x48	78.4	36	2822.40	3104.6
11	457	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	690	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2
12	472	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	709	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2
13	487	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	722	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2
14	502	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	741	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2
Atap	517	6.5	W14x26	40.2	36	1447.20	1591.9
	756	8.0	W14x30	54.6	36	1965.60	2162.2

- c. Selanjutnya pengaruh kekakuan kolom α dihitung berdasarkan rasio momen pada kolom yang direncanakan terhadap momen total pada tingkat yang ditinjau.

$$\alpha_{bx} = \frac{I_b / L_b}{(I_b / L_b + I_a / L_a)} = \frac{3010 / 147.64}{(3010 / 147.64 + 3010 / 147.64)} = 0.50$$

dengan I_b = Inersia kolom bawah L_b = Tinggi kolom bawah (in)

I_a = Inersia kolom atas L_a = Tinggi kolom atas (in)

Kemudian perhitungan kekakuan α ditabelkan pada tabel 5.54 sebagai berikut :

Tabel 5.54 Pengaruh kekakuan kolom daktail *two brace*

Tingkat	Profil Kolom	Elemen	Arah X				Arah Y			
			I_b/L_b	I_a/L_a	α_{bx}	α_{ax}	I_b/L_b	I_a/L_a	α_{by}	α_{ay}
L1-5	W14x233	eksterior	20.39	20.39	0.50	0.50	7.79	7.79	0.50	0.50
	W14x550	interior	63.87	63.87	0.50	0.50	22.01	22.01	0.50	0.50
L6-10	W14x145	Eksterior	11.58	11.58	0.50	0.50	4.59	4.59	0.50	0.50
	W14x311	Interior	29.33	29.33	0.50	0.50	10.90	10.90	0.50	0.50
L11-A	W14x120	Eksterior	9.35	9.35	0.50	0.50	3.35	3.35	0.50	0.50
	W14x159	Interior	12.87	12.87	0.50	0.50	5.07	5.07	0.50	0.50

d. Kemudian momen kolom yang direncanakan dihitung dengan formula sebagai berikut :

$$M_{kolom} = \frac{h_n}{h} \alpha \cdot DMF \cdot 0,7 \left(\frac{L_{bi}}{L_{nbi}} \cdot M_{bi} + \frac{L_{ba}}{L_{nba}} \cdot M_{ba} \right)$$

Untuk kolom eksterior dihitung sebagai berikut :

$$\text{Momen rencana balok tepi } (M_{ba}) = 3104,6 \text{ Kip-in}$$

$$\text{Tinggi kolom total } (h) = 147,64 \text{ in}$$

$$\text{Tinggi kolom bersih } (h_n) = 133,07 \text{ in}$$

$$\text{Bentang balok kanan kolom } (L_{bi}) = 314,96 \text{ in}$$

$$\text{Bentang antar sendi plastis } (L_{nbi}) = 267,21 \text{ in}$$

Sehingga momen kolom diperoleh sebagai berikut ini :

$$M_{kol-x} = \frac{133,60}{147,64} \cdot 0,50 \cdot 1,30 \cdot 0,7 \left(\frac{314,96}{267,21} \cdot 3104,6 \right) = 31001,37 \text{ Kip-in}$$

$$M_{kol-y} = \frac{133,60}{147,64} \cdot 0,50 \cdot 1,30 \cdot 0,7 \left(\frac{314,96}{267,21} \cdot 3104,6 + \frac{314,96}{267,21} \cdot 3104,6 \right)$$

$$= 1500,68 \text{ Kip-in}$$

Perhitungan momen rencana kolom dihitung setiap lima tingkat dan ditunjukkan pada tabel 5.55 sebagai berikut ini :

