

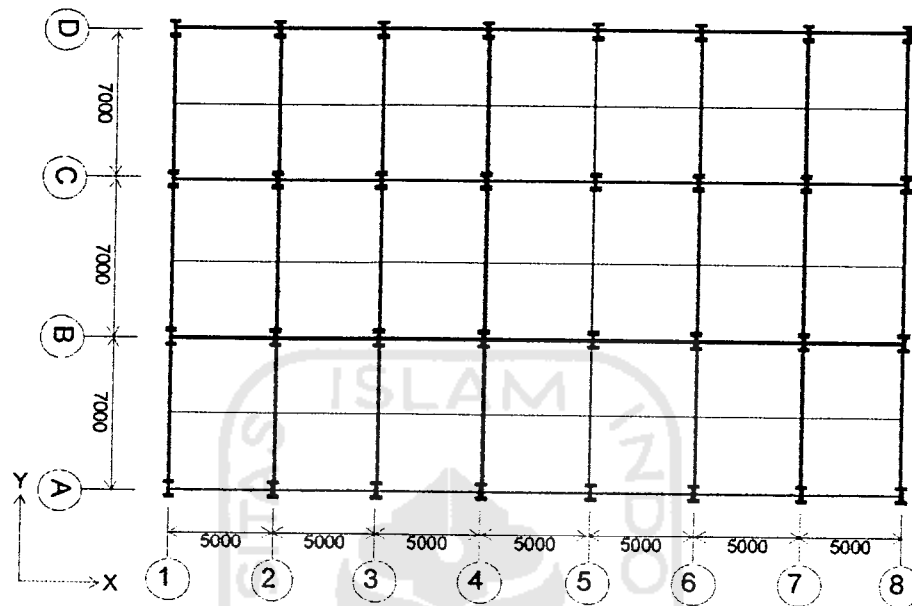
BAB V

APLIKASI DISAIN

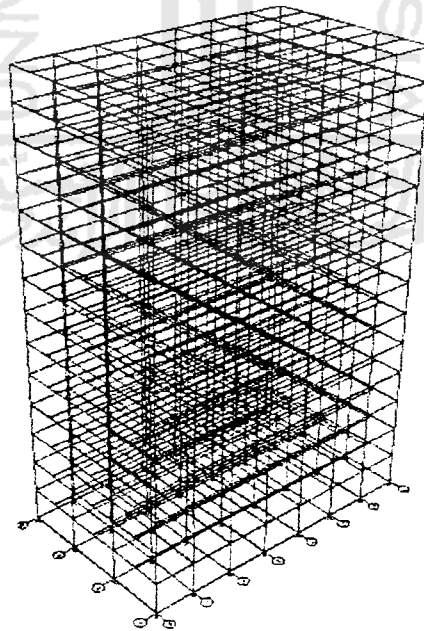
5.1 Pendahuluan

Analisis struktur untuk tahap pendisainan ini menggunakan model 3-D dengan variasi tingkat sebanyak 14 tingkat. Model disain yang digunakan adalah Rangka Bresing Biasa dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Baja untuk *braced steel frame (BSF)* dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) Baja untuk *unbraced steel frame (USF)*. Dasar pendisainan menggunakan AISC-LRFD (*American Institut Steel Design-Load and Resistant Factor Design*) 1993. Perencanaan gaya geser gempa didasarkan pada Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung SNI 03-1726-2000, dimana gaya geser gempa tersebut direncanakan menggunakan struktur baja daktil dengan tingkat daktilitas penuh. Untuk menjamin agar gedung berperilaku elastis maka perlu diambil nilai factor reduksi gempa (R) sebesar 6,5 untuk struktur BSF dan 8,5 untuk struktur USF. Tahap perencanaan kapasitas dimulai setelah dimensi elemen pemencar energi gempa diperoleh dari analisis perencanaan yang meliputi "*strength design*". Kriteria batas "*limit state*" yang menjadi batasan selain kekuatan (*strength*) adalah simpangan

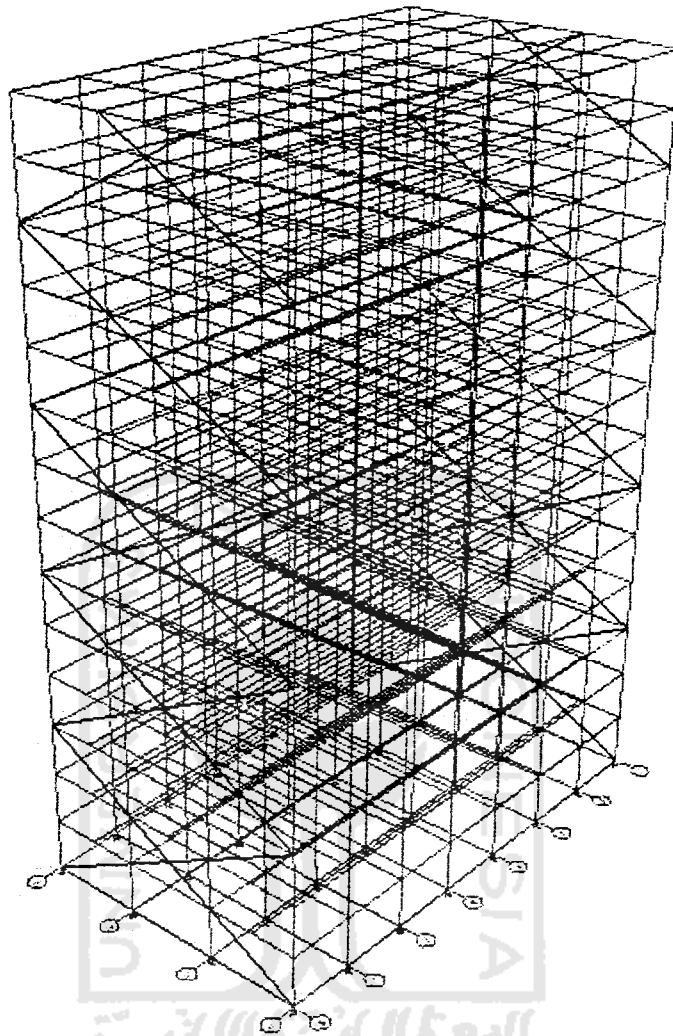
antar tingkat (*inter story drift*) yang diambil maksimal sebesar $0,005h$ (0,5%) atau setara dengan 20 mm.



Gambar 5.1 Denah Struktur Baja 14 Lantai



Gambar 5.2 Model 3-D Struktur USF

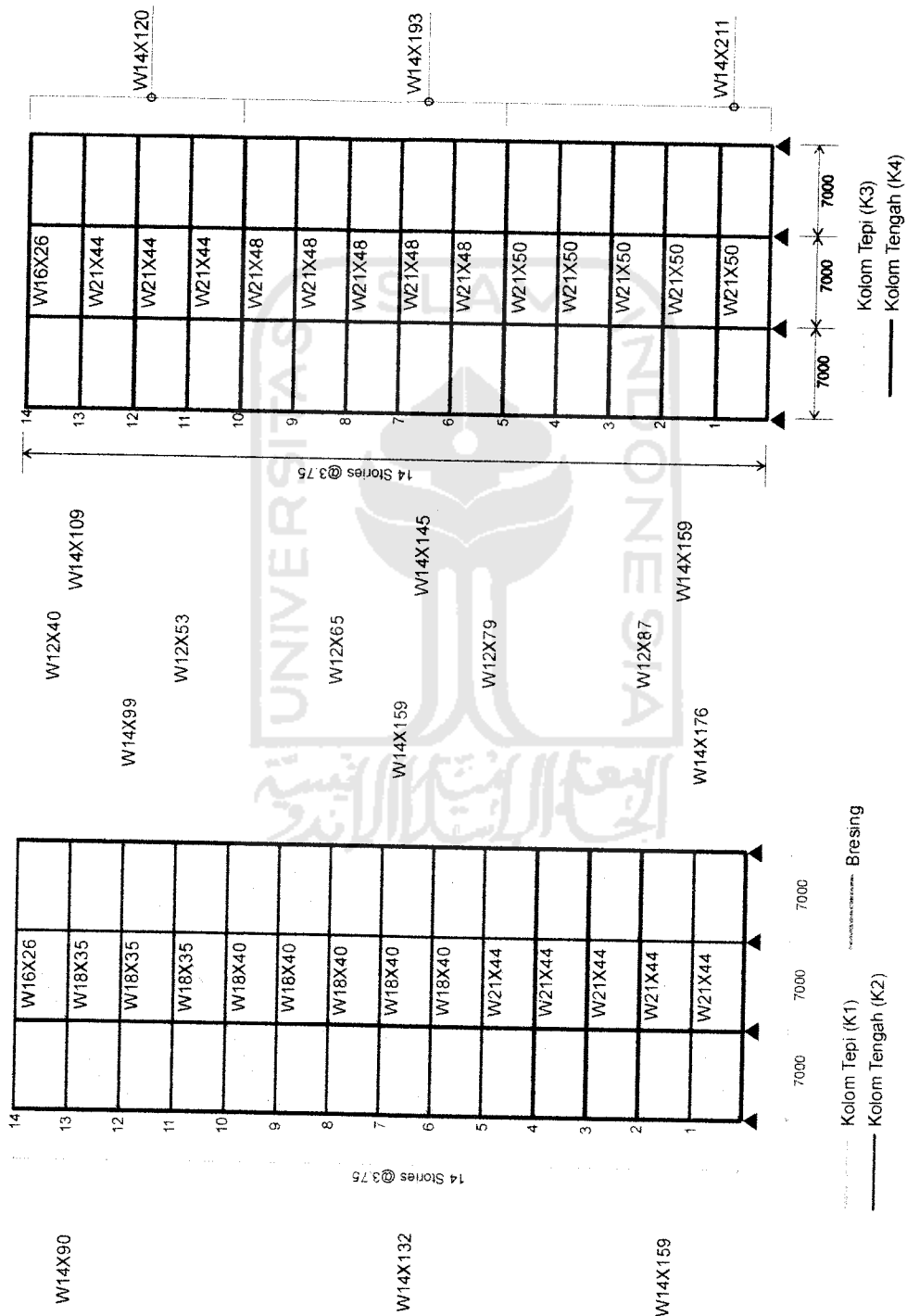


Gambar 5.3 Model 3-D Struktur BSF

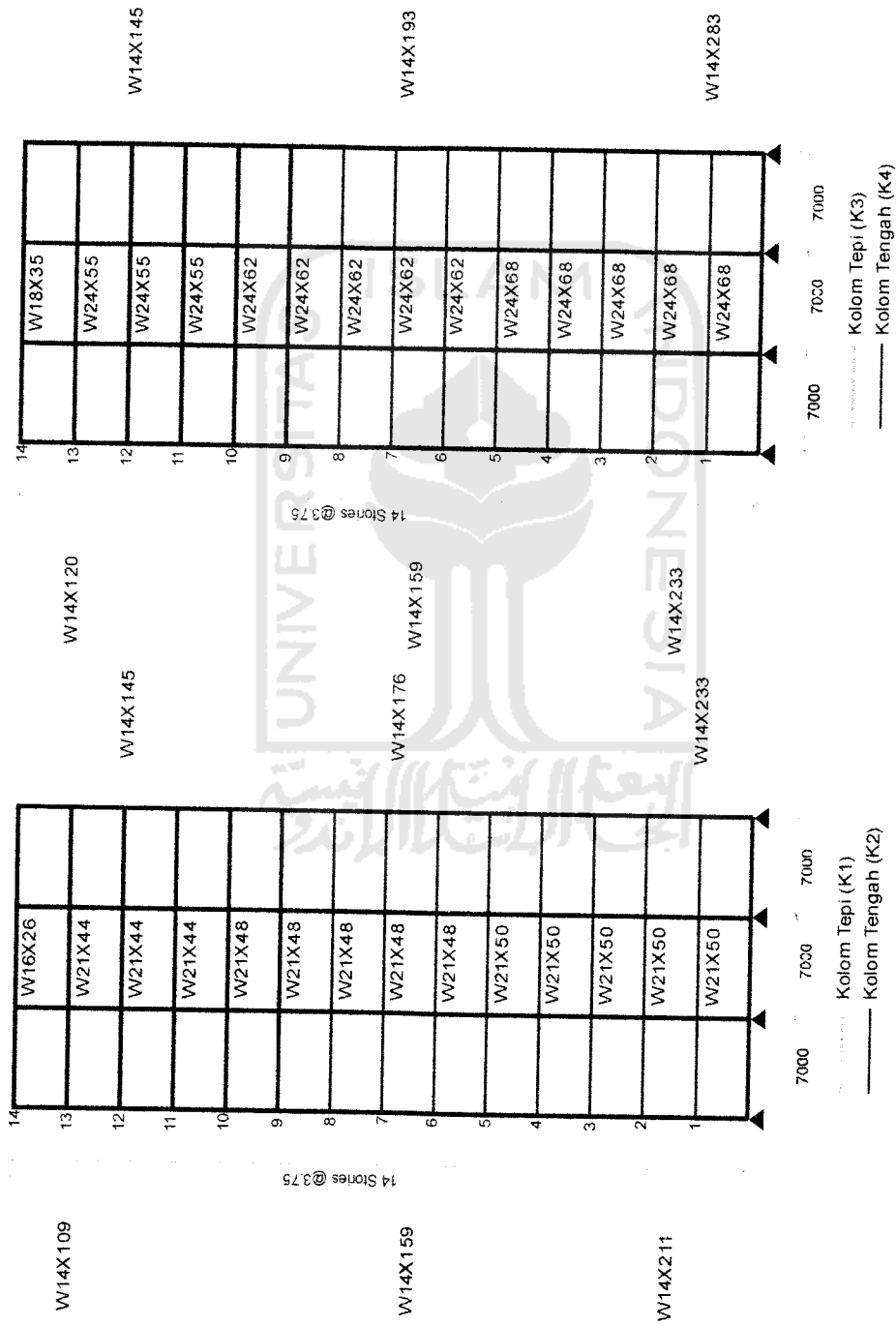
5.2 Pembebanan Struktur

5.2.1 Rencana Penempatan Elemen Struktur

Cara pemilihan profil untuk elemen struktur adalah dengan cara *trial and error*, dengan mempertimbangkan kekuatan elemen dan simpangan antar tingkat. Profil yang sudah dipilih tersebut kemudian didisain sesuai dengan kapasitasnya masing-masing.



a. Portal Tepi
 b. Portal Tengah
 Gambar 5.4 Rencana Penempatan Elemen Struktur BSF

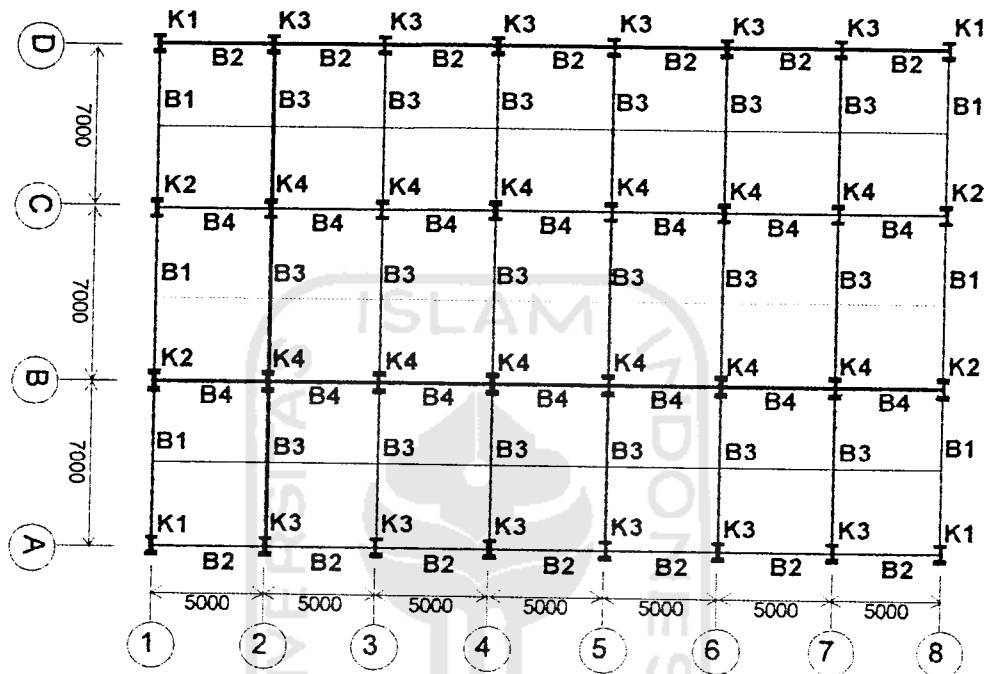


a. Portal Tepi

b. Portal Tengah

Gambar 5.5 Rencana Penempatan Elemen Struktur USF

Rencana penempatan elemen struktur pada struktur portal baja BSF dan USF, disajikan secara lengkap pada table 5.1 sampai dengan 5.4. Tabel tersebut didasarkan pada penempatan elemen struktur yang denahnya dapat dilihat pada gambar 5.6.



Gambar 5.6 Denah Balok dan Kolom Struktur BSF dan USF

Tabel 5.1 Profil Rencana Balok Struktur BSF

Lantai	Balok				
	B1	B2	B3	B4	B. anak
14	W16X26	W12X26	W16X26	W12X30	W12X19
13	W18X35	W12X30	W21X44	W12X35	W12X26
12	W18X35	W12X30	W21X44	W12X35	W12X26
11	W18X35	W12X30	W21X44	W12X35	W12X26
10	W18X40	W12X30	W21X48	W12X35	W12X26
9	W18X40	W12X30	W21X48	W12X35	W12X26
8	W18X40	W12X30	W21X48	W12X35	W12X26
7	W18X40	W12X30	W21X48	W12X35	W12X26
6	W18X40	W12X30	W21X48	W12X35	W12X26
5	W21X44	W12X30	W21X50	W12X35	W12X26
4	W21X44	W12X30	W21X50	W12X35	W12X26
3	W21X44	W12X30	W21X50	W12X35	W12X26

Lanjutan tabel 5.1

2	W21X44	W12X30	W21X50	W12X35	W12X26
1	W21X44	W12X30	W21X50	W12X35	W12X26

Tabel 5.2 Profil Rencana Bresing dan Kolom Struktur BSF

Lantai	Brace	Kolom			
		K1	K2	K3	K4
14	W12X40	W14X90	W14X99	W14X109	W14X120
13	W12X40	W14X90	W14X99	W14X109	W14X120
12	W12X53	W14X90	W14X99	W14X109	W14X120
11	W12X53	W14X90	W14X99	W14X109	W14X120
10	W12X53	W14X132	W14X159	W14X145	W14X193
9	W12X65	W14X132	W14X159	W14X145	W14X193
8	W12X65	W14X132	W14X159	W14X145	W14X193
7	W12X65	W14X132	W14X159	W14X145	W14X193
6	W12X79	W14X132	W14X159	W14X145	W14X193
5	W12X79	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211
4	W12X79	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211
3	W12X87	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211
2	W12X87	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211
1	W12X87	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211

Tabel 5.3 Profil Rencana Balok Struktur USF

Lantai	Balok				
	B1	B2	B3	B4	B. Anak
14	W16X26	W12X26	W18X35	W12X26	W12X19
13	W21X44	W12X30	W24X55	W12X30	W12X26
12	W21X44	W12X30	W24X55	W12X30	W12X26
11	W21X44	W12X30	W24X55	W12X30	W12X26
10	W21X48	W12X30	W24X62	W12X30	W12X26
9	W21X48	W12X30	W24X62	W12X30	W12X26
8	W21X48	W12X30	W24X62	W12X30	W12X26
7	W21X48	W12X30	W24X62	W12X30	W12X26
6	W21X48	W12X30	W24X62	W12X30	W12X26
5	W21X50	W12X30	W24X68	W12X30	W12X26
4	W21X50	W12X30	W24X68	W12X30	W12X26
3	W21X50	W12X30	W24X68	W12X30	W12X26
2	W21X50	W12X30	W24X68	W12X30	W12X26
1	W21X50	W12X30	W24X68	W12X30	W12X26

Tabel 5.4 Profil Rencana Kolom Struktur USF

Lantai	Kolom			
	K1	K2	K3	K4
14	W14X109	W14X145	W14X120	W14X145
13	W14X109	W14X145	W14X120	W14X145
12	W14X109	W14X145	W14X120	W14X145
11	W14X109	W14X145	W14X120	W14X145
10	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211
9	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211
8	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211
7	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211
6	W14X159	W14X176	W14X159	W14X211
5	W14X211	W14X233	W14X233	W14X283
4	W14X211	W14X233	W14X233	W14X283
3	W14X211	W14X233	W14X233	W14X283
2	W14X211	W14X233	W14X233	W14X283
1	W14X211	W14X233	W14X233	W14X283

5.2.2 Pembebanan Lantai dan Berat Total Struktur

1. Pembebanan atap

Beban yang bekerja:

a. Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,1 \cdot 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Berat plafond} = 1 \cdot 18 = 18 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Lapis kedap air} = 0,02 \cdot 2400 = 48 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Ducting AC} = 1 \cdot 15 = 15 \text{ Kg/m}^2$$

$$321 \text{ Kg/m}^2$$

b. Beban hidup

$$= 100 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

2. Pembebanan lantai

Beban yang bekerja:

a. Beban mati

Berat pelat	= 0,12 . 2400	= 288 Kg/m ²
Berat pasir	= 0,05 . 1800	= 90 Kg/m ²
Berat spesie	= 0,02 . 2400	= 48 Kg/m ²
Berat tegel	= 0,01 . 2400	= 24 Kg/m ²
Berat plafond	= 1 . 18	= 18 Kg/m ²
Ducting AC	= 1 . 15	= 15 Kg/m ²
		<hr/>
		483 Kg/m ²
b. Beban hidup	= 250	= 250 Kg/m ²
c. Beban tembok	= 0,15 . 3,3 . 1700	= 841,2 Kg/m

Kontrol tebal pelat rencana

$$h_{\min} = \frac{0,8 + \frac{f_y}{1500}}{36 + 9 \cdot \beta} \cdot (l_n) = \frac{0,8 + \frac{300}{1500}}{36 + 9 \cdot (5000/3500)} (3500) = 71,64 \text{ mm.}$$

Dipakai tebal pelat rencana = 120 mm, berarti anggapan bisa dipakai.

Perhitungan berat total struktur *Braced Steel Frame (BSF)*

1. Berat atap (lantai 14)

Berat pelat atap	= 21 . 35 . 321	= 235935 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 38,81	= 1630,02 Kg

Berat balok B2	= 5 . 14 . 38,66	= 2706,2 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 38,81	= 4890,06 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 44,42	= 3109,04 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 28,15	= 2955,75 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 133,92	= 2008,8 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 147,06	= 2205,9 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 161,71	= 7276,95 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 178,39	= 8027,55 Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 59,13	= 1878,09 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 100	= 22050 Kg
Total		= 294673,83 Kg

2. Berat lantai 13

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 52,05	= 2186,01 Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 65,7	= 8278,2 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 52,05	= 3643,5 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 133,92	= 2008,8 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 147,06	= 2205,9 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 161,71	= 7276,95 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 178,39	= 8027,55 Kg

Berat bresing	= 4 . 7,94 . 59,13	= 1878,09 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125 Kg
		<hr/>
Total	=	711985,54 Kg

3. Berat lantai 12 dan 11

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 52,05	= 2186,01 Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 65,7	= 8278,2 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 52,05	= 3643,5 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 133,92	= 2008,8 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 147,06	= 2205,9 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 161,71	= 7276,95 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 178,39	= 8027,55 Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 78,84	= 2504,12 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125 Kg
		<hr/>
Total	=	712611,57 Kg

4. Berat lantai 10

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 59,63	= 2504,46 Kg

Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094	Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 71,25	= 8977,5	Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 52,05	= 3643,5	Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3	Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 196,08	= 2941,2	Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 236	= 3540	Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 215,79	= 9710,55	Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 287,04	= 12916,8	Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 59,13	= 1878,09	Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182	Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125	Kg
		Total	= 723219,45 Kg

5. Berat lantai 9, 8, dan 7

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005	Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 59,63	= 2504,46	Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094	Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 71,25	= 8977,5	Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 52,05	= 3643,5	Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3	Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 196,08	= 2941,2	Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 236	= 3540	Kg

Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 215,79	= 9710,55 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 287,04	= 12916,8 Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 96,52	= 3065,48 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125 Kg
		<hr/>
Total		= 723781,28 Kg

6. Berat lantai 6

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 59,63	= 2504,46 Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 71,25	= 8977,5 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 52,05	= 3643,5 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 196,08	= 2941,2 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 236	= 3540 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 215,79	= 9710,55 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 287,04	= 12916,8 Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 117,24	= 3723,54 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125 Kg
		<hr/>
Total		= 724439,41 Kg

7. Berat lantai 5 dan 4

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 65,7	= 2759,4 Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 74,29	= 9360,54 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 52,05	= 3643,5 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 236	= 3540 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 261,77	= 3926,55 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 236	= 10620 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 313,32	= 14099,4 Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 117,24	= 3723,54 Kg
Berat tembok $\frac{1}{2}$ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125 Kg
Total		= 728153,75 Kg

8. Berat lantai 1, 2, dan 3

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 65,7	= 2759,4 Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 74,29	= 9360,54 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 52,05	= 3643,5 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3 Kg

Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 236	= 3540 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 261,77	= 3926,55 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 236	= 10620 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 313,32	= 14099,4 Kg
Berat bresing	= 4 . 7,94 . 129,37	= 4109,33 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125 Kg
		<hr/>
Total	=	728539 Kg

Perhitungan berat total struktur *Unbraced Steel Frame (USF)*

1. Berat atap (lantai 14)

Berat pelat atap	= 21 . 35 . 321	= 235935 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 38,81	= 1630,02 Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 38,66	= 2706,2 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 52,05	= 2914,8 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 44,42	= 3109,04 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 28,15	= 2955,75 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 161,71	= 2425,65 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 215,79	= 3236,85 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 178,39	= 8027,55 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 215,79	= 9710,55 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 100	= 22050 Kg
		<hr/>

Total = 294986,30 Kg

2. Berat lantai 13, 12, dan 11

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 65,7	= 2759,4 Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 82,37	= 10378,62 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 161,71	= 2425,65 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 215,79	= 3236,85 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 178,39	= 8027,55 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 215,79	= 9710,55 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125 Kg
Total	=	712069,49 Kg

3. Berat lantai 10, 9, 8, 7, dan 6

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 71,25	= 2992,5 Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 92,48	= 11652,48 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 236	= 3540 Kg

Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 261,77	= 3926,55 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 236	= 10620 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 313,32	= 14099,4 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125 Kg
Total		= 722362,03 Kg

4. Berat lantai 5, 4, 3, 2, dan 1

Berat pelat lantai	= 21 . 35 . 483	= 355005 Kg
Berat balok B1	= 7 . 6 . 74,29	= 3120,18 Kg
Berat balok B2	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok B3	= 7 . 18 . 101,58	= 12799,08 Kg
Berat balok B4	= 5 . 14 . 44,2	= 3094 Kg
Berat balok anak	= 5 . 21 . 38,66	= 4059,3 Kg
Berat kolom K1	= 4 . 3,75 . 313,32	= 4699,8 Kg
Berat kolom K2	= 4 . 3,75 . 346,17	= 5192,55 Kg
Berat kolom K3	= 12 . 3,75 . 346,17	= 15577,65 Kg
Berat kolom K4	= 12 . 3,75 . 420,96	= 18943,2 Kg
Berat tembok ½ bata	= 0,15 . 3,3 . 308 . 1700	= 259182 Kg
Beban hidup	= 0,3 . 21 . 35 . 250	= 55125 Kg
Total		= 735862,56 Kg

Tabel 5.5 Berat Tiap Lantai dan Berat Total Struktur Portal Baja

Lantai	Wi (Kg)	
	Braced Steel Frame	Unbraced Steel Frame
14 (atap)	294673.83	294986.30
13	711985.54	712069.49
12	712611.57	712069.49
11	712611.57	712069.49
10	723219.45	722362.03
9	723781.28	722362.03
8	723781.28	722362.03
7	723781.28	722362.03
6	724439.41	722362.03
5	728153.75	735862.56
4	728153.75	735862.56
3	728539.00	735862.56
2	728539.00	735862.56
1	728539.00	735862.56
W total	9692809.72	9722317.71

5.2.3 Perhitungan Gaya Geser Dasar Akibat Gempa dan Distribusinya ke Sepanjang Tinggi Gedung

1. Waktu getar struktur (T)

a. Struktur *unbraced steel frame*

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} = 0,085 \cdot 52,5^{3/4} = 1,658 \text{ detik} \quad (\text{Pers. 3.2-2})$$

b. Struktur *braced steel frame*

- Berdasarkan code Prancis

$$T = 0,08 \cdot \frac{H(m)}{\sqrt{L(m)}} \cdot \sqrt{\frac{H(m)}{L(m) + H(m)}} \quad (\text{Pers. 3.2-3})$$

$$= 0,08 \cdot \frac{52,5}{\sqrt{21}} \cdot \sqrt{\frac{52,5}{21 + 52,5}} = 0,775 \text{ detik.}$$

- Berdasarkan code Israel

$$T = 0,049 \cdot H^{3/4}(m) = 0,049 \cdot 52,5^{3/4} = 0,956 \text{ detik.} \quad (\text{Pers. 3.2-4})$$

- Berdasarkan code Puerto Rico

$$T = \frac{Hn(ft)}{20 \cdot \sqrt{D(ft)}} = \frac{172,24}{20 \cdot \sqrt{68,9}} = 1,038 \text{ detik} \quad (\text{Pers. 3.2-5})$$

- Berdasarkan code Spanyol

$$T = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{L(m)}{H(m)}}} \cdot 0,1 \cdot \frac{H(m)}{\sqrt{L(m)}} \quad (\text{Pers. 3.2-6})$$

$$= 0,85 \cdot \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{21}{52,5}}} \cdot 0,1 \cdot \frac{52,5}{\sqrt{21}} = 0,823 \text{ detik}$$

Dipakai T empiris berdasarkan code Puerto Rico, $T = 1,038$ detik.

2. Koefisien gempa dasar

Struktur berada di wilayah gempa 6 (BSF dan USF) dan di atas tanah keras.

- Struktur *unbraced steel frame*

$$T = 1,658 \text{ detik, maka } C \text{ (menurut Gambar 3.1)} = 0,253$$

- Struktur *braced steel frame*

$$T = 1,038 \text{ detik, maka } C \text{ (menurut Gambar 3.1)} = 0,405$$

3. Faktor keutamaan (I) dan faktor reduksi beban gempa (R)

Ditentukan nilai $I = 1$ (gedung perkantoran) dan $R = 8,5$ (Rangka pemikul momen khusus) untuk struktur USF, serta $R = 6,5$ (rangka bresing biasa) untuk struktur BSF.

4. Gaya geser dasar horizontal akibat gempa

$$V = \frac{C_i I}{R} W_i \text{ menurut} \quad (\text{Pers. 3.2-1})$$

$$V = \frac{0,405.1}{6,5} .9692809,72 = 603633,65 \text{ Kg (braced steel frame)}$$

$$V = \frac{0,253.1}{8,5} .9722317,705 = 289775,57 \text{ Kg (unbraced steel frame)}$$

5. Distribusi gaya geser dasar akibat gempa

Karena rasio $H/B = 52,5/21 = 2,50 < 3$ maka gaya geser dasar horizontal di sepanjang tinggi gedung didistribusikan dengan persamaan berikut.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} (V) \quad (\text{Pers. 3.2-7})$$

Tabel 5.6 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur BSF

Lantai	hi (m)	wi (Kg)	hi.wi	Fx,y (Kg)
14	52.5	294673.83	15470376.31	35756.08
13	48.75	711985.54	34709294.97	80222.25
12	45	712611.57	32067520.63	74116.42
11	41.25	712611.57	29395227.25	67940.05
10	37.5	723219.45	27120729.55	62683.09
9	33.75	723781.28	24427618.09	56458.61
8	30	723781.28	21713438.30	50185.43
7	26.25	723781.28	18999258.51	43912.25
6	22.5	724439.41	16299886.72	37673.30
5	18.75	728153.75	13652882.87	31555.38
4	15	728153.75	10922306.29	25244.30
3	11.25	728539.00	8196063.79	18943.24
2	7.5	728539.00	5464042.53	12628.83
1	3.75	728539.00	2732021.26	6314.41
			261170667.07	603633.65

Tabel 5.7 Distribusi Gaya Geser Dasar Horizontal Struktur USF

Lantai	hi (m)	wi (Kg)	hi.wi	Fx,y (Kg)
14	52.5	294986.30	15486780.62	17170.35
13	48.75	712069.49	34713387.53	38487.09
12	45	712069.49	32043126.95	35526.55
11	41.25	712069.49	29372866.37	32566.00
10	37.5	722362.03	27088576.12	30033.38
9	33.75	722362.03	24379718.51	27030.05
8	30	722362.03	21670860.90	24026.71
7	26.25	722362.03	18962003.29	21023.37
6	22.5	722362.03	16253145.67	18020.03
5	18.75	735862.56	13797422.98	15297.35
4	15	735862.56	11037938.38	12237.88
3	11.25	735862.56	8278453.79	9178.41
2	7.5	735862.56	5518969.19	6118.94
1	3.75	735862.56	2759484.60	3059.47
			261362734.90	289775.57

6. Kontrol waktu getar struktur dengan persamaan Rayleigh

$$T = 6,3 \sqrt{\frac{\sum Wi \cdot di^2}{g \cdot \sum Fi \cdot di}}$$

Tabel 5.8 Evaluasi Periode Getar (T Rayleigh) Struktur BSF

Tingkat	Fi Kg	Simpangan Tingkat cm	Total Simpangan (δ) cm	Wi Kg	Wi. δ i ² kg.cm ²	Fi. δ i kg.cm
14	35756.08	0.03	2.49	294673.83	1825542.94	88996.96
13	80222.25	0.09	2.46	711985.54	4317194.40	197542.28
12	74116.42	0.12	2.38	712611.57	4023885.05	176120.85
11	67940.05	0.17	2.25	712611.57	3617435.30	153073.43
10	62683.09	0.16	2.09	723219.45	3146486.38	130745.96
9	56458.61	0.17	1.92	723781.28	2679232.81	108625.48
8	50185.43	0.20	1.75	723781.28	2214640.77	87786.07
7	43912.25	0.22	1.55	723781.28	1741651.21	68118.11
6	37673.30	0.22	1.33	724439.41	1287028.03	50214.21
5	31555.38	0.22	1.12	728153.75	909677.62	35270.01
4	25244.30	0.23	0.90	728153.75	593360.65	22788.26
3	18943.24	0.22	0.68	728539.00	334560.23	12837.05
2	12628.83	0.23	0.46	728539.00	151334.11	5755.79
1	6314.41	0.23	0.23	728539.00	38232.42	1446.51
				Σ	26880261.94	1139320.98

Tabel 5.9 Evaluasi Peiode Getar (T Rayleigh) Struktur USF

Tingkat	Fy Kg	Simpangan Tingkat cm	Total Simpangan (δ) cm	Wl Kg	Wl. δ l2 kg.cm2	Fl. δ l kg.cm
14	17170.35	0.019	1.76	294986.30	914642.13	30234.58
13	38487.09	0.060	1.74	712069.49	2161603.77	67056.67
12	35526.55	0.098	1.68	712069.49	2015028.01	59762.99
11	32566.00	0.134	1.58	712069.49	1786012.34	51575.74
10	30033.38	0.115	1.45	722362.03	1518937.66	43550.87
9	27030.05	0.135	1.34	722362.03	1288469.08	36099.93
8	24026.71	0.153	1.20	722362.03	1041732.99	28853.27
7	21023.37	0.168	1.05	722362.03	793863.34	22039.30
6	18020.03	0.182	0.88	722362.03	559532.78	15859.55
5	15297.35	0.130	0.70	735862.56	358996.90	10684.72
4	12237.88	0.137	0.57	735862.56	237419.13	6951.29
3	9178.41	0.141	0.43	735862.56	136948.86	3959.57
2	6118.94	0.144	0.29	735862.56	61957.35	1775.51
1	3059.47	0.146	0.15	735862.56	15654.18	446.23
				Σ	12890798.52	378850.22

Braced steel frame:

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{26880261,94}{981.1139320,98}} = 0,98 \text{ detik}, \frac{T}{T_R} = 1,06 ; 0,8 \leq 1,06 \leq 1,2$$

Sehingga tidak perlu dicari koefisien gempa dasar baru (C), dan tidak perlu dihitung ulang.

Unbraced steel frame:

$$T_R = 6,3 \cdot \sqrt{\frac{12890798,52}{981.378850,22}} = 1,17 \text{ detik}, \frac{T}{T_R} = 1,00 \geq 1,2$$

Karena nilai $T/T_R \geq 1,2$, maka gaya gempa baru perlu dicari berdasarkan nilai C baru dengan menggunakan T_R . Nilai C baru untuk struktur *unbraced steel frame* menurut Gambar 3.1 untuk kondisi tanah keras, $C = 0,358$.

Tabel 5.11 Simpangan dan Interstory Drift

Lantai	Simpangan (m)		Inter Story Drift (%)	
	USF	BSF	USF	BSF
14	0.149	0.072	0.08	0.02
13	0.146	0.071	0.13	0.15
12	0.141	0.065	0.18	0.17
11	0.135	0.059	0.23	0.06
10	0.126	0.056	0.26	0.20
9	0.116	0.049	0.29	0.20
8	0.106	0.041	0.33	0.08
7	0.093	0.038	0.35	0.21
6	0.080	0.030	0.37	0.21
5	0.066	0.023	0.35	0.08
4	0.053	0.020	0.36	0.18
3	0.040	0.013	0.37	0.17
2	0.026	0.007	0.37	0.07
1	0.012	0.004	0.32	0.11
Dasar	0	0	0	0

5.2.4 Perhitungan Beban Gravitasi

Beban gravitasi adalah beban akibat beban mati dan beban hidup yang bekerja secara merata pada elemen balok portal. Pada analisis struktur dengan menggunakan program bantu **ETABS**, program memberikan kemudahan pemasukan nilai beban pelat atap dan pelat lantai dengan terlebih dahulu merancang pelat (*define*) sebagai elemen tersendiri (*slab section*). Beban gravitasi yang bekerja pada plat atap dan lantai yang berupa beban merata permukaan (*uniform area loads*), secara otomatis akan didistribusikan berdasarkan *tributary area* ke masing-masing balok pada setiap panel. Beban mati (q_d) merata permukaan (*gravity uniform area loads*) yang bekerja merupakan beban plat atap/lantai yang dikurangi dengan berat plat beton, sedangkan

beban hidup (q_l) sama dengan beban pada masing-masing plat. Berikut ini adalah beban-beban yang digunakan sebagai *input data* pada program ETABS.

1. Pembebanan plat atap

$$\text{Beban mati merata (qd)} = 321 - 240 = 81 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup merata (ql)} = 100 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

2. Pembebanan plat lantai

$$\text{Beban mati merata (qd)} = 483 - 288 = 195 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Beban hidup merata (ql)} = 250 = 250 \text{ Kg/m}^2$$

3. Berat Sendiri Balok

Berat sendiri elemen balok sudah dianggap termasuk di dalam berat mati elemen tersebut.

4. Berat tembok pasangan bata ½ batu

$$\text{Berat tembok} = 0,15 \times 3,3 \times 1700 = 841,5 \text{ Kg/m}^2$$

Direncanakan setiap balok induk yang terletak pada lantai selain atap akan menerima beban tembok pasangan bata ½ batu.

5.3 Perencanaan Balok Portal

5.3.1 Momen Rencana Balok, $M_{u,b}$.

Perhitungan momen rencana balok ($M_{u,b}$) dihitung berdasarkan kombinasi pembebanan maksimum dari:

$$M_{u,b} = 1,2M_D + 1,6M_L$$

$$M_{u,b} = 1,2M_D + 0,5M_L \pm M_E$$

Perhitungan momen lentur rencana balok disajikan secara lengkap dalam tabel pada lampiran B-1 (USF) dan B-2 (BSF).

5.3.2 Kuat Lentur Nominal Balok Portal

Momen rencana yang diambil adalah pada lokasi sendi plastis terjadi, dan selanjutnya dikontrol kapasitasnya.

Contoh perhitungan kuat lentur nominal balok portal

Pada struktur *braced frame* diambil contoh hitungan untuk balok B3 tepi kiri lantai 3 portal 6 dengan momen rencana hasil dari analisis struktur yang dapat dilihat dari lampiran B-2 adalah:

$$M_{u,b} = 2150,78 \text{ K-in}$$

$$L = 275,59 \text{ in}$$

$$L_n = 259,92 \text{ in}$$

$$L_b = 137,8 \text{ in}$$

Profil yang digunakan adalah W21X50, dengan data propertis sebagai berikut:

A	= 14,7 in ²	I _x	= 984 in ⁴	I _y	= 24,9 in ⁴
d	= 20,8 in	S _x	= 94,615 in ³	S _y	= 7,626 in ³
t _w	= 0,38 in	Z _x	= 110 in ³	Z _y	= 12,2 in ³
b _f	= 6,53 in	E _s	= 29000 Ksi	f _u	= 59 Ksi
t _f	= 0,535 in	F _y	= 36 Ksi	f _r	= 10 Ksi
r _x	= 8,182 in	G	= 11154 Ksi	C _w	= 2430,6 in ⁶
r _y	= 1,302 in	J	= 1,14 in ⁴		

Kontrol rasio lebar terhadap tebal (b/t) dan (h/t) penampang berdasarkan persamaan (3.5-1a) dan (3.5-1b), $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Pada sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{6,53}{2 \cdot 0,535} = 6,103 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,67 \text{ (Pers. 3.5-1a)}$$

$$\text{Pada badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{20,8}{0,38} = 54,737 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67 \quad (\text{Pers. 3.5-1b})$$

Karena memenuhi persyaratan maka profil W21X50 termasuk profil plastis.

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk local, $\phi M_{n,t}$

Karena harus menggunakan profil sangat kompak, maka $\phi M_n = \phi M_p$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot Z_x \cdot F_y \quad (\text{Pers. 3.5-3})$$

$$= 0,9 \cdot 110 \cdot 36$$

$$= 3564 \text{ K-in}$$

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y(\text{ksi})}} = 300 \cdot 1,302 \cdot \frac{1}{\sqrt{36}} = 65,075 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.5-4})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{94,615} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11154 \cdot 1,14 \cdot 14,7}{2}} \quad (\text{Pers. 3.5-8})$$

$$= 1731,3 \text{ Ksi}$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \cdot \frac{2430,6}{24,9} \left(\frac{94,615}{11154 \cdot 1,14} \right)^2 \quad (\text{Pers. 3.5-9})$$

$$= 0,02 \text{ Ksi}$$

$$F_1 = F_y - F_r = 36 - 10 = 26 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers. 3.5-8})$$

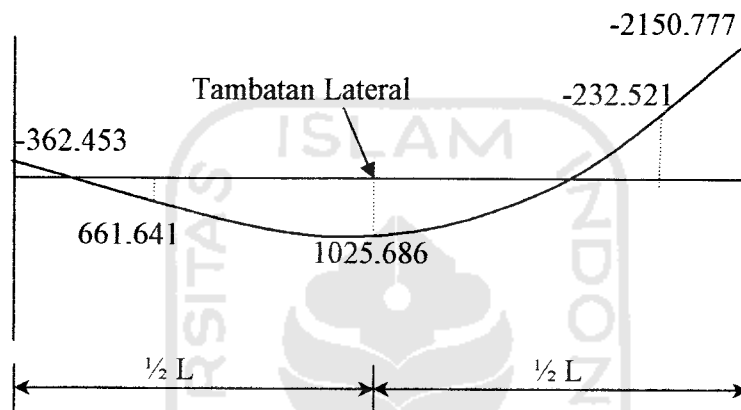
$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_1^2}} = \frac{1,302 \cdot 1731,3}{26} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,02 \cdot 26^2}} \quad (\text{Pers. 3.5-7})$$

$$= 192,55 \text{ in}$$

Karena $L_p \leq L_b \leq L_r$ maka termasuk bentang menengah

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk puntir lateral, ϕM_n

$$\begin{aligned}
 C_b &= \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} && \text{(Pers. 3.5-11)} \\
 &= \frac{12,5 \cdot 2150,777}{2,5 \cdot 2150,777 + 3 \cdot 661,641 + 4 \cdot 1025,686 + 3 \cdot 232,521} \\
 &= 2,211 < 2,3
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 M_r &= S_x \cdot (F_y - F_r) && \text{(Pers. 3.5-6)} \\
 &= 94,615 \cdot (36 - 10) \\
 &= 2459,99 \text{ K-in}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p && \text{(Pers. 3.5-5)} \\
 &= 2,211 \left[3960 - (3960 - 2459,99) \frac{(137,8 - 65,075)}{(192,55 - 65,075)} \right] \\
 &= 6862,11 \text{ K-in} > M_p = 3960 \text{ K-in}
 \end{aligned}$$

Karena $M_n > M_p$, maka

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi M_p && \text{(Pers. 3.5-3)} \\
 &= 0,9 \cdot 3960 = 3564 \text{ K-in}
 \end{aligned}$$

Rasio kapasitas lentur yang terjadi, $\frac{M_{u,b}}{\phi M_n} = \frac{2150,82}{3564} = 0,6 < 1,0 \rightarrow Ok!$ (Pers. 3.5-2)

Perhitungan kuat lentur balok disajikan secara lengkap dalam tabel pada lampiran B-3 (USF) dan B-4 (BSF). Tabel 5.12 sampai 5.13 merupakan tabel rekapitulasi momen rencana balok di sendi plastis dan kapasitas nominal balok untuk struktur BSF dan USF.

Tabel 5.12 Mu,b dan Mn Balok Portal Tepi

Lantai	Mu,b (K-in)		ϕMn (K-in)		Rasio	
	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
14	763.257	729.565	1432.08	1432.08	0.53	0.51
13	1032.480	1434.805	2154.60	3090.96	0.48	0.46
12	966.352	1735.612	2154.60	3090.96	0.45	0.56
11	980.924	2038.496	2154.60	3090.96	0.46	0.66
10	961.340	2316.982	2540.16	3090.96	0.38	0.75
9	1073.784	2566.033	2540.16	3466.80	0.42	0.74
8	954.333	2784.299	2540.16	3466.80	0.38	0.80
7	950.355	2971.531	2540.16	3466.80	0.37	0.86
6	1197.428	3127.652	2540.16	3466.80	0.47	0.90
5	960.279	3252.280	3090.96	3466.80	0.31	0.94
4	967.501	3344.184	3090.96	3564.00	0.31	0.94
3	1267.878	3395.505	3090.96	3564.00	0.41	0.95
2	1029.898	3389.191	3090.96	3564.00	0.33	0.95
1	1013.317	3174.965	3090.96	3564.00	0.33	0.89

Tabel 5.13 Mu,b dan Mn Balok Portal Tengah

Lantai	Mu,b (K-in)		ϕMn (K-in)		Rasio	
	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
14	1155.767	1211.158	1432.08	2154.60	0.81	0.56
13	2094.867	2161.867	3090.96	4374.00	0.68	0.49
12	2137.932	2313.951	3090.96	4374.00	0.69	0.53
11	2063.551	2614.515	3090.96	4374.00	0.67	0.60
10	2043.109	2887.738	3466.80	4374.00	0.59	0.66
9	2304.523	3130.254	3466.80	4989.60	0.66	0.63
8	1983.817	3340.349	3466.80	4989.60	0.57	0.67
7	1944.271	3517.753	3466.80	4989.60	0.56	0.71

Lanjutan tabel 5.13

6	2329.128	3662.296	3466.80	4989.60	0.67	0.73
5	1892.995	3773.466	3564.00	4989.60	0.53	0.76
4	1798.444	3850.041	3564.00	5734.80	0.50	0.67
3	2150.777	3883.305	3564.00	5734.80	0.60	0.68
2	1778.684	3859.928	3564.00	5734.80	0.50	0.67
1	1627.293	3608.193	3564.00	5734.80	0.46	0.63

5.3.3 Gaya Geser Rencana Balok

Gaya geser pada balok lebih ditentukan oleh momen plastis balok (M_{pb}) pada kedua ujung balok pada arah yang berlawanan.

Gaya geser balok diambil dari nilai minimum dua persamaan berikut:

$$V_u = 1,2V_D + 0,5V_L + \frac{2 \cdot \beta \cdot M_{pb}}{L} \quad (\text{Pers. 3.5-14})$$

$$V_u = 1,2 \cdot V_D + 0,5 \cdot V_L + \mu \cdot V_E \quad (\text{Pers. 3.5-15})$$

Contoh hitungan gaya geser balok

Gaya geser pada lokasi sendi plastis balok B3 tepi kiri lantai 3 portal 6 (lampiran B-6) adalah:

$$V_D = 20,01 \text{ kips}$$

$$V_L = 6,70 \text{ kips}$$

$$V_E = 6,10 \text{ kips}$$

Jarak antar sendi plastis $L' = 259,92 \text{ in}$

$$V_u = 1,2 \cdot 20,01 + 0,5 \cdot 6,70 + \frac{2 \cdot 1,1 \cdot 3960}{259,92} = 60,88 \text{ kips}$$

$$V_u = 1,2 \cdot 20,01 + 0,5 \cdot 6,7 + 4 \cdot 6,1 = 51,76 \text{ kips}$$

Gaya geser rencana balok, $V_u = 51,76$ Kips

Perhitungan gaya geser rencana balok disajikan dalam tabel pada lampiran B-5 (USF) dan B-6 (BSF).

5.3.4 Kuat Geser Nominal Balok Portal

Contoh hitungan kuat geser balok:

Diketahui gaya geser yang bekerja pada balok B3 tepi kiri lantai 3 portal AB-6 adalah,

$$V_u = 51,76 \text{ Kips.}$$

Kontrol perbandingan tinggi terhadap tebal panel (h/t_w) pendukung geser, menurut persamaan (3.5-17),

$$\begin{aligned} h &= 0,95 \cdot d \\ &= 0,95 \cdot 20,8 = 19,76 \text{ in} \\ \frac{h}{t_w} &= \frac{19,76}{0,38} = 52 < \frac{418}{\sqrt{F_y \text{ (ksi)}}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67 \end{aligned} \quad \text{(Pers. 3.5-17)}$$

$$\begin{aligned} A_w &= d \cdot t_w \\ &= 20,8 \cdot 0,38 = 7,904 \text{ in} \end{aligned} \quad \text{(Pers. 3.5-19)}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \\ &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 7,904 \\ &= 153,65 \text{ Kips} \end{aligned} \quad \text{(Pers. 3.5-18)}$$

Rasio kapasitas geser yang terjadi,

$$\frac{V_{u,b}}{\phi V_n} = \frac{51,76}{153,65} = 0,34 < 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad \text{(Pers. 3.5-20)}$$

Perhitungan kuat geser nominal balok portal disajikan dalam tabel pada lampiran B-7 (USF) dan B-8 (BSF). Tabel 6.3.7 sampai 6.3.9 merupakan rekapitulasi gaya geser rencana dan kuat geser nominal balok untuk struktur BSF dan USF.