Tabel 5.55 Momen kolom daktail *two brace*

Data	Satuan	Tingkat					
		Kolom Lantai 1-5		Kolom Lantai 6-10		Kolom Lantai 11-A	
		Tepi	Tengah	Tepi	Tengah	Tepi	Tengah
h_c	in	133.07	130.90	133.32	132.11	133.47	133.32
h_n	in	147.64	147.64	147.64	147.64	147.64	147.64
ρ_c		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
ρ_n		0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
$L_{1-5} = L_{1-5}$	in	314.96	255.91	314.96	255.91	314.96	255.91
$L_{6-10} = L_{6-10}$	in	267.21	207.19	267.39	207.27	268.74	209.77
$M_{1-5} = M_{1-5}$	Kip-in	3104.60	3104.60	3104.60	3104.60	2162.20	1591.90
Momen M_{1-5}	Kip-in	3001.37	3093.80	3004.87	3121.22	2084.67	2167.53
Momen M_{6-10}	Kip-in	1500.68	3093.80	1502.44	3121.22	1042.33	1595.83
Momen M_{11-A}	Tm	34.61	35.67	34.65	35.99	24.04	18.40
Momen M_{11-A}	Tm	17.30	35.67	17.32	35.99	12.02	18.40

2. Momen rencana kolom analisa SAP90

Penentuan momen rencana kolom dari analisa SAP90 diambil berdasarkan momen terbesar pada setiap lima tingkat dengan membedakan kolom tengah dan kolom tepi seperti ditunjukkan pada tabel 5.56 sebagai berikut :

Tabel 5.56 Gaya aksial dan momen kolom SAP90 *two brace*

Tingkat	Elemen	Gaya aksial (Ton)	Hasil analisis SAP90	
			Momen x (Tm)	Momen y (Tm)
Lantai 1-5 kolom tepi	18	333.9	-57.8	8.75
Lantai 6-10 kolom tepi	118	225.2	15.77	-4.06
Lantai 11-A kolom tepi	218	117	23.99	-1.1
Lantai 1-5 kolom tengah	13	1178	-168.3	20.12
Lantai 6-10 kolom tengah	113	586.7	-0.17	0.93
Lantai 11-A kolom tengah	209	201.9	17.54	3.53

3. Gaya aksial dan momen rencana kolom

Gaya aksial dan momen rencana kolom diambil berdasarkan nilai terbesar diantara momen kolom analisis daktail dengan momen kolom analisis SAP90 dan dapat ditunjukkan pada tabel 5.57 sebagai berikut :

Tabel 5.57 Gaya aksial dan momen rencana kolom *two brace*

Tingkat	Gaya aksial (Ton)	Momen x (Tm)	Momen y (Tm)
Lantai 1-5 kolom tepi	333.9	-57.8	8.75
Lantai 6-10 kolom tepi	225.2	15.77	-4.06
Lantai 11-A kolom tepi	117	23.99	-1.1
Lantai 1-5 kolom tengah	1178	-168.3	20.12
Lantai 6-10 kolom tengah	586.7	-0.17	0.93
Lantai 11-A kolom tengah	201.9	17.54	3.53

4. Perhitungan dimensi kolom

Langkah-langkah perhitungan dimensi kolom sebagai berikut :

- a Menentukan nilai kekakuan elemen untuk join tepi lantai 1-5 arah x dengan grafik kekakuan elemen terlampir. Untuk menentukan nilai kekakuan ini perlu diketahui nilai inersia dari profil balok dan kolomnya seperti ditabelkan dalam tabel 5.58 dan 5.59 sebagai berikut ini :

Tabel 5.58 Inertia profil kolom *two brace* arah x dan arah y

Tingkat	Profil Kolom	I_x (in ⁴)	I_y (in ⁴)	L (in)	I_x/L (in ³)	I_y/L (in ³)
1-5 tepi	W14x233	3010	1150	147.64	20.39	7.79
6-10 tepi	W14x145	1710	677	147.64	11.58	4.59
11-A tepi	W14x120	1380	495	147.64	9.35	3.35
1-5 tengah	W14x550	9430	3250	147.64	63.87	22.01
6-10 tengah	W14x311	4330	1610	147.64	29.33	10.90
11-A tengah	W14x159	1900	748	147.64	12.87	5.07

Tabel 5.59 Inertia profil balok *two brace* arah x dan arah y

Tingkat	Profil Balok	I_x (in ⁴)	I_y (in ⁴)	L (in)	I_x/L (in ³)	I_y/L (in ³)
1-5 tepi	W14x48	485	51.4	314.96	1.54	0.16
6-10 tepi	W14x48	485	51.4	314.96	1.54	0.16
11-A tepi	W14x30	291	19.6	314.96	0.92	0.06
1-5 tengah	W14x48	485	51.4	255.91	1.90	0.20
6-10 tengah	W14x48	485	51.4	255.91	1.90	0.20
11-A tengah	W14x26	245	8.9	255.91	0.96	0.03

Dari hasil nilai inersia arah x dan nilai inersia arah y profil balok dan kolom, dicari nilai kekakuan kolom sebagai berikut ini :

$G_z = 1$ (Kondisi perletakan jepit)

$$G_b = \frac{\sum \frac{I_{cb}}{L_{cb}}}{\sum \frac{I_{gb}}{L_{gb}}} = \frac{\sum \left(\frac{3010}{147,64} + \frac{3010}{147,64} \right)}{\sum \left(\frac{485}{314,96} + \frac{485}{314,96} + \frac{485}{314,96} \right)} = \frac{40,770}{4,619} = 8.83$$

Dari grafik AISC/LRFD (halaman 3-5) kekakuan elemen untuk struktur *brace*, berdasarkan nilai G_a dan G_b diperoleh nilai $K = 0,85$. Untuk perhitungan selanjutnya hasilnya ditabelkan pada tabel 5.60 sebagai berikut ini :

Tabel 5.60 Kekakuan elemen kolom *two brace* arah x dan arah y

Tingkat	G	G_x	K_x	G_y	K_y
1-tepi	G_a	1.00	0.850	1.00	0.860
	G_b	8.83		31.82	
2-5 tepi	G_a	8.83	0.940	31.82	0.980
	G_b	8.83		31.82	
6-10 tepi	G_a	5.01	0.910	18.73	0.960
	G_b	5.01		18.73	
11-A tepi	G_a	6.74	0.920	35.92	0.985
	G_b	6.74		35.92	
1-tengah	G_a	1.00	0.850	1.00	0.875
	G_b	19.60		63.76	
2-5 tengah	G_a	19.60	0.965	63.76	1.000
	G_b	19.60		63.76	
6-10 tengah	G_a	9.00	0.935	31.59	0.980
	G_b	9.00		31.59	
11-A tengah	G_a	6.90	0.925	45.74	0.985
	G_b	6.90		45.74	

b. Kontrol terhadap gaya aksial dan lentur kolom

Kolom bagian tepi pada tingkat 1-5 direncanakan dengan profil W14x233 dengan data profil sebagai berikut ini :

$$\begin{array}{llll}
 A_s = 68,5 \text{ in}^2 & I_x = 3010 \text{ in}^4 & I_y = 1150 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 16,04 \text{ in} & S_x = 375 \text{ in}^3 & S_y = 145 \text{ in}^3 & L = 147,64 \text{ in} \\
 t_w = 1,070 \text{ in} & r_x = 6,63 \text{ in} & r_y = 4,10 \text{ in} & K_x = 0,94 \\
 b_f = 15,890 \text{ in} & Z_x = 436 \text{ in}^4 & Z_y = 221 \text{ in}^4 & K_y = 0,98 \\
 t_f = 1,720 \text{ in} & F_r = 10 \text{ Ksi} & F_y = 36 \text{ Ksi} &
 \end{array}$$

Selanjutnya analisis dimulai dengan menghitung kelangsingan elemen kolom sebagai berikut ini :

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E_c}} = \frac{0,94.147,64}{6,63 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,235$$

$$\lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E_c}} = \frac{0,98.147,64}{4,10 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,396$$

diambil nilai λ_c terbesar yaitu 0,396 dan kemudian dihitung gaya aksial nominal kolom. Karena $\lambda_c < 1,5$ maka :

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) \cdot F_y = (0,658^{0,396^2}) \cdot 36 = 33,713 \text{ Kips}$$

$$\Phi P_n = \Phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 0,85 \cdot 33,713 \cdot 68,5 = 1962,939 \text{ Kips} = 1421,989 \text{ Ton}$$

$$L_F = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 4,10}{\sqrt{36}} = 205 \text{ in} > L_b = 147,64 \text{ in}$$