Tabel 5.14 $V_{u,b}$ dan ϕV_n Balok Portal Tepi

Lantai	V_u		ϕV_n		Rasio	
	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
14	20.186	13.609	76.30	76.30	0.26	0.18
13	25.662	32.933	103.23	140.84	0.25	0.23
12	20.197	44.883	103.23	140.84	0.20	0.32
11	23.845	48.727	103.23	140.84	0.23	0.35
10	22.034	48.626	109.61	140.84	0.20	0.35
9	25.564	52.031	109.61	140.16	0.23	0.37
8	20.118	51.871	109.61	140.16	0.18	0.37
7	19.027	51.680	109.61	140.16	0.17	0.37
6	29.502	51.459	109.61	140.16	0.27	0.37
5	18.892	51.206	140.84	140.16	0.13	0.37
4	19.107	51.835	140.84	153.65	0.14	0.34
3	32.207	51.514	140.84	153.65	0.23	0.34
2	25.387	51.187	140.84	153.65	0.18	0.33
1	18.235	50.676	140.84	153.65	0.13	0.33

Tabel 5.15 $V_{u,b}$ dan ϕV_n Balok Portal Tengah

Lantai	V_u		ϕV_n		Rasio	
	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
14	18.925	20.109	76.30	54.55	0.25	0.37
13	34.232	43.189	140.84	62.17	0.24	0.69
12	45.054	55.078	140.84	62.17	0.32	0.89
11	36.042	67.134	140.84	62.17	0.26	1.08
10	37.786	70.827	140.16	62.17	0.27	1.14
9	51.047	76.436	140.16	62.17	0.36	1.23
8	39.795	76.213	140.16	62.17	0.28	1.23
7	40.135	75.947	140.16	62.17	0.29	1.22
6	53.856	75.636	140.16	62.17	0.38	1.22
5	41.910	75.279	153.65	62.17	0.27	1.21
4	40.146	81.885	153.65	62.17	0.26	1.32
3	51.763	81.426	153.65	62.17	0.34	1.31
2	41.911	80.959	153.65	62.17	0.27	1.30
1	28.097	80.198	153.65	62.17	0.18	1.29

5.3.5 Kontrol Lendutan

Lendutan yang terjadi pada tengah bentang diperoleh dari momen akibat beban gravitasi. Lendutan balok portal tengah lantai 3 tepi kiri struktur BSF yang berasal dari analisis struktur akibat beban mati dan hidup (lampiran B-10) adalah sebagai berikut:

$$M_a = 1110,597 \text{ kips-in}$$

$$M_s = 1048,125 \text{ kips-in}$$

$$M_b = 1365,853 \text{ kips-in}$$

Untuk balok yang mendukung beban lantai, lendutan ijin maksimum pada tengah bentang adalah :

$$\frac{L}{360} = \frac{275,6}{360} = 0,77 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.5-21})$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dicari dengan menggunakan persamaan (3.5-23),

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{pertengahan bentang}} &= \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (\text{Pers. 3.5-23}) \\ &= \frac{5 \cdot 275,6^2}{48 \cdot 29000 \cdot 984} [1048,125 - 0,1(1110,597 + 1365,853)] \\ &= 0,22 \text{ in} < 0,77 \text{ in} \rightarrow \text{OK!} \end{aligned}$$

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada lampiran B-9 untuk momen akibat beban gravitasi struktur USF, lampiran B-10 untuk momen akibat beban gravitasi struktur BSF, dan lampiran B-11 untuk hasil perhitungan lendutan pada tengah bentang struktur USF dan BSF.

5.4 Perencanaan Kolom

Perencanaan kolom didasarkan pada prinsip desain *strong column and weak beam*, dimana respon struktur pada kolom ($M_{u,k}$, $N_{u,k}$ dan $V_{u,k}$) terlebih dulu dicari berdasarkan kapasitas maksimum profil balok yang digunakan.

5.4.1 Momen Rencana Kolom ($M_{u,k}$)

Momen rencana kolom ($M_{u,k}$) berada pada tiap join balok kolom, yang dihitung berdasarkan besarnya momen plastis yang terjadi pada kedua ujung balok dengan dikalikan faktor pembesaran (β) sebesar 1,1. (Bruneau, 1998).

Besarnya $M_{u,k}$ merupakan nilai terkecil dari persamaan (3.6-1a) dan (3.6-1b):

$$M_{u,k} = \frac{h_n}{h} \cdot 0,7 \cdot \omega_d \cdot \alpha_k \cdot \left(\frac{I_{ki}}{L'_{ki}} M_{pb,ki} + \frac{I_{ka}}{L'_{ka}} M_{pb,ka} \right) \quad (\text{Pers. 3.6-1a})$$

$$M_{u,k} = 1,2 M_D + 0,5 M_L + \mu M_E \quad (\text{Pers. 3.6-1b})$$

Contoh perhitungan:

Dihitung momen rencana kolom, $M_{u,k}$ x pada join lantai 5 portal tepi kolom tengah (K2) struktur *braced steel frame (BSF)*. Di sebelah kiri kanan join terdapat balok dengan profil W21X44.

Momen kolom yang dihasilkan dari analisis struktur adalah :

$$M_{D,k \times a} = 5,728 \text{ K-in}$$

$$M_{L,k \times a} = 1,909 \text{ K-in}$$

$$M_{E,k \times a} = 1260,451 \text{ K-in}$$

Nilai DMF usulan hasil dari *Reseach Grand* untuk lantai 5 adalah 1,45 Lampiran A-8

Koefisien distribusi momen kolom , α_k :

$$\alpha_{k,a} = \frac{ME_{kol} - n}{\Sigma ME_{kol} - n} = \frac{14,523}{14,523 + 6,56} = 0,69 \quad (\text{Pers. 3.6-2})$$

$$\alpha_{k,b} = \frac{ME_{kol} - n}{\Sigma ME_{kol} - n} = \frac{6,56}{14,523 + 6,56} = 0,31 \quad (\text{Pers. 3.6-2})$$

Hasil selengkapnya mengenai hitungan α_k dapat dilihat pada lampiran C-1

(BSF) dan C-2 (USF).

Kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok,

$$\begin{aligned} M_{pb,ki} = M_{pb,ka} &= 1,1 \cdot F_y \cdot Z_x \\ &= 1,1 \cdot 36.95,4 = 3777,84 \text{ K-in.} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.5-16})$$

Kemudian dihitung nilai $M_{u,k}$ atas :

$$\begin{aligned} M_{u,k,a} &= \frac{126,94}{147,64} \cdot 0,7 \cdot (1,45) \cdot 0,69 \cdot \left(\frac{275,59}{267,76} \cdot 2.3777,84 \right) \\ &= 4674,936 \text{ K - in} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.6-1a})$$

$$\begin{aligned} M_{u,k,a} &= 1,2 \cdot 5,728 + 0,5 \cdot 1,909 + 4.1260,451 \\ &= 5049,633 \text{ K-in} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.6-1b})$$

Dengan demikian, momen rencana kolom ($M_{u,k}$) atas pada join lantai 5 portal tepi kolom tengah (K2) struktur *braced steel frame (BSF)* adalah sebesar 4674,936 K-in.

Hasil selengkapnya mengenai hitungan $M_{u,k}$ struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C - 3.

Dengan cara yang sama didapatkan nilai $M_{u,k}$ untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* adalah sebagai berikut :

$$M_{u,k} a = 3820,550 \text{ K-in (desain kapasitas)}$$

$$M_{u,k} a \text{ max} = 11505,099 \text{ K-in (beban terfaktor)}$$

$$M_{u,k} \text{ pakai} = 3820,550 \text{ K-in}$$

Hasil selengkapnya mengenai hitungan $M_{u,k}$ struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C - 4

5.4.2 Gaya Aksial Rencana Kolom ($P_{u,k}$)

Gaya aksial rencana kolom ($P_{u,k}$) dihitung dengan persamaan (3.6-3a) dan (3.6-3b):

$$P_{u,k} = 0,7.R_v \left(\frac{M_{pb,ki}}{I'_{ki}} + \frac{M_{pb,ka}}{I'_{ka}} \right) + 1,05.P_{g,k} \quad (\text{Pers. 3.6-3a})$$

Tetapi tidak lebih besar dari:

$$P_{u,k} = 1,2.P_D + 0,5.P_L + \mu.P_E \quad (\text{Pers. 3.6-3b})$$

Contoh perhitungan:

Hasil analisis struktur pada kolom K2 lantai 14 struktur BSF adalah :

$$P_{D,k} = 21,36 \text{ Kips}$$

$$P_{L,k} = 5,17 \text{ Kips}$$

$$P_{E,k} = 13,24 \text{ Kips}$$

Kolom diapit tiga balok yang saling tegak lurus, yaitu dua balok arah y dengan profil W16X26 dan satu balok arah x dengan profil W12X30.

Kapasitas lentur sendi plastis pada kedua ujung balok,

$$M_{pb,ki} (W16X26) = M_{pb,ka} = 1,1.F_y.Z_x = 1,1.36.44,2 = 1750,32 \text{ K-in.} \quad (3.5-16)$$

$$M_{pb,ki} (W12X30) = M_{pb,ka} = 1,1.F_y.Z_x = 1,1.36.43,1 = 1706,76 \text{ K-in.} \quad (3.5-16)$$

$$P_{u,k} = 0,7.0,75 \cdot \left(\left(\frac{2.1750,32}{267,76} - \frac{2.1750,32}{267,76} \right) + \left(\frac{2.1706,76}{196,85} \right) \right) + 1,05.(21,36 + 5,17)$$

$$= 37,344 \text{ Kips}$$

$$P_{u,k} = 1,2.21,36 + 0,5.5,17 + 4.13,24 = 81,195 \text{ Kips}$$

Jadi gaya aksial rencana kolom ($P_{u,k}$) terpakai adalah sebesar 37,344 Kips

Hasil selengkapnya untuk $P_{u,k}$ struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C-5.

Dengan cara yang sama didapatkan $P_{u,k}$ untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* adalah sebagai berikut :

$$P_{u,k} = 32,492 \text{ Kips (desain kapasitas)}$$

$$P_{u,k} = 30,193 \text{ Kips (beban terfaktor)}$$

$$P_{u,k} \text{ pakai} = 30,193 \text{ Kips}$$

Hasil selengkapnya untuk $P_{u,k}$ struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C – 6.

5.4.3 Gaya Geser Rencana Kolom

Gaya geser rencana kolom ($V_{u,k}$) dihitung dengan persamaan (3.6-9a) dan (3.6-9b):

$$V_{u,k} = \frac{M_{u,k} \text{ bawah} + M_{u,k} \text{ atas}}{h'_k} \quad (\text{Pers. 3.6-9a})$$

$$V_{u,k} = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E \quad (\text{Pers. 3.6-9b})$$

Contoh perhitungan:

Hasil analisis struktur pada kolom lantai 12 portal tengah kolom tepi (K3) adalah :

$$V_{D,k y} = 8,954 \text{ Kips}$$

$$V_{L,k y} = 3,234 \text{ Kips}$$

$$V_{E,k y} = 8,008 \text{ Kips}$$

$$M_{u,k \times \text{desain}} = 2392,340 \text{ K-in (dari hitungan momen rencana kolom)}$$

$$V_{u,k} = \frac{2.2392,340}{126,94} = 37,693 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.6-9a})$$

$$V_{u,k} = 1,2.8,954 + 0,5.3,234 + 4.8,008 = 44,394 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.6-9b})$$

Gaya geser rencana kolom pakai, $V_{u,k} = 37,693 \text{ Kips}$.

Hasil selengkapnya untuk hitungan $V_{u,k}$ struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C – 7.

Dengan cara yang sama didapatkan $V_{u,k}$ untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* adalah sebagai berikut :

$$V_{u,k} = 70,243 \text{ Kips (desain kapasitas)}$$

$$V_{u,k} = 43,274 \text{ Kips (beban terfaktor)}$$

$$V_{u,k} \text{ pakai} = 43,274 \text{ Kips}$$

Hasil selengkapnya untuk $V_{u,k}$ struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C – 8.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K1 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vu,k y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	1329.38	1083.74	1216.63	400.18	29.303	22.992	20.321	16.009	9.524	5.229
13	874.80	926.89	2520.61	355.39	81.478	73.858	13.465	13.698	26.453	4.772
12	1153.23	967.25	4004.22	356.05	154.777	136.378	17.751	14.294	38.808	4.809
11	1717.97	930.08	3259.00	349.56	163.284	210.881	26.463	13.745	50.387	4.719
10	1427.01	920.37	3180.58	342.23	228.648	277.149	21.998	13.601	50.073	4.602
9	1439.28	894.39	2873.36	332.52	377.936	338.962	22.187	13.217	45.236	4.475
8	1587.76	868.82	2650.73	320.52	431.474	400.405	24.476	12.839	41.731	4.305
7	1444.09	862.41	2476.10	306.33	484.827	461.341	22.262	12.745	38.982	4.088
6	1767.56	863.85	2328.88	289.71	572.137	521.744	27.545	12.766	36.693	3.881
5	1625.73	835.08	2246.96	270.54	627.714	581.987	25.615	12.341	35.431	3.610
4	1734.68	850.82	2127.48	249.19	683.037	641.490	27.331	12.573	33.546	3.313
3	1928.93	869.57	2001.32	223.41	760.952	700.184	30.392	12.606	31.557	2.952
2	1230.35	639.53	2450.59	207.56	815.606	758.024	19.385	8.512	38.641	2.787
1	2232.56	301.96	2055.64	128.47	869.589	814.594	30.807	2.675	29.957	1.155

Tabel 5.17 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K2 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vu,k y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	2156.71	840.45	2332.03	651.24	37.344	30.193	30.283	10.707	20.667	8.386
13	2251.64	673.38	3998.22	545.66	87.581	93.482	27.399	9.029	40.924	7.335
12	3049.00	671.62	5770.75	549.54	158.701	155.410	34.828	8.980	64.530	7.399
11	2615.49	655.51	5466.12	538.18	208.222	216.599	36.841	8.800	85.463	7.245
10	3674.46	640.74	5575.48	526.77	259.892	276.734	40.423	8.494	87.777	7.091
9	3806.55	593.08	5186.82	511.46	330.227	335.925	47.964	7.960	81.658	6.873
8	2247.52	579.44	4889.01	492.72	375.863	394.112	34.647	7.702	76.969	6.602
7	3768.79	543.70	4643.66	470.37	434.074	451.152	48.202	7.304	73.107	6.294
6	4674.94	552.38	4427.45	444.23	502.745	507.124	54.941	7.432	69.758	5.933
5	2111.66	526.64	4322.04	413.98	554.138	561.581	28.514	6.917	68.151	5.524
4	4408.26	459.80	4135.72	380.15	610.820	614.777	47.722	6.125	65.213	5.062
3	4718.49	437.34	3946.61	339.26	676.950	666.356	52.272	5.859	62.231	4.457
2	1186.01	393.71	4383.54	311.98	730.884	716.100	10.802	5.159	69.120	4.202
1	3161.10	205.71	3561.47	190.43	783.721	765.028	43.322	1.817	51.902	1.665

Tabel 5.18 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K3 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vu,k y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	1341.78	1829.42	1794.40	258.64	29.594	26.666	20.724	23.212	14.782	3.247
13	1747.29	1426.16	3437.25	192.95	95.853	91.010	27.530	19.118	30.798	2.589
12	2392.34	1448.25	4356.40	193.98	162.065	167.213	37.693	19.558	43.274	2.600
11	1710.85	1444.12	4502.84	187.26	228.231	246.046	26.945	19.521	54.800	2.510
10	2492.07	1452.92	4465.95	179.39	296.083	320.404	39.234	19.633	65.056	2.409
9	2485.28	1436.63	4034.58	169.21	363.935	394.717	39.127	19.316	65.107	2.266
8	1560.68	1377.30	3721.98	156.86	431.625	469.006	24.570	18.522	60.062	2.086
7	2449.27	1329.68	3476.77	142.38	499.177	543.295	38.560	17.893	56.105	1.905
6	2501.27	1251.00	3272.63	125.65	566.613	617.538	39.409	16.544	52.811	1.661
5	1408.25	1091.61	3532.90	106.75	634.307	695.302	22.206	14.419	57.011	1.390
4	2454.32	947.76	3345.04	85.40	701.862	773.065	38.700	12.478	53.979	1.093
3	2509.39	760.80	3146.68	62.12	769.233	850.828	39.568	9.596	50.778	0.785
2	1130.51	465.03	3901.56	34.87	836.419	928.591	17.826	5.595	62.960	0.398
1	2860.05	172.69	2368.65	9.02	903.351	1006.377	33.493	1.621	34.888	0.101

Tabel 5.19 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K4 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	BSF		USF		BSF	USF	BSF		USF	
	Mu,k x	Mu,k y	Mu,k x	Mu,k y			Vu,k y	Vu,k x	Vu,k y	Vu,k x
14	2073.65	592.17	2439.22	403.75	30.284	31.254	19.485	7.451	21.916	5.071
13	3853.10	451.06	4062.37	305.11	106.075	109.610	40.515	6.043	41.818	4.094
12	4293.76	445.62	5839.77	306.01	182.282	188.357	48.501	5.993	65.450	4.121
11	2227.57	428.46	7317.87	295.77	258.697	267.313	28.233	5.801	86.346	3.967
10	5046.30	411.70	7828.71	283.60	335.481	346.592	54.164	5.507	105.536	3.786
9	5411.19	362.25	7282.98	267.89	412.774	426.287	61.138	4.759	117.526	3.568
8	2039.54	323.41	6864.82	248.79	490.736	506.583	27.331	4.336	110.778	3.324
7	5545.25	296.00	6520.31	226.25	569.438	587.549	60.449	3.850	105.219	2.990
6	5829.50	283.57	6221.62	200.11	649.087	669.323	65.925	3.828	100.399	2.644
5	1769.93	260.47	6795.55	170.47	729.798	752.067	21.793	3.390	109.661	2.220
4	5042.95	204.67	6502.59	137.00	811.711	835.850	55.955	2.724	104.933	1.758
3	5112.32	180.48	6205.26	100.38	895.079	920.905	58.322	2.433	100.135	1.269
2	961.45	127.10	6979.00	57.32	979.902	1007.299	15.160	1.399	112.621	0.653
1	3258.30	32.33	5561.43	15.81	1066.966	1095.679	44.266	0.343	81.914	0.191

5.4.4 Perencanaan Kolom Terhadap Momen Lentur dan Gaya Aksial Rencana

Contoh perhitungan:

Diambil kolom lantai 3 portal tepi kolom tengah (K2) struktur *braced steel frame (BSF)* dengan data perencanaan sebagai berikut :

$$M_{u,k-x} = 4718,49 \text{ K-in}$$

$$M_{u,k-y} = 437,34 \text{ K-in}$$

$$P_{u,k} = 676,950 \text{ Kips}$$

Tinggi kolom bruto, $L_b = 147,64 \text{ in}$

Profil yang digunakan adalah W14X176 dengan data sebagai berikut:

$A = 51,8 \text{ in}^2$	$I_x = 2140 \text{ in}^4$	$F_y = 36 \text{ Ksi}$
$d = 15,2 \text{ in}$	$I_y = 838 \text{ in}^4$	$F_r = 10 \text{ Ksi}$
$t_w = 0,83 \text{ in}$	$S_x = 281,579 \text{ in}^3$	
$b_f = 15,7 \text{ in}$	$S_y = 106,752 \text{ in}^3$	
$t_f = 1,31 \text{ in}$	$Z_x = 320 \text{ in}^3$	
$r_x = 6,428 \text{ in}$	$Z_y = 163 \text{ in}^3$	
$r_y = 4,022 \text{ in}$	$E_s = 29000 \text{ Ksi}$	

Cek kompak penampang, $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{15,7}{2 \cdot 1,31} = 5,99 < \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y (\text{ksi})}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,67 \text{ (Pers. 3.5-1a)}$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{15,2}{0,83} = 18,31 < \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y (\text{ksi})}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,67 \text{ (Pers. 3.5-1b)}$$

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk lokal, ϕM_n

$$L_p = \frac{300}{\sqrt{f_y}} \cdot r_y = \frac{300}{\sqrt{36}} \cdot 4,022 = 201,1 \text{ in} \quad \text{(Pers. 3.5-4)}$$

Karena $L_b \leq L_p$ maka termasuk bentang pendek persamaan (3.5-3), sehingga:

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi M_p \\ \phi M_{n-x} &= 0,9 \cdot Z_x \cdot F_y && \text{(Pers. 3.5-3)} \\ &= 0,9 \cdot 320 \cdot 36 \\ &= 10368 \text{ K-in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_{n-y} &= 0,9 \cdot Z_y \cdot F_y && \text{(Pers. 3.5-3)} \\ &= 0,9 \cdot 163 \cdot 36 \\ &= 5281,2 \text{ K-in}\end{aligned}$$

Menentukan nilai kondisi ujung (*end condition*) join kolom

$$G_{A,y} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{2140}{147,638} + \frac{2140}{147,638} \right)}{\left(\frac{843}{275,591} + \frac{843}{275,591} \right)} = 4,74 \quad \text{(Pers. 3.6-4)}$$

$$G_{B,y} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{2140}{147,638} + \frac{2140}{147,638} \right)}{\left(\frac{843}{275,591} + \frac{843}{275,591} \right)} = 4,74 \quad \text{(Pers. 3.6-4)}$$

Dari nomogram untuk portal tak bergoyang diperoleh $k_{c,y} = 0,926$

$$G_{A,x} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{838}{147,638} + \frac{838}{147,638} \right)}{\left(\frac{285}{196,591} \right)} = 7,84 \quad \text{(Pers. 3.6-4)}$$

$$G_{B,x} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{838}{147,638} + \frac{838}{147,638} \right)}{\left(\frac{285}{196,591} \right)} = 7,84 \quad \text{(Pers. 3.6-4)}$$

Dari nomogram untuk portal tak bergoyang diperoleh $k_{c,x} = 0,951$

$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot L}{\pi \cdot r_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,926 \cdot 147,638}{\pi \cdot 6,428} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,239 \quad (\text{Pers. 3.6-5})$$

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,951 \cdot 147,638}{\pi \cdot 4,022} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,392 \quad (\text{Pers. 3.6-5})$$

Diambil λ_c adalah λ terbesar = 0,392 ; karena $\lambda_c < 1,5$ maka:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y = (0,658^{0,392^2}) 36 = 33,761 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers. 3.6-6a})$$

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 51,8 \cdot 33,761 = 1486,492 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.6-7})$$

$$\phi P_n = 1486,492 > P_{u,k} = 676,950 \text{ Kips}$$

Kontrol rasio beban aksial:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{676,950}{1486,492} = 0,455 > 0,2 \text{ maka:}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Pers. 3.6-9b})$$

$$\frac{676,950}{1486,492} + \frac{8}{9} \left(\frac{4718,49}{10368} + \frac{437,34}{5281,2} \right) = 0,93 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

Hasil perhitungan selengkapnya untuk struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C – 9.

Dengan cara yang sama, perencanaan kolom struktur *unbraced steel frame (USF)* terhadap kuat lentur dan kuat dukung nominal diperoleh hasil sebagai berikut:

$$\phi M_{n-x} = 15539,04 \text{ K-in}$$

$$\phi M_{n-y} = 7876,44 \text{ K-in}$$

$$P_u = 666,356 \text{ Kips}$$

$$\phi P_n = 1040,266 \text{ Kips}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0,641$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0,9 \leq 1,0 \rightarrow OK! \quad (\text{Pers. 3.6-9b})$$

Hasil perhitungan selengkapnya untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C – 10.

Tabel 5.20 Interaksi Aksial-Momen Kolom K1 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/φPn		Mu,x/φMn,x		Mu,y/φMn,y		Rasio total	
	BSF			USF										
	φPn	φMn, x	φMn,y	φPn	φMn, x	φMn,y	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
14	758.650	5086.8	2449.4	704.733	6842.88	3303.8	0.039	0.033	0.261	0.178	0.442	0.121	0.723	0.315
13	755.194	5086.8	2449.4	624.207	6842.88	3303.8	0.108	0.118	0.172	0.368	0.378	0.108	0.604	0.535
12	755.194	5086.8	2449.4	624.207	6842.88	3303.8	0.205	0.218	0.227	0.585	0.395	0.108	0.757	0.834
11	754.608	5086.8	2449.4	585.698	6842.88	3303.8	0.216	0.360	0.338	0.476	0.380	0.106	0.854	0.877
10	1106.638	7581.6	3661.2	834.084	10228.7	5203.4	0.207	0.332	0.188	0.311	0.251	0.066	0.597	0.667
9	1105.799	7581.6	3661.2	807.897	10228.7	5203.4	0.342	0.420	0.190	0.281	0.244	0.064	0.728	0.726
8	1105.799	7581.6	3661.2	807.897	10228.7	5203.4	0.390	0.496	0.209	0.259	0.237	0.062	0.787	0.781
7	1105.799	7581.6	3661.2	807.897	10228.7	5203.4	0.438	0.571	0.190	0.242	0.236	0.059	0.817	0.839
6	1105.462	7581.6	3661.2	775.316	10228.7	5203.4	0.518	0.673	0.233	0.228	0.236	0.056	0.935	0.925
5	1340.914	9298.8	4730.4	1018.267	13899.6	7056.7	0.468	0.572	0.175	0.162	0.177	0.038	0.780	0.749
4	1339.459	9298.8	4730.4	934.603	13899.6	7056.7	0.510	0.686	0.187	0.153	0.180	0.035	0.836	0.854
3	1339.459	9298.8	4730.4	934.603	13899.6	7056.7	0.568	0.749	0.207	0.144	0.184	0.032	0.916	0.905
2	1339.459	9298.8	4730.4	934.603	13899.6	7056.7	0.609	0.811	0.132	0.176	0.135	0.029	0.847	0.994
1	1339.094	9298.8	4730.4	976.213	13899.6	7056.7	0.649	0.834	0.240	0.148	0.064	0.018	0.920	0.982

Tabel 5.21 Interaksi Aksial-Momen Kolom K2 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/φPn		Mu,x/φMn,x		Mu,y/φMn,y		Rasio total	
	BSF			USF										
	φPn	φMn, x	φMn,y	φPn	φMn, x	φMn,y	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
14	837.350	5605.2	2708.6	920.161	9266.4	4740.1	0.045	0.033	0.385	0.252	0.310	0.137	0.717	0.405
13	833.084	5605.2	2708.6	827.796	9266.4	4740.1	0.105	0.113	0.402	0.431	0.249	0.115	0.703	0.603

Lanjutan Tabel 5.21

12	833.084	5605.2	2708.6	827.796	9266.4	4740.1	0.190	0.188	0.544	0.623	0.248	0.116	0.887	0.833
11	831.211	5605.2	2708.6	800.669	9266.4	4740.1	0.251	0.271	0.467	0.590	0.242	0.114	0.880	0.896
10	1343.076	9298.8	4730.4	908.431	11404.8	5809.3	0.194	0.305	0.395	0.489	0.135	0.091	0.627	0.820
9	1341.276	9298.8	4730.4	901.210	11404.8	5809.3	0.246	0.373	0.409	0.455	0.125	0.088	0.722	0.855
8	1341.276	9298.8	4730.4	901.210	11404.8	5809.3	0.280	0.437	0.242	0.429	0.122	0.085	0.604	0.894
7	1341.276	9298.8	4730.4	901.210	11404.8	5809.3	0.324	0.501	0.405	0.407	0.115	0.081	0.786	0.935
6	1339.641	9298.8	4730.4	865.219	11404.8	5809.3	0.375	0.586	0.503	0.388	0.117	0.076	0.926	0.999
5	1486.692	10368	5281.2	1132.373	15539	7876.4	0.373	0.496	0.204	0.278	0.100	0.053	0.642	0.790
4	1486.492	10368	5281.2	1040.266	15539	7876.4	0.411	0.591	0.425	0.266	0.087	0.048	0.866	0.870
3	1486.492	10368	5281.2	1040.266	15539	7876.4	0.455	0.641	0.455	0.254	0.083	0.043	0.934	0.905
2	1486.492	10368	5281.2	1040.266	15539	7876.4	0.492	0.688	0.114	0.282	0.075	0.040	0.660	0.974
1	1486.291	10368	5281.2	1086.086	15539	7876.4	0.527	0.704	0.305	0.229	0.039	0.024	0.833	0.930

Tabel 5.22 Interaksi Aksial-Momen Kolom K3 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	BSF			USF			BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn, y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn, y								
14	924.003	6220.8	3003.5	875.842	7555.68	3635.3	0.032	0.030	0.216	0.237	0.609	0.071	0.841	0.324
13	920.113	6220.8	3003.5	840.523	7555.68	3635.3	0.104	0.108	0.281	0.455	0.475	0.053	0.808	0.562
12	920.113	6220.8	3003.5	840.523	7555.68	3635.3	0.176	0.199	0.385	0.577	0.482	0.053	0.955	0.729
11	918.790	6220.8	3003.5	823.492	7555.68	3635.3	0.248	0.299	0.275	0.596	0.481	0.052	0.920	0.874
10	1232.150	8424	4309.2	1078.786	10228.7	5203.4	0.240	0.297	0.296	0.437	0.337	0.034	0.803	0.716
9	1230.535	8424	4309.2	945.453	10228.7	5203.4	0.296	0.417	0.295	0.394	0.333	0.033	0.854	0.797
8	1230.535	8424	4309.2	945.453	10228.7	5203.4	0.351	0.496	0.185	0.364	0.320	0.030	0.800	0.846
7	1230.535	8424	4309.2	945.453	10228.7	5203.4	0.406	0.575	0.291	0.340	0.309	0.027	0.938	0.901
6	1230.210	8424	4309.2	1009.936	10228.7	5203.4	0.461	0.611	0.297	0.320	0.290	0.024	0.983	0.917
5	1345.744	9298.8	4730.4	1404.097	15539	7876.4	0.471	0.495	0.151	0.227	0.231	0.014	0.811	0.709
4	1344.859	9298.8	4730.4	1324.616	15539	7876.4	0.522	0.584	0.264	0.215	0.200	0.011	0.935	0.785
3	1344.859	9298.8	4730.4	1324.616	15539	7876.4	0.572	0.642	0.270	0.203	0.161	0.008	0.955	0.829
2	1344.859	9298.8	4730.4	1324.616	15539	7876.4	0.622	0.701	0.122	0.251	0.098	0.004	0.817	0.928
1	1341.276	9298.8	4730.4	1230.604	15539	7876.4	0.674	0.818	0.308	0.152	0.037	0.001	0.979	0.954

Tabel 5.23 Interaksi Aksial-Momen Kolom K4 Portal Baja 14 Lantai

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio total	
	BSF			USF			BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn, y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn, y								
14	924.639	6220.8	3003.5	1132.731	10228.7	5203.4	0.033	0.028	0.333	0.238	0.197	0.078	0.547	0.330
13	921.423	6220.8	3003.5	1087.946	10228.7	5203.4	0.115	0.101	0.619	0.397	0.150	0.059	0.827	0.506
12	921.423	6220.8	3003.5	1087.946	10228.7	5203.4	0.198	0.173	0.690	0.571	0.148	0.059	0.938	0.716

Lanjutan Tabel 5.23

11	920.113	6220.8	3003.5	1006.747	10228.7	5203.4	0.281	0.266	0.358	0.715	0.143	0.057	0.726	0.952
10	1642.170	11502	5832	1349.347	13899.6	7056.7	0.204	0.257	0.439	0.563	0.071	0.040	0.657	0.793
9	1640.088	11502	5832	1282.398	13899.6	7056.7	0.252	0.332	0.470	0.524	0.062	0.038	0.725	0.832
8	1640.088	11502	5832	1282.398	13899.6	7056.7	0.299	0.395	0.177	0.494	0.055	0.035	0.506	0.865
7	1640.088	11502	5832	1282.398	13899.6	7056.7	0.347	0.458	0.482	0.469	0.051	0.032	0.821	0.904
6	1639.669	11502	5832	1265.487	13899.6	7056.7	0.396	0.529	0.507	0.448	0.049	0.028	0.890	0.952
5	1790.494	12636	6415.2	1621.035	19316.9	9765.4	0.408	0.464	0.140	0.352	0.041	0.017	0.568	0.792
4	1790.268	12636	6415.2	1564.735	19316.9	9765.4	0.453	0.534	0.399	0.337	0.032	0.014	0.837	0.846
3	1790.268	12636	6415.2	1564.735	19316.9	9765.4	0.500	0.589	0.405	0.321	0.028	0.010	0.885	0.883
2	1790.268	12636	6415.2	1564.735	19316.9	9765.4	0.547	0.644	0.076	0.361	0.020	0.006	0.633	0.970
1	1782.666	12636	6415.2	1502.752	19316.9	9765.4	0.599	0.729	0.258	0.288	0.005	0.002	0.832	0.986

5.4.5 Perencanaan Kolom Terhadap Geser

Contoh perhitungan:

Diambil kolom lantai 3 portal tepi kolom tengah (K2) struktur *braced steel frame (BSF)* dengan gaya geser rencana sebesar, $V_{u,k y} = 54,886$ Kips

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal panel (h/t_w), menurut persamaan (3.5-17)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{13.68}{0.83} = 16,48 < \frac{418}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67 \quad (\text{Pers. 3.5-17})$$

Maka kuat geser nominal kolom V_n dihitung menurut persamaan (3.5-18)

$$A_w = d.t_w = 15,2 \cdot 0,83 = 12,616 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.5-19})$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \quad (\text{Pers. 3.5-18})$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 12,616 = 245,255 \text{ Kips}$$

Rasio kapasitas geser yang terjadi

$$\frac{V_{u,k}}{\phi V_n} = \frac{52,272}{245,255} = 0,21 \leq 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad (\text{Pers. 3.5-20})$$

Hasil perhitungan selengkapnya untuk struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C – 11.

Dari perhitungan gaya geser struktur *unbraced steel frame (USF)* diperoleh hasil sebagai berikut :

$$V_{u,k y} = 62,231 \text{ Kips}$$

$$\phi V_n = 332,813 \text{ Kips}$$

$$\frac{V_{u,k}}{\phi V_n} = 0,19 \leq 1,0 \rightarrow \text{Ok !} \quad (\text{Pers. 3.5-20})$$

Hasil perhitungan selengkapnya untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C – 12.

5.4.6 Kontrol *Strong Column Weak Beam*

Strong Column Weak Beam merupakan prinsip desain dimana kolom didesain jauh lebih kuat dari pada baloknya. Hal tersebut biasanya dikontrol menurut persamaan (3.6-10)

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0 \quad (\text{Pers. 3.6-10})$$

Contoh perhitungan:

Diambil contoh pada kolom K2 lantai 3 struktur *braced steel frame (BSF)*.

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma Z_x c (f_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad (\text{Pers. 3.6-11})$$

$$= 320 \cdot \left(36 - \frac{610,82}{51,8} \right) + 320 \cdot \left(36 - \frac{676,95}{51,8} \right)$$

$$= 15084,661 \text{ K-in}$$

$$\Sigma M_{pb} = \Sigma(1,1M_p + M_y) \quad (\text{Pers. 3.6-12})$$

$$= (1,1.95,4.36 + 32,46.33,102) + (1,1.95,4.36 + 32,46.33,102)$$

$$(1386 + (521,186.0,8)) + (1386 + (850,62.0,8))$$

$$= 9704,684 \text{ K-in}$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = \frac{15084,661}{9704,684} = 1,55 > 1,0 \rightarrow OK! \quad (\text{Pers. 3.6-10})$$

Perhitungan selengkapnya untuk struktur *braced steel frame (BSF)* dapat dilihat pada lampiran C – 13.

Hasil perhitungan kontrol *Strong Column Weak Beam* untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* diperoleh:

$$\Sigma M_{pc} = 20021,263 \text{ K-in}$$

$$\Sigma M_{pb} = 11820,235 \text{ K-in}$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = 1,71 > 1,0 \rightarrow OK! \quad (\text{Pers. 3.6-10})$$

Perhitungan selengkapnya untuk struktur *unbraced steel frame (USF)* dapat dilihat pada lampiran C – 14.

Tabel 5.24 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K1

Lantai	BSF						USF					
	Arah y			Arah x			Arah y			Arah x		
	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio	ΣM_{pc}	ΣM_{pb}	Rasio
14	5478.39	2318.18	2.36	2638.00	1473.12	1.79	6781.72	2139.71	3.17	3274.30	1473.12	2.22
13	10647.67	3436.84	3.10	5127.16	1706.76	3.00	13278.33	4743.54	2.80	6410.94	1706.76	3.76
12	9908.17	3257.90	3.04	4771.07	1706.76	2.80	12652.00	5051.14	2.50	6108.54	1706.76	3.58
11	9439.74	3377.91	2.79	4545.51	1706.76	2.66	11911.60	5225.78	2.28	5751.07	1706.76	3.37
10	11757.75	3800.50	3.09	5671.42	1706.76	3.32	14440.30	5796.73	2.49	7196.86	1706.76	4.22
9	13201.61	3916.23	3.37	6375.13	1706.76	3.74	16932.96	5792.61	2.92	8613.98	1706.76	5.05

Lanjutan Tabel 5.24

8	11966.51	3734.99	3.20	5778.70	1706.76	3.39	16120.14	5787.98	2.79	8200.49	1706.76	4.80
7	11321.86	3699.32	3.06	5467.39	1706.76	3.20	15368.04	5781.29	2.66	7817.89	1706.76	4.58
6	10473.53	4049.43	2.59	5057.73	1706.76	2.96	14622.34	5774.25	2.53	7438.54	1706.76	4.36
5	11447.80	4390.80	2.61	5695.28	1706.76	3.34	17504.68	5929.92	2.95	8894.25	1706.76	5.21
4	12608.63	4401.27	2.86	6414.15	1706.76	3.76	20383.94	5921.06	3.44	10348.77	1706.76	6.06
3	11789.80	4849.03	2.43	5997.60	1706.76	3.51	19640.44	5910.12	3.32	9971.30	1706.76	5.84
2	10975.09	4620.29	2.38	5583.15	1706.76	3.27	18907.40	5899.53	3.20	9599.14	1706.76	5.62
1	10307.45	4618.05	2.23	5243.51	1706.76	3.07	18187.73	5893.27	3.09	9233.77	1706.76	5.41

Tabel 5.25 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K2

Lantai	BSF						USF					
	Arah y			Arah x			Arah y			Arah x		
	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio
14	6005.99	4640.08	1.29	2902.32	1706.76	1.70	8249.72	4284.47	1.93	3983.84	1473.12	2.70
13	11713.32	6878.85	1.70	5660.31	2027.52	2.79	16127.88	9499.14	1.70	7788.25	1706.76	4.56
12	10991.85	6519.81	1.69	5311.67	2027.52	2.62	15391.75	10118.19	1.52	7432.77	1706.76	4.35
11	10274.63	6760.61	1.52	4965.08	2027.52	2.45	14666.20	10469.66	1.40	7082.39	1706.76	4.15
10	13724.92	7607.62	1.80	6854.90	2027.52	3.38	15826.77	11593.46	1.37	7866.67	1706.76	4.61
9	17037.36	7840.18	2.17	8667.09	2027.52	4.27	16990.83	11585.21	1.47	8643.42	1706.76	5.06
8	16333.18	7475.97	2.18	8308.87	2027.52	4.10	16281.30	11575.96	1.41	8282.47	1706.76	4.85
7	15694.98	7404.30	2.12	7984.20	2027.52	3.94	15583.12	11562.59	1.35	7927.30	1706.76	4.64
6	14906.67	8107.86	1.84	7583.19	2027.52	3.74	14896.73	11548.50	1.29	7578.13	1706.76	4.44
5	15339.08	8785.40	1.75	7808.53	2027.52	3.85	17852.52	11859.84	1.51	9071.00	1706.76	5.31
4	15843.35	8806.39	1.80	8070.21	2027.52	3.98	20815.55	11842.13	1.76	10567.89	1706.76	6.19
3	15084.66	9704.68	1.55	7683.75	2027.52	3.79	20158.47	11820.23	1.71	10234.30	1706.76	6.00
2	14342.95	9245.79	1.55	7305.94	2027.52	3.60	19520.43	11799.06	1.65	9910.37	1706.76	5.81
1	13708.53	9241.29	1.48	6982.78	2027.52	3.44	18897.79	11786.53	1.60	9594.27	1706.76	5.62

Tabel 5.26 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K3

Lantai	BSF						USF					
	Arah y			Arah x			Arah y			Arah x		
	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio
14	6734.43	2342.21	2.88	3251.47	2946.24	1.10	7479.53	3260.02	2.29	3598.64	2946.24	1.22
13	13071.32	4903.26	2.67	6311.00	3413.52	1.85	14590.74	6752.24	2.16	7020.07	3413.52	2.06
12	12276.49	5266.32	2.33	5927.24	3413.52	1.74	13796.64	7126.93	1.94	6638.01	3413.52	1.94
11	11482.22	4964.63	2.31	5543.76	3413.52	1.62	12886.43	7501.87	1.72	6200.07	3413.52	1.82
10	13099.77	5539.56	2.36	6541.82	3413.52	1.92	14563.91	8436.05	1.73	7237.80	3413.52	2.12
9	14701.16	5938.68	2.48	7520.21	3413.52	2.20	16269.15	8430.07	1.93	8276.29	3413.52	2.42
8	13875.84	5559.66	2.50	7098.03	3413.52	2.08	15355.90	8423.23	1.82	7811.71	3413.52	2.29

Lanjutan Tabel 5.26

7	13052.36	5569.34	2.34	6676.78	3413.52	1.96	14442.79	8413.90	1.72	7347.20	3413.52	2.15
6	12230.42	6033.99	2.03	6256.33	3413.52	1.83	13529.97	8404.07	1.61	6882.84	3413.52	2.02
5	12343.70	5754.94	2.14	6296.08	3413.52	1.84	17807.28	9545.01	1.87	9038.13	3413.52	2.65
4	12452.43	5695.09	2.19	6334.68	3413.52	1.86	22045.90	9531.63	2.31	11174.64	3413.52	3.27
3	11623.22	6091.58	1.91	5912.86	3413.52	1.73	21055.98	9516.10	2.21	10672.87	3413.52	3.13
2	10796.29	5757.18	1.88	5492.19	3413.52	1.61	20066.06	9500.94	2.11	10171.10	3413.52	2.98
1	9972.06	5624.77	1.77	5072.89	3413.52	1.49	19076.00	9496.65	2.01	9669.26	3413.52	2.83

Tabel 5.27 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K4

Lantai	BSF						USF					
	Arah y			Arah x			Arah y			Arah x		
	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio	Σ Mpc	Σ Mpb	Rasio
14	7450.12	4688.28	1.59	3584.49	3413.52	1.05	9169.69	6526.04	1.41	4690.65	2946.24	1.59
13	14445.07	9813.54	1.47	6949.99	4055.04	1.71	17862.28	13517.33	1.32	9137.24	3413.52	2.68
12	13532.22	10541.93	1.28	6510.79	4055.04	1.61	16905.68	14270.14	1.18	8647.91	3413.52	2.53
11	12615.63	9936.67	1.27	6069.78	4055.04	1.50	15945.42	15023.44	1.06	8156.70	3413.52	2.39
10	16761.59	11107.40	1.51	8341.35	4055.04	2.06	18346.13	16907.39	1.09	9337.03	3413.52	2.74
9	20883.41	11914.30	1.75	10588.77	4055.04	2.61	20729.50	16895.36	1.23	10510.73	3413.52	3.08
8	19913.06	11148.04	1.79	10096.76	4055.04	2.49	19729.56	16881.56	1.17	10003.72	3413.52	2.93
7	18933.91	11167.61	1.70	9600.29	4055.04	2.37	18721.68	16862.77	1.11	9492.68	3413.52	2.78
6	17944.22	12107.00	1.48	9098.48	4055.04	2.24	17704.56	16842.96	1.05	8976.96	3413.52	2.63
5	18172.54	11540.11	1.57	9220.39	4055.04	2.27	21284.07	19120.20	1.11	10767.71	3413.52	3.15
4	18383.41	11419.12	1.61	9333.12	4055.04	2.30	24834.96	19093.27	1.30	12544.97	3413.52	3.68
3	17343.74	12220.67	1.42	8805.28	4055.04	2.17	23747.34	19062.03	1.25	11995.58	3413.52	3.51
2	16285.77	11544.65	1.41	8268.16	4055.04	2.04	22642.90	19031.53	1.19	11437.69	3413.52	3.35
1	15204.54	11276.96	1.35	7719.23	4055.04	1.90	21517.04	19022.91	1.13	10868.98	3413.52	3.18

5.5 Perencanaan *Bracing*

Bracing merupakan sistem pengaku yang dirancang untuk mengurangi besarnya simpangan akibat beban lateral. Dalam disainnya *bracing* harus dirancang kuat terhadap gaya tarik maupun gaya tekan. Hal tersebut dikarenakan beban lateral yang akan diterima struktur akan bersifat *siklik* (bolak-balik).

5.5.1 Perencanaan *Bracing* Terhadap Gaya Aksial Tekan

Contoh perhitungan:

Direncanakan *bracing* pada lantai 1 - 3 struktur *braced steel frame* (BSF) dengan gaya aksial tekan rencana, $P_{u,br} = 422,576$ Kips dan $L_b = 7,94$ m = 312,638 in.

Digunakan profil W12X87 dengan data propertis sebagai berikut :

d	$= 12,5$ in	I_x	$= 740$ in ⁴	f_y	$= 36$ Ksi
b_f	$= 12,1$ in	I_y	$= 241$ in ⁴	E_s	$= 29000$ Ksi
t_w	$= 0,515$ in	r_x	$= 5,377$ in		
t_f	$= 0,81$ in	r_y	$= 3,068$ in		
A	$= 25,6$ in ²	Z_x	$= 132$ in ³		
w	$= 86,94$ lb/ft	Z_y	$= 60,4$ in ³		

Kontrol penampang kompak untuk menghindari terjadinya *local buckling* menurut persamaan (3.5-1a) dan (3.5-1b), dimana disyaratkan $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_s = \frac{bf}{2tf} = \frac{12,1}{2 \cdot 0,81} = 7,469 \leq \lambda_{ps} = \frac{52}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 8,667 \quad (\text{Pers. 3.5-1a})$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = \frac{12,5}{0,515} = 24,27 \leq \lambda_{pb} = \frac{520}{\sqrt{f_y}} = \frac{520}{\sqrt{36}} = 86,667 \quad (\text{Pers. 3.5-1b})$$

Kuat dukung nominal dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (3.6-6) seperti pada perhitungan kuat dukung nominal kolom. Dukungan pada kedua ujung dianggap sendi-sendi, sehingga $k = 1$.

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1 \cdot 312,638}{\pi \cdot 3,068} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1,143 \quad (\text{Pers. 3.6-6})$$

Diambil $\lambda_c = 1,143$; karena $\lambda_c < 1,5$ maka:

$$F_{cr} = (0,658^{2c^2}) f_y = (0,658^{1.143^2}) 36 = 20,829 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers. 3.6-6a})$$

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} = 0,85 \cdot 25,6 \cdot 20,829 = 453,248 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.6-7})$$

$$\phi P_n = 453,248 > P_{u,br} = 422,576 \text{ Kips}$$

Rasio beban aksial:

$$\frac{P_{u,br}}{\phi P_n} = \frac{422,576}{453,248} = 0,932 < 1,0 \rightarrow \text{Ok!}$$

Hasil perhitungan selengkapnya mengenai desain *bracing* tekan dapat dilihat pada lampiran D - 1.

5.5.2 Perencanaan *Bracing* Terhadap Gaya Aksial Tarik

Contoh perhitungan:

Diketahui gaya aksial tarik *bracing* pada lantai 1 - 3 struktur *braced steel frame* (BSF) , $P_{u,br} = 254,826$ Kips dengan $L_b = 312,638$ in. Data propertis profil sama dengan *bracing* tekan.

Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang

$$\phi P_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot 25,6 \cdot 36 = 829,44 \text{ Kips} > P_{u,br} = 254,826 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.7-1})$$

untuk kondisi patah pada luas tampang efektif

Digunakan baut diameter $\frac{3}{4}$ in seperti pada gambar 5.15, maka :

$$A_{nt} = A_g - (n \cdot (d_b + \frac{1}{16}) \cdot t_w) - (n \cdot (d_b + \frac{1}{16}) \cdot t_f) \quad (\text{Pers. 3.7-2})$$

$$= 25,6 - (2 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}) \cdot 0,515) - (4 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}) \cdot 0,81)$$

$$= 22,1305 \text{ in}^2$$

$$A_e = U \cdot A_{nt} = 1 \cdot 22,1305 = 22,1305 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.7-3})$$

$$\phi P_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 58 \cdot 22 \cdot 1305 = 962,677 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.7-4})$$

Dari kedua nilai kuat dukung tersebut diambil yang terkecil, $\phi P_n = 829,44 \text{ Kips}$

$$\text{Sehingga, } \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{254,826}{829,44} = 0,307 < 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

Hasil perhitungan selengkapnya mengenai desain *bracing* tarik dapat dilihat pada lampiran D – 1.

Tabel 5.28 Gaya Aksial Rencana ($P_{u,br}$) dan Gaya Aksial Nominal (ϕP_n) *Bracing*

Lantai	Profil terpakai	$P_{u,br}$ (kips)		ϕP_n (kips)		Rasio	
		Desak	Tarik	Desak	Tarik	Desak	Tarik
13-14	W12X40	71.918	41.558	96.173	379.080	0.75	0.11
10-12	W12X53	202.466	63.624	206.337	505.440	0.98	0.13
7-9	W12X65	305.228	142.56	332.053	618.840	0.92	0.23
4-6	W12X79	382.69	206.228	408.267	751.680	0.94	0.27
1-3	W12X87	422.576	254.826	453.248	829.440	0.93	0.31

5.6 Perencanaan Balok Anak

Dalam perencanaan balok anak, baja didesain komposit dengan beton (pelat).

Prosedur desain balok komposit akan dipaparkan dalam sub bab berikut :

5.6.1 Perhitungan Properti Elastis Penampang Komposit

Diambil perhitungan balok anak lantai 1-13 struktur *Braced Steel Frame (BSF)*. Dari analisis struktur didapatkan nilai $M_u = 804,5 \text{ K-in}$. Digunakan profil baja W12X26 dengan data propertis sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 A_s = 7,65 \text{ in}^2 & I_x = 204 \text{ in}^4 & E_s = 29000 \text{ Ksi} \\
 d = 12,2 \text{ in} & I_y = 17,3 \text{ in}^4 & \\
 t_w = 0,23 \text{ in} & S_x = 33,443 \text{ in}^3 & \\
 b_f = 6,49 \text{ in} & S_y = 5,331 \text{ in}^3 & \\
 t_f = 0,38 \text{ in} & Z_x = 37,2 \text{ in}^3 & \\
 r_x = 5,164 \text{ in} & Z_y = 8,17 \text{ in}^3 & \\
 r_y = 1,504 \text{ in} & f_c' = 4 \text{ Ksi} &
 \end{array}$$

Data slab beton:

Tebal slab, $t_s = 5$ in

$$E_c = 1750 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (Ksi)} = 1750 \cdot \sqrt{4} = 3500 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers. 3.8-1})$$

$$\text{Rasio modular, } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29000}{3500} = 8,286 \quad (\text{Pers. 3.8-2})$$

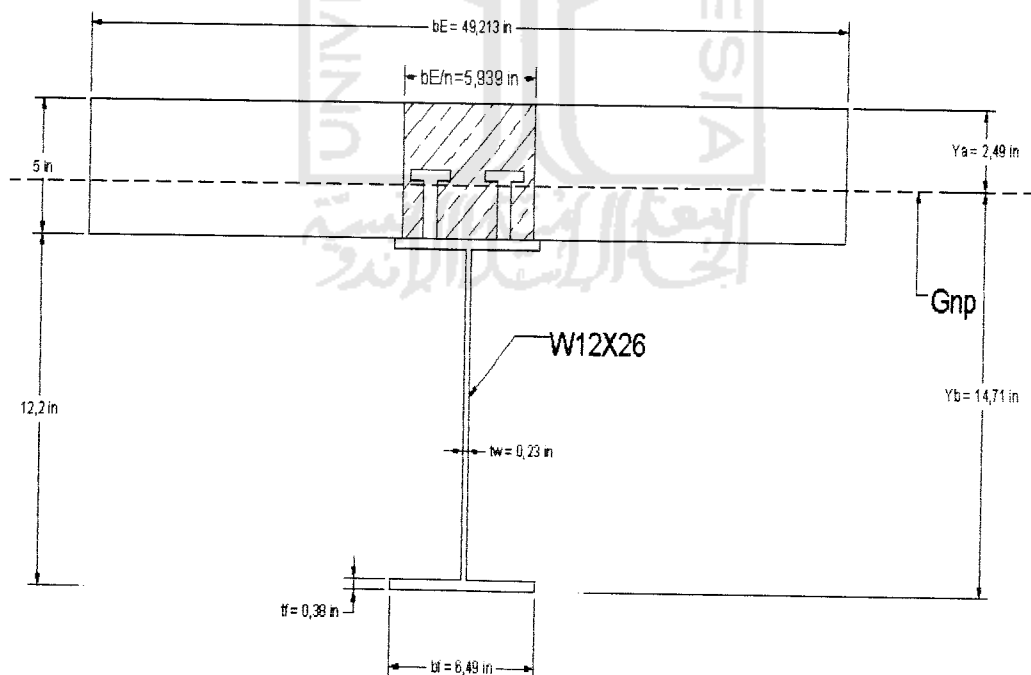
Balok anak bentang 5 m = 196,85 in:

Lebar efektif slab beton untuk balok interior merupakan nilai terkecil dari:

$$b_E \leq \frac{1}{4} \cdot L = \frac{1}{4} \cdot 196,85 = 49,213 \text{ in (menentukan)} \quad (\text{Pers. 3.8-3})$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f = 86,49 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-4})$$

$$b_E \leq b_o = 3,5 \text{ m} = 137,795 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-5})$$



Gambar 5.7 Penampang komposit balok anak bentang 5 m

Lebar sayap beton ekuivalen, $\frac{b_E}{n} = \frac{49,213}{8,286} = 5,939 \text{ in}$ (Pers. 3.8-6)

Luas baja transformasi,

$$A_{tr} = (b_E/n \times t_s) + A_s = (5,939 \times 5) + 7,65 = 37,345 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.8-7})$$

Letak garis netral komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{((b_E/n \times t_s) \times 0,5 \times t_s) + (A_s \times ((0,5 \times d_s) + t_s))}{(b_E/n \times t_s) + A_s} \quad (\text{Pers. 3.8-8})$$

$$= \frac{((5,939 \times 5) \times 0,5 \times 5) + (7,65 \times ((0,5 \times 12,2) + 5))}{(5,939 \times 5) + 7,65}$$

$$= 2,49 \text{ in}$$

$$Y_b = d_s + t_s - Y_a = 12,2 + 5 - 2,49 = 14,71 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-9})$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_{Kmp} = I_{X_s} + A_s \cdot Y_2^2 + I_{X_{cr}} + A_{cr} \cdot Y_1^2 \quad (\text{Pers. 3.8-10})$$

$$= 204 + 7,65 \cdot (14,71 - 0,5 \cdot 12,2)^2 + (1/12) \cdot 5,939 \cdot (14,71 - 12,2)^3$$

$$+ 5,939 \cdot (14,71 - 12,2) \cdot (0,5 \cdot (14,71 - 12,2))^2 + (1/12) \cdot 5,939 \cdot 2,49^3$$

$$+ 5,939 \cdot 2,49 \cdot (0,5 \cdot 2,49)^2$$

$$= 832,979 \text{ in}^4$$

5.6.2 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

Kontrol rasio tinggi terhadap tebal badan profil baja (h/t_w) menurut persamaan

(3.5-1b)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{0,95 \cdot 12,2}{0,23} = 0,391 < \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{f_y(Ksi)}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,667 \quad (\text{Pers. 3.5-1b})$$

Balok anak lantai 1 - 13 bentang 5 m = 196,85 in :

Gaya desak beton, $C = 0,85.f_c'.b_E.a$ (Pers. 3.8-11b)

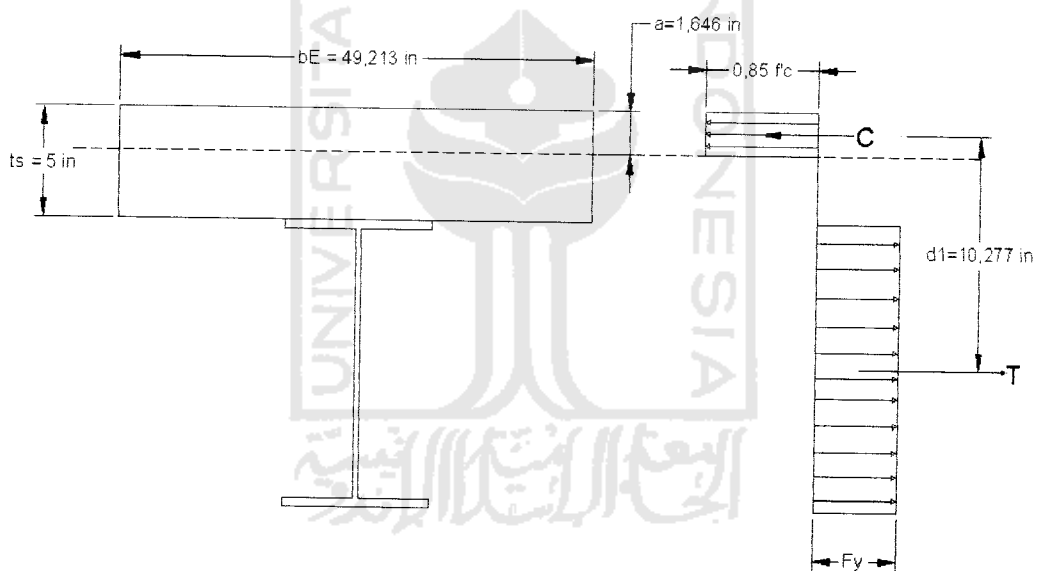
Gaya tarik penampang baja, $T = A_s . f_y$ (Pers. 3.8-12)

Kesetimbangan gaya dalam $C = T$ (Pers. 3.8-13)

$$0,85.f_c'.b_E.a = A_s . f_y$$

Sehingga nilai a dapat dicari berdasarkan blok tegangan yang terjadi

$$a = \frac{A_s . f_y}{0,85 . f_c' . b_E} = \frac{7,65.36}{0,85 \times 4 \times 49,213} = 1,646 \text{ in} < t_s = 5 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-14})$$



Gambar 5.8 Diagram tegangan lentur plastis

Dikarenakan $a < t_s$, maka garis netral plastis berada pada beton. Dengan demikian kapasitas nominal balok komposit, M_n

$$M_n = C.d_1 = T.d_1 \quad (\text{Pers. 3.8-15})$$

$$M_n = T(d/2 + t_s - a/2)$$

$$M_n = (A_s.f_y).(d/2 + t_s - a/2)$$

$$M_n = (7,65.36)(12,2/2 + 5 - 1,646/2) = 2830,286 \text{ K-in}$$

Kontrol kapasitas:

$$\phi_b M_n \geq M_u \quad (\text{Pers. 3.8-16})$$

$$\phi_b M_n = 0,85 \times 2830,286 = 2405,743 \text{ K-in} > M_u = 804,5 \text{ K-in}$$

Dengan cara yang sama didapatkan hasil desain untuk balok anak atap menggunakan profil W12X19.

5.6.3 Kontrol Terhadap Lendutan

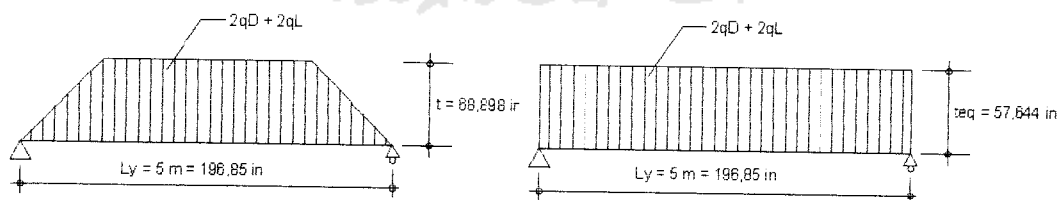
Dari hasil perhitungan berat pelat lantai, didapatkan beban-beban yang bekerja pada balok anak lantai sebagai berikut :

$$\text{Beban mati } (Q_D) = 483 \text{ Kg/m}^2 = 7,005.10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\text{Beban hidup } (Q_L) = 250 \text{ Kg/m}^2 = 3,626.10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\text{Berat sendiri profil baja W12X26, } q_s = 38,66 \text{ Kg/m} = 2,2.10^{-3} \text{ K/in}$$

Beban merata ekuivalen yang bekerja pada balok anak berdasarkan pembebanan tributari area dari pelat lantai dapat dilihat pada gambar 5.9.



Gambar 5.9 Pembebanan pada balok anak

$$L_x = \text{sisi terpendek dari pelat} = 3,5 \text{ m} = 137,795 \text{ in}$$

$$t = 0,5.L_x = 0,5.137,795 = 68,898 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-18})$$

$$t_{eq} = t - \frac{4.t^3}{3.L_y^2} = 68,898 - \frac{4.68,898^3}{3.196,85^2} = 57,644 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-19})$$

$$q_D = t_{eq} \cdot Q_D = 57,644 \cdot 7,005 \cdot 10^{-4} = 4,04 \cdot 10^{-2} \text{ K/in} \quad (\text{Pers. 3.8-20})$$

$$q_L = t_{eq} \cdot Q_L = 57,644 \cdot 3,626 \cdot 10^{-4} = 2,1 \cdot 10^{-2} \text{ K/in} \quad (\text{Pers. 3.8-21})$$

$$\begin{aligned} q_{total} &= 2q_D + 2q_L + q_s \\ &= 2 \cdot 4,04 \cdot 10^{-2} + 2 \cdot 2,1 \cdot 10^{-2} + 2,2 \cdot 10^{-3} \\ &= 0,125 \text{ K/in} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.8-22})$$

Lendutan yang terjadi pada balok komposit

1. Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan

$$\begin{aligned} \Delta_{max} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{total} \cdot L^4}{E_s \cdot I_{Kmp}} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,125 \cdot 196,85^4}{29000 \cdot 832,979} = 0,101 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,547 \text{ in} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.8-23})$$

2. Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan

$$q_{mati} = q_D + q_s = 2,4 \cdot 0,04 \cdot 10^{-2} + 2,2 \cdot 10^{-3} = 0,083 \text{ K/in} \quad (\text{Pers. 3.8-24})$$

$$\begin{aligned} \Delta_{baja} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{mati} \cdot L^4}{E_s \cdot I_s} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{0,083 \cdot 196,85^4}{29000 \cdot 204} = 0,274 \text{ in} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.8-25})$$

$$\begin{aligned} \Delta_{Kmp} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q_L \cdot L^4}{E_s \cdot I_{Kmp}} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(2,2 \cdot 1 \cdot 10^{-2}) \cdot 196,85^4}{29000 \cdot 832,979} = 0,034 \text{ in} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.8-26})$$

$$\Delta_{\max} = \Delta_{\text{baja}} + \Delta_{\text{Kmp}} = 0,274 + 0,034 = 0,308 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,547 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.8-27})$$

5.6.4 Perencanaan Konektor Geser

Untuk menjamin kinerja penampang komposit menjadi sangat efektif, maka di antara profil baja dan beton (pelat) dipasang *shear conector*.

Gaya geser horizontal (V_n) merupakan nilai terkecil dari;

$$V_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_F \cdot t_s = 0,85 \cdot 4.492,213.5 = 836,621 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.8-28a})$$

$$V_n = A_s \cdot F_y = 7,65 \cdot 36 = 275,4 \text{ Kips} \quad (\text{Menentukan}) \quad (\text{Pers. 3.8-28b})$$

Digunakan penghubung geser jenis paku dengan diameter 5/8 in x 2,5 in dengan $F_u^b = 60 \text{ Ksi}$

Kuat nominal satu penghubung geser jenis paku yang ditanam di dalam pelat beton massif adalah:

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u^b \quad (\text{Pers. 3.8-29})$$

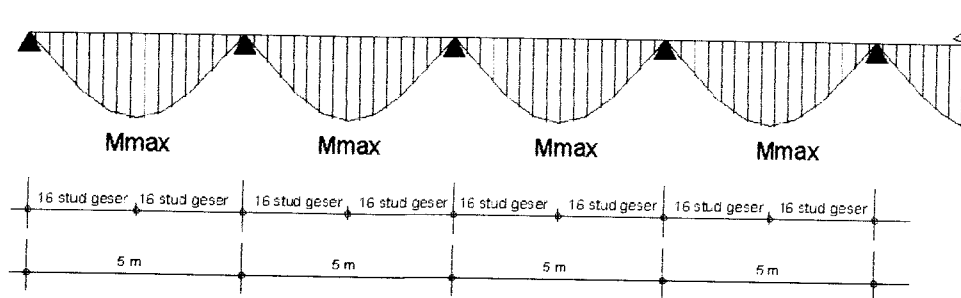
$$Q_n = 0,5 \times \frac{1}{4} \pi \cdot \left(\frac{5}{8}\right)^2 \sqrt{4.3500} = 18,15 \text{ Kips} < \frac{1}{4} \pi \cdot \left(\frac{5}{8}\right)^2 \cdot 60 = 18,4 \text{ Kips}$$

Jumlah stud geser yang dibutuhkan untuk setengah bentang balok:

$$n = \frac{V_n}{Q_n} = \frac{275,4}{18,15} = 15,17 \quad (\text{Pers. 3.8-30})$$

Digunakan 16 stud geser per setengah bentang balok

Penempatan stud geser dapat dilihat pada gambar 5.10.



Gambar 5.10 Rencana penempatan stud geser

5.6.5 Kapasitas Geser Nominal Balok

kuat geser nominal balok V_n , dihitung berdasarkan persamaan

$$\frac{h}{t_w} = \frac{0,95 \cdot 12,2}{0,23} = 50,39 < \frac{418}{\sqrt{f_y(\text{Ksi})}} = 69,67 \quad (\text{Pers. 3.5-17})$$

$$A_w = d \cdot t_w = 12,2 \cdot 0,23 = 2,806 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.5-19})$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot f_v \cdot A_w \quad (\text{Pers. 3.5-18})$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 2,806$$

$$= 54,549 \text{ Kips}$$

Rasio gaya geser yang terjadi

$$\frac{V_{u,b}}{\phi V_n} = \frac{12,542}{54,549} = 0,23 < 1,0 \rightarrow \text{OK!} \quad (\text{Pers. 3.5-20})$$

5.7 Pendetailan Khusus Pada Struktur

Pada bagian ini akan direncanakan sambungan-sambungan yang didesain dengan perencanaan tahan gempa. Data yang digunakan untuk desain sambungan adalah sebagai berikut :

1. Baut yang digunakan adalah baut berkekuatan tinggi A325, dengan tidak menggunakan ulir pada bidang gesernya dan kuat tarik bahan baut $F_u^b = 120$ ksi.
2. Elektroda las yang digunakan E70XX dengan kuat tarik $F_{EXX} = 70$ ksi.
3. Plat geser yang digunakan mempunyai $F_y = 36$ ksi dan $F_u = 58$ ksi.

5.7.1 Sambungan Balok ke Kolom

Sambungan balok ke kolom direncanakan dengan menggunakan momen kapasitas plastis dan gaya geser yang terjadi pada lokasi sendi plastis balok.

Contoh perhitungan :

Diambil contoh hitungan struktur *braced frame* portal tengah lantai 3 tepi kiri, antara balok B3 dengan kolom K3.

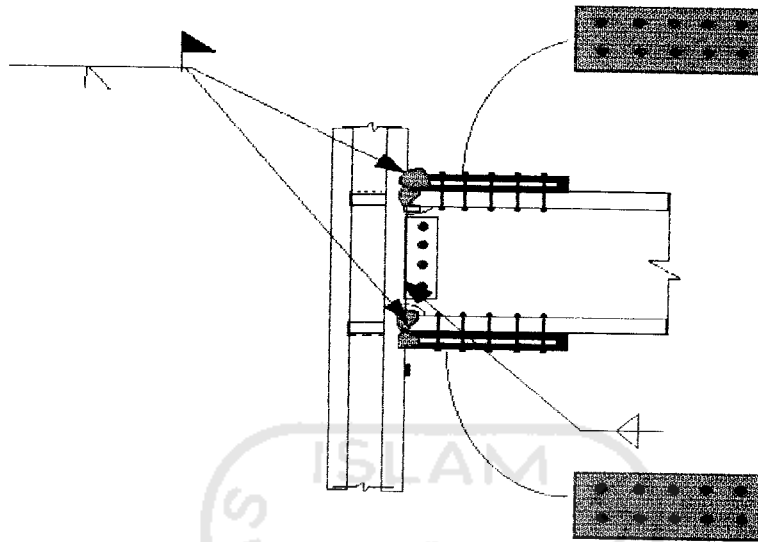
Data Profil desain yang di pakai:

Balok W21X50

$A_s = 14,7 \text{ in}^2$	$Z_x = 110 \text{ in}^4$
$d = 20,8 \text{ in}$	$Z_y = 12,2 \text{ in}^4$
$t_w = 0,38 \text{ in}$	$F_y = 36 \text{ ksi}$
$b_f = 6,53 \text{ in}$	$F_u = 58 \text{ ksi}$
$t_f = 0,535 \text{ in}$	

Kolom W14X159

$A_s = 46,7 \text{ in}^2$	$Z_x = 287 \text{ in}^4$
$d = 15 \text{ in}$	$Z_y = 146 \text{ in}^4$
$t_w = 0,745 \text{ in}$	$F_y = 36 \text{ ksi}$
$b_f = 15,6 \text{ in}$	$F_u = 58 \text{ ksi}$
$t_f = 1,19 \text{ in}$	$k = 1,84 \text{ in}$



Gambar 5.11 Rencana Sambungan Yang Digunakan

Prosedur Desain

- a. Menentukan beban yang bekerja berdasarkan kapasitas plastis balok

Momen kapasitas plastis balok supaya terjadi strain hardening

$$M_p = 1,1 \cdot Z_x \cdot F_y$$

$$= 1,1 \cdot 110 \cdot 36 = 4356 \text{ k-in.}$$

Gaya geser pada lokasi sendi plastis balok B3 hasil dari analisis struktur dapat dilihat pada lampiran B6 adalah sebagai berikut :

$$V_d = 20,01 \text{ kips}$$

$$V_l = 6,70 \text{ kips}$$

$$V_e = 6,11 \text{ kips}$$

Gaya geser pada sendi plastis balok, merupakan nilai terkecil dari :

$$V_p = 1,2V_d + 0,5V_l + \frac{2M_p}{L'}$$

$$= 1,2 \cdot 20,01 + 0,5 \cdot 6,7 + \frac{2.4356}{205,51} = 69,98 \text{ kips}$$

$$V_p = 1,2V_D + 0,5V_L + \mu V_E$$

$$= 1,2 \cdot 20,01 + 0,5 \cdot 6,7 + 4,6,11 = 53,7 \text{ kips}$$

Momen pada muka kolom, M_f .

$$M_f = M_{pb} + V_p \cdot X$$

$$= 4356 + 53,7 \cdot 32,735 = 6113,87 \text{ k-in}$$

b. Sambungan *flange plate* ke sayap kolom

Gaya tarik terfaktor, T_u .

$$T_u = \frac{M_f}{0,95d} = \frac{6113,87}{0,95 \cdot 20,8} = 309,41 \text{ kips.} \quad (\text{Pers. 3.9-1})$$

Menentukan ukuran *flange plate* yang menahan tarik dan desak :

Kondisi leleh tarik :

$$T_u \leq \phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.7-1})$$

$$A_{g \min} = \frac{309,41}{0,9 \cdot 36} = 9,5 \text{ in}^2 \text{ (menentukan)}$$

Kondisi fraktur :

$$T_u \leq \phi \cdot F_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n \quad (\text{Pers. 3.7-4})$$

Untuk $A_n \leq 0,85 \cdot A_g$

$U = 1 \rightarrow$ untuk pelat sambung/batang tarik pendek

$$T_u \leq \phi \cdot F_u \cdot U \cdot 0,85 \cdot A_g$$

$$A_{g \min} = \frac{309,41}{0,75 \cdot 58 \cdot 1,085} = 8,4 \text{ in}^2$$

Jika digunakan lebar *flange plate*, $b_{pl} = 6,5 \text{ in}$

$$\text{Maka tebal } \textit{flange plate}, t_{pl} = \frac{9,5}{6,5} = 1,46 \text{ in} \approx 1 \frac{1}{2} \text{ in}$$

Menentukan jumlah baut yang diperlukan untuk mentransfer gaya tarik dan tekan pada bagian atas dan bawah balok :

Kuat geser satu baut A_{325} -X diameter $\frac{7}{8} \text{ in}$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b && \text{(Pers. 3.9-6)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{7}{8}\right)^2\right) = 32,47 \text{ kips} \end{aligned}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$\begin{aligned} n_{\min} &= \frac{T_u}{\phi R_n} \\ &= \frac{309,41}{32,47} = 9,5 \rightarrow 10 \text{ baut} \end{aligned}$$

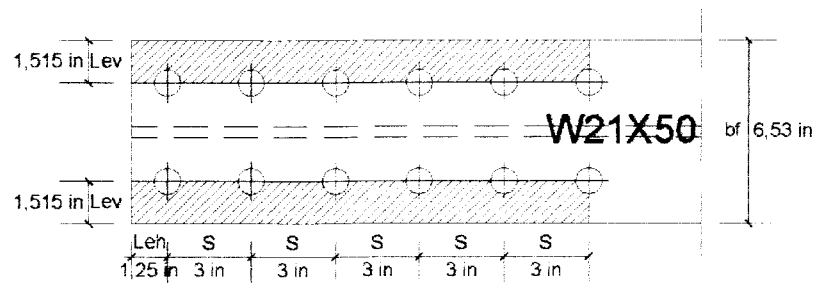
Sayap balok lebih kritis, coba baut 12-buah.

Kuat tumpu sayap balok

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_{wb} && \text{(Pers. 3.9-3)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot \frac{7}{8} \cdot 0,535 = 48,8 \text{ kips} > 32,47 \text{ kips} \end{aligned}$$

Kontrol blok geser :

Sayap balok lebih kritis dari plat, cek blok geser pada sayap balok :



Pada flange plate digunakan $l_{ev} = 1 \frac{1}{4}$ in, sehingga pada sayap balok $l_{ev} = 1,515$ in, dan $l_{eh} = 1 \frac{1}{4}$ in.

$$A_{vg} = 2 \cdot t_f \cdot (l_{eh} + 5 \cdot S) \quad (\text{Luas pelelehan geser})$$

$$= 2 \cdot 0,535 \cdot (1,25 + 5 \cdot 3) = 17,39 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 2 \cdot t_f \cdot (l_{ev} - 0,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur tarik})$$

$$= 2 \cdot 0,535 \cdot (1,515 - 0,5 \cdot (\frac{7}{8} + \frac{1}{16})) = 1,12 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - 2 \cdot t_f \cdot (5,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur geser})$$

$$= 17,39 - 2 \cdot 0,535 \cdot (5,5 \cdot (\frac{7}{8} + \frac{1}{16})) = 11,87 \text{ in}^2$$

$$A_{tg} = 2 \cdot t_f \cdot l_{ev} \quad (\text{Luas leleh tarik})$$

$$= 2 \cdot 0,535 \cdot 1,515 = 1,62 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$F_u \cdot A_{nt} = 64,96 < 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} = 413,076$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.9-5b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 11,87 + 36 \cdot 1,62 = 471,40 \text{ kips}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\phi T_n = 0,75 \cdot 471,40 = 353,55 \text{ kips} > T_u = 309,41 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

Menentukan ukuran plat geser, jumlah baut, dan panjang las :

Tranfer gaya geser dari balok ke kolom, merupakan nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned} V_f &= \frac{2.M_f}{L_n} + V_g \\ &= \frac{2.6113,87}{270,98} + 1,2.20,02 + 0,5.6,7 = 72,5 \text{ kips.} \end{aligned}$$

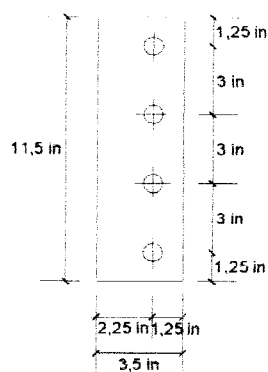
$$\begin{aligned} V_f &= 1,05 \left(V_D + V_L + \frac{4}{K} V_E \right) \cdot \left(\frac{L_n}{L'} \right) \\ &= 1,05 \cdot (20,02 + 6,7 + \frac{4}{1} 6,11) \cdot \left(\frac{270,98}{205,51} \right) = 70,81 \text{ kips} \end{aligned}$$

Apabila digunakan baut dengan diameter $\frac{3}{4}$ in,

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b && \text{(Pers. 3.9-7)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \frac{3}{4}^2 \right) = 23,87 \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_f}{\phi R_n} = \frac{70,81}{23,87} = 2,96 \rightarrow 3 \text{ buah.}$$

Untuk menghindari gagal geser pada plat dipakai baut 4-buah, dengan pemasangan seperti di bawah ini :



Coba plat $\frac{3}{8}$ X 11 $\frac{1}{2}$

Kontrol geser leleh pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.9-8})$$

$$= 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot (\frac{3}{8} \cdot 11 \frac{1}{2}) = 83,83 \text{ kips} > V_f = 70,81 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

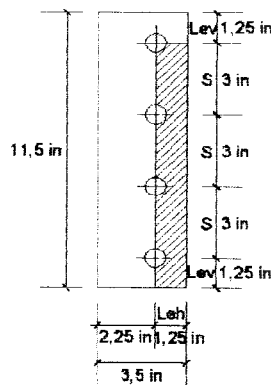
Kontrol geser fraktur pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \quad (\text{Pers. 3.9-9})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot [\frac{3}{8} \cdot (11,5 - 4 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}))]$$

$$= 80,75 \text{ kips} > V_f = 70,81 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

Cek blok geser dari plat :



$L_{eh} = 1,25 \text{ in}$, dan $L_{ev} = 1,25 \text{ in}$

$$A_{vg} = t_{pl} \cdot (l_{ev} + 3 \cdot S) \quad (\text{Luas pelelehan geser})$$

$$= \frac{3}{8} \cdot (1,25 + 3 \cdot 3) = 3,84 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = t_{pl} \cdot (l_{eh} - 0,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur tarik})$$

$$= \frac{3}{8} \cdot (1,25 - 0,5 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 0,32 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - t_{pl} \cdot (3,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur geser})$$

$$= 3,84 - \frac{3}{8} \cdot (3,5 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16})) = 2,77 \text{ in}^2$$

$$A_{tg} = t_{pl} \cdot l_{eh} \quad (\text{Luas leleh tarik})$$

$$= \frac{3}{8} \cdot 1,25 = 0,47 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$F_u \cdot A_{nt} = 18,56 < 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} = 96,396$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.9-5b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 2,77 + 36 \cdot 0,47 = 113,32 \text{ kips}$$

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 113,32 = 84,99 \text{ kips} > V_f = 70,81 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

Menentukan panjang las fillet pada plat geser

Digunakan las fillet, bila $t_{pl} = \frac{3}{8} \text{ in} \geq \frac{1}{4} \text{ in}$,

$$a_{\max} = t_{pl} - \frac{1}{16} = \frac{3}{8} - \frac{1}{16} = \frac{5}{16} \text{ in}; \text{ dan } a_{\min} = \frac{3}{16} \text{ in}.$$

$$a_{\text{pakai}} = \frac{1}{4} \text{ in}.$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,707 \cdot 0,25 = 0,177 \text{ in}.$$

Kekuatan las terhadap geser,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (\text{Pers. 3.9-9a})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,177 = 5,575 \text{ k/in. (menentukan)}$$

Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \quad (\text{Pers. 3.9-9b})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{3}{8} = 9,79 \text{ k/in.}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{V_f}{\phi R_{m_v}} = \frac{70,81}{5,575} = 12,7 \text{ in} \rightarrow \text{pakai 13 in.}$$

Pakai 6,5 in pada setiap sisinya.

5.7.2 Perencanaan Daerah Panel Zone

Pelat Pengaku (*stiffener*):

Akibat transfer momen lentur ke sayap kolom menimbulkan gaya aksial (P_{bf}) tarik atau tekan pada sayap kolom.

Untuk menghindari robeknya las antara sayap kolom dan flange plate maka harus dipenuhi persamaan di bawah ini:

$$\phi R_n \geq P_{bf}$$

Nilai kapasitas beban terfaktor, P_{bf} akibat *strain hardening*:

$$\begin{aligned} P_{bf} &= 1,8 \cdot b_f \cdot t_f \cdot F_y && \text{(Pers. 3.10-1)} \\ &= 1,8 \cdot 6,53 \cdot 0,535 \cdot 36 = 226,38 \text{ kips.} \end{aligned}$$

Pelelehan sayap lokal (*Local flange bending*):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} && \text{(Pers. 3.10-2a)} \\ &= 0,9 \cdot 6,25 \cdot 1,19^2 \cdot 36 = 286,76 \text{ kips} > P_{bf} = 226,38 \text{ kips} \end{aligned}$$

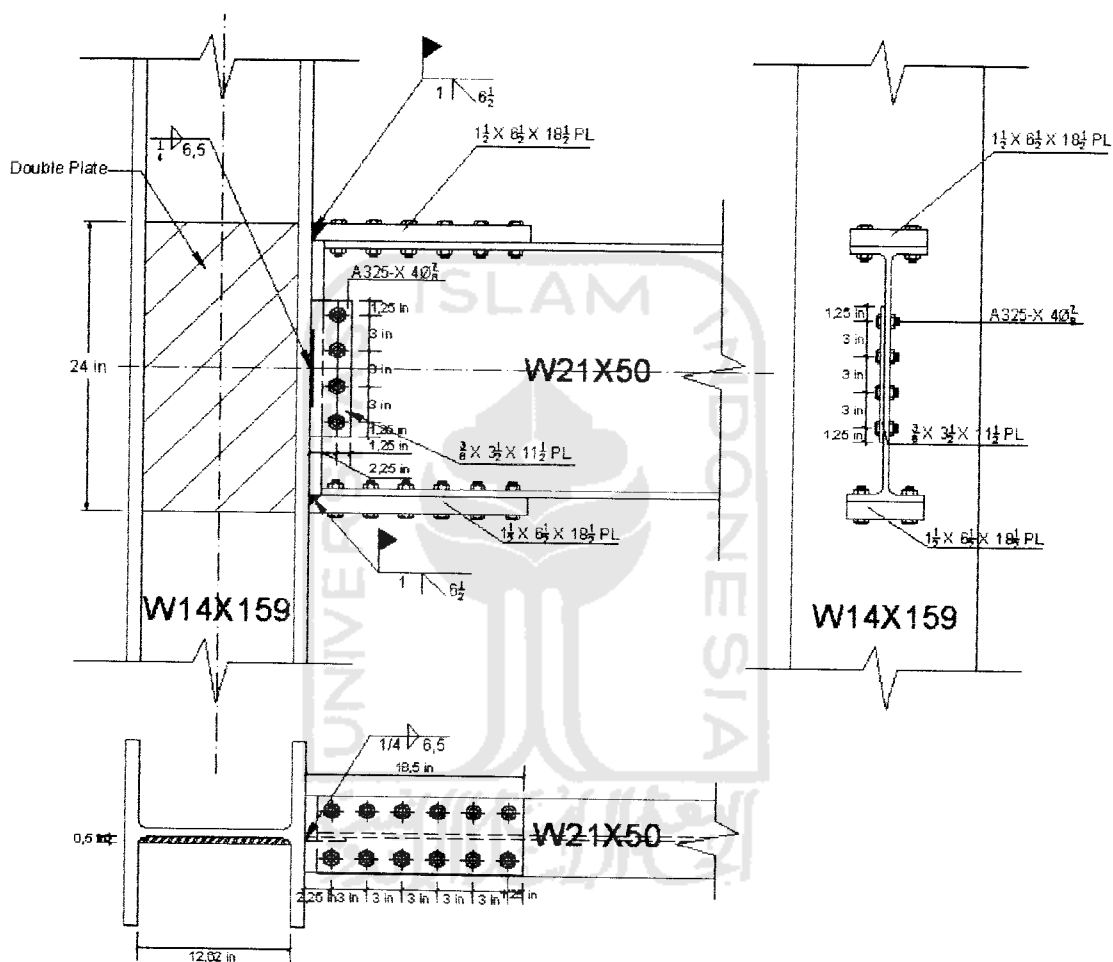
Pelelehan badan lokal (*Local Web Yielding*):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} && \text{(Pers. 3.10-2b)} \\ &= 1 \cdot (5 \cdot 1,84 + 0,535) \cdot 36 \cdot 0,745 = 261,09 \text{ kips} > P_{bf} = 226,38 \text{ kips} \end{aligned}$$

Pelipatan pelat badan (*Web Crippling*):

$$= \frac{((20,8 + 2 \cdot 1,5) + (15 - 2 \cdot 1,19))}{90} = 0,405 \text{ in} \cong 0,5 \text{ in}$$

sehingga digunakan *double plate* minimum dengan ukuran $\frac{1}{2} \times 24 \times 12,6$ PL



Gambar 5.12 Detail Sambungan Balok ke Kolom

5.7.3 Sambungan Balok Anak ke Balok

Contoh perhitungan :

Diambil contoh hitungan untuk struktur *braced frame* balok anak lantai 5 dengan balok B1 W21X50, yang mempunyai bentang bentang 5 m = 196,85 in, dengan data balok anak sebagai berikut :

Balok W12X26

$$\begin{aligned}
 A_s &= 7,65 \text{ in}^2 & Z_x &= 37,2 \text{ in}^4 \\
 d &= 12,2 \text{ in} & Z_y &= 8,17 \text{ in}^4 \\
 t_w &= 0,23 \text{ in} & F_y &= 36 \text{ ksi} \\
 b_f &= 6,49 \text{ in} & F_u &= 58 \text{ ksi} \\
 t_f &= 0,38 \text{ in} \\
 V_d &= 6,24 \text{ kips} \\
 V_1 &= 3,13 \text{ kips} \\
 V_u &= 1,2 V_d + 0,5 V_1 \\
 &= 1,2 \cdot 6,24 + 0,5 \cdot 3,13 = 9,053 \text{ kips.}
 \end{aligned}$$

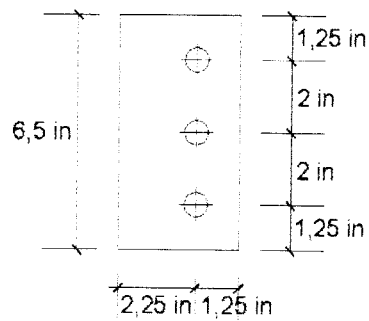
Dicoba menggunakan baut A325, $\emptyset \frac{5}{8}$ in, dengan $A_b = 0,307 \text{ in}^2$.

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (\text{Pers. 3.9-6})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot 0,307 = 16,578 \text{ kips}$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{9,053}{16,578} = 0,57$$

Untuk menghindari gagal geser pada plat dipakai baut 3 buah, dengan pemasangan seperti di bawah ini :



Coba plat $\frac{1}{8} \times 6 \frac{1}{2}$ PL

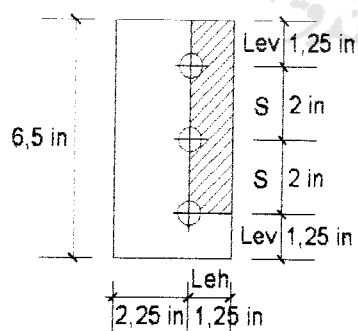
Kontrol leleh geser pada plat :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g && \text{(Pers. 3.7-1)} \\ &= 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot (\frac{1}{8} \cdot 6 \frac{1}{2}) = 15,8 \text{ kips} > V_u = 9,053 \text{ kips} \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Kontrol fraktur geser pada plat :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n && \text{(Pers. 3.9-8)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot [\frac{1}{8} \cdot (6,5 - 3 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16}))] \\ &= 14,5 \text{ kips} > V_u = 9,053 \text{ kips} \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Cek blok geser pada penampang plat (tampang kritis).



Ambil $l_{ev} = 1 \frac{1}{4}$ in dan $l_{eh} = 1 \frac{1}{4}$ in

$$A_{vg} = t_{pl} \cdot (l_{ev} + 2 \cdot S) \quad \text{(Luas pelelehan geser)}$$

$$= 0,125 \cdot (1,25 + 2 \cdot 2) = 0,66 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = t_{pl} \cdot (l_{eh} - 0,5(d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur tarik})$$

$$= 0,125 \cdot (1,25 - 0,5(\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 0,11 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - t_{pl} \cdot (2,5 \cdot (d + \frac{1}{16})) \quad (\text{Luas fraktur geser})$$

$$= 0,66 - 0,125 \cdot (2,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 0,45 \text{ in}^2$$

$$A_{tg} = t_{pl} \cdot l_{eh} \quad (\text{Luas leleh tarik})$$

$$= 0,125 \cdot 1,25 = 0,16 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$F_u \cdot A_{nt} = 6,38 < 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} = 15,66$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers. 3.9-5b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 0,45 + 36 \cdot 0,16 = 21,42 \text{ kips}$$

Kapasitas reaksi terfaktor, $\phi V_n = 0,75 \cdot 21,42 = 16,07 \text{ kips} > V_u = 9,053 \text{ kips}$.

Menentukan panjang las :

Tebal plat yang digunakan $t_{pl} = \frac{1}{8} \text{ in}$.

Digunakan las fillet, bila $t_{pl} = \frac{1}{8} \text{ in} < \frac{1}{4} \text{ in}$,

$$a_{\max} = t_{pl} = \frac{1}{8} \text{ in}; \text{ dan } a_{\min} = \frac{1}{8} \text{ in (dari tabel AISC).}$$

$$a_{\text{pakai}} = \frac{1}{8} \text{ in.}$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,09 \text{ in.}$$

Kekuatan las berdasar leleh tarik,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (\text{Pers. 3.9-9a})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,09 = 2,83 \text{ k/in. (menentukan)}$$

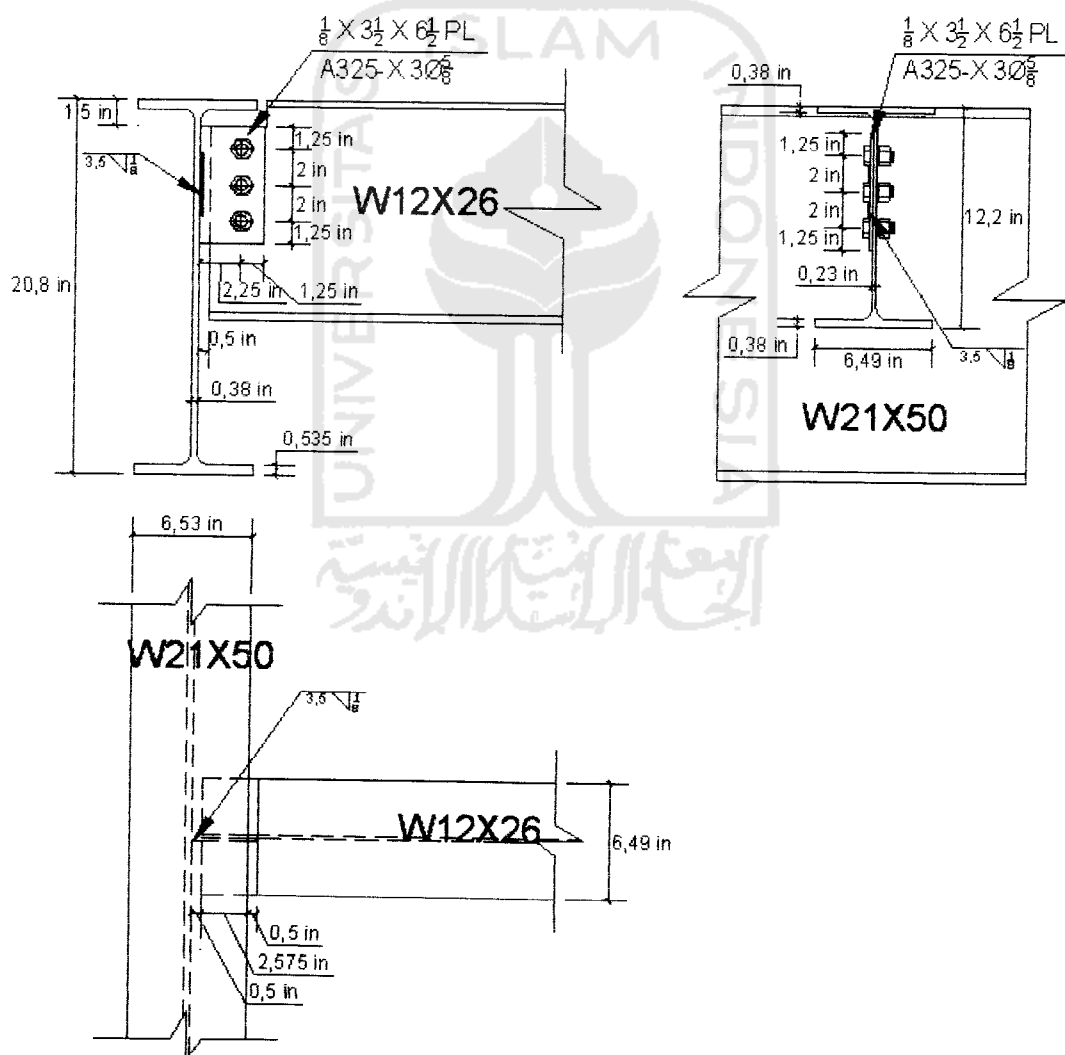
Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} && \text{(Pers. 3.9-9b)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{1}{8} = 3,26 \text{ k/in.}\end{aligned}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{9,053}{2,83} = 3,2 \text{ in} \approx 3,5 \text{ in.}$$

Pakai 3,5 in las $\frac{1}{8}$ in pada satu sisi balok.



Gambar 5.13 Detail Sambungan Balok Anak ke Balok

5.7.4 Sambungan Kolom

Direncanakan sambungan kolom K2 pada lantai 5 (W14X176) dan kolom lantai 6 (W14X159) struktur *braced steel frame (BSF)*, dengan $Mu,k = 4674,936$ K-in dan $Pu,k = 554,138$ Kips. Data propertis profil W14X159 sebagai berikut :

$$d = 15 \text{ in} \quad A = 46,7 \text{ in}^2$$

$$bf = 15,6 \text{ in} \quad fy = 36 \text{ Ksi}$$

$$tf = 1,19 \text{ in} \quad fu = 58 \text{ Ksi}$$

$$tw = 0,745 \text{ in}$$

Gaya pada sayap

$$Tu_r = \frac{Mu,k}{0,95d} = \frac{4674,936}{0,95 \cdot 15} = 328,066 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.12-1})$$

Sambungan pada sayap

1. Desain jumlah baut

Digunakan tipe baut A325 X diameter $\frac{3}{4}$ (*double shear*)

$$\phi R_n = \phi \cdot 0,6 \cdot fu^b \cdot Ab = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 120 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (3/4)^2) = 23,85 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.9-6})$$

$$n \text{ perlu} = \frac{Tu_f}{2 \cdot \phi r_n} = \frac{328,066}{2 \cdot 23,85} = 6,8 \approx 8 \text{ baut} \quad (\text{Pers. 3.12-2})$$

Kontrol kekuatan sayap kolom

$$A_{gs} = 8,25 \cdot 1,19 \cdot 2 = 19,635 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = \left(\frac{15,6 - 7,5}{2} \right) \cdot 1,19 \cdot 2 = 9,639 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = (8,25 - 3,5 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 1,19 \cdot 2 = 12,863 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = \left(\frac{15,6 - 7,5}{2} - 0,5 \cdot (3/4 + 1/16) \right) \cdot 1,19 \cdot 2 = 8,672 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 8,672 = 502,976 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 12,863 = 447,632 \text{ Kips}$$

$$f_u \cdot A_{nt} > 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}$$

$$\phi R_n = \phi (f_u \cdot A_{nt} + 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gs}) \quad (\text{Pers. 3.9-5a})$$

$$= 0,75 \cdot (502,976 + 0,6 \cdot 36 \cdot 19,635)$$

$$= 695,319 \text{ Kips} > T_{uf} = 311,662 \text{ Kips} \quad \text{OK!}$$

2. Desain pelat sambung

Pelat luar

Dicoba pelat dengan lebar 10,5 in

$$A_g = \frac{328,066}{2 \cdot 0,9 \cdot 36} = 5,063 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.12-3})$$

$$t_{\min} = \frac{5,063}{10,5} = 0,482 \text{ in} \approx \text{dipakai tebal pelat } 3/4 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.12-4})$$

Pakai pelat sambung PL 3/4 x 10,5 in

Kontrol kekuatan pelat sambung

$$A_{gt} = 3/4 \cdot 10,5 = 7,875 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (10,5 - 2 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 3/4 = 6,656 \text{ in}^2$$

$$0,85 A_{gt} = 0,85 \cdot 7,875 = 6,694 \text{ in}^2 > A_{nt} = 6,656 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Pers. 3.12-5})$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 6,656 = 289,536 \text{ Kips} > \frac{T_{uf}}{2} = 164,033 \text{ Kips}$$

Kontrol blok geser

$$A_{gs} = 8,25 \cdot 3/4 \cdot 2 = 12,375 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = 1,5 \cdot 3/4 \cdot 2 = 2,25 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = (8,25 - 3,5 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 3/4 \cdot 2 = 8,109 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (1,5 - 0,5 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 3/4 \cdot 2 = 2,215 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 2,215 = 128,47 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 8,109 = 282,193 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} > f_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi R_n = \phi (0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} + f_y \cdot A_{gt}) \quad (\text{Pers. 3.9-5b})$$

$$= 0,75 \cdot (282,193 + 36 \cdot 2,25)$$

$$= 213,332 \text{ Kips} > \frac{T_{uf}}{2} = 164,033 \text{ Kips} \quad \text{OK!}$$

Kuat tumpu pelat sambung

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot f_u \cdot t_p \cdot d_b \quad (\text{Pers. 3.9-3})$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot (3/4) \cdot (3/4) \cdot 8 = 469,8 \text{ Kips} > T_{uf} = 328,066 \text{ Kips}$$

Pelat dalam

$$T_{pd} = \frac{T_{uf}}{2 \cdot n} = \frac{328,066}{2 \cdot 2} = 82,017 \text{ Kips}$$

Dicoba pelat dengan lebar 5 in

$$A_g = \frac{82,017}{0,9 \cdot 36} = 2,53 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.12-3})$$

$$t_{\min} = \frac{2,53}{5} = 0,506 \text{ in} \approx \text{dipakai tebal pelat } 1/2 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.12-4})$$

Pakai pelat sambung PL 1/2 x 5 in

Kontrol kekuatan pelat sambung

$$A_{gt} = 1/2 \cdot 5 = 2,5 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (5 - 1 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 1/2 = 2,094 \text{ in}^2$$

$$0,85 A_{gt} = 0,85 \cdot 2,5 = 2,125 \text{ in}^2 > A_{nt} = 2,094 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_{nt} \quad (\text{Pers. 3.12-5})$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 2,094 = 91,089 \text{ Kips} > T_{pd} = 82,17 \text{ Kips} \quad \text{OK!}$$

Sambungan pada badan

1. Desain jumlah baut

$$P_{uw} = \frac{P_u \cdot k \cdot A_w}{A} = \frac{554,138 \cdot ((15 - 2 \cdot 1,19) \cdot 0,741)}{46,7} = 111,562 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.12-6})$$

Digunakan tipe baut A325 X diameter $\frac{3}{4}$ (*double shear*)

$$\phi r_n = \phi \cdot 0,6 \cdot f_u^b \cdot A_b = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 120 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (3/4)^2) = 23,85 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.9-7})$$

$$n \text{ perlu} = \frac{P_{uw}}{2 \cdot \phi r_n} = \frac{111,562}{2 \cdot 23,85} = 2,3 \approx 4 \text{ baut} \quad (\text{Pers. 3.12-2})$$

Kontrol kekuatan badan

$$A_{ns} = (3,75 - 1,5 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 0,745 \cdot 2 = 3,77 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (7 - 1 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 0,745 = 4,609 \text{ in}^2$$

$$A_{gs} = 3,75 \cdot 0,745 \cdot 2 = 5,588 \text{ in}^2$$

$$A_{gt} = 7 \cdot 0,745 = 5,215 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 4,609 = 267,322 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 3,77 = 131,196 \text{ Kips}$$

$$f_u.Ant > 0,6.f_u.Ans$$

$$\phi R_n = \phi (f_u.Ant + 0,6.f_y.Ags) \quad (\text{Pers. 3.9-5b})$$

$$= 0,75.(267,322 + 0,6.36.5,588)$$

$$= 291,017 \text{ Kips} > P_{u_w} = 111,562 \text{ Kips} \quad \text{OK!}$$

2. Desain pelat sambung

Digunakan dua pelat dengan pemasangan satu pelat pada tiap sisi badan. Dicoba pelat dengan lebar 10 in

$$A_g = \frac{111,562}{2.0,9.36} = 1,72 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers. 3.12-3})$$

$$t_{\min} = \frac{1,72}{10} = 0,172 \text{ in} \approx \text{dipakai tebal pelat } 3/8 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.12-4})$$

Pakai pelat sambung PL 3/8 x 10 in

Kontrol kekuatan pelat sambung

Kondisi fraktur

$$A_{nt} = (10 - 2.(3/4 + 1/16)).3/8.2 = 6,281 \text{ in}^2$$

$$0,85 A_{gt} = 0,85.3/8.10.2 = 6,375 \text{ in}^2 > A_{nt} = 6,281 \text{ in}^2$$

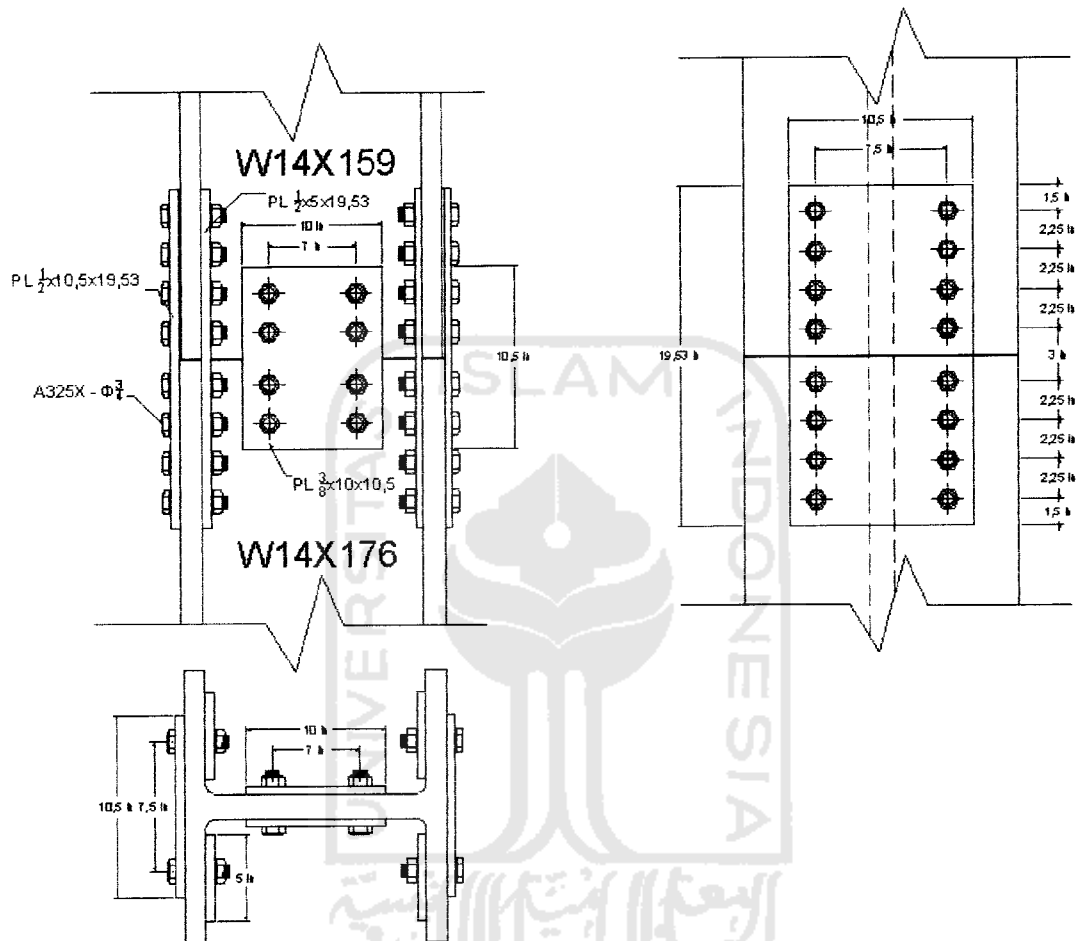
$$\phi R_n = \phi.f_u.A_{nt} = 0,75.58.6,281 = 273,224 \text{ Kips} > 111,562 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.7-4})$$

Kondisi leleh

$$\phi R_n = 0,9.f_y A_g = 0,9.36.3/8.10.2 = 243 \text{ Kips} > 111,562 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.7-1})$$

Kuat tumpu pelat sambung

$$\phi R_n = 0,75.2.4.58.(3/8).(3/4).2.4 = 234,9 \text{ Kips} > 111,562 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.9-3})$$



Gambar 5.14 Detail sambungan kolom

5.7.5 Sambungan *Bracing*

Direncanakan sambungan *bracing* pada lantai 1–3, dengan gaya aksial yang terjadi adalah, P_u tekan = 422,576 Kips dan P_u tarik = 254,826 Kips. Dari perencanaan *bracing* didapatkan profil W12X87, dengan data propertis sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll}
 d = 12,5 \text{ in} & A = 25,6 \text{ in}^2 & Z_y = 60,4 \text{ in}^3 \\
 b_f = 12,1 \text{ in} & I_x = 740 \text{ in}^4 & \\
 t_f = 0,81 \text{ in} & I_y = 241 \text{ in}^4 & \\
 t_w = 0,515 \text{ in} & Z_x = 132 \text{ in}^3 &
 \end{array}$$

Prosedur disain:

1). Sambungan *brace-ke-pelat (gusset)*

Distribusi gaya pada *brace* berdasarkan luas sayap dan badan.