Karena $L_b < L_p$ maka momen lentur nominal kolom dihitung sebagai berikut ini :

$$\phi \cdot M_{nx} = \phi \cdot Z_x \cdot F_y = 0,85 \cdot 436,36 = 13341,6 \text{ Kip-in} = 153,83 \text{ Tm}$$

$$\phi \cdot M_{ny} = \phi \cdot Z_y \cdot F_y = 0,85 \cdot 221,36 = 6762,6 \text{ Kip-in} = 77,97 \text{ Tm}$$

Selanjutnya perlu di kontrol terhadap persamaan interaksi kolom aksial dan lentur arah x dan lentur arah y sebagai berikut ini :

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} = \frac{233,9}{891,18} = 0,375 > 0,2 \text{ sehingga.}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi \cdot M_{ny}} \right) = \frac{233,9}{891,18} + \left(\frac{57,80}{153,83} + \frac{15,73}{77,97} \right)$$

$$= 0,88799 < 1,0$$

Untuk perhitungan selanjutnya pada tabel 5.61 dan tabel 5.62 sebagai berikut :

Tabel 5.61 Rasio gaya aksial terhadap kapasitas aksial kolom *two brace*

Tingkat	Profil	P_u (Ton)	ϕP_n (Ton)	$P_u/\phi P_n$	Ket
1-5 tepi	W14x233	333.9	891.18	0.375	> 0.2
6-10 tepi	W14x145	225.2	618.83	0.364	> 0.2
11-A tepi	W14x120	117	504.88	0.232	> 0.2
1-5 tengah	W14x550	1178	2256.1	0.522	> 0.2
6-10 tengah	W14x311	586.7	1197.3	0.490	> 0.2
11-A tengah	W14x159	201.9	603.83	0.334	> 0.2

Tabel 5.62 Interaksi aksial dan lentur kolom *two brace*

Tingkat	Profil	P_u/P_n	M_{ux} (Tm)	ϕM_{nx} (Tm)	$M_{ux}/\phi M_{nx}$	M_{uy} (Tm)	ϕM_{ry} (Tm)	$M_{uy}/\phi M_{ry}$	Interaksi
1-5 tepi	W14x233	0.375	57.80	153.83	0.3757	15.73	77.97	0.2017	0.88799
6-10 tepi	W14x145	0.364	32.43	97.13	0.3339	16.21	49.69	0.3262	0.95067
11-A tepi	W14x120	0.232	31.56	79.20	0.3985	15.75	40.22	0.3916	0.93403
1-5 tengah	W14x550	0.522	168.30	465.30	0.3617	32.72	217.79	0.1502	0.97721
6-10 tengah	W14x311	0.490	18.93	212.75	0.0890	18.93	107.26	0.1765	0.72599
11-A tengah	W14x159	0.334	19.69	101.26	0.1944	19.69	51.51	0.3823	0.9111

5.8.3 Perencanaan dimensi *bracing*

Momen yang dipergunakan untuk perencanaan *bracing* adalah momen yang terbesar yang terletak pada *bracing* tersebut. Hasil analisis momen pada SAP90 dapat ditunjukkan dalam tabel 5.63 sebagai berikut ini :

Tabel 5.63 Momen rencana *bracing* tipe *two-brace*

Tipe <i>bracing</i>	Tingkat	Elemen	Panjang bentang <i>bracing</i> (m)	Momen ujung kiri (Tm)	Momen ujung kanan (Tm)
<i>Two brace</i>	<i>Bracing</i> lantai 1-5	786	4.75	4.53	-1.80
	<i>Bracing</i> lantai 6-10	842	4.75	3.92	-1.47
	<i>Bracing</i> lantai 11-A	912	4.75	2.15	-1.11
	<i>Bracing</i> lantai 1-5	778	5.13	4.47	-3.07
	<i>Bracing</i> lantai 6-10	848	5.13	3.90	-1.42
	<i>Bracing</i> lantai 11-A	918	5.13	1.14	-0.07