Gaya pada sayap,

$$P_{uf} = \frac{P_u \cdot (b_f \cdot t_f)}{A} = \frac{254,826 \cdot (12,1 \cdot 0,81)}{25,6} = 97,561 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-1})$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2P_{uf} = 254,826 - (2 \cdot 97,561) = 59,704 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-2})$$

Disain sambungan sayap-*brace-ke-pelat* sambung (*brace-flange-to-gusset*).

Kuat geser satu baut A_{325} – X diameter 3/4 in

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi_f \cdot 0,6 \cdot f_u^b \cdot A_b && (\text{Pers. 3.9-6}) \\
 &= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 120 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (3/4)^2) \\
 &= 23,86 \text{ Kips / baut}
 \end{aligned}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n_{\min} = \frac{P_{uf}}{\phi R_n} = \frac{97,561}{23,86} = 4,09 \approx 6 \quad \text{dipakai 6 baut} \quad (\text{Pers. 3.13-3})$$

Kuat tumpu sayap *brace*

$$\begin{aligned}
 \phi R_b &= \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{fb} \cdot f_u && (\text{Pers. 3.9-3}) \\
 &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 0,81 \cdot 58 = 68,708 \text{ Kips} > 19,88 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

Untuk menghubungkan antara sayap *brace* dengan pelat sambung, digunakan profil 2L 4x4x1/2 ($A_g = 3,75 \text{ in}^2$) dengan baut disusun dalam satu baris.

Kontrol kekuatan pelat sambung

Kondisi leleh,

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot f_y && \text{(Pers. 3.7-1)} \\ &= 0,9 \cdot 3,75 \cdot 36 = 121,5 \text{ Kips} > P_{uf} = 97,561 \text{ kips}\end{aligned}$$

Kondisi fraktur,

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U && \text{(Pers. 3.7-4)} \\ A_n &= 3,75 - 1(3/4 + 1/16) \cdot 0,5 = 3,344 \text{ in}^2 ; U = 1 \\ \phi R_n &= 0,75 \cdot 58 \cdot 3,344 \cdot 1 = 145,464 \text{ Kips} > P_{uf} = 97,561 \text{ Kips}\end{aligned}$$

Pengecekan Geser Blok



Tarik fraktur

$$\begin{aligned}A_{nt} &= 2(s \cdot t_{pl} - d/2 \cdot t_{pl}) = 2(2 \cdot 0,5 - ((3/4 + 1/16)/2) \cdot 0,5) = 1,594 \text{ in}^2 \\ f_u \cdot A_{nt} &= 58 \cdot 1,594 = 92,452 \text{ Kips}\end{aligned}$$

Geser fraktur

$$\begin{aligned}A_{ns} &= (1,5 + 3 \cdot 2 - 2,5(3/4 + 1/16)) \cdot 0,5 = 2,734 \text{ in}^2 \\ 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} &= 0,6 \cdot 58 \cdot 2,734 = 95,143 \text{ Kips} \\ 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} &> f_u \cdot A_{nt}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) && \text{(Pers. 3.9-5b)} \\
 &= 0,75 \cdot (36 \cdot (2 \cdot 2 \cdot 0,5) + 95,143) \\
 &= 125,357 \text{ Kips} > P_{uf} = 97,561 \text{ Kips} \rightarrow \text{OK!}
 \end{aligned}$$

2). Disain sambungan badan-ke-pelat (*brace-web-to-gusset*)

Dipakai baut A₃₂₅ – X diameter 3/4 in.

Kebutuhan baut minimum,

$$n_{\min} = \frac{P_{uw}}{\phi R_n} = \frac{59,704}{19,88} = 3,033 \approx 4 \quad \text{dipakai 4 baut} \quad \text{(Pers. 3.13-3)}$$

Pakai baut dengan diameter 3/4 in yang dipasang dua baris dengan pelat sambung 2PL 3/8x6.

Kuat tumpu rencana

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{pl} \cdot f_u && \text{(Pers. 3.9-3)} \\
 &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 3/8 \cdot 58 = 31,809 \text{ Kips} > 19,88 \text{ Kips} \rightarrow \text{OK!}
 \end{aligned}$$

Kontrol kekuatan pada pelat

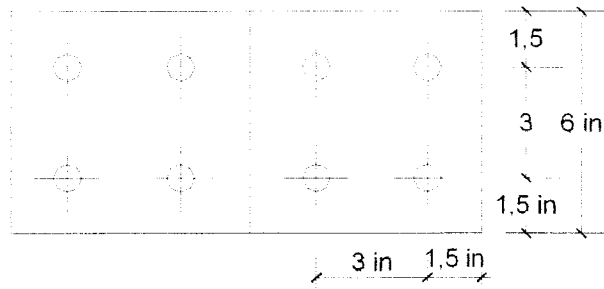
Kondisi leleh,

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,9 \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot (3/8 \cdot 6) \cdot 58 && \text{(Pers. 3.7-1)} \\
 &= 117,45 \text{ Kips} > P_{uw} = 59,704 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

Kondisi fraktur

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U && \text{(Pers. 3.7-4)} \\
 &= 0,75 \cdot 58 \cdot (3/8 \cdot 6 - 2 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 3/8) = 71,367 \text{ Kips} > P_{uw} = 59,704 \text{ Kips}
 \end{aligned}$$

Pengecekan Geser Blok



Tarik fraktur

$$A_{nt} = 2(s \cdot t_{pl} - d/2 \cdot t_{pl}) = 2(1,5 \cdot 3/8 - ((3/4 + 1/16)/2) \cdot 3/8) = 0,82 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 0,82 = 47,56 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{ns} = 2(s_1 + s_2 - 1/2 \cdot d) \cdot t_{pl} = 2 \cdot (1,5 + 3 - 1,5(3/4 + 1/16)) \cdot 3/8 = 2,461 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 2,461 = 85,643 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} > f_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi R_n = \phi \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \quad (\text{Pers. 3.9-5b})$$

$$= 0,75 \cdot (36 \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot 3/8) + 85,643)$$

$$= 94,607 \text{ Kips} > P_{uw} = 59,704 \text{ Kips} \rightarrow OK!$$

Kontrol kekuatan *brace*

Kondisi leleh,

$$\phi R_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y \quad (\text{Pers. 3.7-1})$$

$$= 0,9 \cdot 25,6 \cdot 36 = 829,44 \text{ Kips} > P_u = 254,626 \text{ Kips} \rightarrow OK!$$

Kondisi fraktur,

$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U \quad (\text{Pers. 3.7-4})$$

$$A_n = 25,6 - 2(3/4 + 1/16) \cdot 0,515 = 24,763 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 58 \cdot 24,763 \cdot 1 = 1077,191 \text{ Kips} > P_u = 254,826 \text{ Kips}$$

3). Disain pelat sambung (*gusset*)

Dipakai pelat sambung (*gusset*) PL 3/4 in

Kuat tumpu rencana tiap lubang baut

$$\phi R_n = \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{pl} \cdot f_u \quad (\text{Pers. 3.9-3})$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 3/4 \cdot 58 = 63,619 \text{ Kips} > 23,86 \text{ Kips}$$

Pengecekan geser blok akibat transfer gaya dari badan

Tarik fraktur

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot (2 \cdot (1,5 \cdot 3/4 - ((3/4 + 1/16)/2)) \cdot 3/4) = 95,156 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{ns} = 2(1,5 + 3 \cdot 1 - 1 \frac{1}{2} \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 3/4 = 4,922 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 4,922 = 171,286 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} > f_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \quad (\text{Pers. 3.9-5b})$$

$$= 0,75 \cdot (36 \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot 3/4) + 171,286)$$

$$= 189,215 \text{ Kips} > P_{uw} = 59,704 \text{ Kips} \rightarrow \text{OK!}$$

Pengecekan geser blok akibat beban total *brace*

Tarik fraktur

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot (2 \cdot (1,5 \cdot 3/4 - ((3/4 + 1/16)/2)) \cdot 3/4) = 95,156 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{ns} = 4(1,5 + 3 \cdot 1 - 1 \frac{1}{2} \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 3/4 = 9,844 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 9,844 = 342,571 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} > f_u \cdot A_{nt}$$

$$\phi_t R_n = \phi_t \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \quad (\text{Pers. 3.9-5b})$$

$$= 0,75 \cdot (36 \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot 3/4) + 342,571)$$

$$= 287,303 \text{ Kips} > P_u = 254,826 \text{ Kips} \rightarrow \text{OK!}$$

Kontrol kuat tarik leleh pada daerah pertemuan *brace* dengan pelat sambung, di mana panjang total (L_w) = 15,75 in, 7,5 in pada pelat sambung, dan 7,5 in diteruskan pada badan balok, sisanya untuk *space* antara *bracing* dengan pelat (*gusset*)

$$\phi R_n = \phi \cdot f_y \cdot A_w \quad (\text{Pers. 3.13-4})$$

$$= 0,9 \cdot (36 \cdot 7,5 \cdot 3/4 + 36 \cdot 7,5 \cdot 0,515) = 307,395 \text{ Kips} > P_u = 254,826 \text{ Kips}$$

4). Distribusi gaya *brace* ke kolom dan balok.

$$e_b = \frac{d_b}{2} = \frac{20,7}{2} = 10,35 \text{ in}; \quad e_c = \frac{d_c}{2} = \frac{15,2}{2} = 7,6 \text{ in}$$

Dicoba pelat sambung (*gusset*) PL 3/4x45x25 in.

$$\alpha = 45/2 = 22,5 \text{ in}$$

$$\beta = 25/2 = 12,5 \text{ in}$$

Diapakai $\alpha = 22,5 \text{ in}$ dan $\beta = 12,5 \text{ in}$

Kalkulasi gaya pada pelat sambung

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (\text{Pers. 3.13-5})$$

$$= \sqrt{(22,5 + 7,6)^2 + (12,5 + 10,35)^2} = 37,791 \text{ in}$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-kolom

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u = \frac{7,6}{37,791} \cdot 254,826 = 51,247 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-6})$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u = \frac{12,5}{37,791} \cdot 254,826 = 80,916 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-7})$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u = \frac{15,5}{37,791} \cdot 254,826 = 104,517 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-8})$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u = \frac{10,35}{37,791} \cdot 254,826 = 69,79 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.13-9})$$

5). Disain sambungan pelat-ke-kolom

Dipakai pelat sambung L 4x4x1/2, dengan 3 baut 3/4 in pada kedua sisinya.

Gaya tarik tiap baut

$$r_{ut} = \frac{H_{uc}}{n} = \frac{51,247}{2,3} = 8,541 \text{ Kips / baut} \quad (\text{Pers. 3.13-10})$$

Kontrol kuat desain baut terhadap geser dan tarik

$$\begin{aligned} r_{uv} &= \frac{V_{uc}}{n} \\ &= \frac{80,916}{6} = 13,486 \text{ Kips / baut} < \phi R_n = 19,88 \text{ Kips / baut} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.13-11})$$

$$F_t = 117 - 1,9f_v \leq 90 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers. 3.13-12})$$

$$= 117 - 1,9 \left(\frac{13,486}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (3/4)^2} \right)$$

$$= 59 \text{ Ksi}$$

$$\phi R_n = \phi F_t \cdot A_b \quad (\text{Pers. 3.13-13})$$

$$= 0,75 \cdot 59 \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot (3/4)^2) = 19,549 \text{ Kips} > r_{ut} = 8,541 \text{ Kips / baut}$$

Kontrol kuat tumpu sayap pelat sambung

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d \cdot t \cdot f_u && \text{(Pers. 3.9-3)} \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4) \cdot (1/2) \cdot 58 = 39,15 \text{ Kips} > \Phi R_n = 19,88 \text{ Kips / baut}\end{aligned}$$

Menentukan panjang las :

Tebal plat yang digunakan $t_{pl} = 1/2$ in.

Digunakan las fillet, bila $t_{pl} = 1/2$ in $>$ $1/4$ in,

$$a_{\max} = t_{pl} = 1/2 - 1/16 = 7/16 \text{ in; dan } a_{\min} = 1/4 \text{ in (dari tabel AISC).}$$

$$a_{\text{pakai}} = 5/16 \text{ in.}$$

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,221 \text{ in.}$$

Kekuatan las berdasar leleh tarik,

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= \phi \cdot (0,6 \cdot F_{EXX}) \cdot t_e && \text{(Pers. 3.9-9a)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,221 = 6,962 \text{ k/in. (menentukan)}\end{aligned}$$

Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\begin{aligned}\phi R_{nw} &= \Phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} && \text{(Pers. 3.9-9b)} \\ &= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot 1/2 = 13,05 \text{ k/in.}\end{aligned}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{80,916}{6,962} = 11,6 \text{ in} \approx 12 \text{ in.}$$

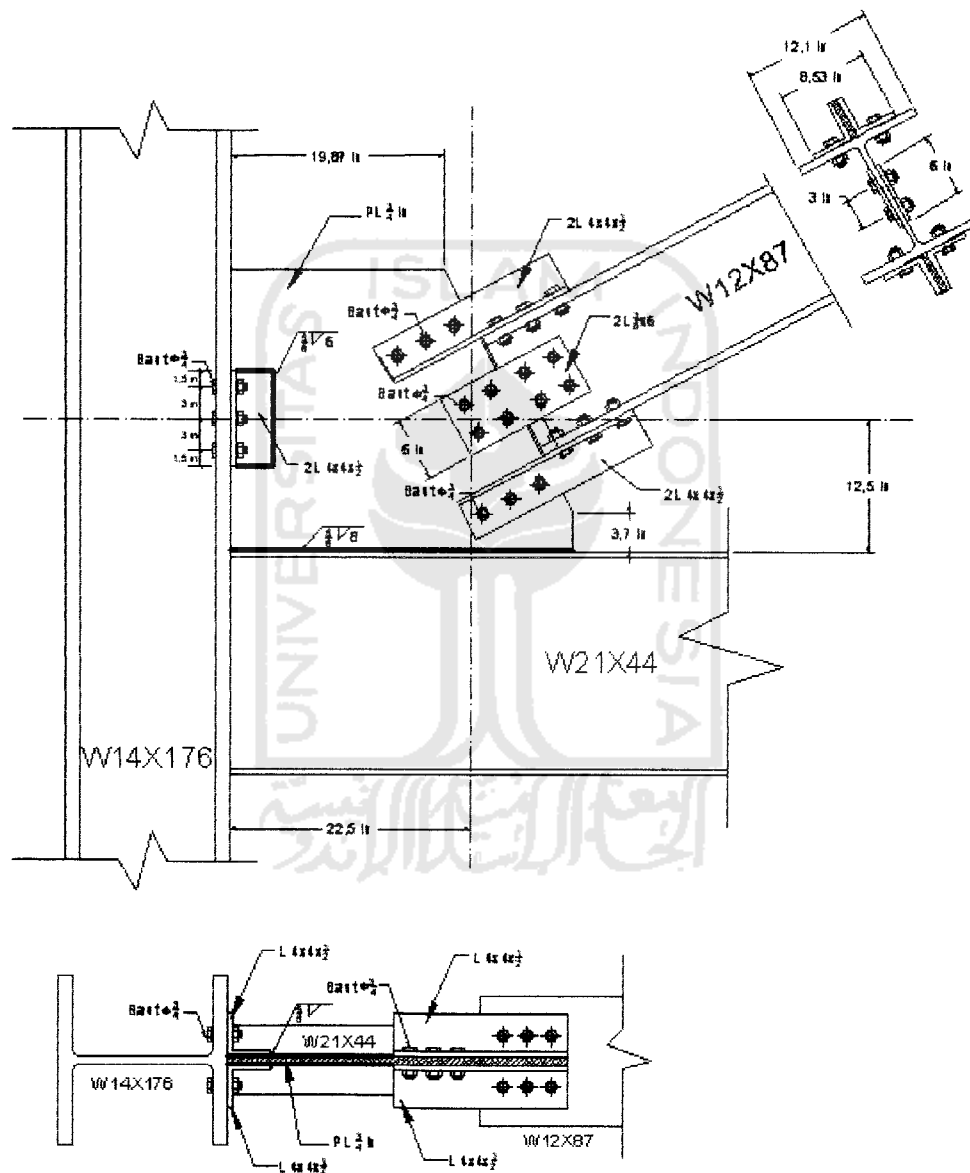
Pakai 6 in las $5/16$ in pada satu sisi *gusset*

6). Disain sambungan pelat (*gusset*) -ke-balok

Untuk sambungan antara *gusset* dengan sayap balok digunakan tipe las sudut dengan tebal $5/16$ in.

$$P_{\text{las}} = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{104,517}{6,962} = 15,01 \text{ in} \approx 16 \text{ in.}$$

Pakai 8 in las $\frac{5}{16}$ in pada satu sisi gusset



Gambar 5.15 Detail sambungan *bracing*

5.8 Perencanaan Pelat Dasar Kolom

Pelat dasar kolom merupakan penghubung antara kolom baja dengan beton (pedestal). Dalam perencanaanya pelat dasar kolom akan didesain berdasarkan beban aksial dan momen yang terjadi di dasar kolom.

Direncanakan pelat dasar kolom K1 pada struktur braced steel frame (BSF), dengan beban yang bekerja di dasar kolom sebagai berikut :

$$Mu,k x = 2232,562 \text{ K-in}$$

$$Mu,k y = 669,769 \text{ K-in}$$

$$Pu,k = 869,589 \text{ Kips}$$

Digunakan kolom W14X159, dengan data propertis sebagai berikut :

$$A = 46,7 \text{ in}^2 \quad dc = 15 \text{ in}$$

$$bf = 15,6 \text{ in} \quad tf = 1,19 \text{ in}$$

$$tw = 0,745 \text{ in} \quad Fy = 36 \text{ Ksi}$$

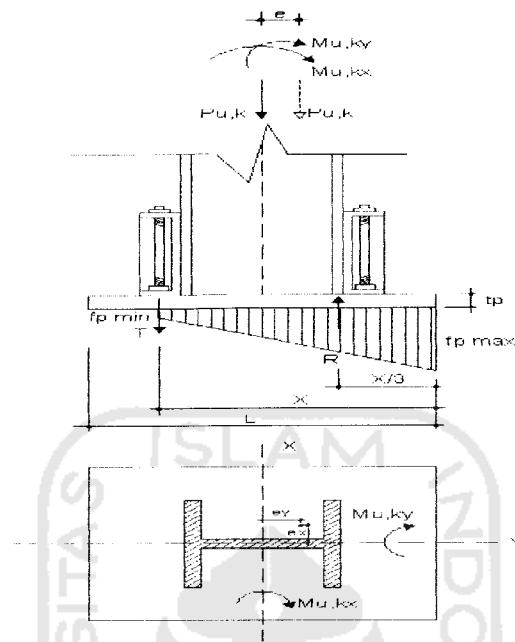
$$fc' = 4 \text{ Ksi} \quad Fp = 0,85 \cdot fc' = 3,4 \text{ Ksi}$$

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{Mu,kx}{Pu,k} = \frac{2232,562}{869,59} = 2,567 \text{ in} < \frac{1}{2} \times d_c = 7,5 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.14-1})$$

$$e_x = \frac{Mu,ky}{Pu,k} = \frac{669,769}{869,59} = 0,77 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.14-2})$$

diasumsikan $e > L/6$. Akibat eksentrisitas terjadi pembesaran gaya aksial, maka diberi sayap tambahan = 4,01 in (menggunakan profil C12X45)



Gambar 5.16 Analisis pelat dasar kolom

Diasumsikan resultan reaksi distribusi segitiga (R) bekerja pada pusat flens, sehingga

$$P_u = R = T$$

Kesetimbangan momen pada pusat gaya aksial T :

$$P_{u,k} \left(\frac{dc}{2} + \frac{4,01}{2} + e_y \right) + P_{u,k} e_x = R \left(dc - \frac{t_f}{2} + \frac{4,01}{2} \right) \quad (\text{Pers. 3.14-4})$$

$$T = \frac{869,59 \left(\frac{15}{2} + \frac{4,01}{2} + 2,567 \right) + 869,59 \cdot 0,77}{\left(15 - \frac{1,19}{2} + \frac{4,01}{2} \right)} = 680,516 \text{ Kips}$$

$$P_u = T = 680,516 \text{ Kips}$$

Diasumsikan luas bidang tekan efektif penumpu akibat momen yang bekerja adalah (X.B), sehingga gaya tekan yang terjadi harus memenuhi :

$$\phi P_p \geq P_u$$

$$\phi \left(\frac{1}{2} F_p \cdot X \cdot B \right) = P_u$$

(Pers. 3.14-5)

$$(X \cdot B) = \frac{2 \cdot (P_u)}{\phi(F_p)} = \frac{2 \cdot 2.680,516}{0,6 \cdot (0,85 \cdot 4)} = 667,173 \text{ in}^2$$

Coba, $B = 28 \text{ in}$; panjang bidang tekan

$$X = \frac{667,173}{28} = 23,828 \text{ in}$$

Jarak dari pusat flens ke ujung pelat

$$1/3 \cdot X = 7,943 \text{ in}$$

Panjang pelat dasar yang dibutuhkan

$$L = (2 \cdot 7,943) + 15 - 1,19 = 29,7 \text{ in}$$

Diambil, $L = 30 \text{ in}$

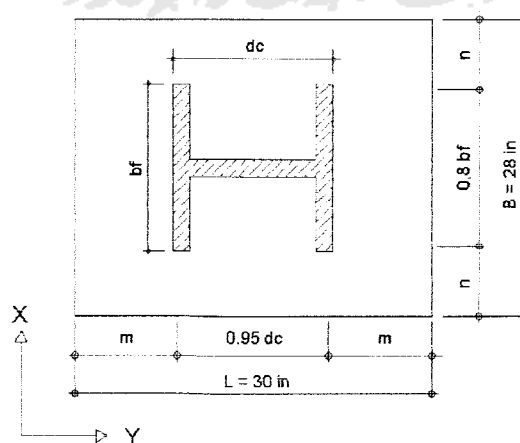
Dipakai, $B = 28 \text{ in}$ dan $L = 30 \text{ in}$

$$m = \frac{L - 0,95 \cdot dc}{2} = \frac{30 - 0,95 \cdot 15}{2} = 7,875 \text{ in}$$

(Pers. 3.14-6)

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot bf}{2} = \frac{28 - 0,8 \cdot 15,6}{2} = 7,76 \text{ in}$$

(Pers. 3.14-7)



Gambar 5.17 Disain pelat dasar

Kontrol eksentrisitas, $e_y = 2,567 \text{ in} < L/6 = 30/6 = 5 \text{ in}$, sehingga dapat dianggap tidak ada tegangan tarik awal pada baut angkur.

Tegangan pada ujung pelat,

$$f_p = \frac{P_u}{B.L} \pm \frac{M_u, kx}{\frac{1}{6} . B.L^2} \pm \frac{M_u, ky}{\frac{1}{6} . B^2.L} \quad (\text{Pers. 3.14-10})$$

$$f_{p_{\max}} = \frac{680,516}{30.28} + \frac{2232,562}{\frac{1}{6} . 28.30^2} + \frac{339,769}{\frac{1}{6} . 28^2 . 30} = 1,429 \text{ Ksi} < F_p = 3,4 \text{ Ksi}$$

$$f_{p_{\min}} = \frac{680,516}{30.28} - \frac{2232,562}{\frac{1}{6} . 28.30^2} - \frac{339,769}{\frac{1}{6} . 28^2 . 30} = 0,191 \text{ Ksi}$$

Cek kapasitas penumpu (pedestal)

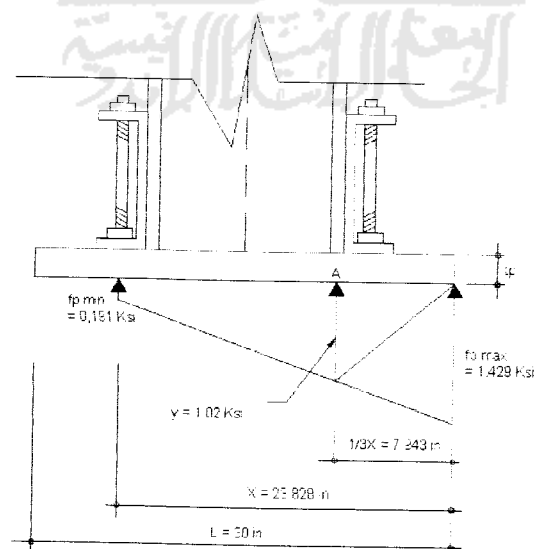
$$\phi P_p \geq P_u \quad (\text{Pers. 3.14-8})$$

$$\phi P_p = \phi_e . F_p . A \quad (\text{Pers. 3.14-9})$$

$$= 0,6 . (1/2(0,85 . f_c' . A))$$

$$= 0,6 . (1/2(0,85 . 4 . 28 . 30))$$

$$= 856,8 \text{ Kips} > P_u = 680,516 \text{ Kips}$$



Gambar 5.18 Distribusi tegangan pada pelat dasar kolom

Momen lentur pelat di titik A, sepanjang B = 1 in

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 1,02.7,943.1 \left(\frac{7,943}{3} \right) + \frac{1}{2} \cdot 1,429.7,943.1 \left(\frac{2.7,943}{3} \right)$$

$$= 40,778 \text{ Ksi}$$

Batas pelepasan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi M_n = \phi M_p = \phi_b Z_f y = 0,9 \cdot (B \cdot t_p^2 / 4) \cdot f_y \geq M_u$$

Tebal pelat yang diperlukan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{0,9 \cdot B \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 40,778}{0,9 \cdot 1.36}} = 2,24 \text{ in} \quad (\text{Pers. 3.14-11})$$

digunakan tebal pelat, $t_p = 2,5 \text{ in}$

Perencanaan baut angkur arah y yang menahan $M_{u,kx} = 2232,562 \text{ K-in}$

$$T = \frac{M_{u,kx}}{d} = \frac{2232,562}{15 + 4,01} = 117,441 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.14-12})$$

Digunakan baut angkur A₃₀₇ diameter 1 in ($\phi T_n = 36,36 \text{ Kips}$)

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{117,441}{36,36} = 3,23 \rightarrow 4 \text{ angkur} \quad (\text{Pers. 3.14-13})$$

Perencanaan baut angkur arah x yang menahan $M_{u,ky} = 669,769 \text{ K-in}$

$$T = \frac{M_{u,ky}}{bf} = \frac{669,769}{15,6} = 42,934 \text{ Kips} \quad (\text{Pers. 3.14-12})$$

Digunakan baut angkur A₃₀₇ diameter 1 in

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

5.9 Perencanaan Pedestal (kaki kolom)

Pedestal (kaki kolom) merupakan elemen struktur yang berfungsi sebagai tempat perletakan pelat dasar kolom. Dalam disainya pedestal dirancang mempunyai dimensi yang lebih besar dari pelat dasar kolom. Berikut merupakan contoh perhitungan pedestal kolom K1 untuk struktur *braced steel frame (BSF)*.

Dimensi pelat dasar kolom untuk kolom K1, $L = 30 \text{ in} = 750 \text{ mm}$, $B = 28 \text{ in} = 700 \text{ mm}$, dimensi Pedestal :

$$b = 800 \text{ mm}$$

$$h = 950 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi pedestal} = 1000 \text{ mm} > \text{kedalaman angkur terbesar, } H = 650 \text{ mm}$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 240 \text{ MPa}$$

Tulangan longitudinal

Rasio tulangan pakai, $\rho = 1 \%$

$$A_{st} = 0,01 \cdot A_g \quad (\text{Pers. 3.15-1})$$

$$= 0,01 \cdot (800 \cdot 950) = 7600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan } D_{25} \rightarrow A_{\phi 25} = 490,874 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan longitudinal :

$$n = \frac{7600}{490,874} = 15,483 \approx 16 \quad (\text{Pers. 3.15-2})$$

Dipakai tulangan 16D₂₅ dipasang merata pada pedestal.

Tulangan sengkang :

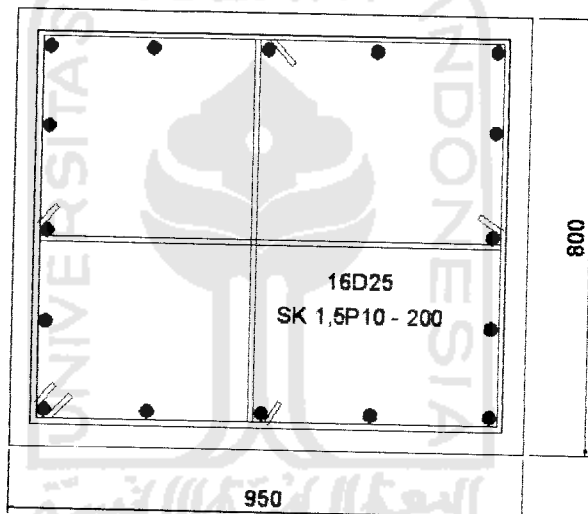
$$V_{u,k \text{ pakai}} = 32,178 \text{ Kips} = 146,264 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{V_{u,k \text{ pakai}}}{\phi} = \frac{146,264}{0,6} = 243,773 \text{ KN} \quad (\text{Pers. 3.15-3})$$

Dipakai sengkang dengan tulangan P_{10} ---- $A_{\phi 10} = 78,54 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{n \cdot A_{\phi} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{3 \cdot 78,54 \cdot 240 \cdot 870}{243,773 \cdot 1000} = 201,714 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.15-4})$$

Dipakai sengkang 3 kaki, **1,5P10 - 200**



Gambar 5.20 Penampang pedestal kolom

5.10 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Direncanakan pondasi tiang pancang pada kolom K1 struktur BSF 14 lantai dengan data perencanaan sebagai berikut :

Gaya-gaya yang bekerja pada pondasi :

$$P_{u,k} = 869,589 \text{ Kips} = 3952,677 \text{ KN} \quad (\text{ dari hitungan } P_{u,k} \text{ kolom })$$

$$P = \frac{P_{uk}}{1,05} = \frac{3952,677}{1,05} = 3764,454 \text{ KN}$$

$$M_{u,k x} = 2232,562 \text{ K-in} = 257,237 \text{ KNm}$$

$$M_{u,k y} = 669,769 \text{ K-in} = 77,171 \text{ KNm}$$

Daya dukung tiang, $Q_u = 650 \text{ KN}$

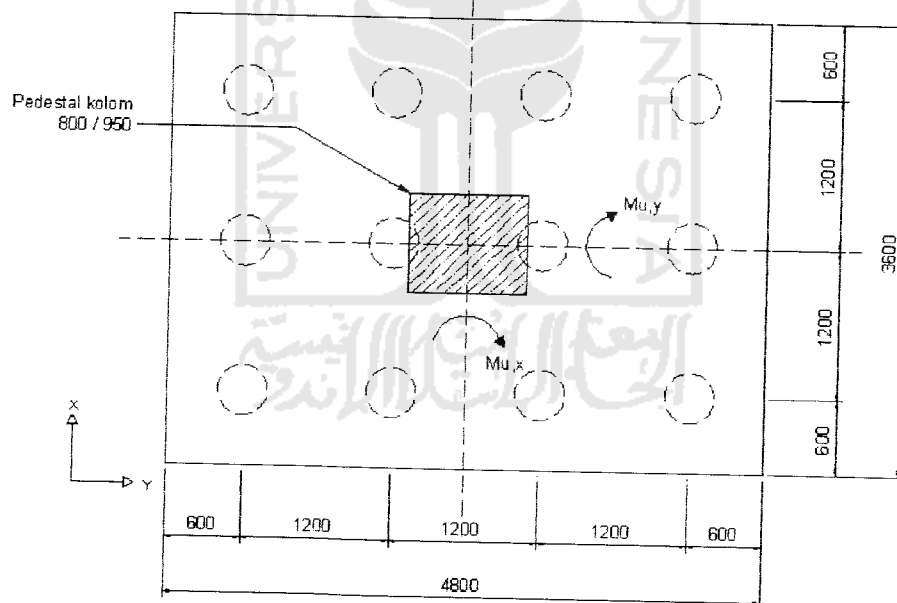
Diameter tiang = 400 mm

Coba tebal pile cap, $t_p = 900 \text{ mm}$

Dipakai jarak antar tiang = $3 \cdot D_{\text{tiang}} = 3 \cdot 400 = 1200 \text{ mm}$

Jarak tiang dengan tepi pile cap = 600 mm

Digunakan 12 tiang dengan konfigurasi kelompok tiang seperti pada gambar 5.21



Gambar 5.21 Konfigurasi kelompok tiang pancang

Efisiensi tiang :

$$E_g = 1 - \arctg \frac{d}{s} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \right) \quad (\text{Pers. 3.16-1})$$

$$= 1 - \operatorname{arctg} \frac{0,4}{1,2} \left(\frac{(3-1)4 + (4-1)3}{90.12} \right)$$

$$= 0,699$$

$$\Sigma Y^2 = 1,8^2 + 1,8^2 + 0,6^2 + 0,6^2 = 7,2 \text{ m}^2$$

$$\Sigma X^2 = 1,2^2 + 1,2^2 = 2,88 \text{ m}^2$$

Beban yang diterima tiang :

$$\Sigma P = P + \text{berat pile cap} + \text{berat pedestal} + \text{berat tanah urug} \quad (\text{Pers. 3.16-2})$$

$$= 3764,454 + 4,8.3,6.0,9.24 + (0,8.0,95.1.24) + (((4,8.3,6)-(0,8.0,95)).1.18)$$

$$= 4453,302 \text{ KN}$$

$$\Sigma P_u = 1,05. \Sigma P = 4675,967 \text{ KN} \quad (\text{Pers. 3.16-3})$$

$$P_{\max} = \frac{\Sigma P_u}{n} + \frac{M_{u,x} Y_{\max}}{n_x \Sigma Y^2} + \frac{M_{u,y} X_{\max}}{n_y \Sigma X^2} \quad (\text{Pers. 3.16-4})$$

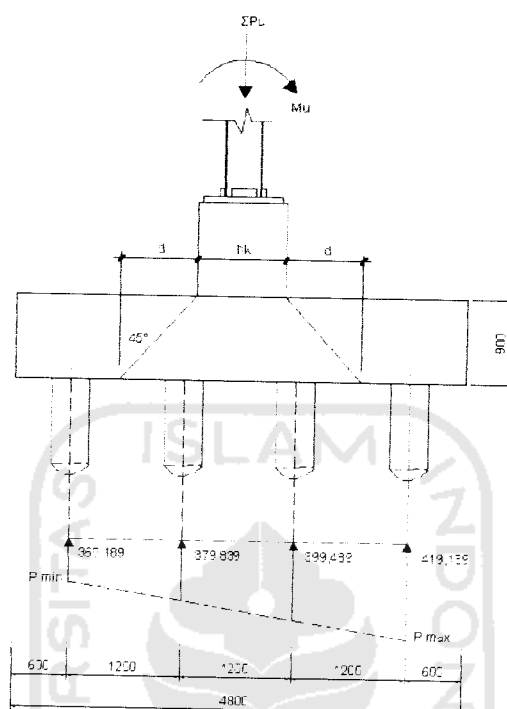
$$= \frac{4675,967}{12} + \frac{257,237.1,8}{3.7,2} + \frac{77,171.1,2}{4.2,88}$$

$$= 419,139 \text{ KN} < Q_u \cdot E_g = 650.0,699 = 454,35 \text{ KN} \quad \text{Ok!}$$

$$P_{\min} = \frac{\Sigma P_u}{n} - \frac{M_{u,x} Y_{\max}}{n_x \Sigma Y^2} - \frac{M_{u,y} X_{\max}}{n_y \Sigma X^2} \quad (\text{Pers. 3.15-5})$$

$$= \frac{4675,967}{12} - \frac{257,237.1,8}{3.7,2} - \frac{77,171.1,2}{4.2,88}$$

$$= 360,189 \text{ KN}$$



Gambar 5.22 Reaksi tiang pancang akibat gaya aksial dan momen

Kontrol terhadap geser satu arah (sejauh d)

Dipakai tebal pile cap, $t_p = 900$ mm

$$d = t_p - p_b - 0,5 \cdot \Phi_{tul} = 900 - 75 - 0,5 \cdot 250 = 812,5 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-6a})$$

Letak bidang kritis geser satu arah searah L *pile cap* $= 0,5h_k + d = 475 + 812,5 = 1287,5$ mm dari pusat kolom. Letak tiang pondasi 1800 mm dari pusat kolom, dengan demikian letak bidang kritis geser satu arah berada di dalam tiang. Maka geser satu arah perlu ditinjau.

$$V_u = \Sigma n \cdot P_{\max} \quad (\text{Pers. 3.16-6b})$$

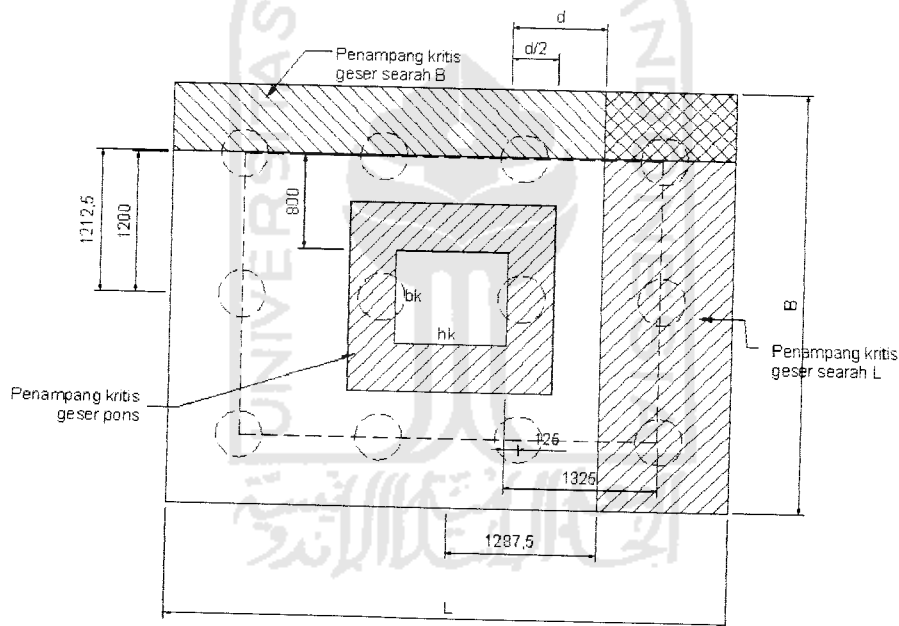
$$= 3 \cdot 419,139 = 1257,417 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \quad (\text{Pers. 3.16-6c})$$

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 3600 \cdot 900 \cdot 10^{-3} = 2700 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 2700 = 1620 \text{ KN} > V_u = 1257,417 \text{ KN} \quad \text{Ok!} \quad (\text{Pers. 3.16-6d})$$

Letak bidang kritis geser satu arah searah B *pile cap* = $0,5b_k + d = 400 + 812,5 = 1212,5 \text{ mm}$ dari pusat kolom. Letak tiang pondasi 1200 mm dari pusat kolom, dengan demikian letak bidang kritis geser satu arah berada di luar tiang. Maka geser satu arah tidak perlu ditinjau.



Gambar 5.23 Penampang kritis *pile cap* akibat geser

Kontrol terhadap geser dua arah (sejauh $d/2$)

$$\begin{aligned} V_u &= \sum n \cdot P && (\text{Pers. 3.16-7a}) \\ &= 3.419,139 + 2.399,489 + 2.379,839 + 3.360,189 \\ &= 3896,64 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$b_o = 2.(h_c+d)+2.(b_c+d) = 2((950 + 812,5) + (800 + 812,5)) = 6750 \text{ mm} \quad (3.16-7b)$$

$$\beta_o = 1/0.85 = 1,18 \quad (\text{Pers. 3.16-7c})$$

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o.d \quad (\text{Pers. 3.16-7d})$$

$$= \left(1 + \frac{1}{1,18}\right) \left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) 6750.812,5 \cdot 10^{-3} = 8443,459 \text{ KN (menentukan)}$$

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o.d = 0,33 \cdot \sqrt{25} \cdot 6750 \cdot 812,5 \cdot 10^{-3} = 9049,219 \text{ KN} \quad (\text{Pers. 3.16-7e})$$

$$\Phi V_c = 0,6 \cdot 8443,459 = 5066,075 \text{ KN} > V_u = 3896,64 \text{ KN} \quad \text{Ok!} \quad (\text{Pers. 3.16-6d})$$

Penulangan lentur

$$P_{ul} \text{ untuk 1 tiang} = P_{max} = 419,139 \text{ KN} \quad (\text{Pers. 3.16-8})$$

Penulangan lentur Mu x

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 3 \cdot P_{ul} \cdot d_1 + 3 \cdot P_{ul} \cdot d_2 \\ &= 3 \cdot 419,139 \cdot 1,325 + 3 \cdot 419,139 \cdot 0,125 = 1823,255 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Pers. 3.16-9})$$

$$\frac{1823,255 \cdot 10^6}{0,8} = 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 1000 \left(812,5 - \frac{a}{2}\right)$$

$$2279,068 \cdot 10^6 = 17265625a - 10625a^2$$

$$a^2 - 1625a + 214500,518 = 0$$

$$a = 144,925 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 25 \cdot 144,925 \cdot 1000}{400} = 7699,141 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers. 3.16-10})$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{400} \cdot 1000 \cdot 812,5 = 2843,75 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers. 3.16-11})$$

$$A_{s \text{ perlu}} > A_{s \text{ min}} \text{ ----- } A_{s \text{ pakai}} = 7699,141 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan D32} \longrightarrow A_{32} = 804,248 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{804,248 \cdot 1000}{7699,141} = 104,5 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-12})$$

Pakai tulangan **D32 – 100**

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{804,248 \cdot 1000}{100} = 8042,48 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ pakai}} = 7699,141 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers. 3.16-13})$$

Cek Kapasitas

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{8042,48 \cdot 400}{0,85 \cdot 25 \cdot 1000} = 151,388 \text{ mm} \quad (\text{Pers. 3.16-14})$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_{s \text{ ada}} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ &= 8042,48 \cdot 400 \cdot (812,5 - (0,5 \cdot 151,388)) \cdot 10^{-6} = 2370,299 \text{ KNm} \end{aligned} \quad (\text{Pers. 3.16-15})$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Pers. 3.16-16})$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 2370,299 = 1896,239 \text{ KNm} > M_u = 1823,255 \text{ KNm} \rightarrow \text{Ok !}$$

Penulangan lentur Mu y

$$M_{uy} = 4 \cdot P_{u1} \cdot d_1 = 4 \cdot 419,139 \cdot (0,8) = 1341,245 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Pers. 3.16-9})$$

$$\frac{1341,245 \cdot 10^6}{0,8} = 0,85 \cdot 25 \cdot a \cdot 1000 \left(812,5 - \frac{a}{2} \right)$$

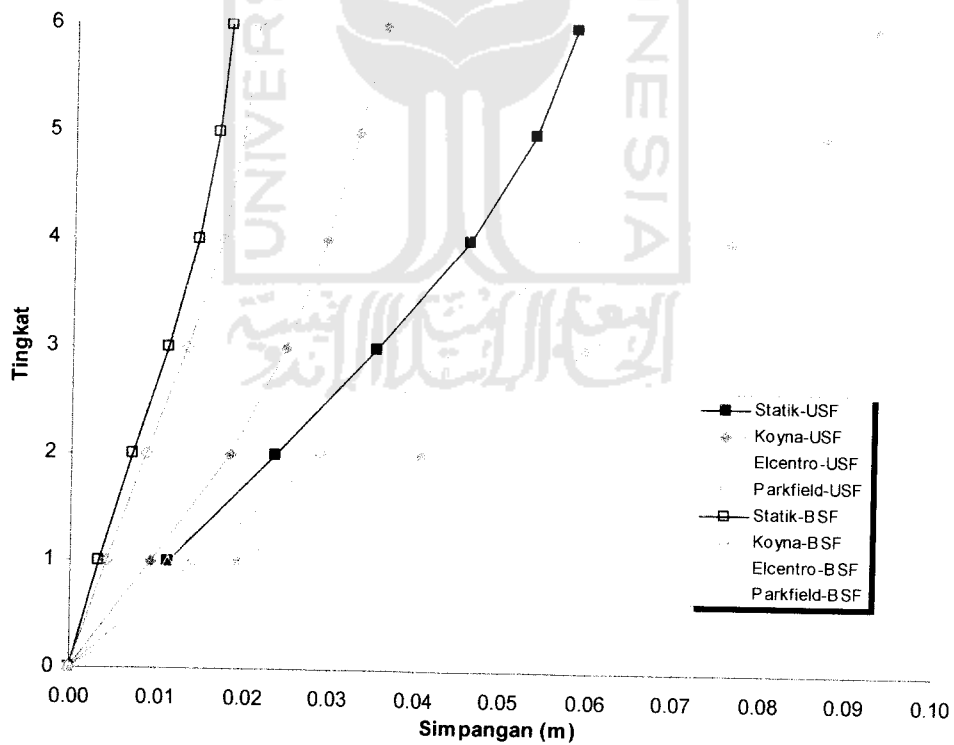
$$1676,556 \cdot 10^6 = 17265625 \cdot a - 10625a^2$$

BAB VI
HASIL ANALISIS DAN PEMBAHASAN

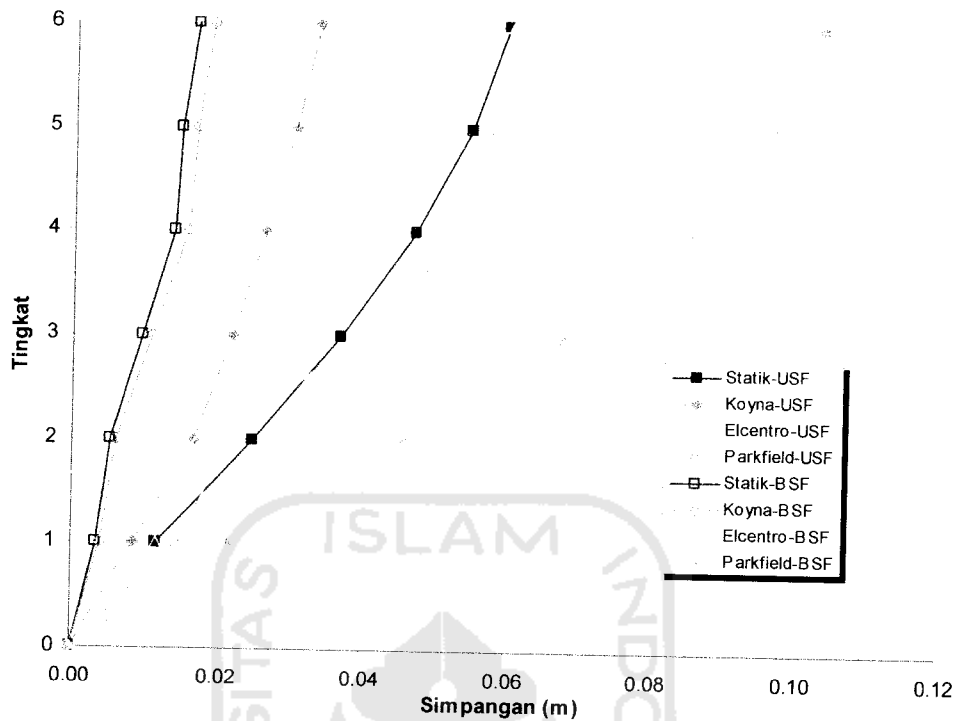
6.1 Hasil Analisis

6.1.1 Simpangan Struktur Akibat Beban Gempa

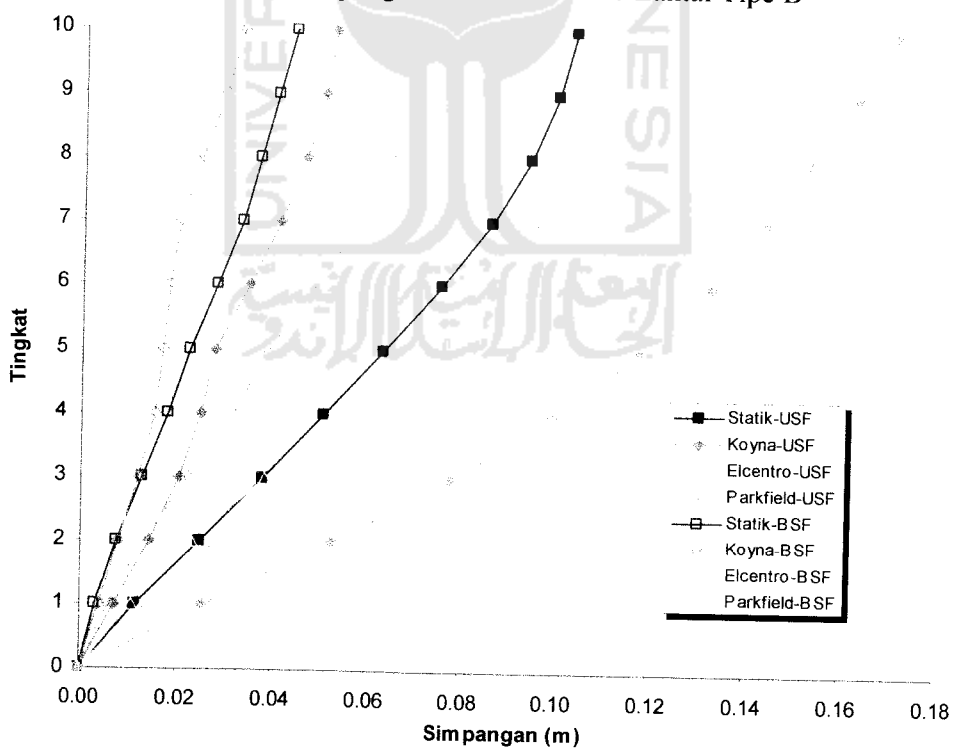
Hasil Analisis Struktur *Braced Steel Frame (BSF)* dan *Unbraced Steel Frame (USF)*, didapatkan nilai displacement yang dapat dilihat pada grafik 6.1 sampai dengan 6.10.



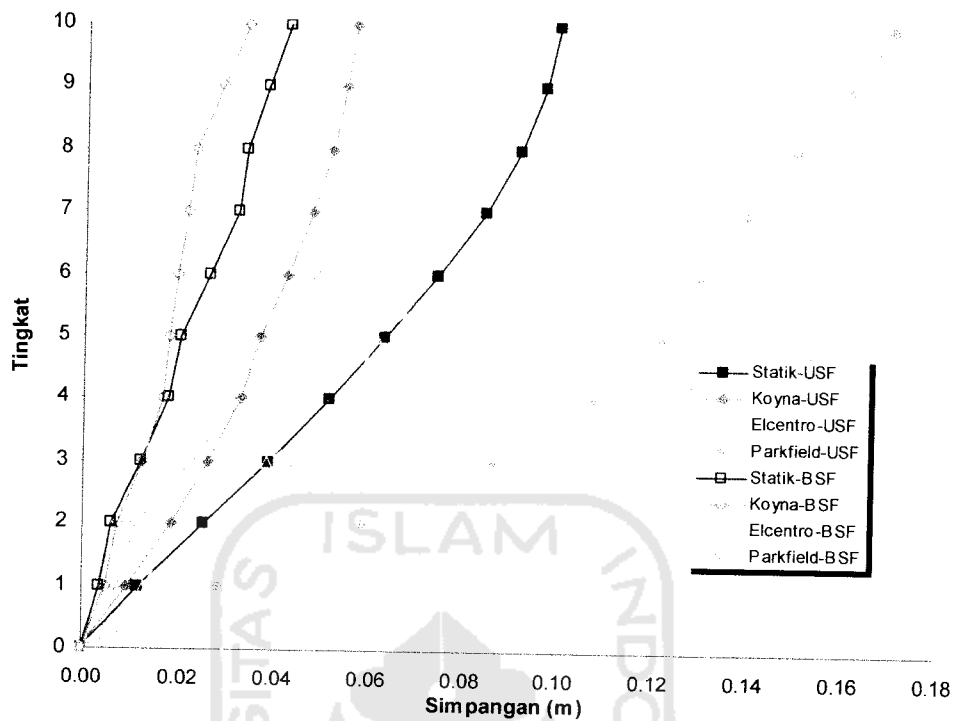
Grafik 6.1 Simpangan Total Struktur 6 Lantai Tipe A



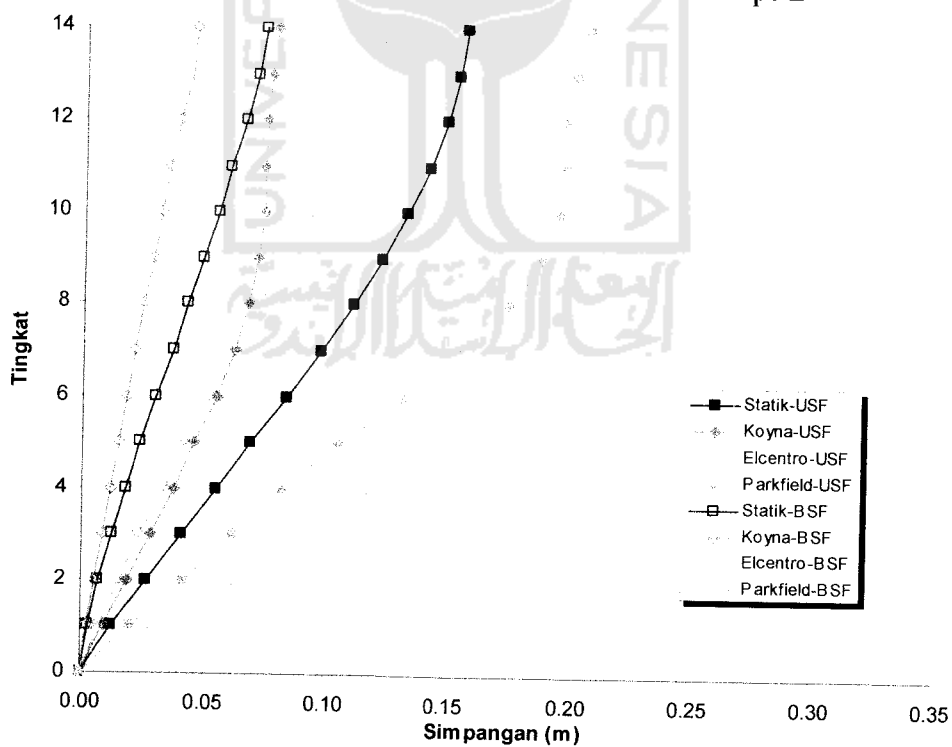
Grafik 6.2 Simpangan Total Struktur 6 Lantai Tipe B



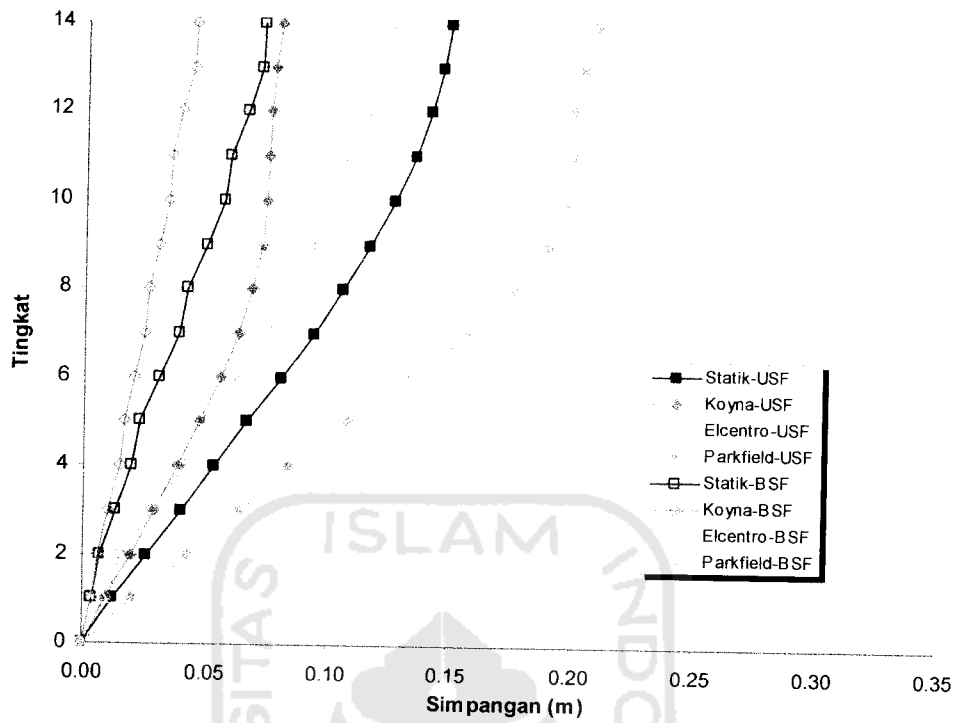
Grafik 6.3 Simpangan Total Struktur 10 Lantai Tipe A



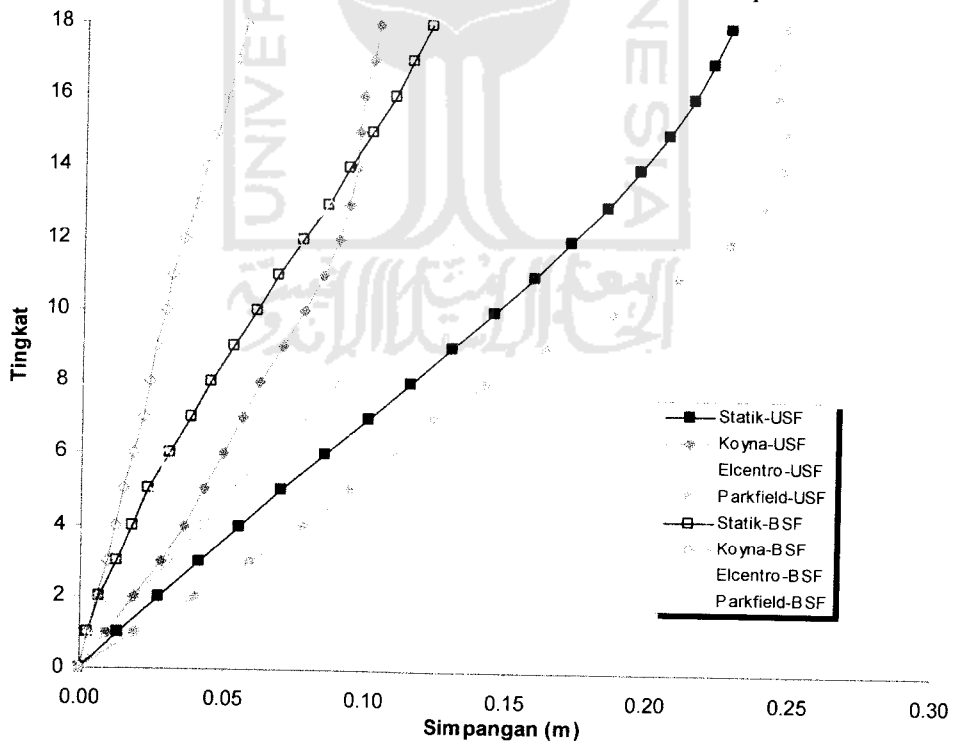
Grafik 6.4 Simpangan Total Struktur 10 Lantai Tipe B



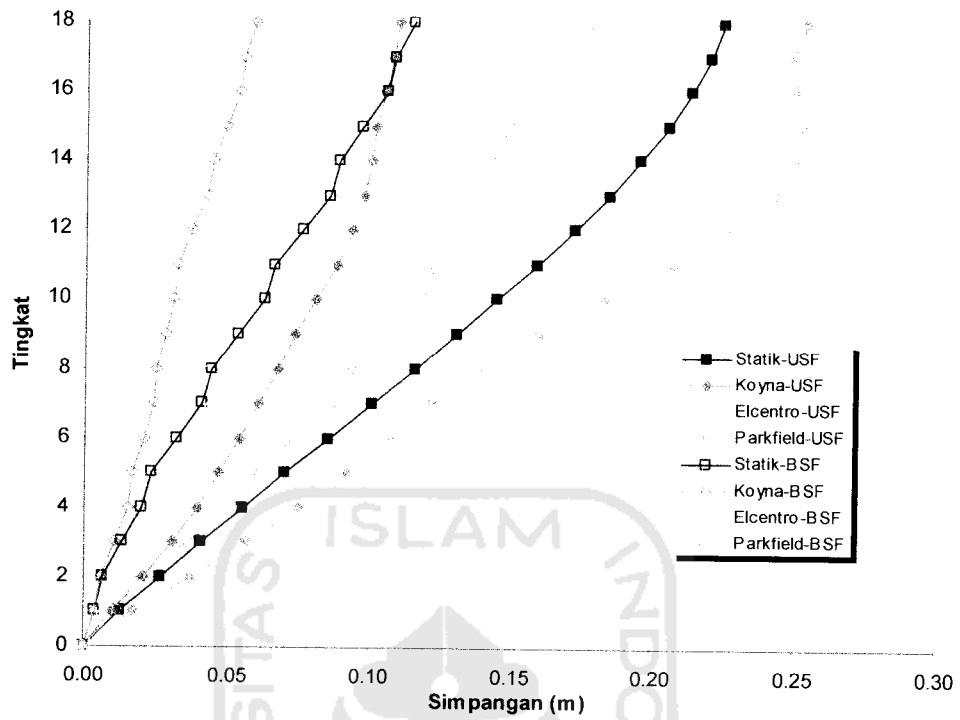
Grafik 6.5 Simpangan Total Struktur 14 Lantai Tipe A



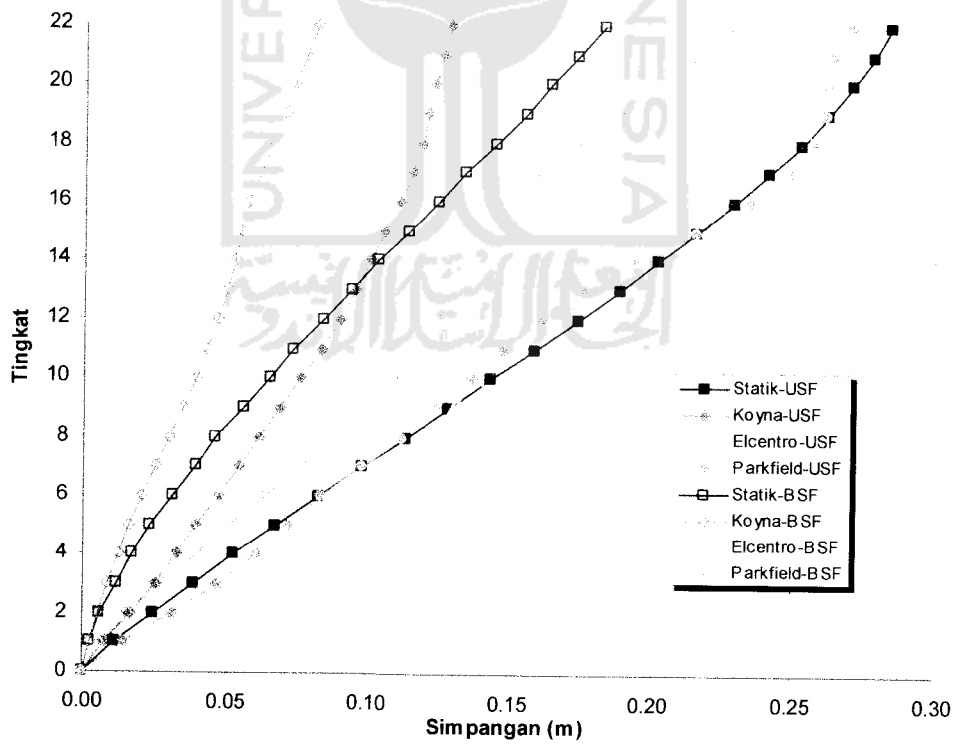
Grafik 6.6 Simpangan Total Struktur 14 Lantai Tipe B



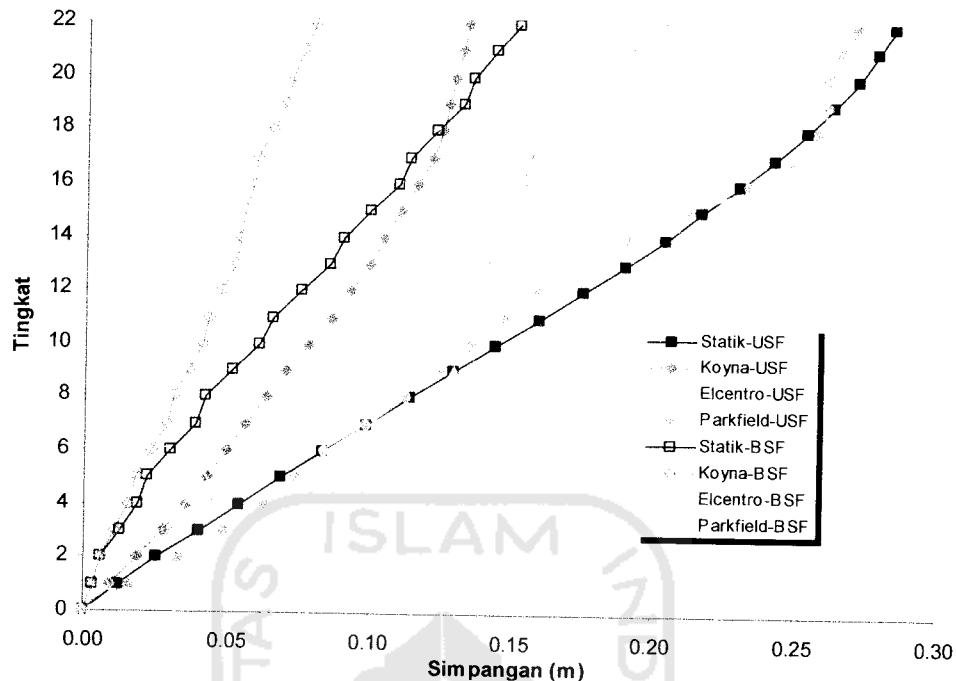
Grafik 6.7 Simpangan Total Struktur 18 Lantai Tipe A



Grafik 6.8 Simpangan Total Struktur 18 Lantai Tipe B



Grafik 6.9 Simpangan Total Struktur 22 Lantai Tipe A



Grafik 6.10 Simpangan Total Struktur 22 Lantai Tipe B

Pembahasan

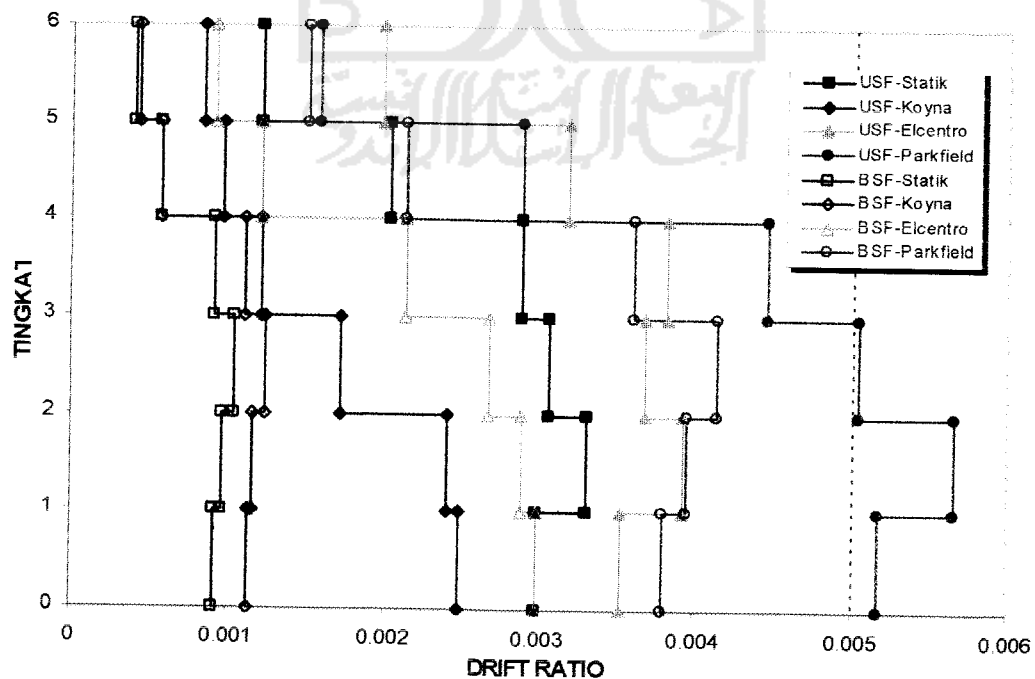
1. Simpangan total struktur akan semakin besar pada bangunan yang semakin tinggi.
2. Struktur *brace steel frame* (BSF) mempunyai simpangan total struktur yang lebih kecil dari pada struktur *unbrace steel frame* (USF) baik akibat beban gempa dinamik maupun statik ekuivalen. Hal ini disebabkan struktur BSF mempunyai kekakuan yang lebih tinggi dari pada struktur USF.
3. Simpangan total struktur akibat gempa dinamik sangat bervariasi pada setiap bangunan. Hal ini disebabkan simpangan total yang terjadi dipengaruhi oleh besarnya frekuensi bangunan dan frekuensi gempa.
4. Nilai simpangan total struktur akibat gempa statik sebanding dengan frekuensi bangunannya. Hal ini tampak pada nilai simpangan struktur yang

saling berdekatan akibat gempa statik dan gempa dinamik yang mempunyai frekuensi berdekatan dengan frekuensi bangunan.

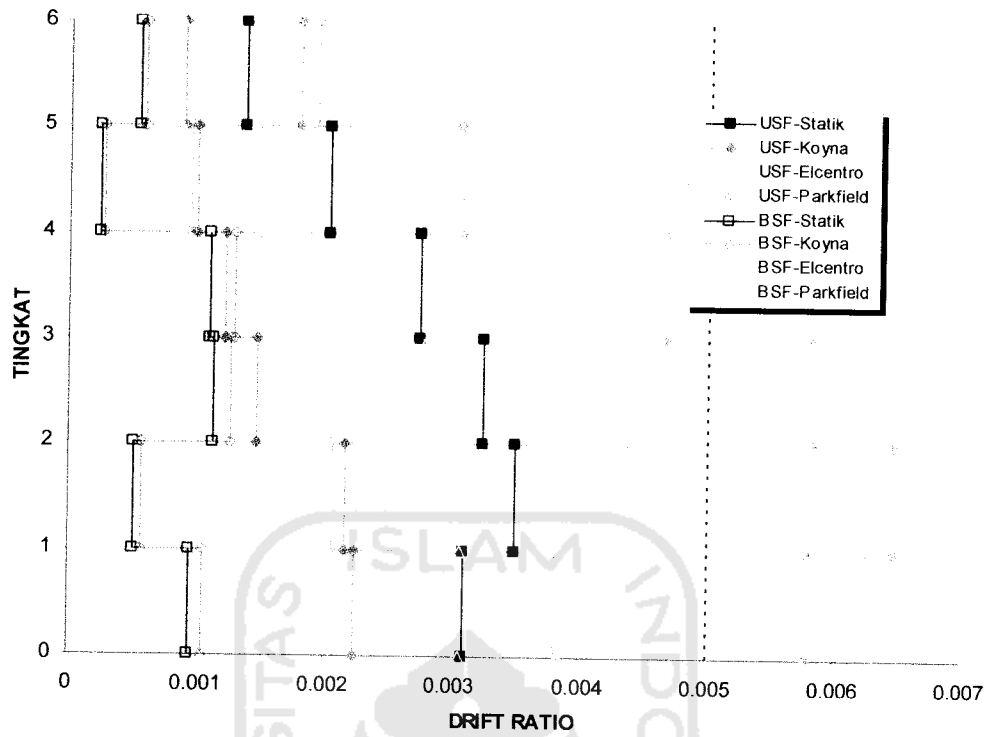
5. Pada bangunan dengan jumlah portal yang semakin banyak akan mempunyai nilai kekakuan yang semakin besar. Akibatnya simpangan akibat gempa statik maupun dinamik menjadi lebih kecil.
6. Penambahan nilai simpangan total struktur pada struktur BSF lebih kecil daripada struktur USF di setiap variasi tingkat, hal ini dikarenakan struktur USF lebih peka daripada struktur BSF.

6.1.2 Simpangan Antar Tingkat (*Inter Story Drift Ratio*)

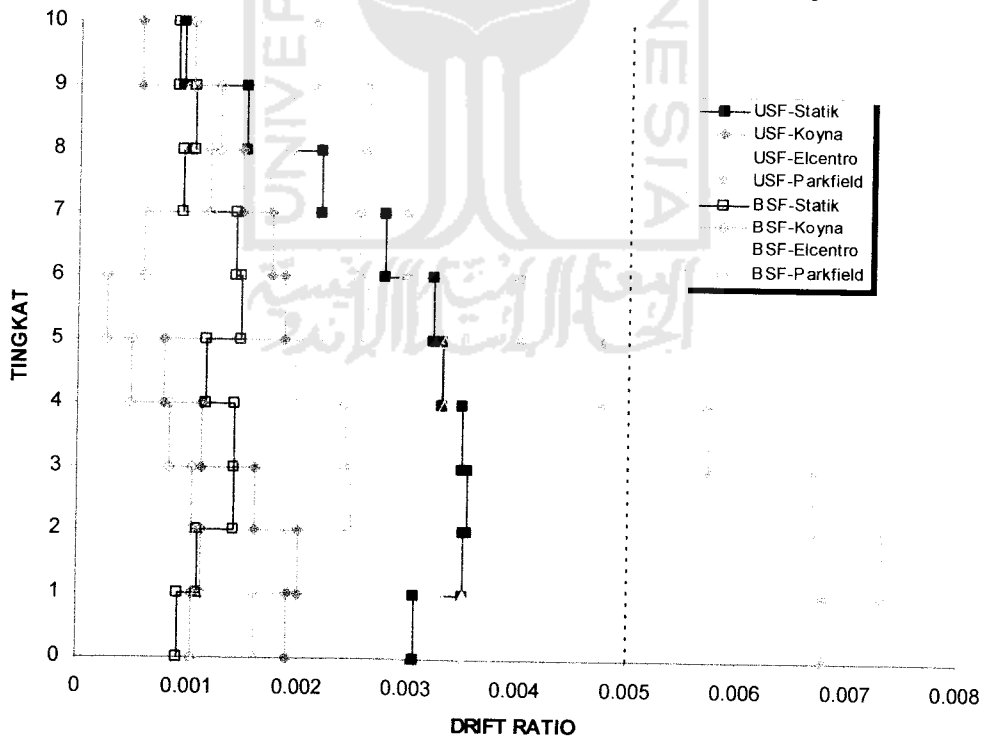
Simpangan struktur akan mempengaruhi besarnya simpangan antar tingkat (*Inter Story Drift Ratio*). Grafik simpangan antar tingkat akibat beban gempa statik ekuivalen dan beban gempa dinamik dapat dilihat pada grafik 6.11 sampai 6.20.



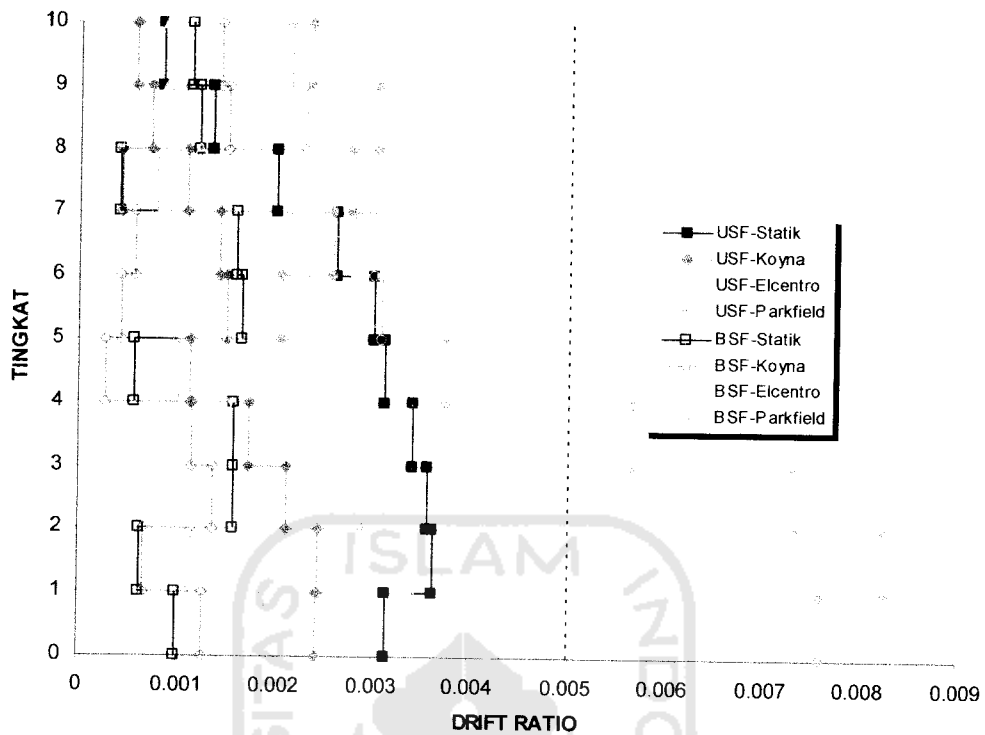
Grafik 6.11 Simpangan Antar Tingkat Struktur 6 Lantai Tipe A



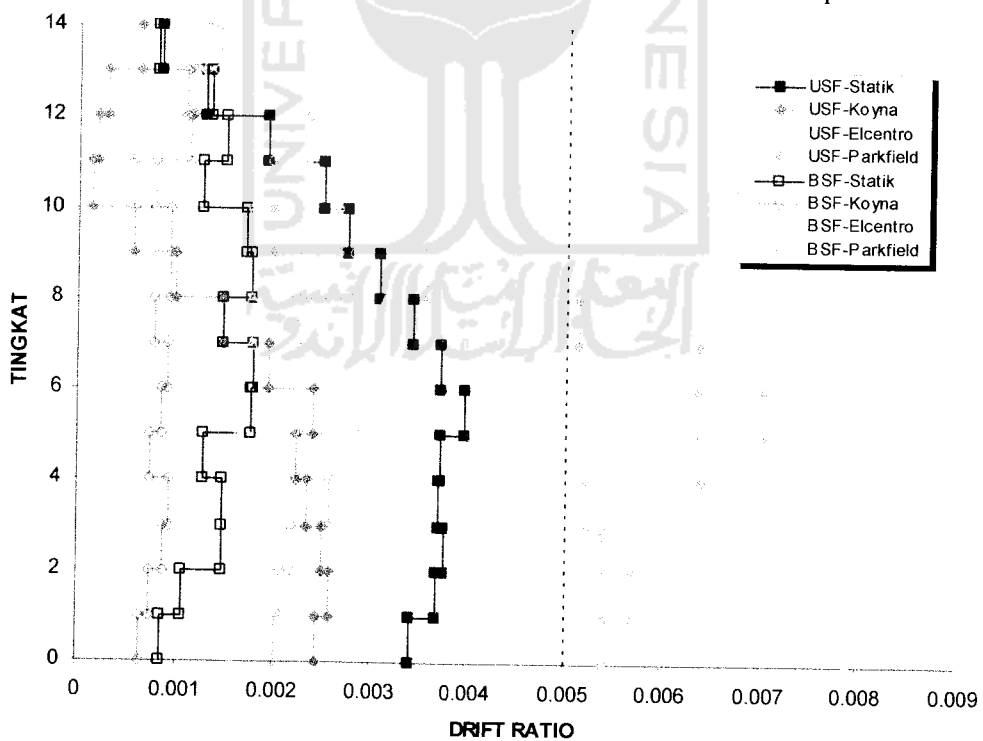
Grafik 6.12 Simpanan Antar Tingkat Struktur 6 Lantai Tipe B



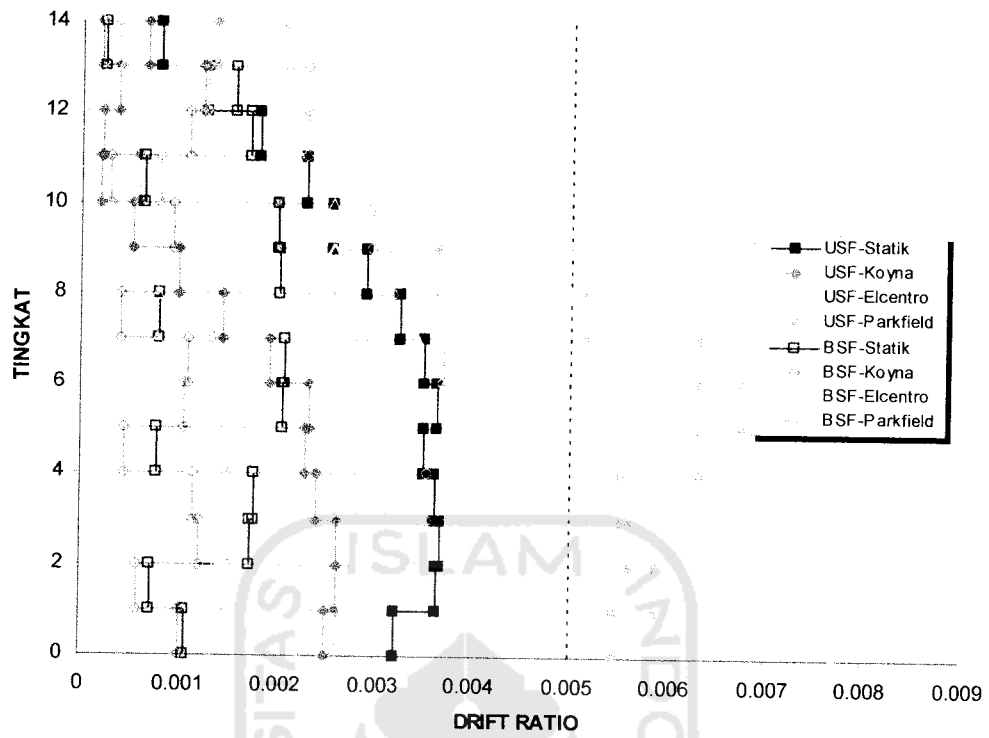
Grafik 6.13 Simpanan Antar Tingkat Struktur 10 Lantai Tipe A



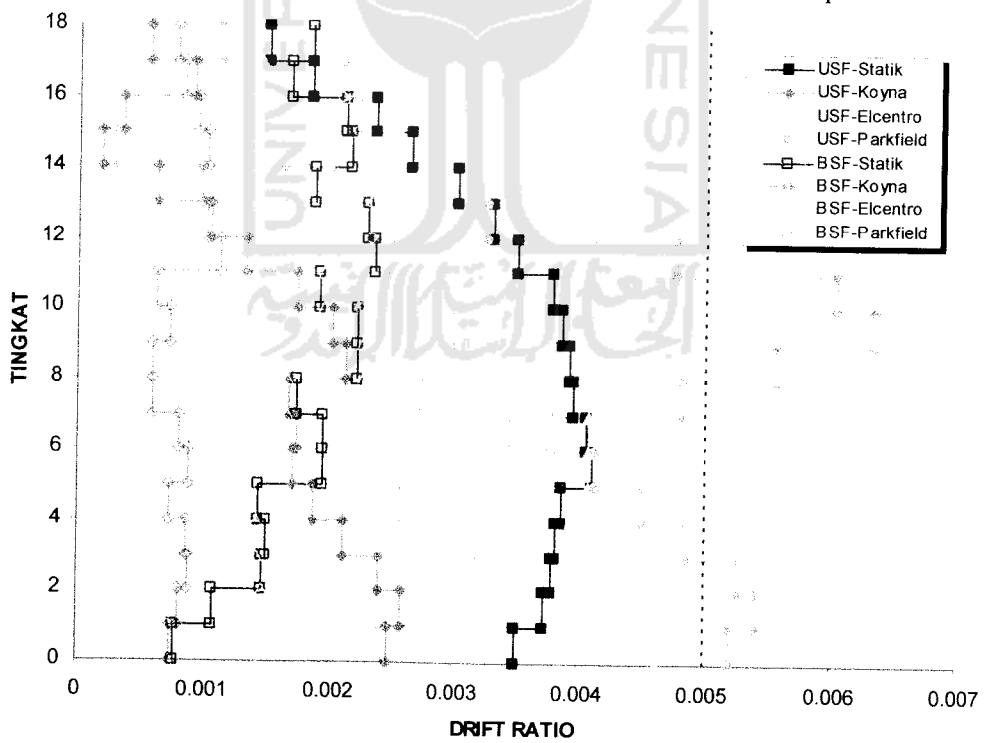
Grafik 6.14 Simpangan Antar Tingkat Struktur 10 Lantai Tipe B



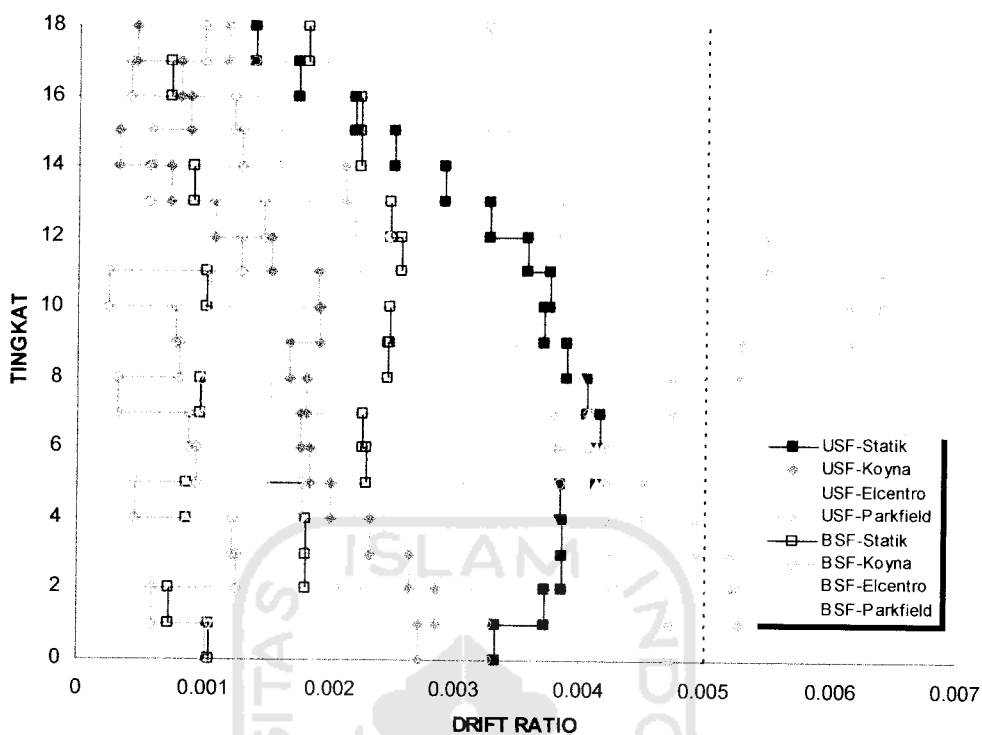
Grafik 6.15 Simpangan Antar Tingkat Struktur 14 Lantai Tipe A



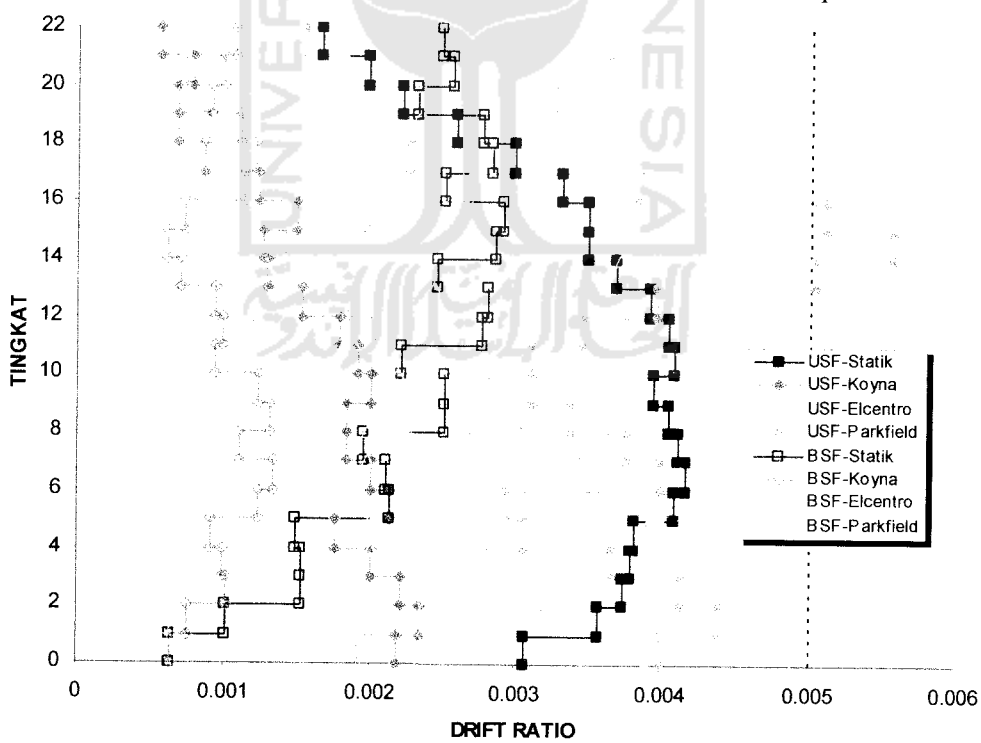
Grafik 6.16 Simpangan Antar Tingkat Struktur 14 Lantai Tipe B



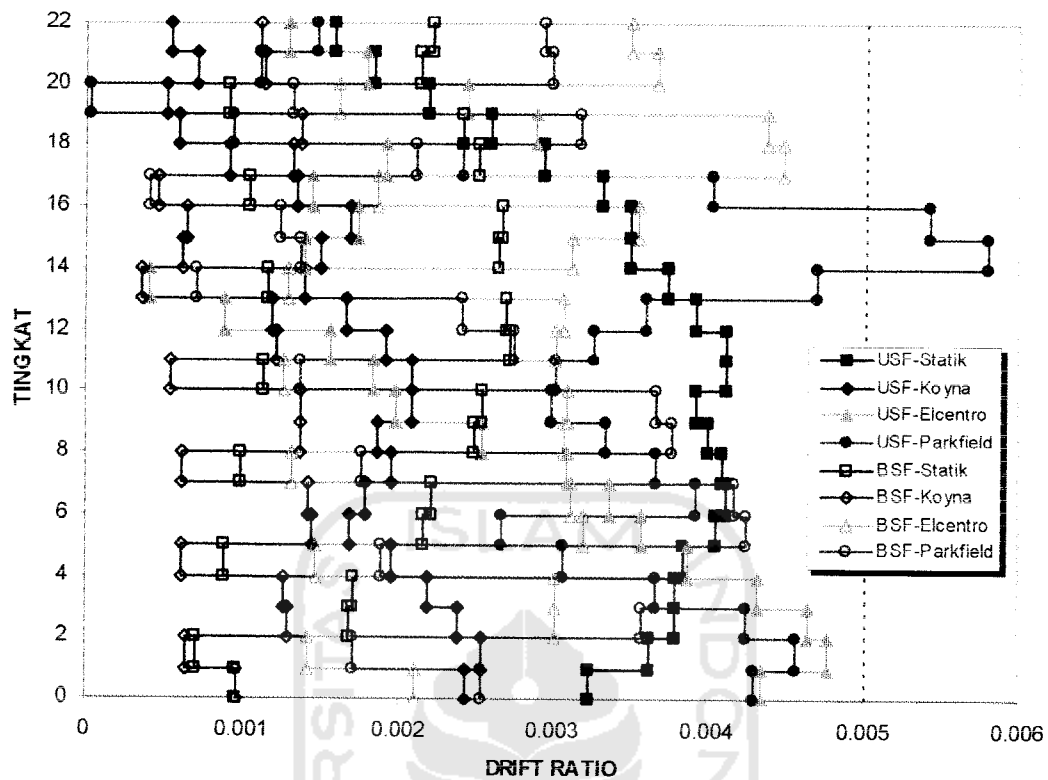
Grafik 6.17 Simpangan Antar Tingkat Struktur 18 Lantai Tipe A



Grafik 6.18 Simpangan Antar Tingkat Struktur 18 Lantai Tipe B



Grafik 6.19 Simpangan Antar Tingkat Struktur 22 Lantai Tipe A



Grafik 6.20 Simpangan Antar Tingkat Struktur 22 Lantai Tipe B

Pembahasan

1. Nilai simpangan antar tingkat maksimum semakin besar pada bangunan yang semakin tinggi baik akibat gempa statik maupun dinamik.
2. Nilai simpangan antar tingkat (*inter story drift*) pada struktur BSF dan USF akibat gempa statik masih menunjukkan angka di bawah $0.005h$. hal ini menunjukkan bahwa kriteria batas "*limit state*" masih memenuhi keadaan layan batas "*serviceability limit state*".
3. Simpangan antar tingkat pada struktur BSF akibat gempa dinamik maupun statik masih lebih kecil dari $0.005h$, tidak demikian dengan struktur USF dimana simpangan antar tingkat akibat gempa dinamik dengan frekuensi menengah keatas (gempa Elcentro dan Parkfield) melebihi keadaan batas

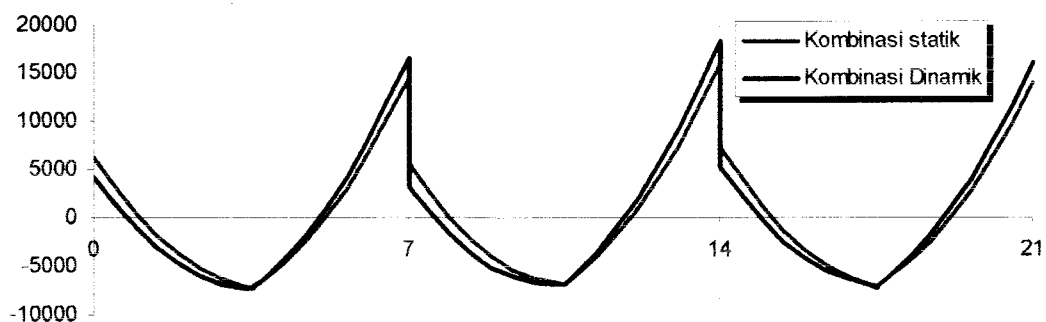
0,005h pada tingkat-tingkat tertentu. Hal ini disebabkan kekakuan struktur BSF lebih besar dari struktur USF akibat penambahan bresing.

4. Simpangan antar tingkat struktur BSF pada lantai dimana bresing bersilangan menunjukkan perbedaan yang signifikan dengan simpangan antar tingkat pada lantai yang lain. Hal ini disebabkan persilangan pada bresing memberikan kekangan struktur yang lebih besar daripada bresing yang tidak bersilangan.
5. Pola simpangan antar tingkat pada struktur USF akibat gempa statik memiliki pola yang relatif reguler dibandingkan dengan pola akibat gempa dinamik yang cenderung semakin tidak reguler pada bangunan yang semakin tinggi. Hal ini dikarenakan pengaruh higher mode effect.

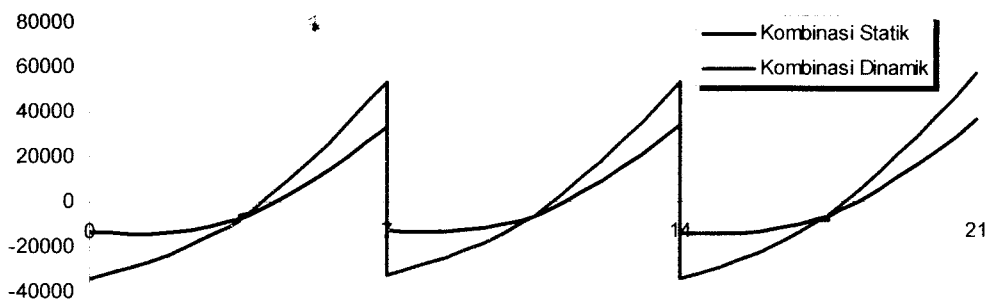
6.1.3 Momen dan Geser Balok

6.1.3.1 Momen Balok

Beban-beban yang bekerja pada struktur, yang meliputi beban grafitasi dan beban gempa akan mempengaruhi besarnya respon struktur berupa momen dan geser. Contoh digram momen balok pada struktur BSF dan USF dapat dilihat pada gambar 6.1 dan gambar 6.2.

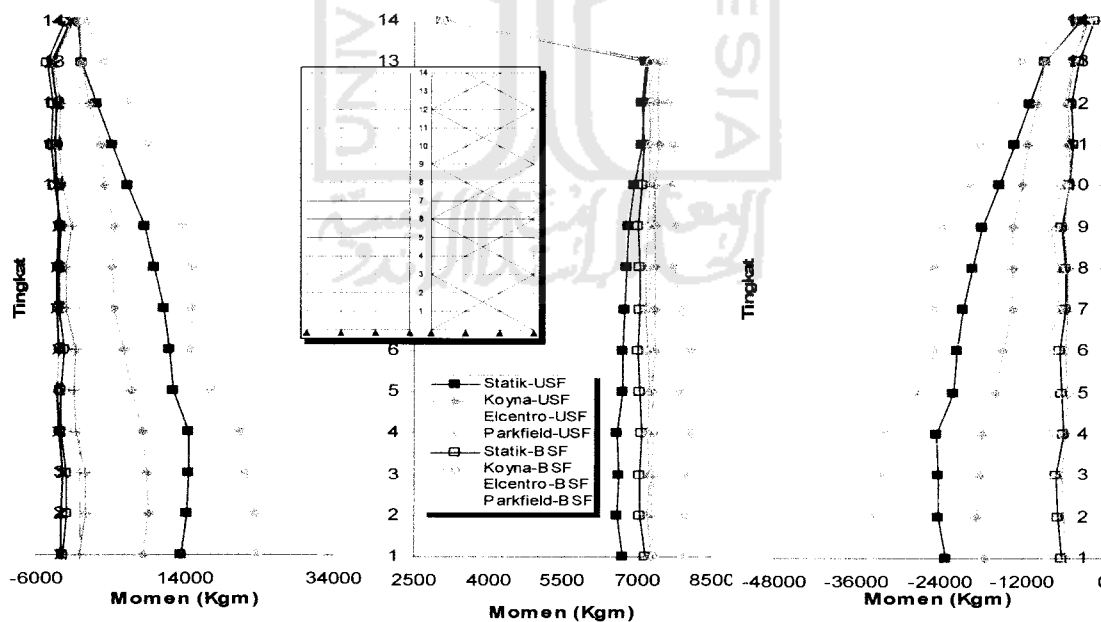


Gambar 6.1 Digram Momen Balok Struktur BSF 14 Lantai



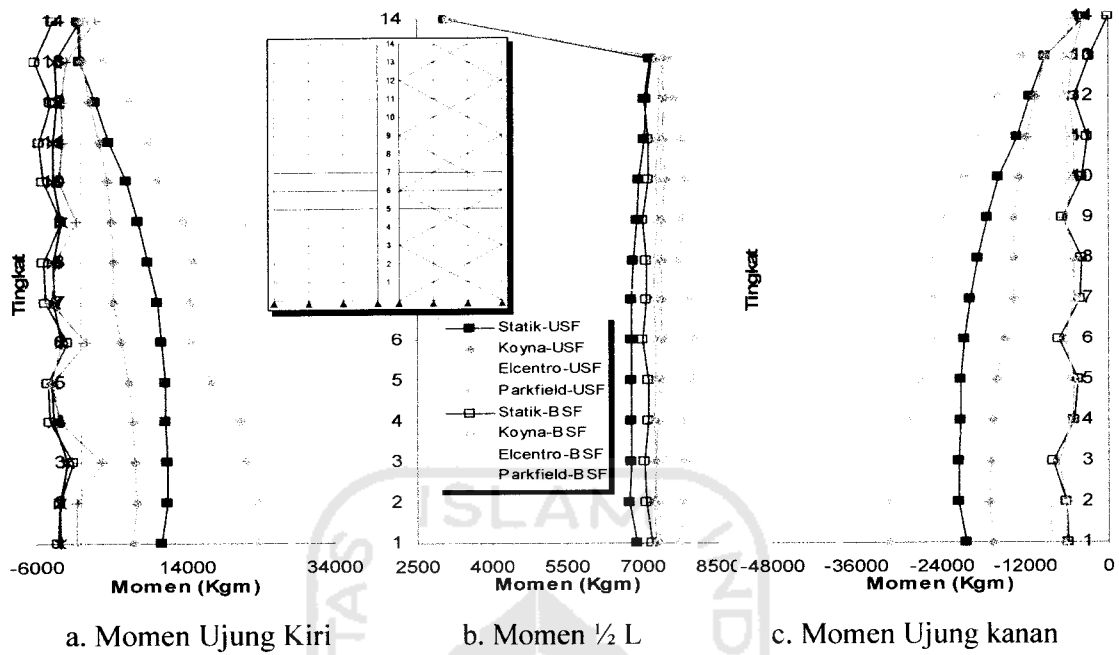
Gambar 6.2 Digram Momen Balok Struktur USF 14 Lantai

Berdasarkan hasil analisa terhadap diagram momen balok, ternyata momen balok yang terjadi pada masing-masing variasi tingkat menunjukkan pola yang hampir sama. Oleh sebab itu pada bahasan berikut grafik yang lengkap hanya diberikan pada struktur 14 lantai tipe A dan tipe B, untuk lantai yang lain hanya diambil momen balok pada sendi plastis sebelah kanan dimana momen dominan terjadi berlawanan dengan arah gempa horizontal. Besarnya momen balok dapat dilihat pada grafik 6.23 sampai dengan grafik 6.32 .