Untuk perencanaan dianalisis setiap lima lantai dengan mengambil momen terbesar pada elemen pengaku diatas, sedangkan sebagai contoh perencanaannya digunakan momen rencana untuk *bracing* bentangan 4,75 m sebesar 2,85 Ton meter. Dicoba ukuran profil W 8x15 dengan data profil sebagai berikut ini :

$$\begin{array}{llll}
 A_s = 4,44 \text{ in}^2 & I_x = 48,0 \text{ in}^4 & I_y = 3,41 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 8,11 \text{ in} & S_x = 11,8 \text{ in}^3 & S_y = 1,70 \text{ in}^3 & L = 187,01 \text{ in} \\
 t_w = 0,245 \text{ in} & r_x = 3,29 \text{ in} & r_y = 0,876 \text{ in} & F_y = 36 \text{ Ksi} \\
 b_f = 4,015 \text{ in} & Z_x = 13,6 \text{ in}^3 & Z_y = 2,67 \text{ in}^3 & M_u = 4,9 \text{ tm} \\
 t_f = 0,315 \text{ in} & J = 0,14 \text{ in}^4 & c_w = 51,8 \text{ in}^6 &
 \end{array}$$

Kemudian kapasitas tampang profil terhadap lentur dihitung sebagai berikut ini :

$$L_p = \frac{300 \cdot r_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{300 \cdot 0,876}{\sqrt{36}} = 45,8 \text{ in} < L_b = 187,01 \text{ in}$$

Karena $L_b > L_p = 45,8 \text{ in}$, maka momen nominal pengaku dihitung sebagai berikut :

$$G = \frac{E}{2,6} = \frac{29000}{2,6} = 11153,85 \text{ Ksi}$$

$$d_w = d - (2 \cdot t_f) = 8,11 - (2 \cdot 0,315) = 7,48 \text{ in}$$

$$h = 0,95 \cdot d = 7,7045 \text{ in}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{11,8} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11153,85 \cdot 0,14 \cdot 4,44}{2}} = 2669,44$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot c_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{(G \cdot J)^2} \right) = \frac{4 \cdot 51,8}{3,41} \left(\frac{11,8}{(11153,85 \cdot 0,14)^2} \right) = 0,000294$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_y - F_r} \sqrt{\left(1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2} \right)} = 130,145 \text{ in} < L_b$$

$L_r < L_b$ maka :

$$M_r = c_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{\left(E_s \cdot I_y \cdot G \cdot J \right) + \left(\left(\frac{\pi \cdot E_s}{L_b} \right)^2 \cdot I_y \cdot c_w \right)}$$

$$M_r = 1. \frac{\pi}{187,01} \sqrt{\left(29000 \cdot 3,41 \cdot 11153,85 \cdot 0,14 \right) + \left(\frac{\pi \cdot 29000}{187,01} \right)^2 \cdot 3,41 \cdot 51,8}$$

$$= 235,392 \text{ Kip-in}$$

$$\phi \cdot M_r = 0,9 \cdot M_r = 0,9 \cdot 235,392 = 211,854 \text{ Kip-in} = 2,197 \text{ Tm}$$

$$M_u = 2,15 \text{ Tm} < 2,197 \text{ Tm}$$

Untuk perhitungan perencanaan pengaku selanjutnya ditampilkan dalam tabel 5.64 sebagai berikut ini :

Tabel 5.64 Perencanaan profil *bracing*

Tipe <i>bracing</i>	Tingkat	Bentang <i>bracing</i> (m)	Profil	Z_x (in)	M_u (Tm)	ϕM_n (Tm)	$\phi M_n / M_u$
Two brace	<i>Bracing</i> lantai 1-5	4.75	W 8x21	20.4	4.53	5.645	1.25
	<i>Bracing</i> lantai 6-10	4.75	W 8x18	17.0	3.92	4.259	1.08
	<i>Bracing</i> lantai 11-A	4.75	W 8x15	13.6	2.15	2.197	1.02
	<i>Bracing</i> lantai 1-5	5.13	W 8x21	20.4	4.47	5.645	1.26
	<i>Bracing</i> lantai 6-10	5.13	W 8x18	17.0	3.90	4.022	1.03
	<i>Bracing</i> lantai 11-A	5.13	W 8x15	13.6	1.14	2.198	1.92