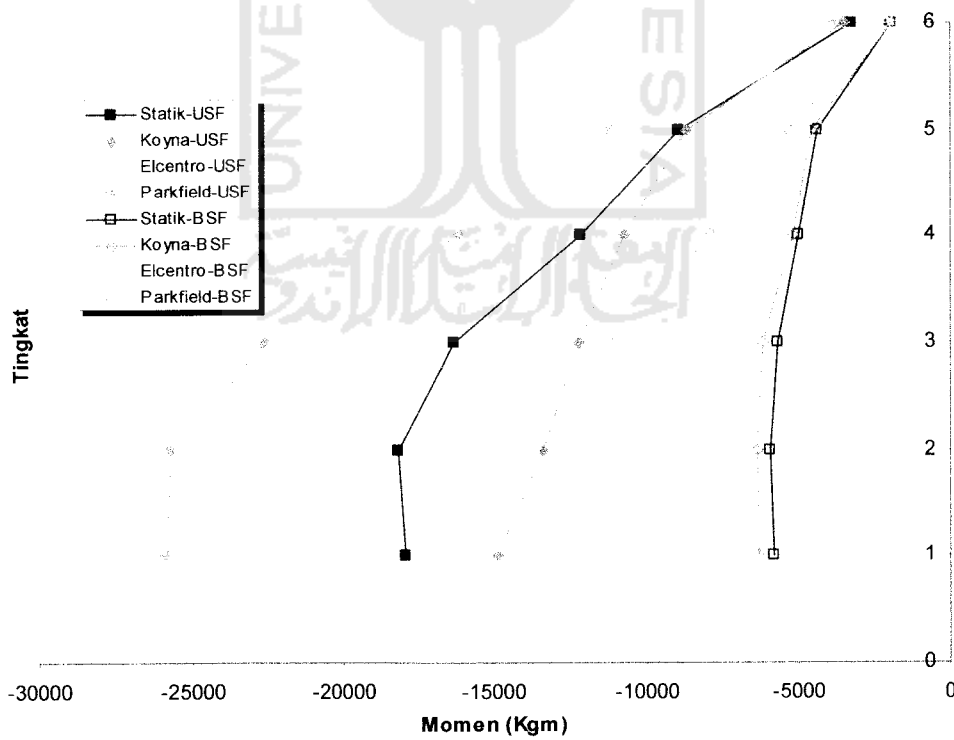


a. Momen Ujung Kiri b. Momen 1/2 L c. Momen Ujung kanan

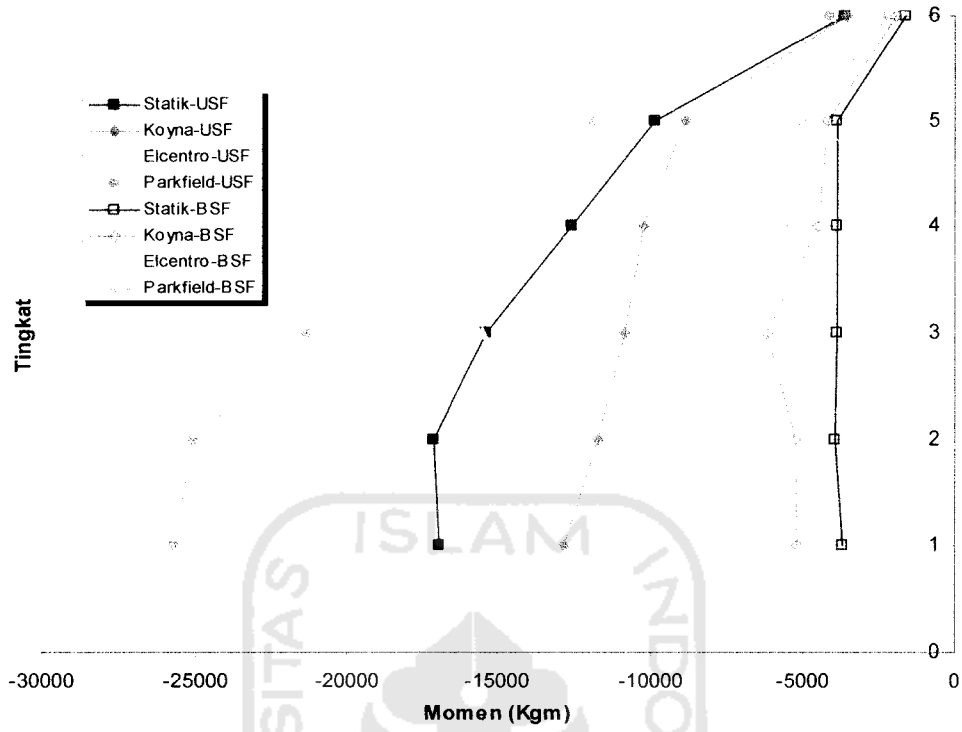
Grafik 6.21 Momen Balok 14 Lantai Tipe A



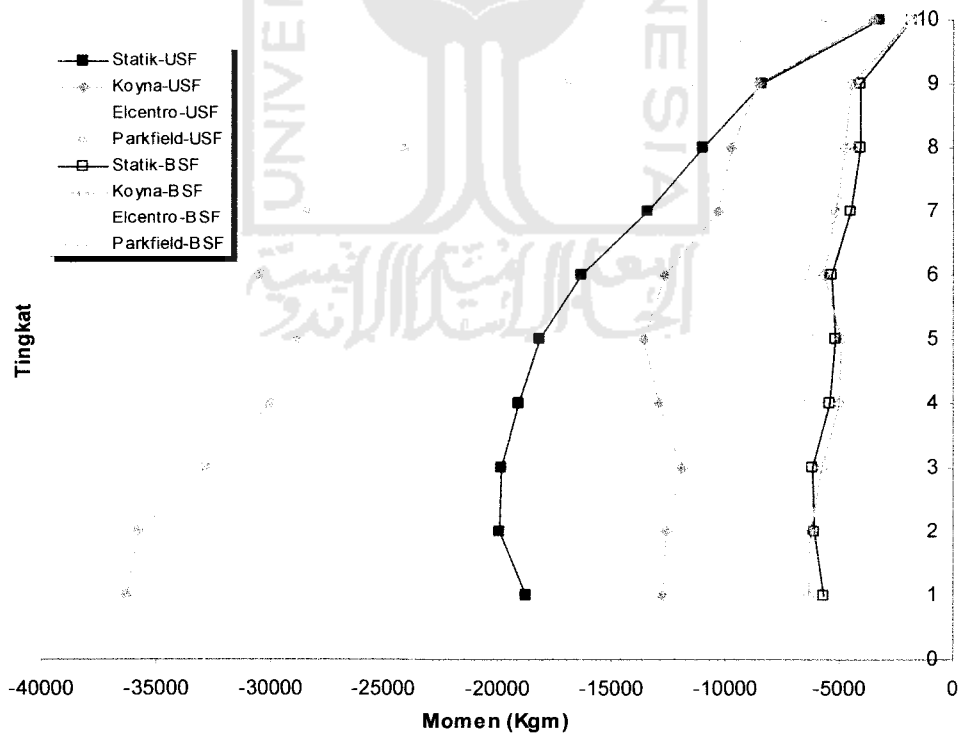
Grafik 6.22 Momen Balok 14 Lantai Tipe B



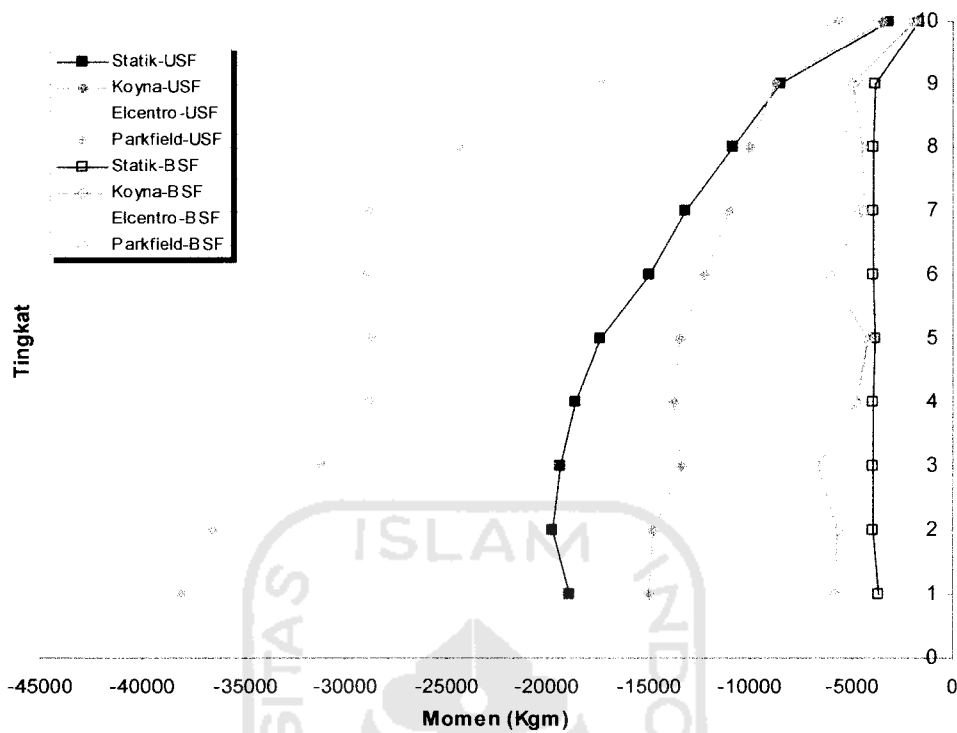
Grafik 6.23 Momen Balok 6 Lantai Tipe A



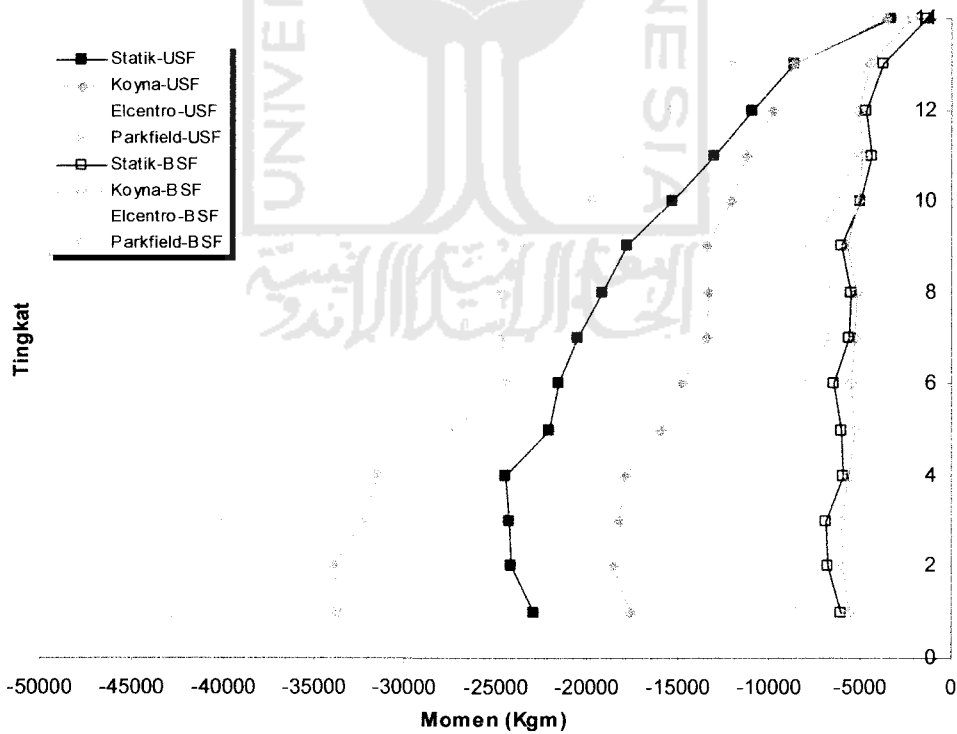
Grafik 6.24 Momen Balok 6 Lantai Tipe B



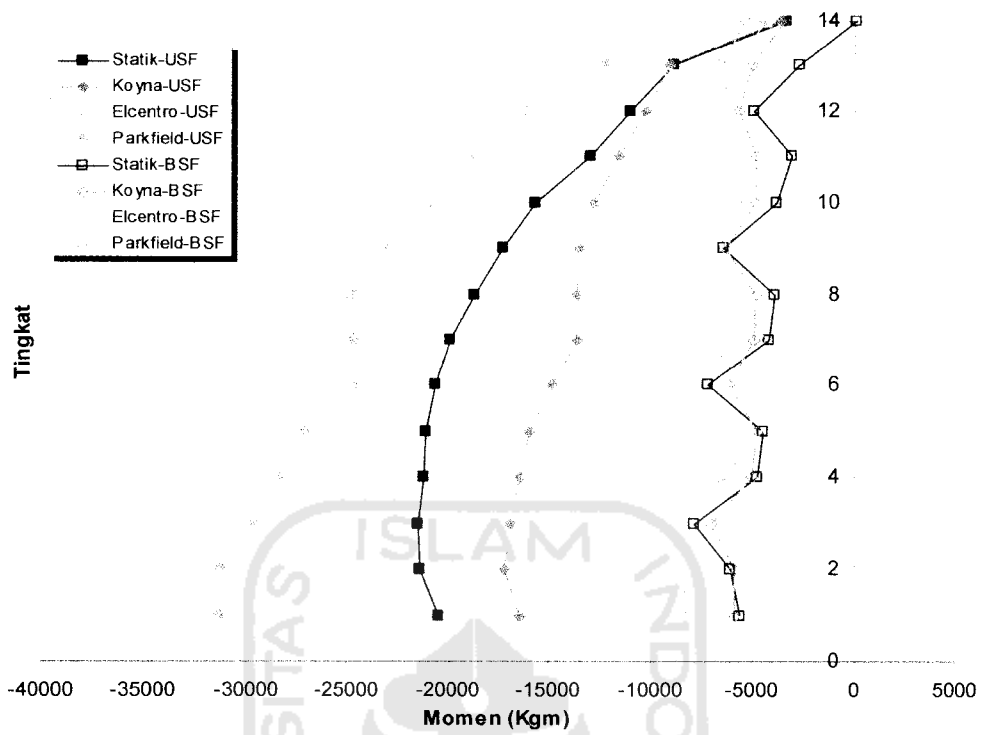
Grafik 6.25 Momen Balok 10 Lantai Tipe A



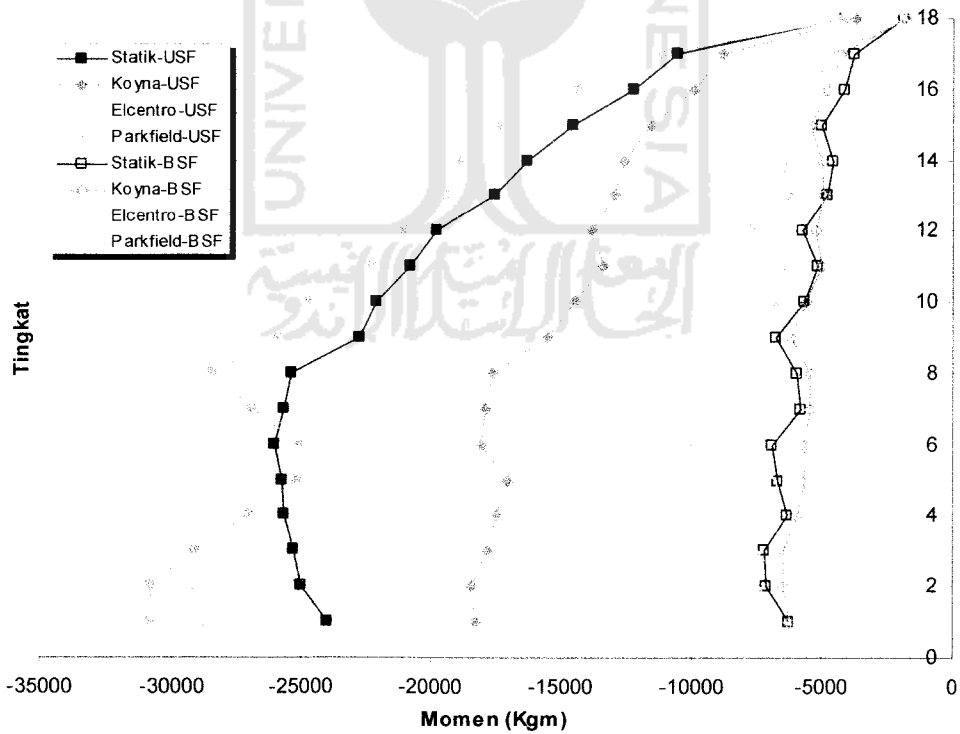
Grafik 6.26 Momen Balok 10 Lantai Tipe B



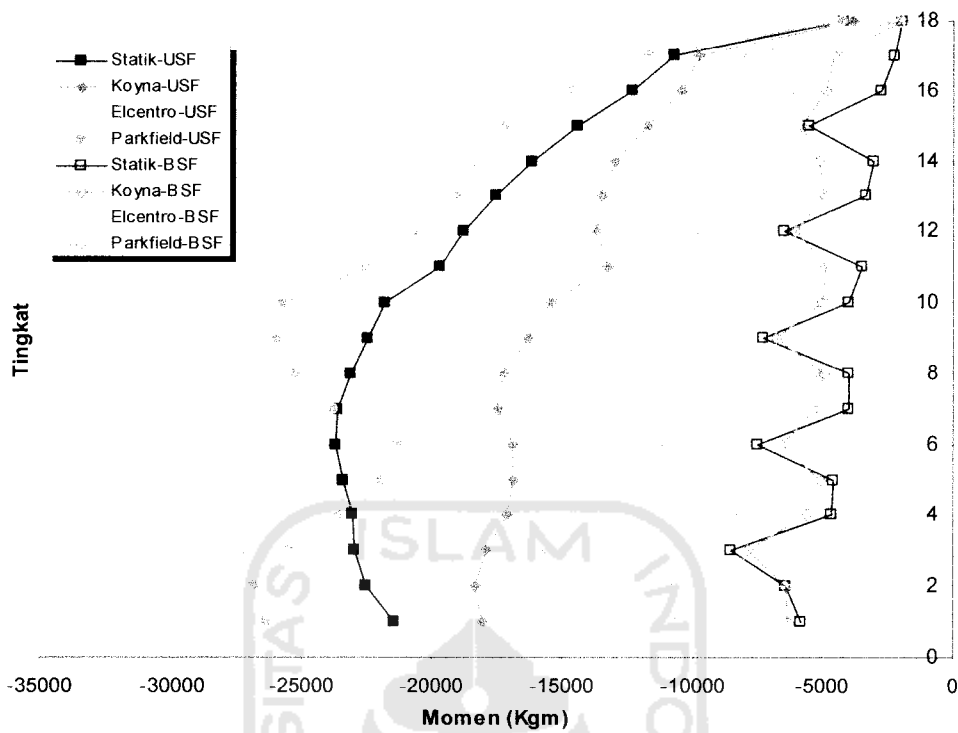
Grafik 6.27 Momen Balok 14 Lantai Tipe A



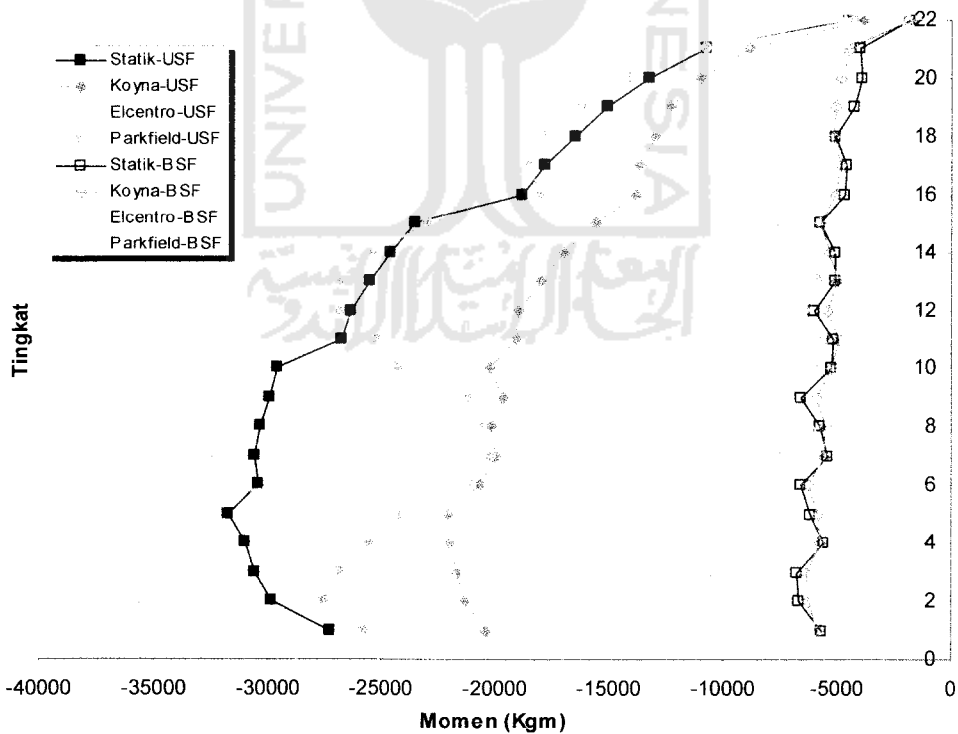
Grafik 6.28 Momen Balok 14 Lantai Tipe B



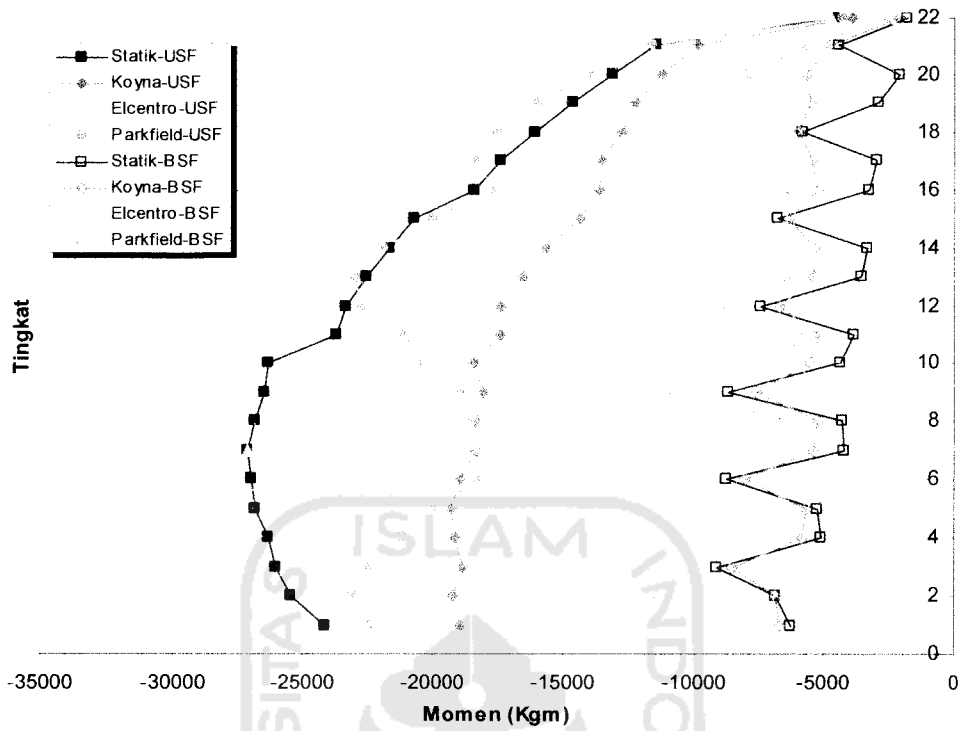
Grafik 6.29 Momen Balok 18 Lantai Tipe A



Grafik 6.30 Momen Balok 18 Lantai Tipe B



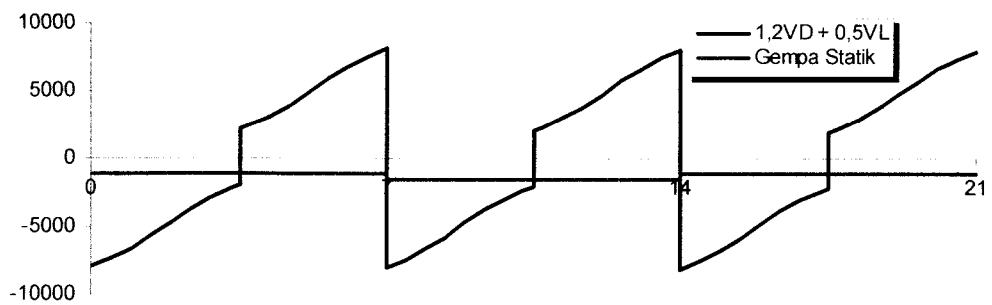
Grafik 6.31 Momen Balok 22 Lantai Tipe A



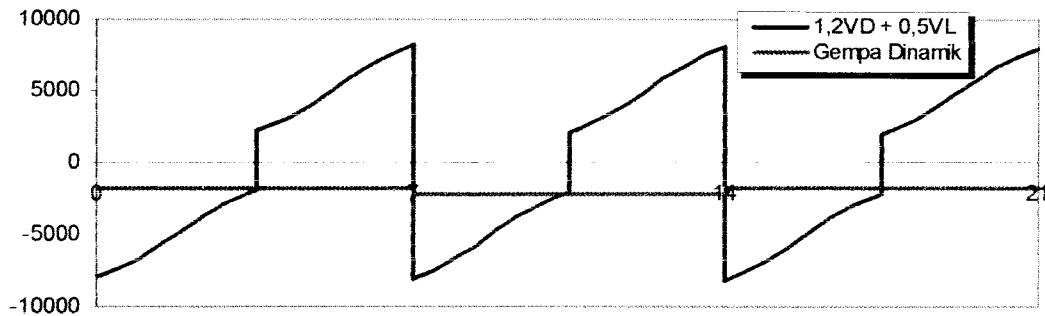
Grafik 6.32 Momen Balok 22 Lantai Tipe B

6.1.3.2 Geser Balok

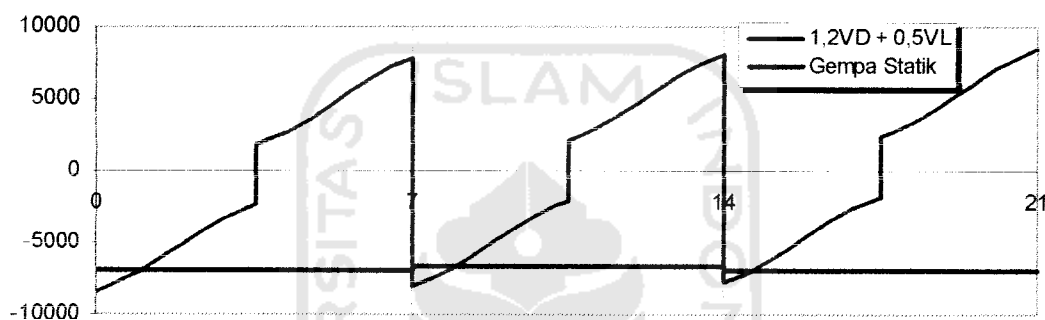
Besarnya gaya geser yang terjadi tergantung dari besarnya nilai momen, sehingga pola yang dihasilkan dari momen balok akan cenderung sama untuk gaya gesernya. Contoh digram gaya geser balok pada struktur BSF dan USF dapat dilihat pada gambar 6.3 sampai dengan gambar 6.6.



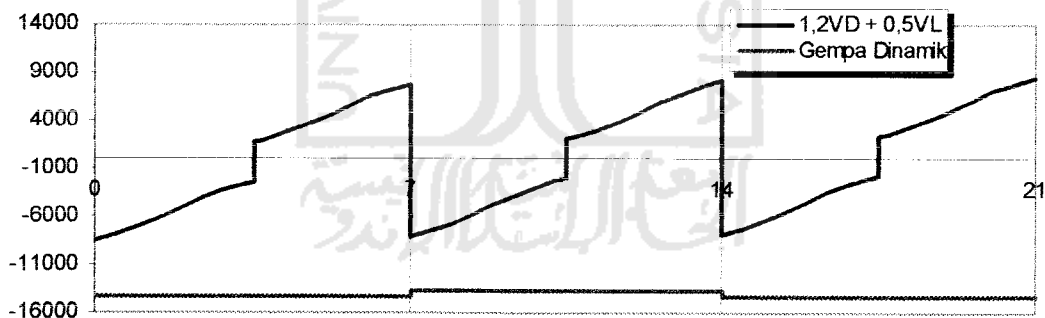
Gambar 6.3 Diagram Gaya Geser Balok $1,2VD+0,5VL+E_{statik}$ Struktur BSF



Gambar 6.4 Diagram Gaya Geser Balok $1,2VD+0,5VL+E_{dinamik}$ Struktur BSF

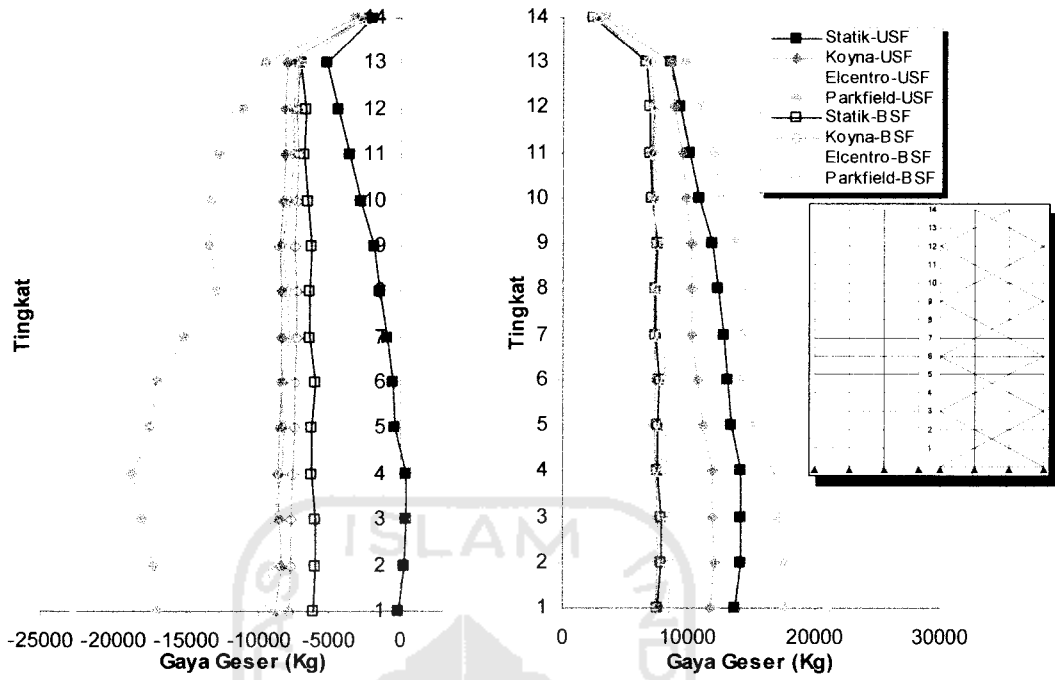


Gambar 6.5 Diagram Gaya Geser Balok $1,2VD+0,5VL+E_{statik}$ Struktur USF



Gambar 6.6 Diagram Gaya Geser Balok $1,2VD+0,5VL+E_{dinamik}$ Struktur USF

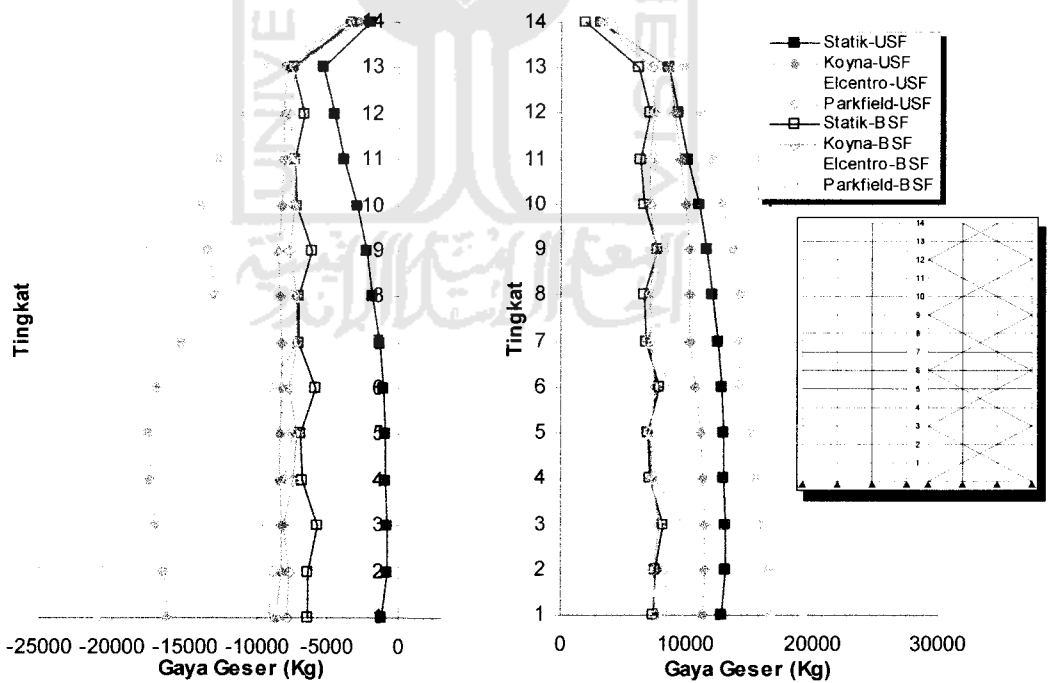
Pola gaya geser balok yang terjadi seperti yang dapat dilihat pada grafik 6.33 dan 6.34, relatif reguler pada setiap variasi tingkat struktur. Selanjutnya grafik gaya geser balok akan diambil pada lokasi sendi plastis balok sebelah kanan pada balok tepi, karena gaya geser maksimum yang akan berlawanan dengan arah datang gempa (lihat gambar 6.3 – 6.6). Besarnya gaya geser balok dapat dilihat pada grafik 6.35 sampai dengan grafik 6.44 .



a. Ujung Balok Kanan

b. Ujung Balok Kiri

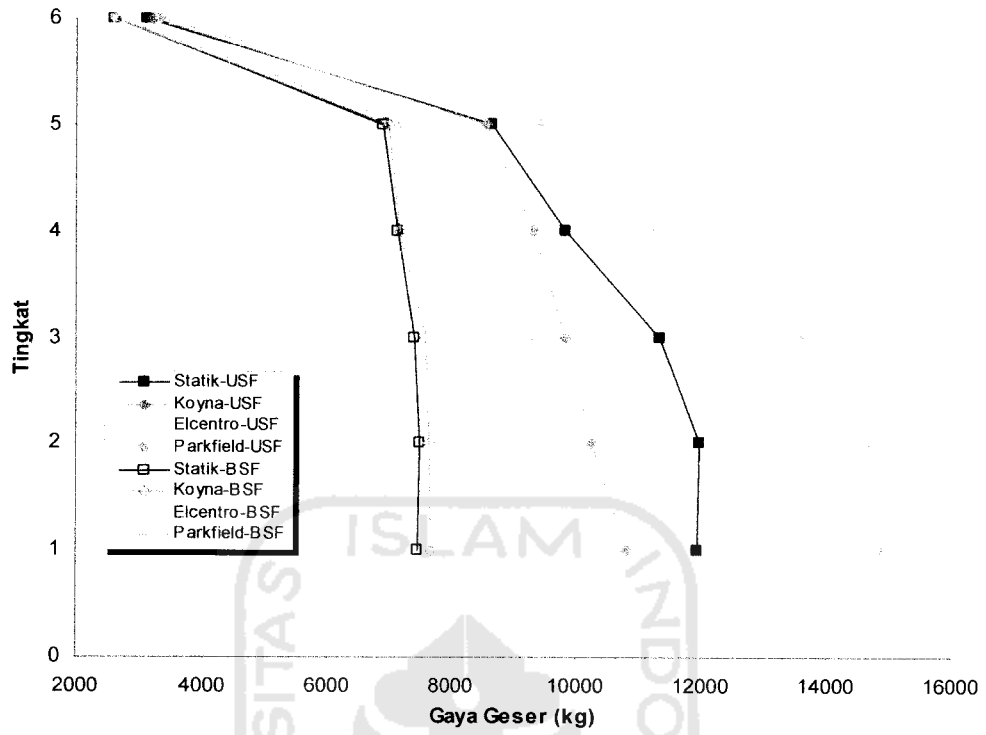
Grafik 6.33 Geser Balok 14 Lantai Tipe A



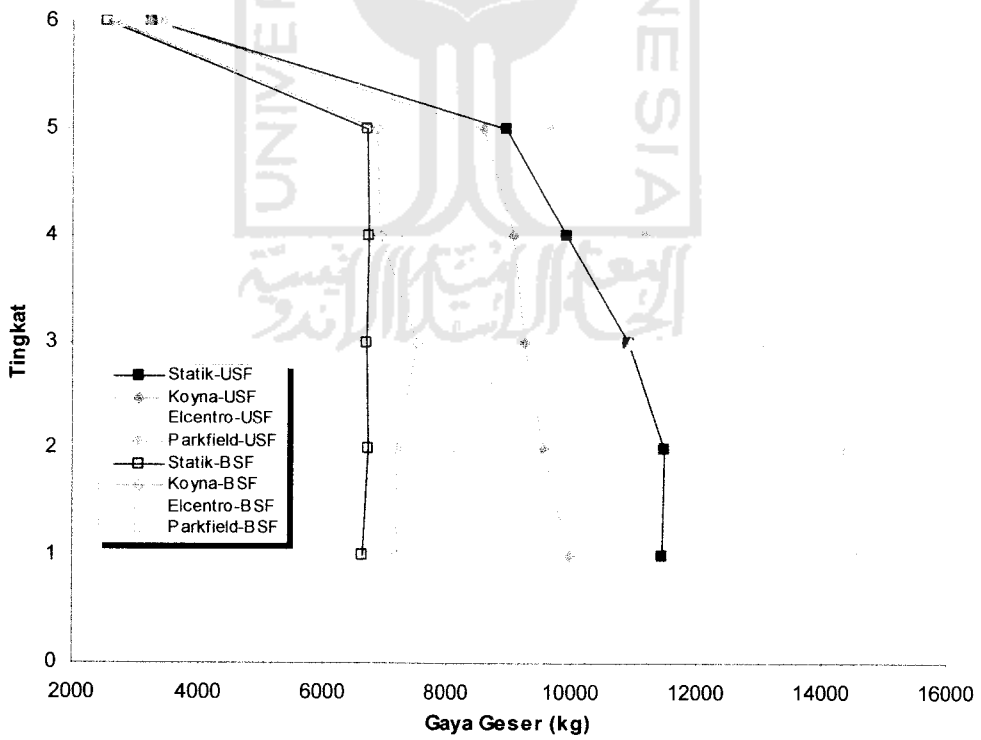
a. Ujung Balok Kanan

b. Ujung Balok Kiri

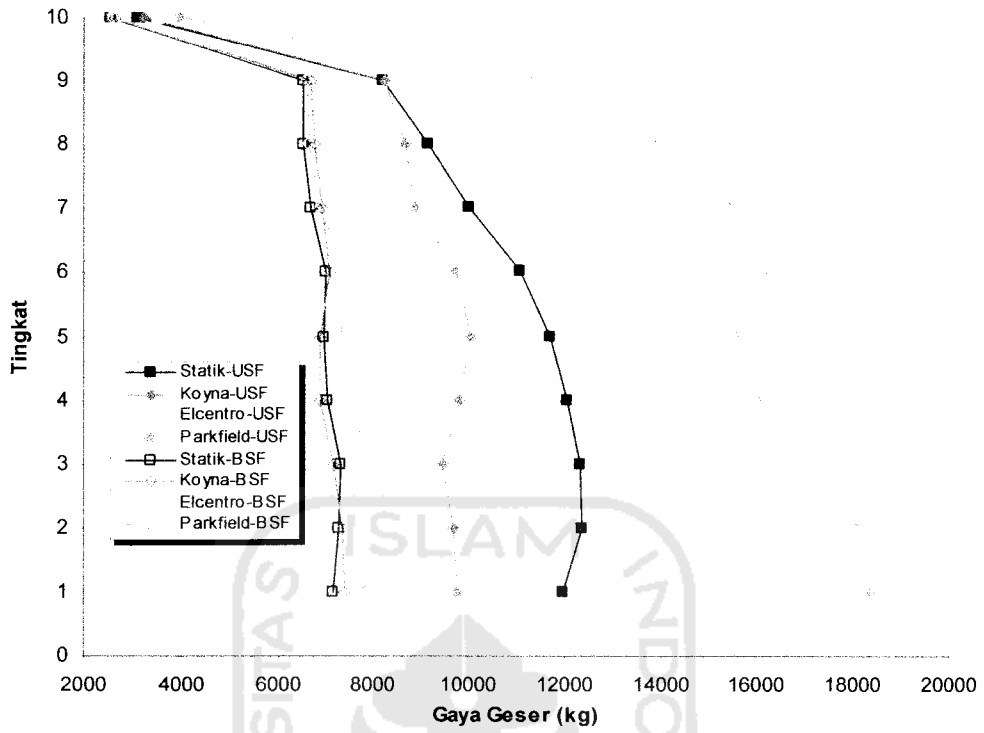
Grafik 6.34 Geser Balok 14 Lantai Tipe B



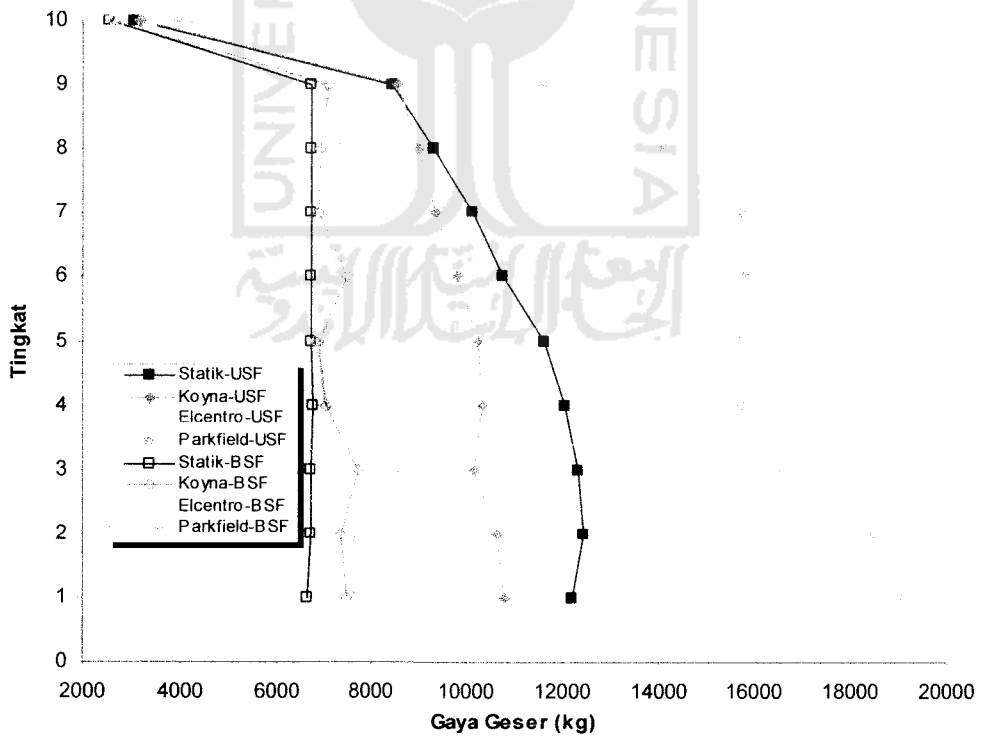
Grafik 6.35 Geser Balok 6 Lantai Tipe A



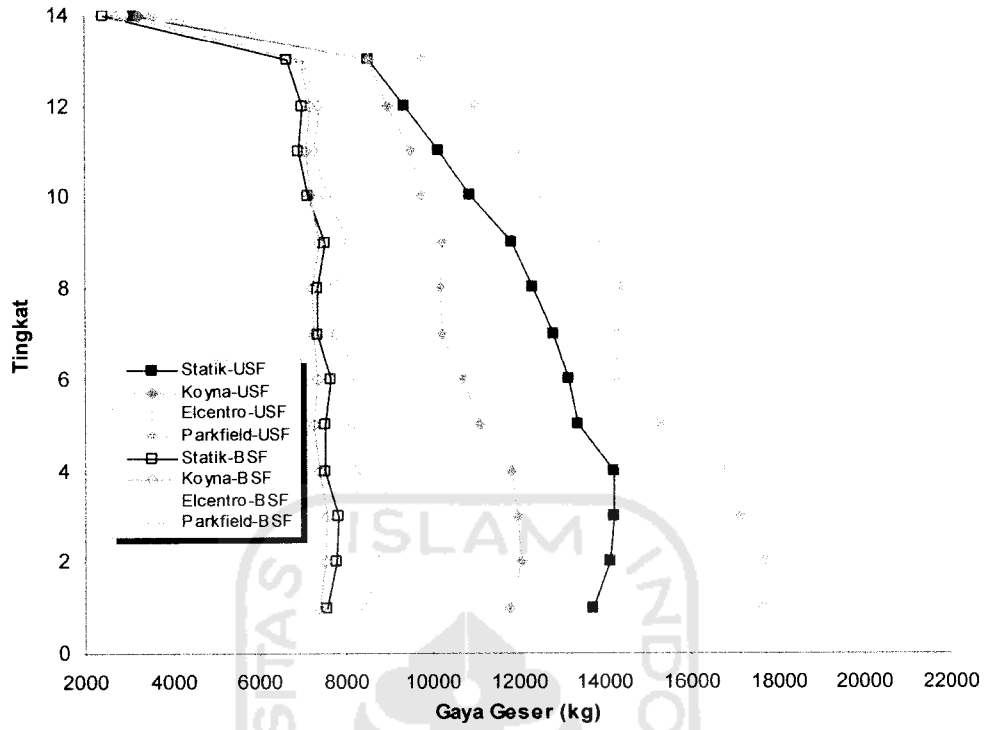
Grafik 6.36 Geser Balok 6 Lantai Tipe B



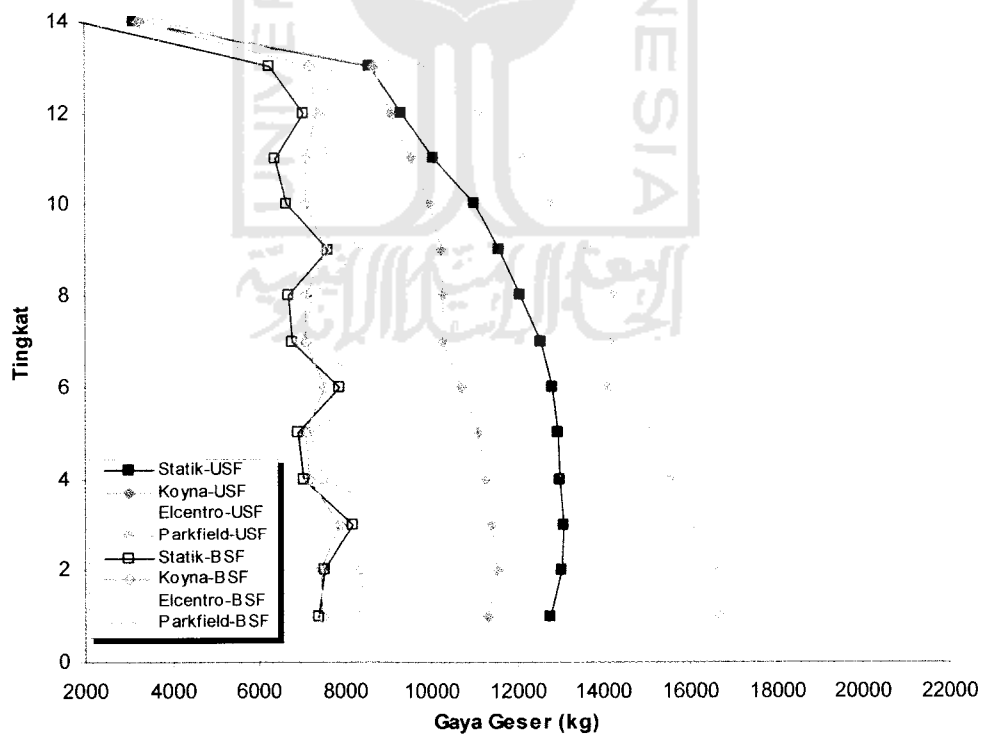
Grafik 6.37 Geser Balok 10 Lantai Tipe A



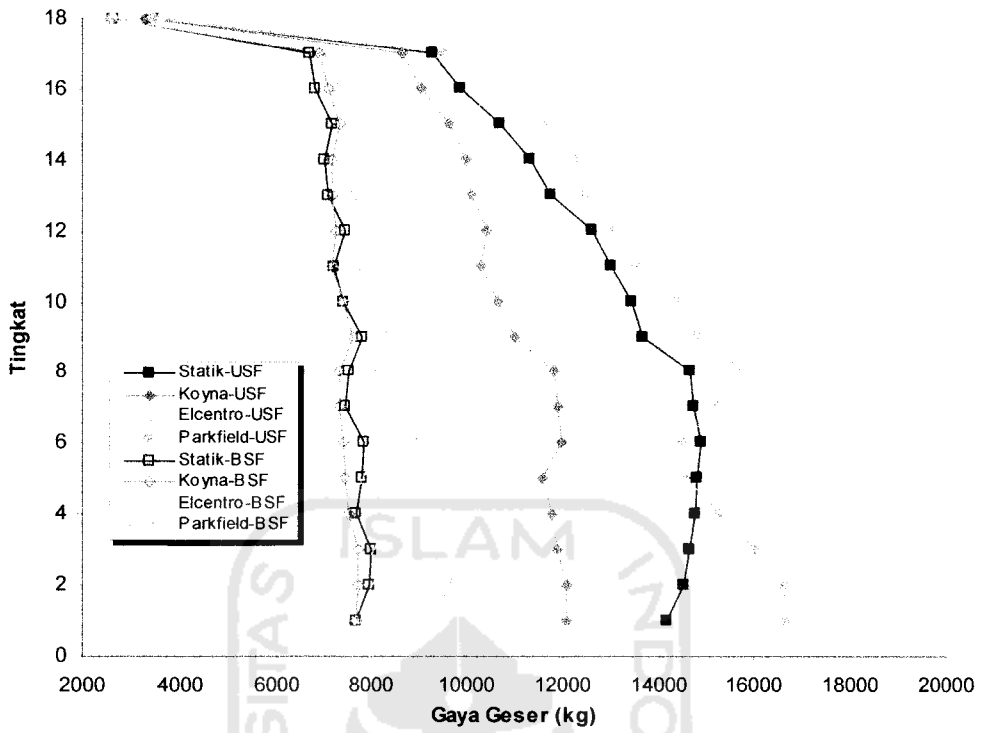
Grafik 6.38 Geser Balok 10 Lantai Tipe B



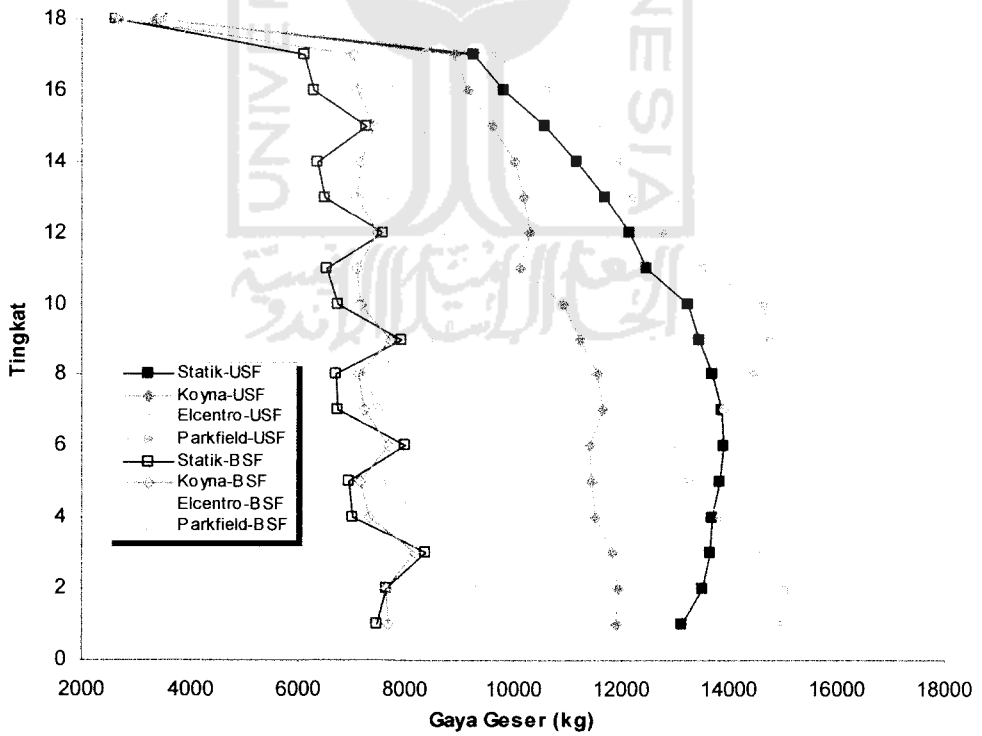
Grafik 6.39 Geser Balok 14 Lantai Tipe A



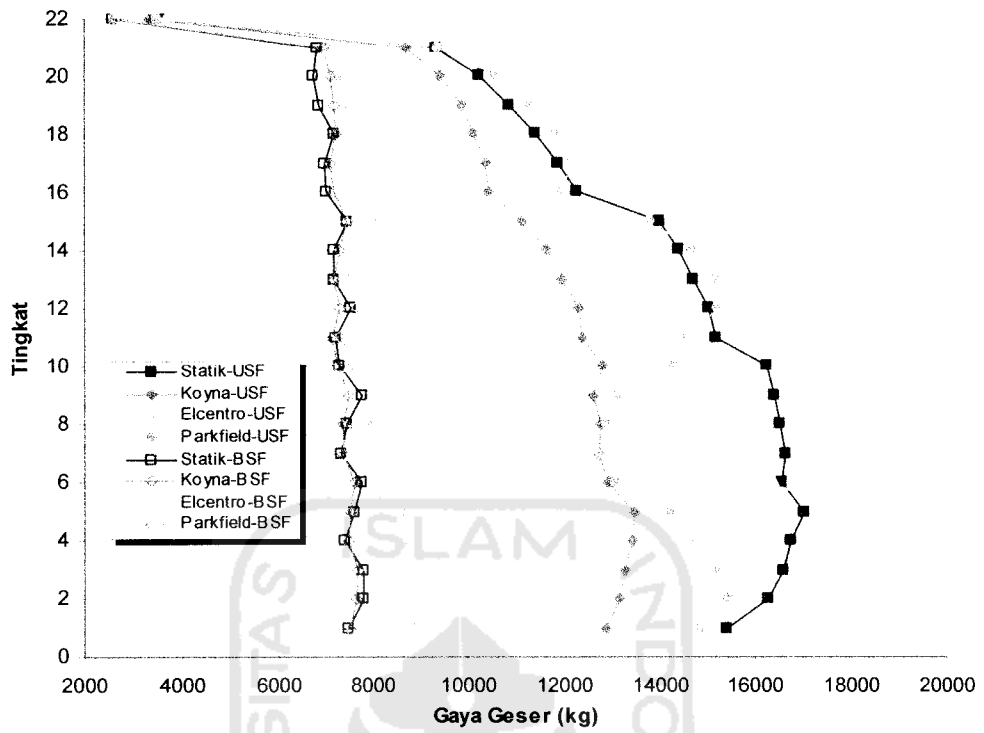
Grafik 6.40 Geser Balok 14 Lantai Tipe B



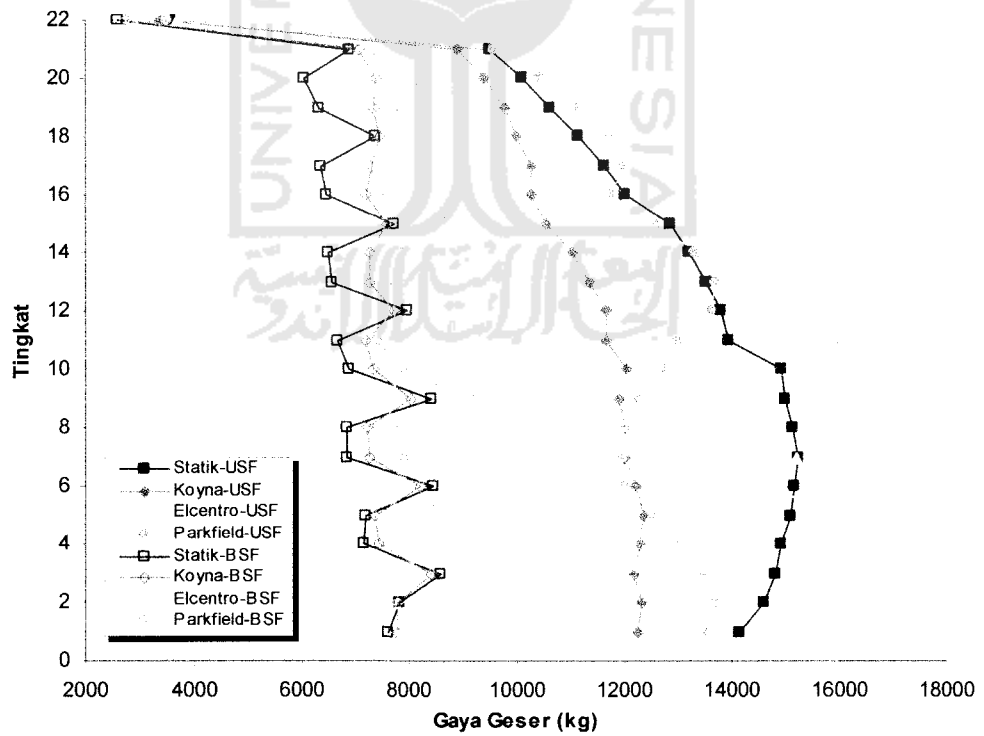
Grafik 6.41 Geser Balok 18 Lantai Tipe A



Grafik 6.42 Geser Balok 18 Lantai Tipe B



Grafik 6.43 Geser Balok 22 Lantai Tipe A



Grafik 6.44 Geser Balok 22 Lantai Tipe B

Pembahasan

1. Semakin banyak tingkat, momen dan geser balok akibat gempa statik dan dinamik pada struktur USF akan semakin besar, namun pada struktur BSF momen dan geser balok yang terjadi relatif sama. Hal ini disebabkan pada struktur USF gaya geser akibat beban gempa statik akan semakin besar pada tingkat yang semakin banyak, sedangkan pada struktur BSF penggunaan bresing akan menambah kekakuan struktur yang menyebabkan pengaruh gempa menjadi lebih kecil.
2. Pada struktur BSF, momen balok pada ujung balok muka kolom kiri dan kanan cenderung menunjukkan nilai yang relatif sama pada lantai-lantai atas dan akan semakin menjauh pada lantai-lantai bawah. Hal ini menunjukkan bahwa penggunaan *global brace* untuk struktur yang lebih tinggi akan semakin efektif.
3. Momen dan geser balok maksimum pada struktur BSF terjadi pada tiap balok dimana tidak terdapat bresing yang bersilangan, hal ini disebabkan pada struktur BSF *displacement* kolom yang terjadi relatif kecil.
4. Pada struktur USF, momen dan geser balok akibat gempa statik dan dinamik akan saling berdekatan apabila frekuensi gempa dan frekuensi bangunan mendekati. Akan tetapi pada struktur BSF, kedekatan nilai frekuensi gempa dan bangunan tidak berpengaruh banyak, akibatnya momen dan geser balok yang terjadi relatif sama pada setiap tingkat.
5. Pada struktur USF tipe A, momen dan geser balok maksimum yang terjadi akibat gempa statik dan dinamik lebih besar daripada struktur USF tipe B

pada setiap variasi tingkat. Hal ini dikarenakan pada struktur USF semakin banyak jumlah portal akan membuat nilai momen dan geser balok maksimum menjadi lebih kecil.

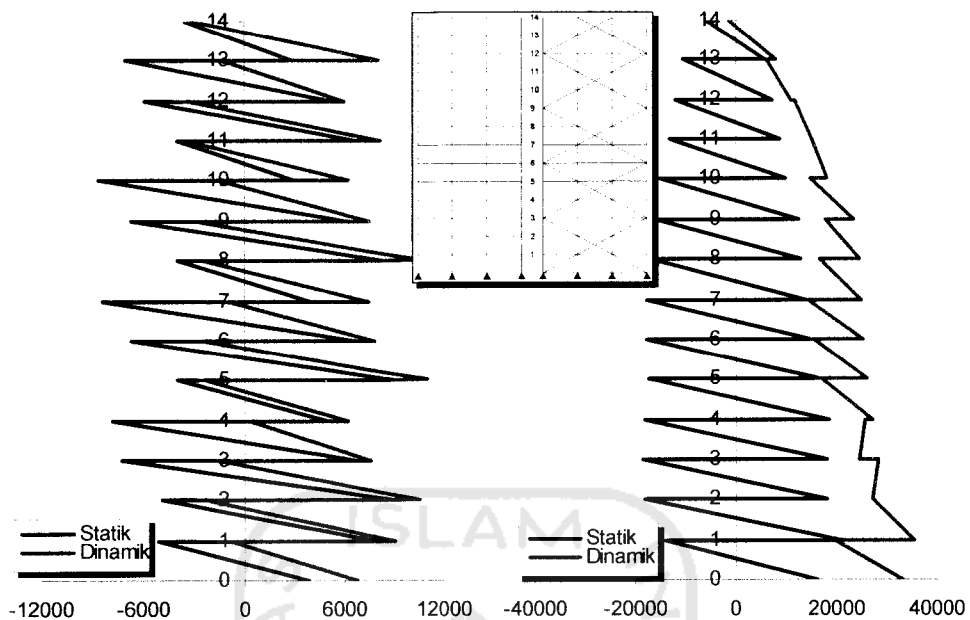
6. Pada struktur BSF tipe A, momen dan geser balok maksimum yang terjadi akibat gempa statik dan dinamik lebih kecil daripada struktur BSF tipe B pada setiap variasi tingkat. Hal ini dikarenakan pada struktur BSF semakin banyak jumlah portal akan membuat nilai momen dan geser balok maksimum menjadi lebih besar.

6.1.4 Momen, Gaya Geser, dan Gaya Aksial Kolom

Besarnya respon struktur yang terjadi pada balok, akan berimplikasi pada respon yang terjadi pada kolom. Besarnya momen, gaya geser, dan gaya aksial kolom dapat dilihat pada grafik 6.45 sampai dengan grafik 6.75 .

6.1.4.1 Momen Kolom

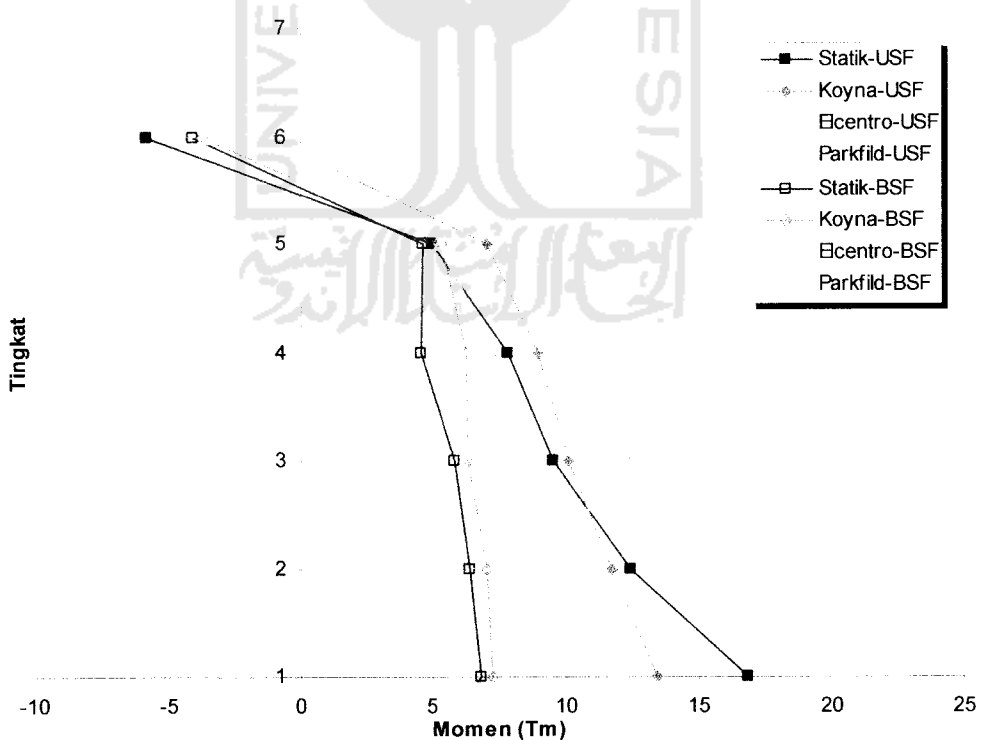
Momen kolom yang terjadi baik akibat gempa statik dan dinamik sangat dipengaruhi oleh besarnya momen balok. Contoh pola momen kolom yang terjadi akibat gempa statik dan dinamik dapat dilihat pada gambar 6.7, dimana gempa dinamik akan mempunyai pengaruh yang lebih signifikan pada struktur USF dibanding dengan struktur BSF. Pola momen untuk variasi tingkat yang lain dapat dilihat pada grafik 6.45 sampai dengan 6.54. Pola tersebut diambil berdasarkan momen kolom maksimum yang terjadi pada setiap joint lantai pada kolom tepi portal tepi, dimana pada kolom tersebut pengaruh akibat beban gempa relatif lebih besar dari kolom yang lain.



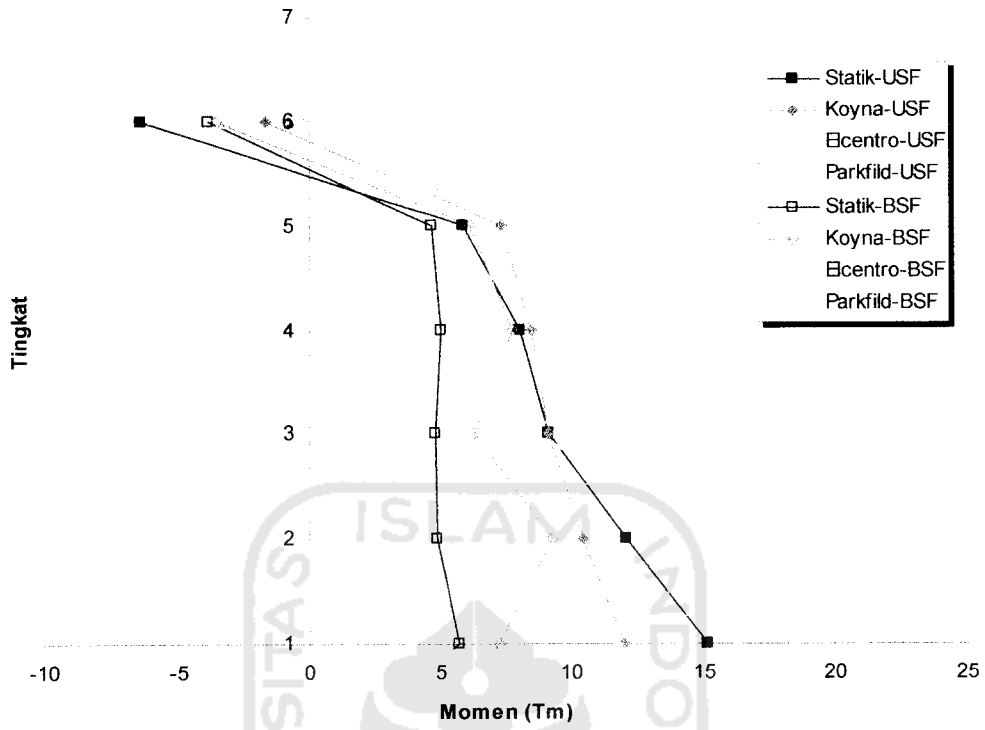
a. Struktur BSF

b. Struktur USF

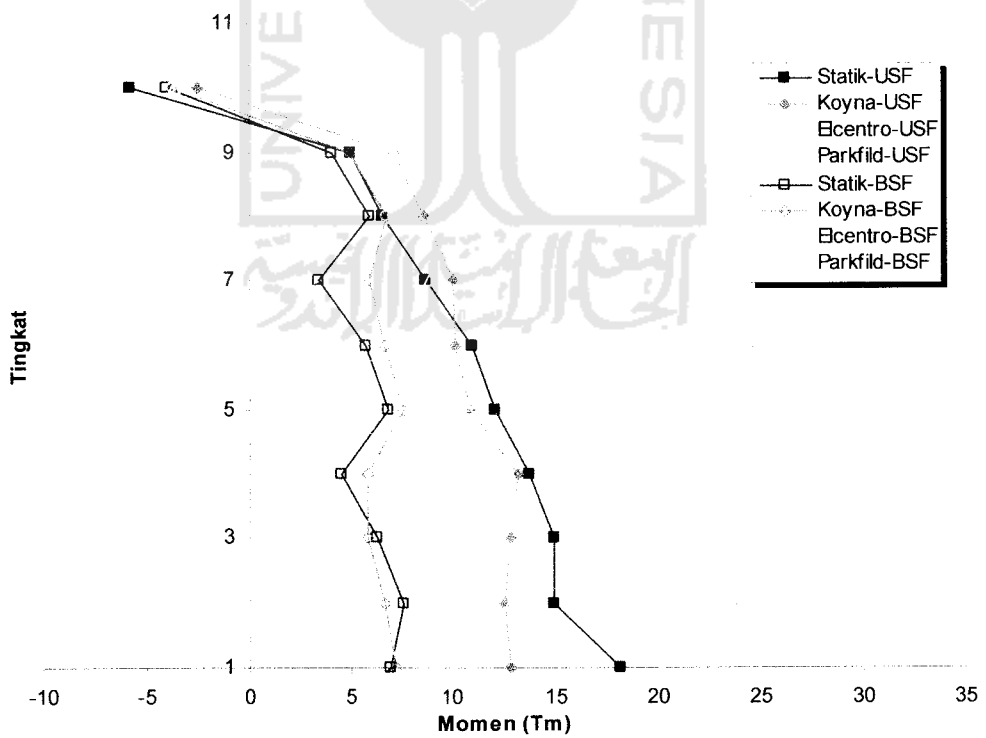
Gambar 6.7 Diagram Momen Struktur 14 Lantai



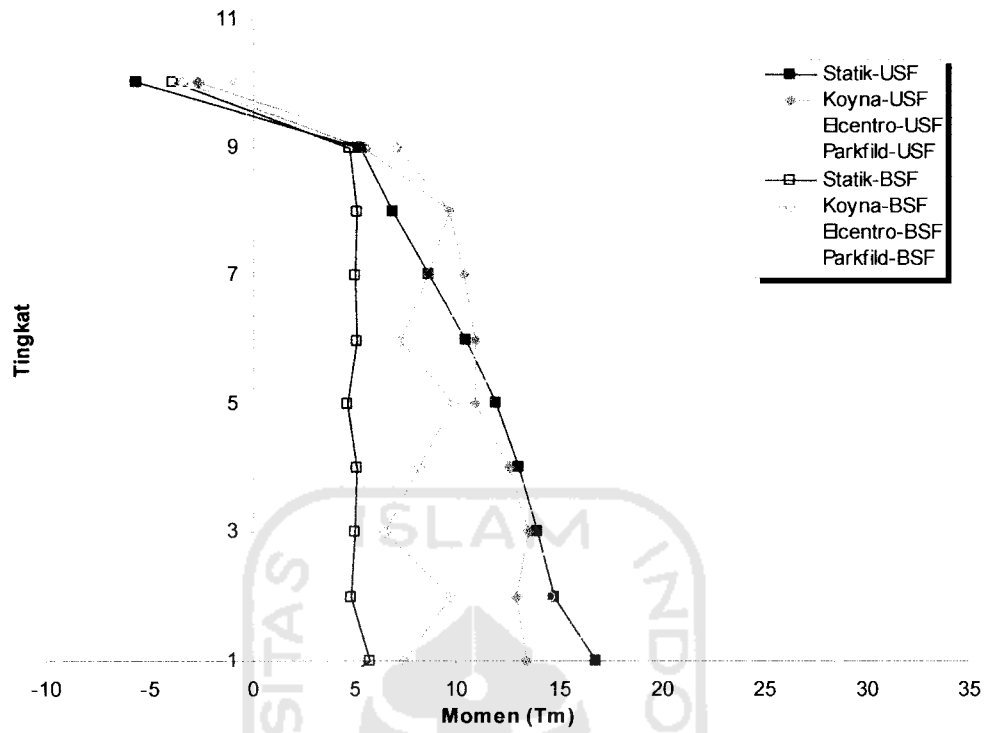
Grafik 6.45 Momen Kolom 6 Lantai Tipe A



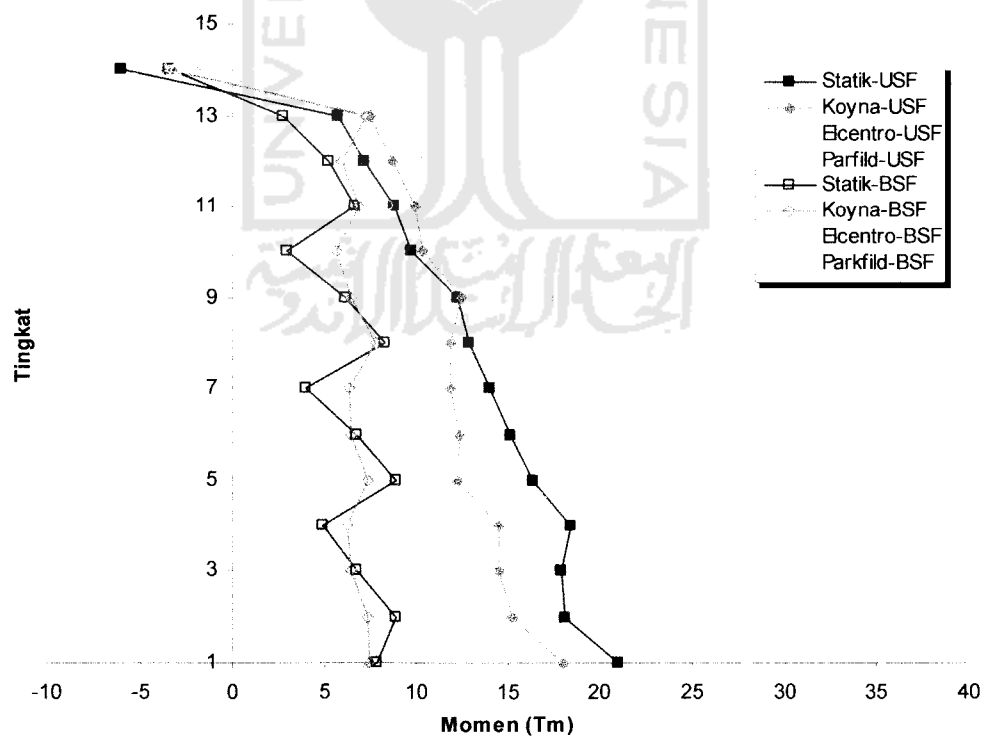
Grafik 6.46 Momen Kolom 6 Lantai Tipe B



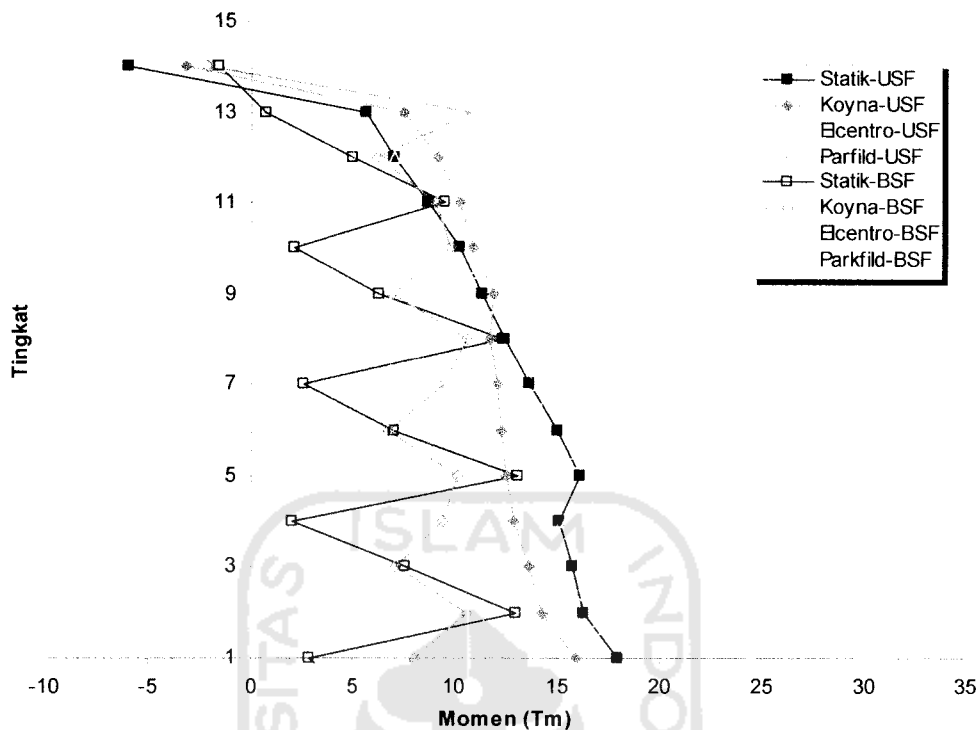
Grafik 6.47 Momen Kolom 10 Lantai Tipe A



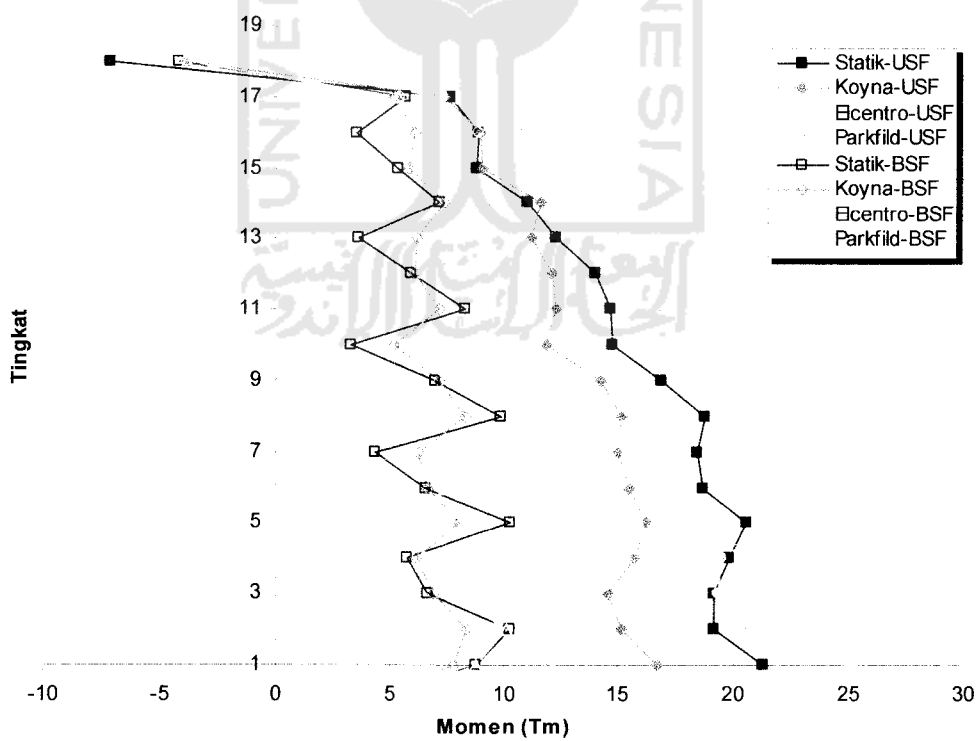
Grafik 6.48 Momen Kolom 10 Lantai Tipe B



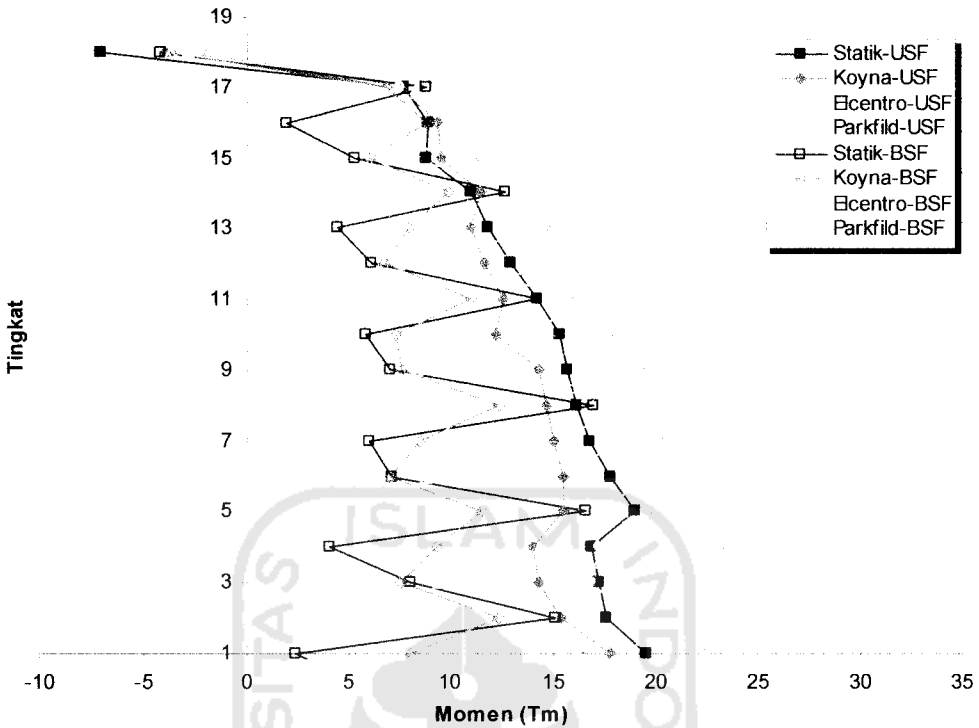
Grafik 6.49 Momen Kolom 14 Lantai Tipe A



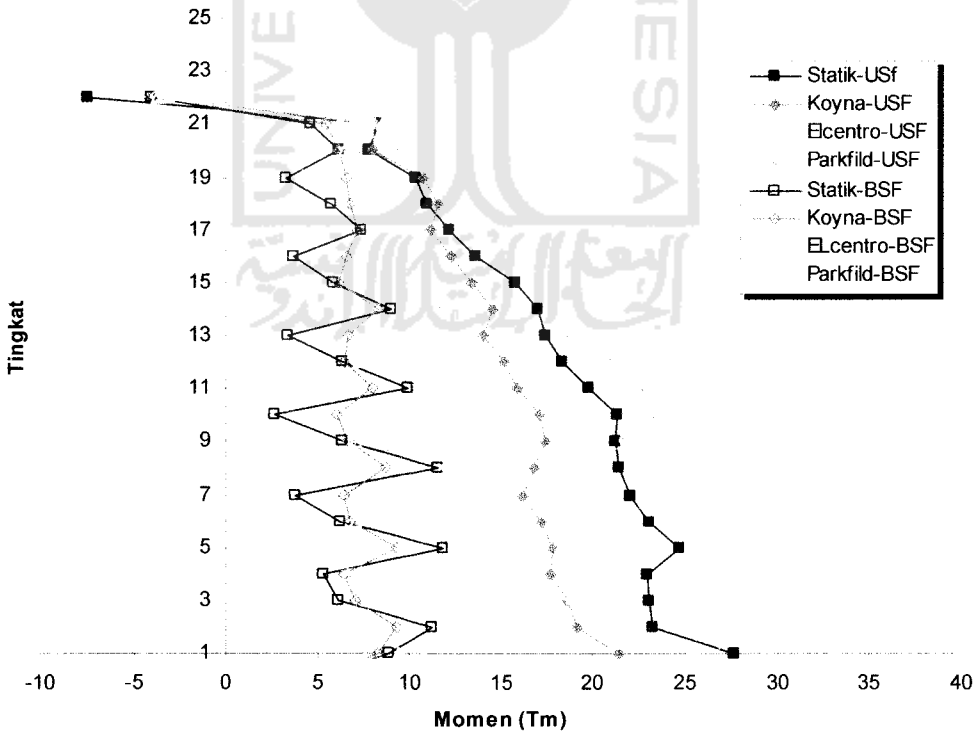
Grafik 6.50 Momen Kolom 14 Lantai Tipe B



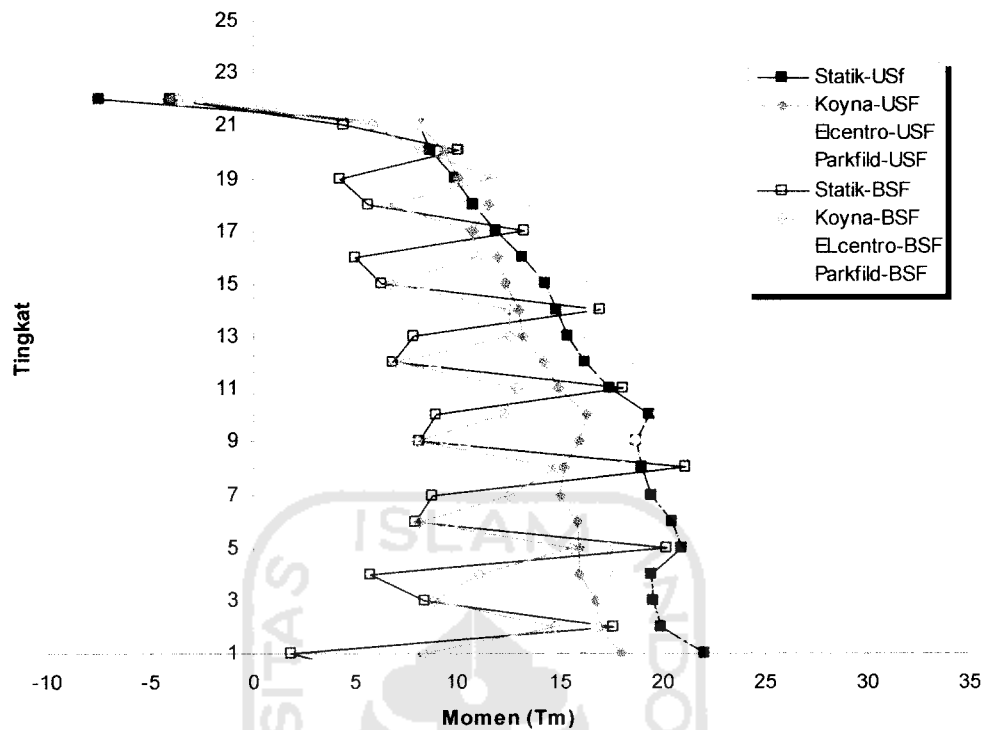
Grafik 6.51 Momen Kolom 18 Lantai Tipe A



Grafik 6.52 Momen Kolom 18 Lantai Tipe B



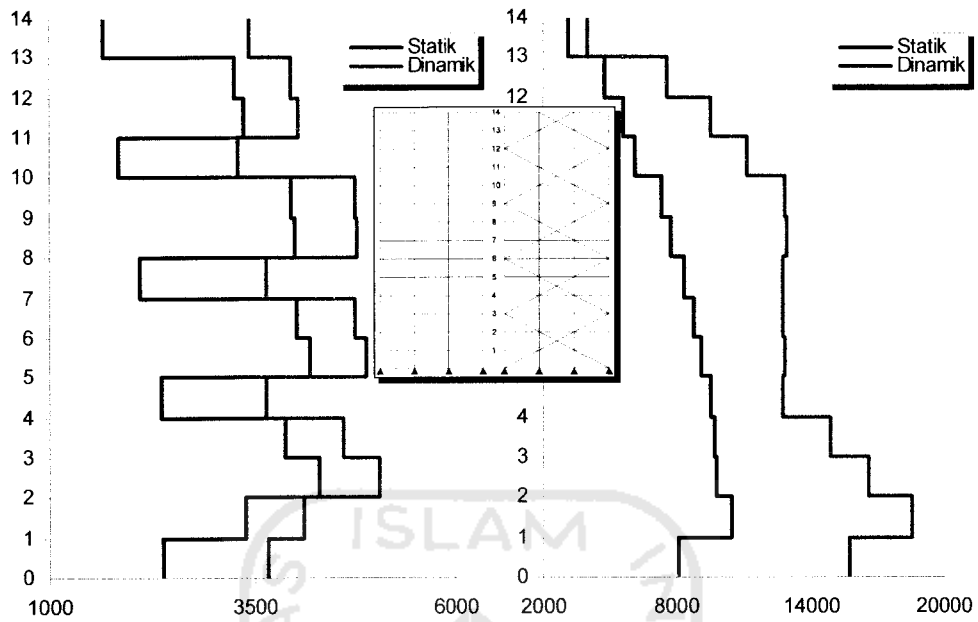
Grafik 6.53 Momen Kolom 22 Lantai Tipe A



Grafik 6.54 Momen Kolom 22 Lantai Tipe B

6.1.4.2 Gaya Geser Kolom

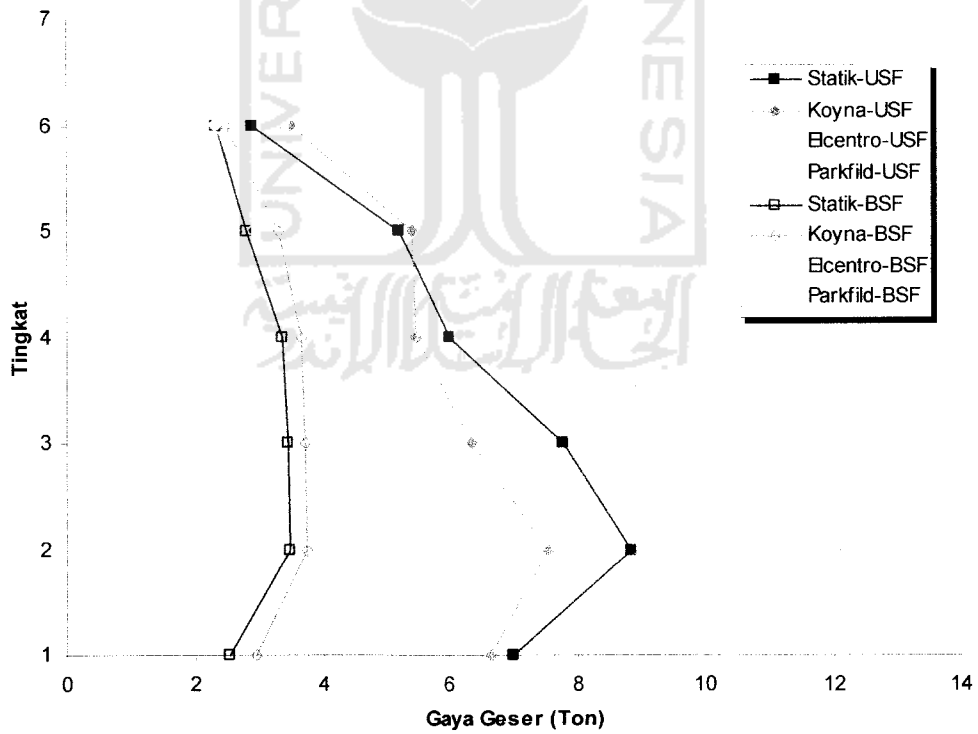
Meskipun pada struktur BSF gaya geser akibat gempa dinamik masih lebih besar dari pada gaya geser akibat gempa statik, namun penggunaan bresing dapat membuat perbedaan yang terjadi tidak begitu signifikan, apabila dibandingkan dengan struktur USF. Contoh pola gaya geser yang terjadi akibat gempa statik dan dinamik dapat dilihat pada gambar 6.8, dimana gaya geser akibat gempa statik dan dinamik akan memiliki pola yang hampir sama, dimana gaya geser akan mempunyai nilai yang sama dalam satu tingkat. Sehingga untuk selanjutnya pada setiap variasi tingkat akan diambil nilai maksimum yang terjadi pada setiap tingkat struktur. Besarnya gaya geser kolom dapat dilihat pada grafik 6.55 sampai dengan grafik 6.4.



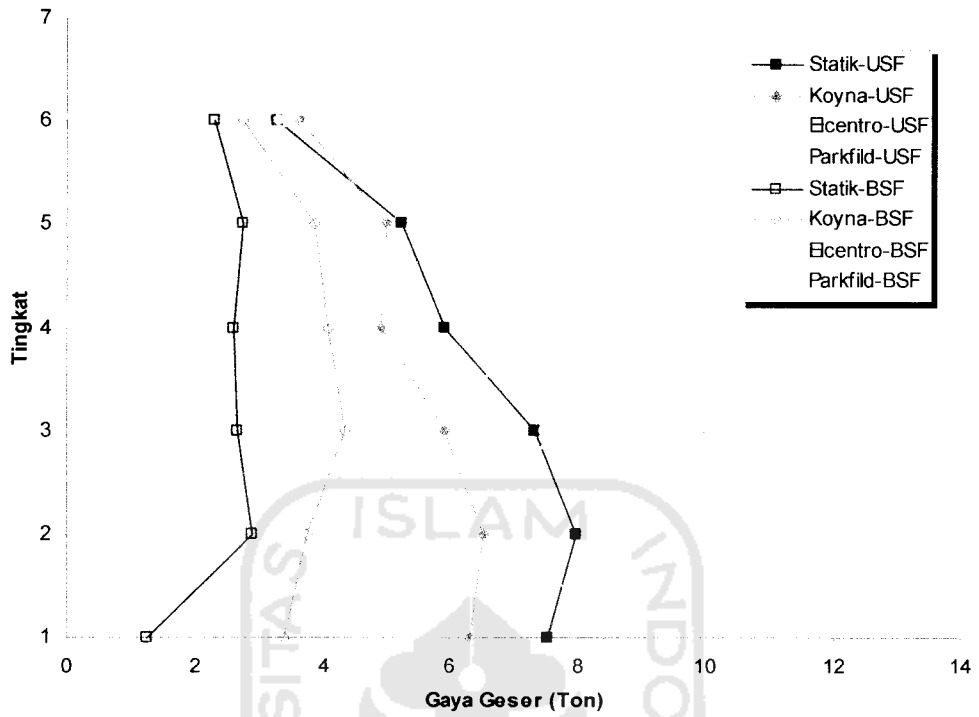
a. Struktur BSF

b. Struktur USF

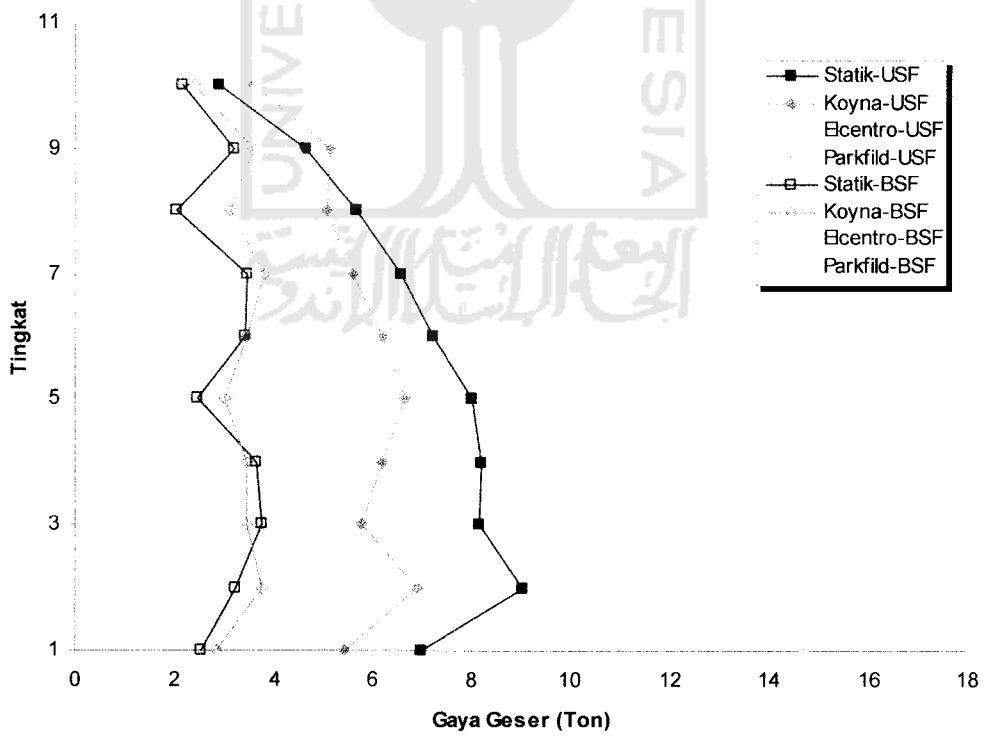
Gambar 6.8 Diagram Gaya Geser Kolom 14 Lantai



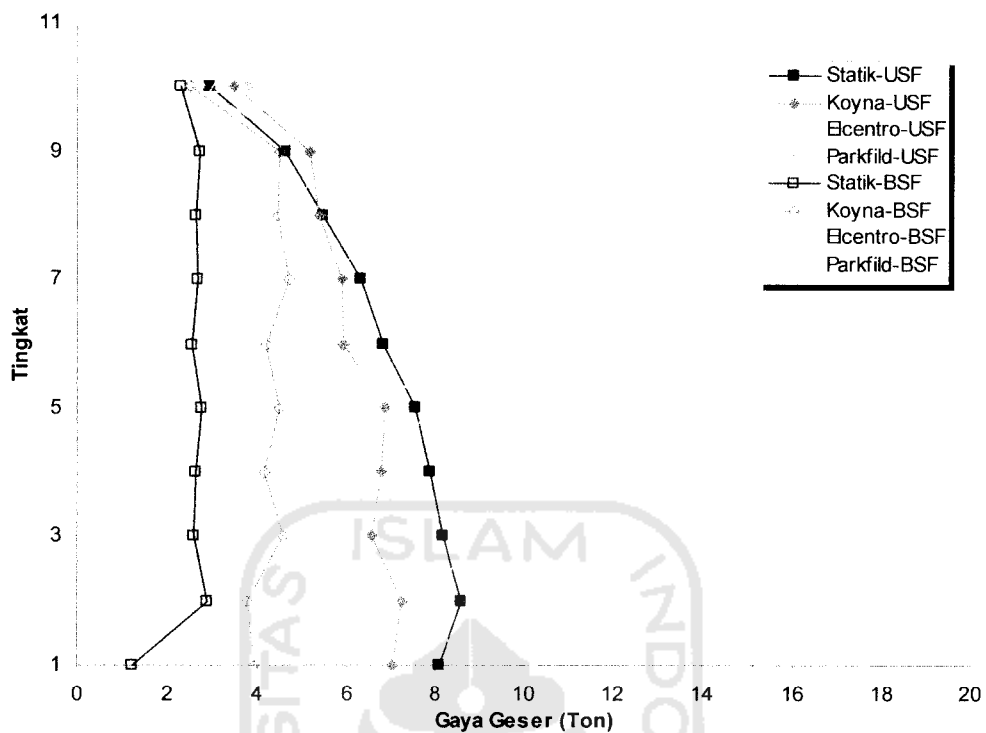
Grafik 6.55 Geser Kolom 6 Lantai Tipe A



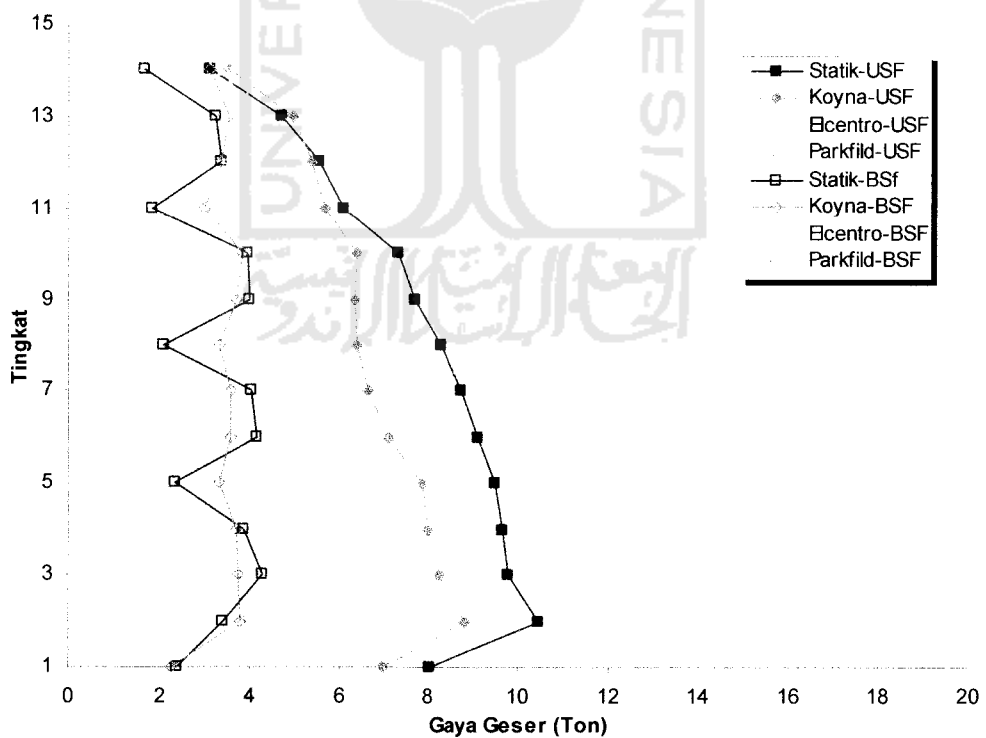
Grafik 6.56 Geser Kolom 6 Lantai Tipe B



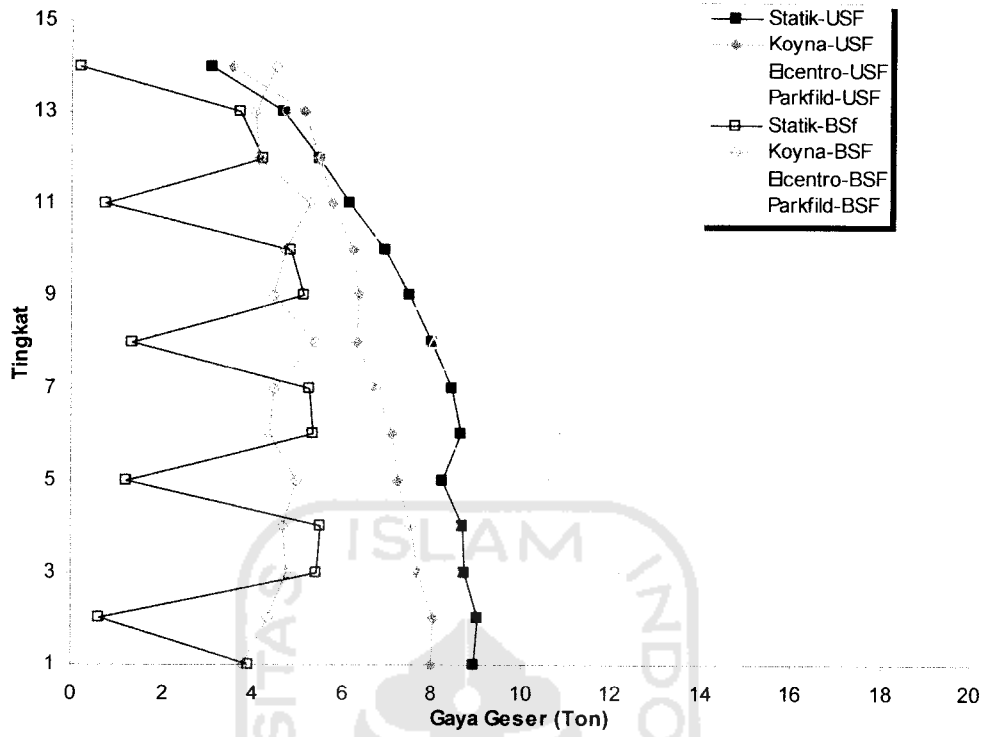
Grafik 6.57 Geser Kolom 10 Lantai Tipe A



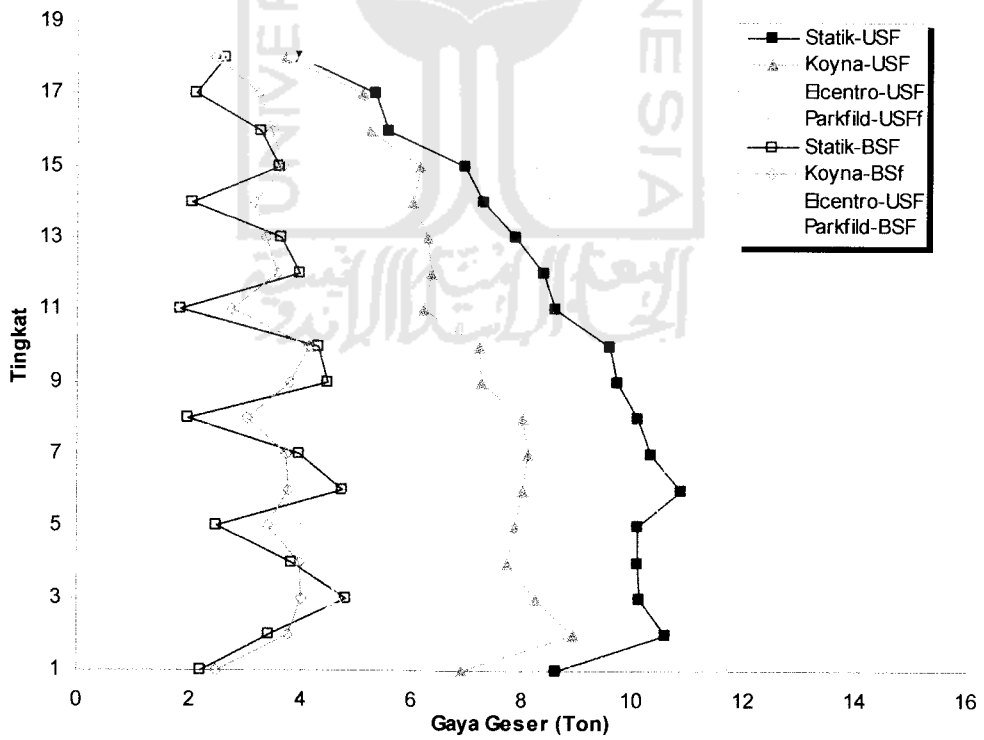
Grafik 6.58 Geser Kolom 10 Lantai Tipe B



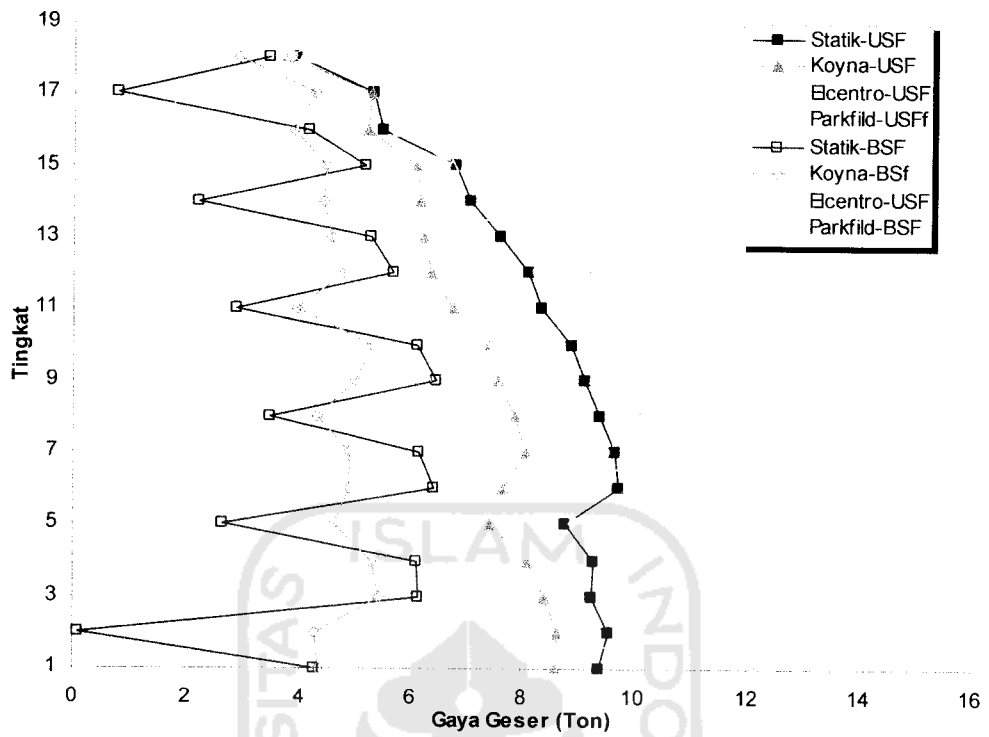
Grafik 6.59 Geser Kolom 14 Lantai Tipe A



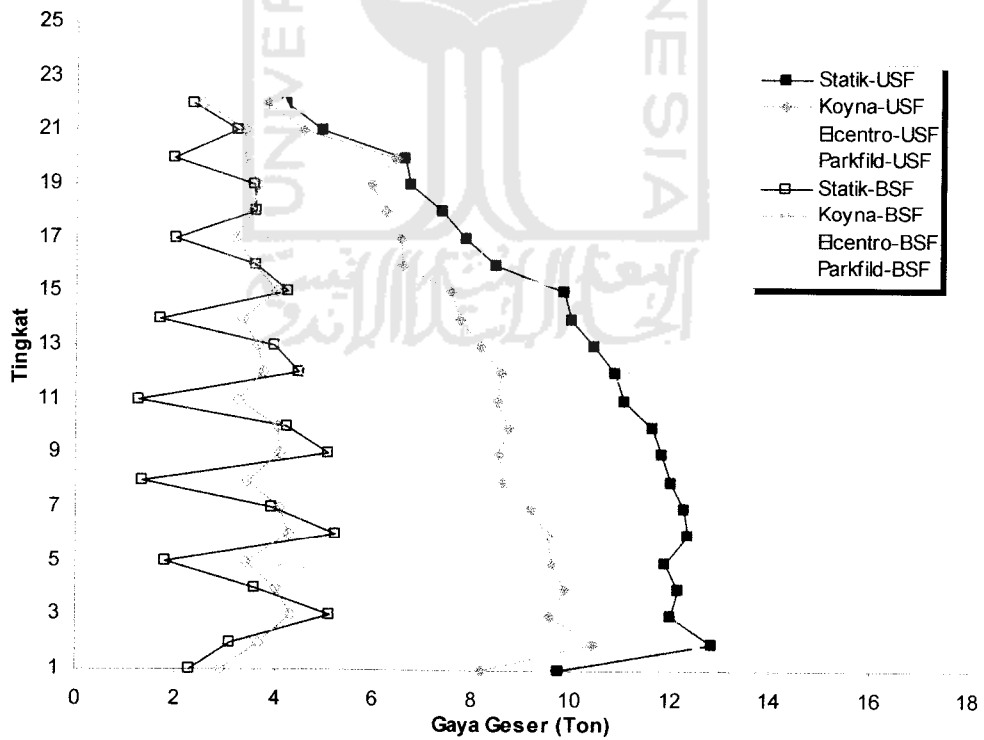
Grafik 6.60 Geser Kolom 14 Lantai Tipe B



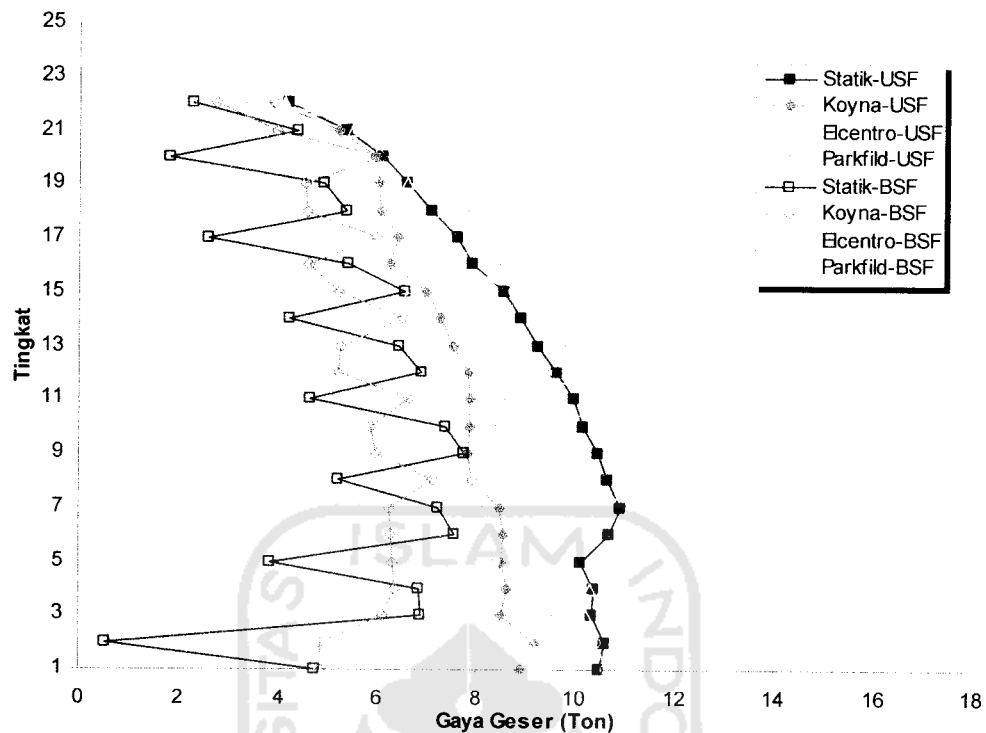
Grafik 6.61 Geser Kolom 18 Lantai Tipe A



Grafik 6.62 Geser Kolom 18 Lantai Tipe B



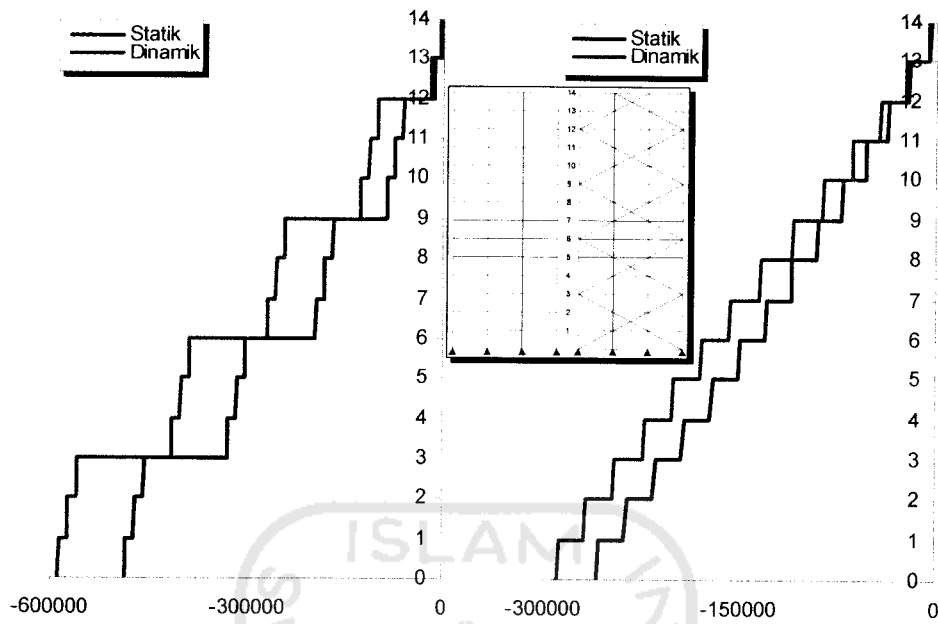
Grafik 6.63 Geser Kolom 22 Lantai Tipe A



Grafik 6.64 Geser Kolom 22 Lantai Tipe B

6.1.4.3 Gaya Aksial Kolom

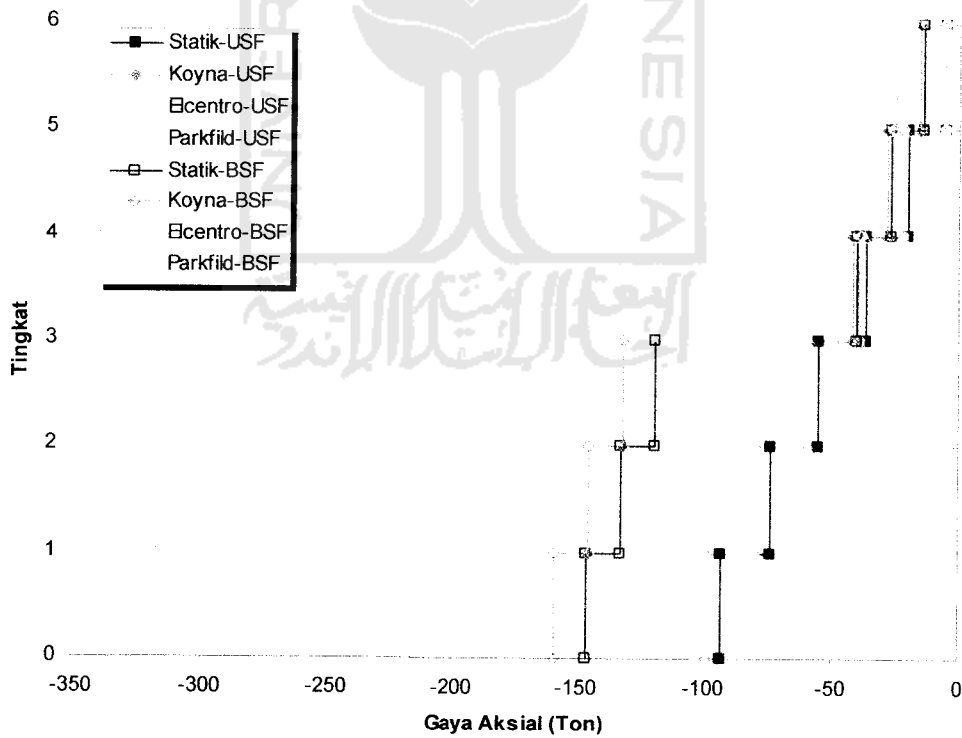
Gaya aksial kolom gaya yang arah kerjanya searah dengan garis netralnya. Gaya ini merupakan reaksi yang ditimbulkan akibat momen yang terjadi pada balok. Gaya aksial yang terjadi pada setiap lantai struktur merupakan kumulatif gaya yang berasal dari lantai yang berada di atasnya, sehingga akan semakin besar pada lantai-lantai bawah. Gaya aksial yang disebabkan oleh gempa dinamik akan memiliki pola yang hampir sama dengan gempa statik, baik pada struktur BSF maupun USF, hal ini dapat dilihat pada gambar 6.9 contoh pola gaya aksial yang disebabkan oleh gempa statik dan dinamik. Pada analisis gaya aksial hanya diambil gaya aksial pada momen tepi karena pengaruh gempa yang dominan. Grafik gaya aksial dapat dilihat pada grafik 6.5 sampai dengan 7.4.



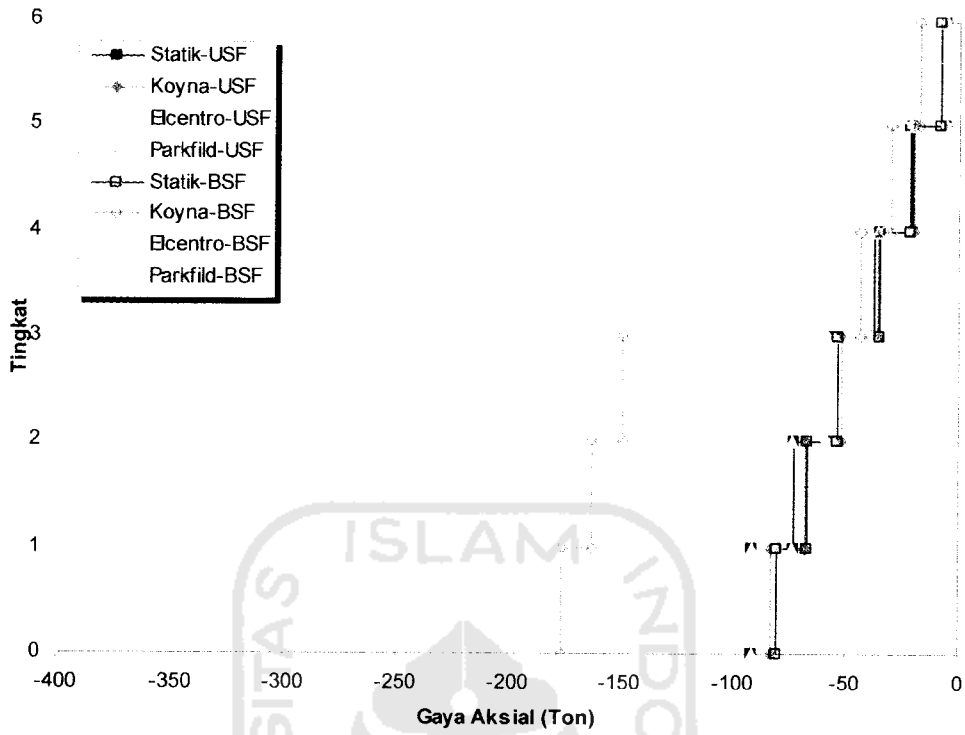
a. Struktur BSF

b. Struktur USF

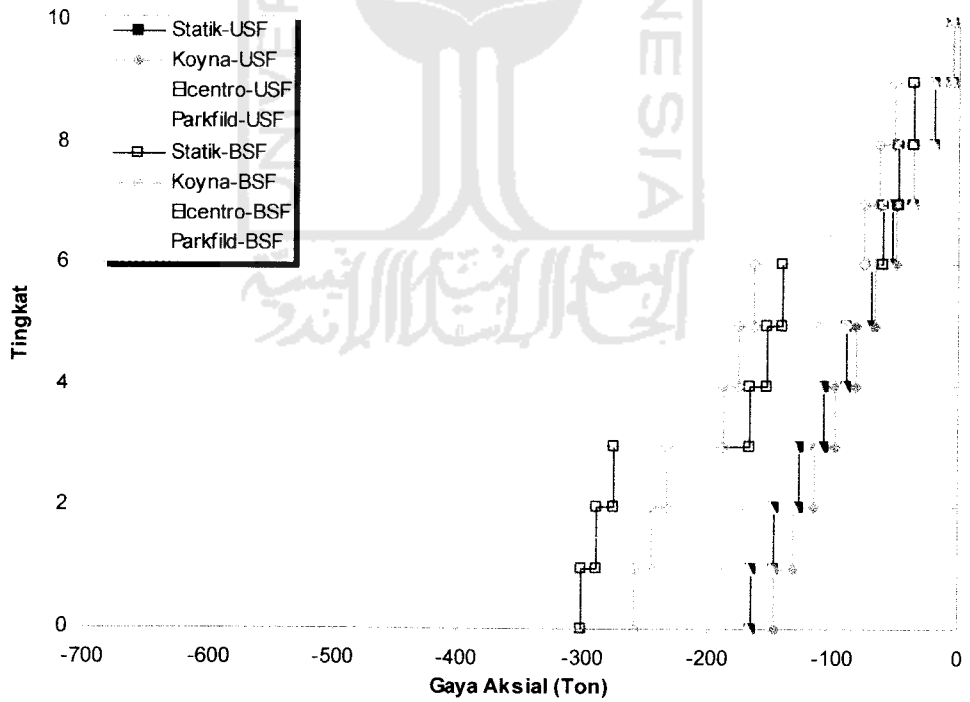
Gambar 6.9 Diagram Gaya Aksial Kolom Struktur 14 Lantai



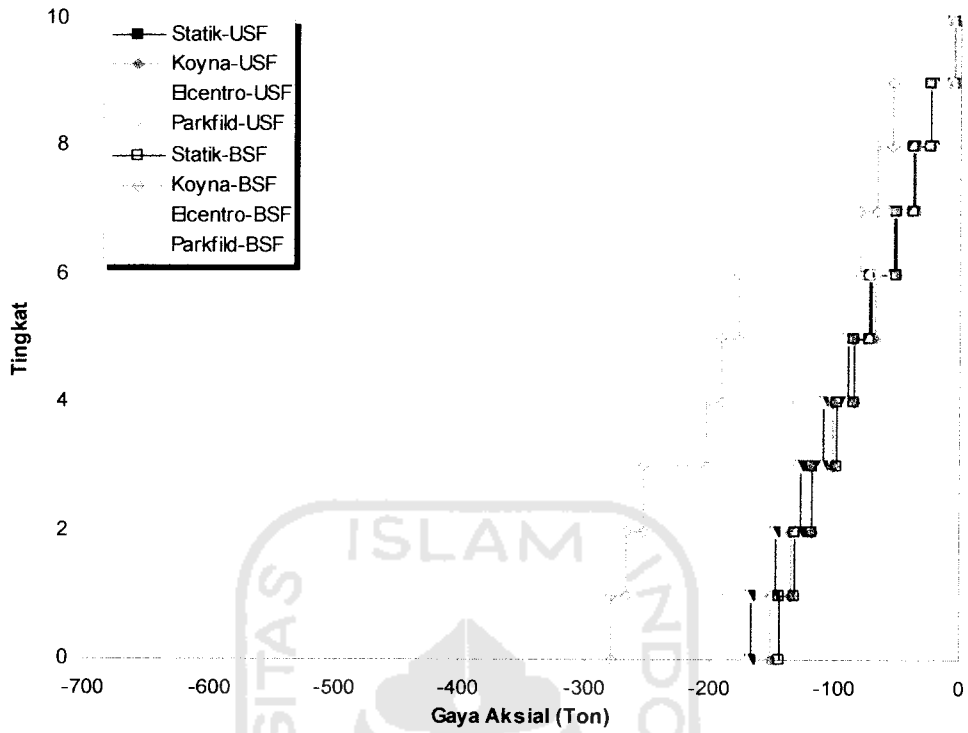
Grafik 6.65 Aksial Kolom 6 Lantai Tipe A



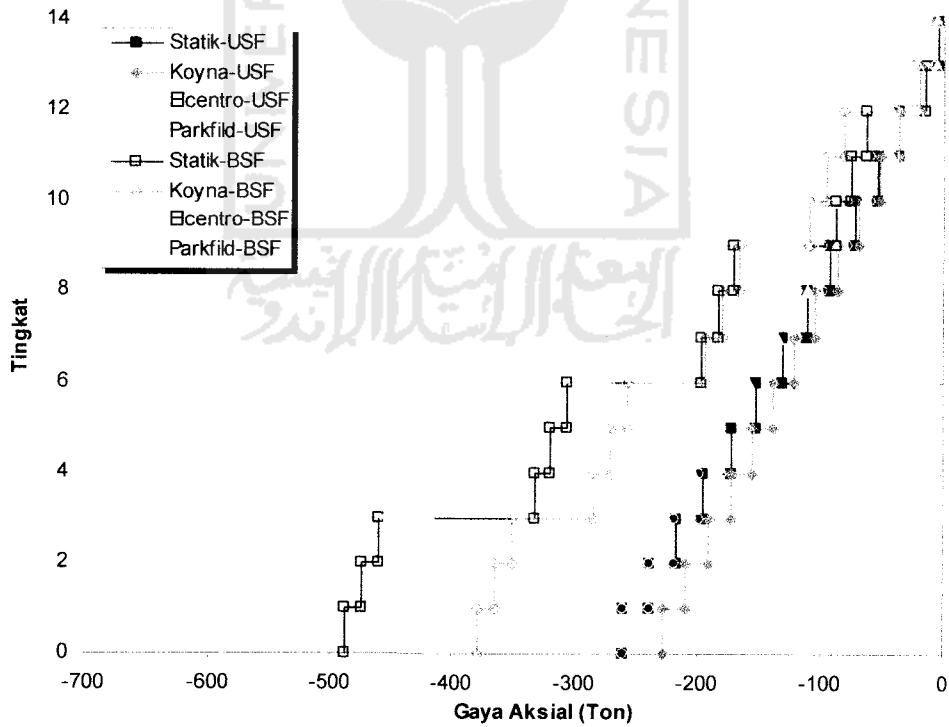
Grafik 6.66 Aksial Kolom 6 Lantai Tipe B



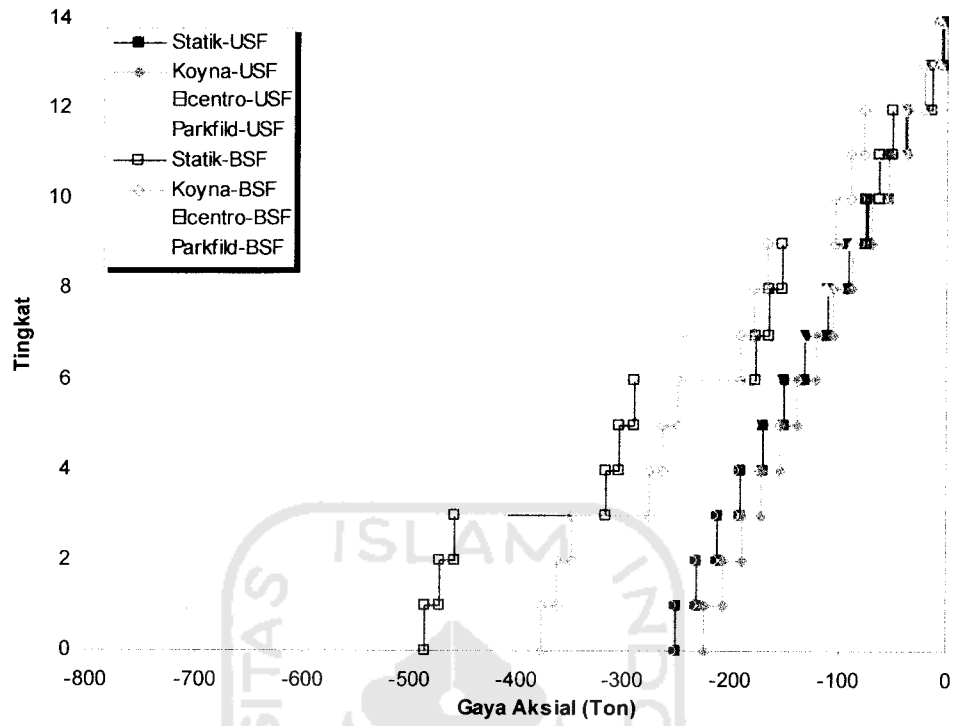
Grafik 6.67 Aksial Kolom 10 Lantai Tipe A



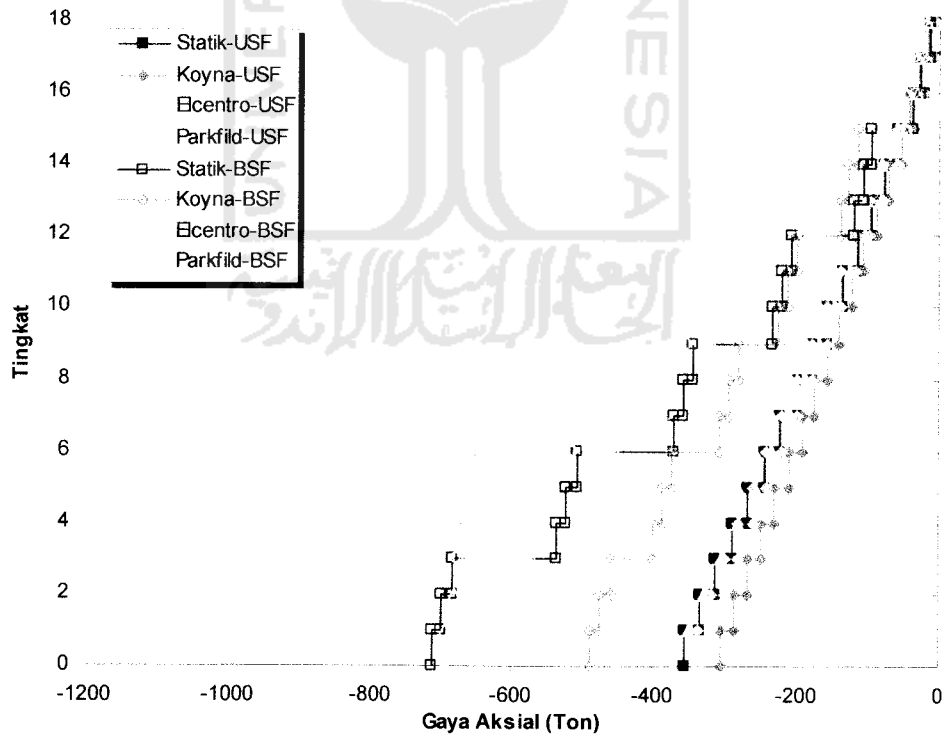
Grafik 6.68 Aksial Kolom 10 Lantai Tipe B



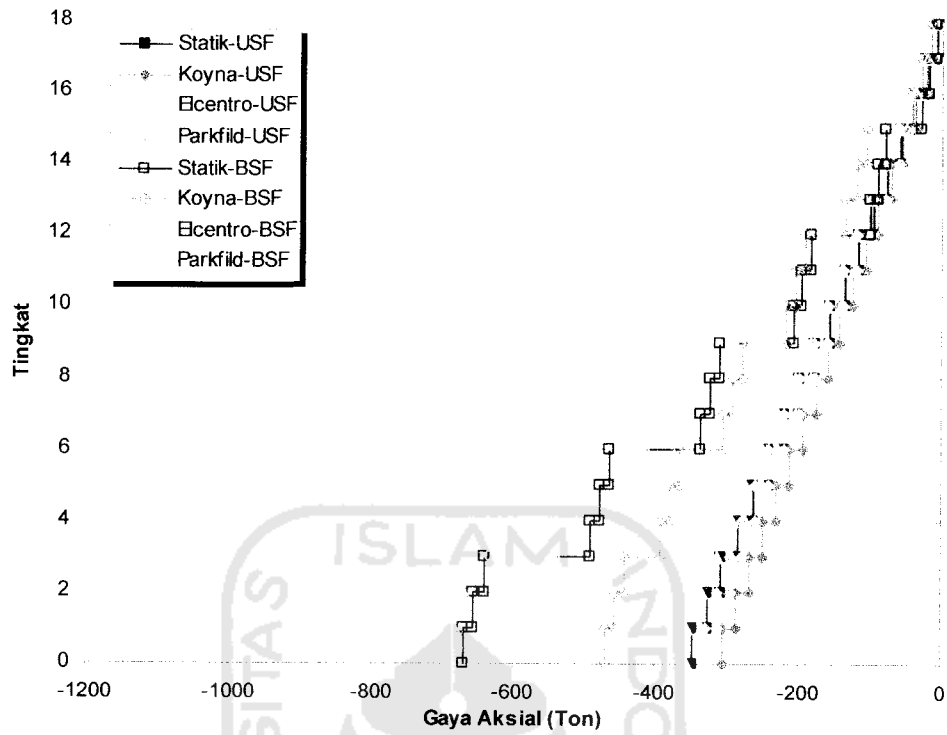
Grafik 6.69 Aksial Kolom 14 Lantai Tipe A



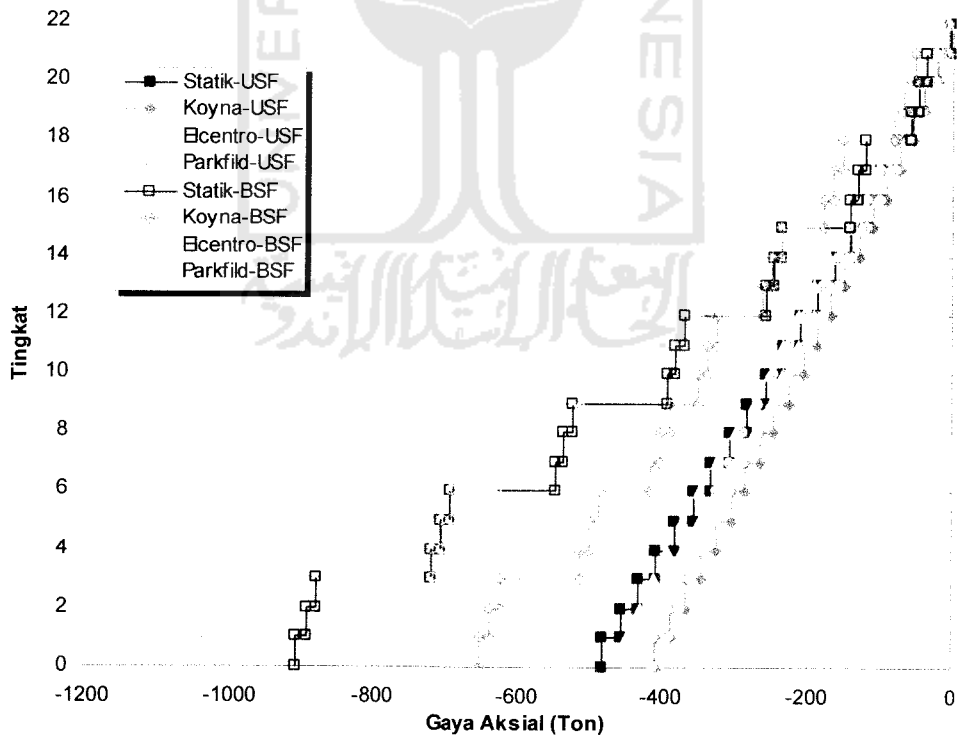
Grafik 6.70 Aksial Kolom 14 Lantai Tipe B



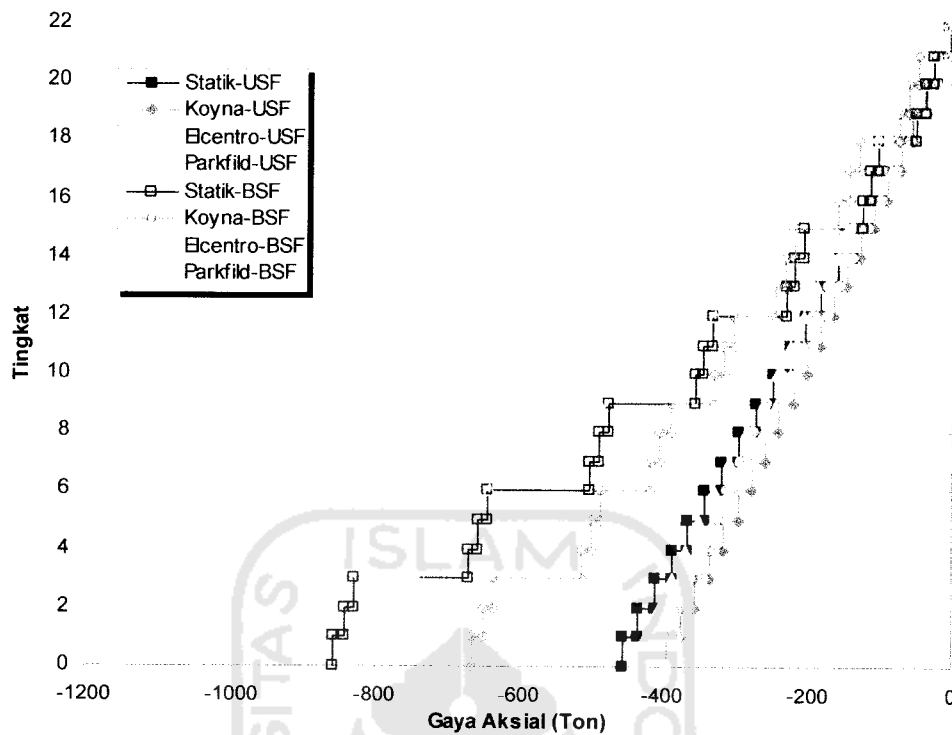
Grafik 6.71 Aksial Kolom 18 Lantai Tipe A



Grafik 6.72 Aksial Kolom 18 Lantai Tipe B



Grafik 6.73 Aksial Kolom 22 Lantai Tipe A



Grafik 6.74 Aksial Kolom 22 Lantai Tipe B

Pembahasan

1. Momen dan geser kolom akibat gempa statik dan dinamik pada struktur USF dan BSF akan semakin besar pada variasi tingkat yang semakin banyak, akan tetapi pada struktur BSF kenaikan momen dan geser kolom tidak begitu signifikan. Hal ini dikarenakan momen balok pada struktur BSF relatif sama pada setiap tingkat.
2. Pada struktur USF tipe A, momen dan geser kolom maksimum yang terjadi akibat gempa statik dan dinamik lebih besar daripada struktur USF tipe B pada setiap variasi tingkat. Hal ini menunjukkan bahwa pada

struktur USF, semakin banyak jumlah portal akan membuat nilai momen dan geser kolom maksimum menjadi lebih kecil.

3. Pada struktur BSF tipe A, momen dan geser kolom maksimum yang terjadi akibat gempa statik dan dinamik lebih kecil daripada struktur BSF tipe B pada setiap variasi tingkat. Hal ini menunjukkan bahwa pada struktur BSF, semakin banyak jumlah portal akan membuat nilai momen geser kolom maksimum menjadi lebih besar.
4. Pada struktur BSF tipe B, perbedaan momen kolom maksimum akibat gempa statik dan dinamik sangat signifikan. Akan tetapi pada struktur BSF tipe A, momen kolom maksimum akibat gempa statik dan dinamik relatif menunjukkan nilai yang berdekatan. Hal ini menunjukkan bahwa pada struktur BSF, kedekatan frekuensi gempa dan bangunan tidak berpengaruh banyak pada struktur dengan jumlah portal sedikit.
5. Gaya geser pada kolom dimana terdapat bresing yang bersilangan menunjukkan perbedaan yang signifikan dengan lantai yang lain. Hal ini disebabkan pada lantai dimana bresing bersilangan mempunyai momen balok yang kecil sehingga berdampak pada kecilnya momen dan geser kolom
6. Nilai gaya aksial kolom pada struktur USF dan BSF akan semakin besar pada variasi tingkat yang semakin banyak baik akibat gempa statik maupun dinamik.

7. Nilai gaya aksial kolom pada struktur BSF lebih besar dari struktur USF. Hal ini disebabkan karena pengaruh gaya aksial pada bresing menambah besarnya gaya aksial kolom.
8. Gaya aksial kolom pada struktur BSF akan semakin membesar di setiap pertemuan antara bresing tekan dan bresing tarik. Hal ini disebabkan nilai resultan gaya aksial tekan dan tarik dari bresing akan disalurkan ke kolom.
9. Pada struktur USF nilai gaya aksial kolom akibat gempa dinamik tidak memberikan pengaruh yang signifikan. Hal ini ditunjukkan dengan kedekatan nilai gaya aksial akibat gempa statik maupun dinamik.

6.2 Perhitungan Berat Struktur

Dalam hal ini berat struktur merupakan berat balok dan kolom yang diperoleh dari hasil desain struktur, dimana penggunaan elemen struktur seperti pelat sambung, baut sambungan, *panel zone*, pelat dasar kolom dianggap sama. Dengan membandingkan elemen pada struktur BSF terhadap struktur USF, sehingga efisiensi penggunaan pengaku global dapat kita ketahui.

Tabel 6.1 Berat Balok B1 dan B2 Struktur 14 Lantai Tipe A

Lantai	B1				B2			
	USF		BSF		USF		BSF	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W16X26	1630.07	W14X22	1377.49	W12X26	1932.98	W12X26	1932.98
13	W21X44	2759.23	W18X35	2186.16	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
12	W21X44	2759.23	W18X35	2186.16	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
11	W21X44	2759.23	W18X35	2186.16	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
10	W21X44	2759.23	W18X40	2504.53	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
9	W21X48	2992.71	W18X40	2504.53	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
8	W21X48	2992.71	W18X40	2504.53	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
7	W21X48	2992.71	W18X40	2504.53	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
6	W21X48	2992.71	W18X40	2504.53	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
5	W21X48	2992.71	W18X46	2865.36	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03

Lanjutan Tabel 6.1

4	W21X55	3438.43	W18X46	2865.36	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
3	W21X55	3438.43	W18X46	2865.36	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
2	W21X55	3438.43	W18X46	2865.36	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
1	W21X55	3438.43	W18X46	2865.36	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
Σ		41384.24		34785.43		30806.39		30806.39

Tabel 6.2 Berat Balok B3 dan B4 Struktur 14 Lantai Tipe A

Lantai	B3				B4			
	USF		BSF		USF		BSF	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W18X35	4372.32	W16X26	3260.14	W12X26	1932.98	W12X26	1932.98
13	W24X55	6919.31	W21X44	5518.46	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
12	W24X55	6919.31	W21X44	5518.46	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
11	W24X55	6919.31	W21X44	5518.46	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
10	W24X55	6919.31	W21X48	5985.41	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
9	W24X62	7768.30	W21X48	5985.41	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
8	W24X62	7768.30	W21X48	5985.41	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
7	W24X62	7768.30	W21X48	5985.41	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
6	W24X62	7768.30	W21X48	5985.41	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
5	W24X62	7768.30	W21X50	6240.11	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
4	W24X68	8532.40	W21X50	6240.11	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
3	W24X68	8532.40	W21X50	6240.11	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
2	W24X68	8532.40	W21X50	6240.11	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
1	W24X68	8532.40	W21X50	6240.11	W12X30	2221.03	W12X30	2221.03
Σ		105020.63		80943.14		30806.39		30806.39

Tabel 6.3 Berat Balok B1 dan B2 Struktur 14 Lantai Tipe B

Lantai	B1				B2			
	USF		BSF		USF		BSF	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W16X26	1630.07	W16X26	1630.07	W12X26	2706.17	W12X26	2706.17
13	W21X44	2759.23	W18X35	2186.16	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
12	W21X44	2759.23	W18X35	2186.16	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
11	W21X44	2759.23	W18X35	2186.16	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
10	W21X48	2992.71	W18X40	2504.53	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
9	W21X48	2992.71	W18X40	2504.53	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
8	W21X48	2992.71	W18X40	2504.53	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
7	W21X48	2992.71	W18X40	2504.53	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
6	W21X48	2992.71	W18X40	2504.53	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
5	W21X50	3120.05	W21X44	2759.23	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
4	W21X50	3120.05	W21X44	2759.23	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
3	W21X50	3120.05	W21X44	2759.23	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
2	W21X50	3120.05	W21X44	2759.23	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
1	W21X50	3120.05	W21X44	2759.23	W12X30	3109.44	W12X30	3109.44
Σ		40471.57		34507.38		43128.94		43128.94

Tabel 6.4 Berat Balok B3 dan B4 Struktur 14 Lantai Tipe B

Lantai	B3				B4			
	USF		BSF		USF		BSF	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W18X35	6558.48	W16X26	4890.21	W12X26	2706.17	W12X30	3109.44
13	W24X55	10378.96	W21X44	8277.70	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
12	W24X55	10378.96	W21X44	8277.70	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
11	W24X55	10378.96	W21X44	8277.70	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
10	W24X62	11652.45	W21X48	8978.12	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
9	W24X62	11652.45	W21X48	8978.12	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
8	W24X62	11652.45	W21X48	8978.12	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
7	W24X62	11652.45	W21X48	8978.12	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
6	W24X62	11652.45	W21X48	8978.12	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
5	W24X68	12798.59	W21X50	9360.16	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
4	W24X68	12798.59	W21X50	9360.16	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
3	W24X68	12798.59	W21X50	9360.16	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
2	W24X68	12798.59	W21X50	9360.16	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
1	W24X68	12798.59	W21X50	9360.16	W12X30	3109.44	W12X35	3643.60
Σ		159950.59		121414.70		43128.94		50476.27

Tabel 6.5 Berat Kolom K1 dan K2 Struktur 14 Lantai Tipe A

Lantai	K1				K2			
	USF		BSF		USF		BSF	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W14X120	2675.85	W14X90	2008.78	W14X159	3540.00	W14X90	2008.78
13	W14X120	2675.85	W14X90	2008.78	W14X159	3540.00	W14X90	2008.78
12	W14X120	2675.85	W14X90	2008.78	W14X159	3540.00	W14X90	2008.78
11	W14X120	2675.85	W14X90	2008.78	W14X159	3540.00	W14X90	2008.78
10	W14X193	4305.61	W14X132	2941.16	W14X211	4699.79	W14X132	2941.16
9	W14X193	4305.61	W14X132	2941.16	W14X211	4699.79	W14X132	2941.16
8	W14X193	4305.61	W14X132	2941.16	W14X211	4699.79	W14X132	2941.16
7	W14X193	4305.61	W14X132	2941.16	W14X211	4699.79	W14X132	2941.16
6	W14X193	4305.61	W14X132	2941.16	W14X211	4699.79	W14X132	2941.16
5	W14X257	5730.71	W14X145	3236.79	W14X257	5730.71	W14X159	3540.00
4	W14X257	5730.71	W14X145	3236.79	W14X257	5730.71	W14X159	3540.00
3	W14X257	5730.71	W14X145	3236.79	W14X257	5730.71	W14X159	3540.00
2	W14X257	5730.71	W14X145	3236.79	W14X257	5730.71	W14X159	3540.00
1	W14X257	5730.71	W14X145	3236.79	W14X257	5730.71	W14X159	3540.00
Σ		60885.03		38924.88		66312.53		40440.94

Tabel 6.6 Berat Kolom K3 dan K4 Struktur 14 Lantai Tipe A

Lantai	K3				K4			
	USF		BSF		USF		BSF	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W14X159	7080.01	W14X109	4851.40	W14X193	8611.23	W14X120	5351.70
13	W14X159	7080.01	W14X109	4851.40	W14X193	8611.23	W14X120	5351.70

Lanjutan Tabel 6.6

12	W14X159	7080.01	W14X109	4851.40	W14X193	8611.23	W14X120	5351.70
11	W14X159	7080.01	W14X109	4851.40	W14X193	8611.23	W14X120	5351.70
10	W14X211	9399.58	W14X132	5882.32	W14X257	11461.43	W14X176	7853.20
9	W14X211	9399.58	W14X132	5882.32	W14X257	11461.43	W14X176	7853.20
8	W14X211	9399.58	W14X132	5882.32	W14X257	11461.43	W14X176	7853.20
7	W14X211	9399.58	W14X132	5882.32	W14X257	11461.43	W14X176	7853.20
6	W14X211	9399.58	W14X132	5882.32	W14X257	11461.43	W14X176	7853.20
5	W14X342	15312.22	W14X159	7080.01	W14X370	16525.07	W14X211	9399.58
4	W14X342	15312.22	W14X159	7080.01	W14X370	16525.07	W14X211	9399.58
3	W14X342	15312.22	W14X159	7080.01	W14X370	16525.07	W14X211	9399.58
2	W14X342	15312.22	W14X159	7080.01	W14X370	16525.07	W14X211	9399.58
1	W14X342	15312.22	W14X159	7080.01	W14X370	16525.07	W14X211	9399.58
Σ		151879.04		84217.22		174377.40		107670.69

Tabel 6.7 Berat Kolom K1 dan K2 Struktur 14 Lantai Tipe B

Lantai	K1				K2			
	USF		BSF		USF		BSF	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W14X109	2425.70	W14X90	2008.78	W14X145	3236.79	W14X99	2205.87
13	W14X109	2425.70	W14X90	2008.78	W14X145	3236.79	W14X99	2205.87
12	W14X109	2425.70	W14X90	2008.78	W14X145	3236.79	W14X99	2205.87
11	W14X109	2425.70	W14X90	2008.78	W14X145	3236.79	W14X99	2205.87
10	W14X159	3540.00	W14X132	2941.16	W14X176	3926.60	W14X159	3540.00
9	W14X159	3540.00	W14X132	2941.16	W14X176	3926.60	W14X159	3540.00
8	W14X159	3540.00	W14X132	2941.16	W14X176	3926.60	W14X159	3540.00
7	W14X159	3540.00	W14X132	2941.16	W14X176	3926.60	W14X159	3540.00
6	W14X159	3540.00	W14X132	2941.16	W14X176	3926.60	W14X159	3540.00
5	W14X211	4699.79	W14X159	3540.00	W14X233	5192.51	W14X176	3926.60
4	W14X211	4699.79	W14X159	3540.00	W14X233	5192.51	W14X176	3926.60
3	W14X211	4699.79	W14X159	3540.00	W14X233	5192.51	W14X176	3926.60
2	W14X211	4699.79	W14X159	3540.00	W14X233	5192.51	W14X176	3926.60
1	W14X211	4699.79	W14X159	3540.00	W14X233	5192.51	W14X176	3926.60
Σ		50901.76		40440.94		58542.71		46156.49

Tabel 6.8 Berat Kolom K3 dan K4 Struktur 14 Lantai Tipe B

Lantai	K3				K4			
	USF		BSF		USF		BSF	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W14X120	8027.55	W14X109	7277.10	W14X159	10620.01	W14X109	7277.10
13	W14X120	8027.55	W14X109	7277.10	W14X159	10620.01	W14X109	7277.10
12	W14X120	8027.55	W14X109	7277.10	W14X159	10620.01	W14X109	7277.10
11	W14X120	8027.55	W14X109	7277.10	W14X159	10620.01	W14X109	7277.10
10	W14X159	10620.01	W14X145	9710.37	W14X211	14099.37	W14X193	12916.84
9	W14X159	10620.01	W14X145	9710.37	W14X211	14099.37	W14X193	12916.84
8	W14X159	10620.01	W14X145	9710.37	W14X211	14099.37	W14X193	12916.84

Lanjutan Tabel 6.8

7	W14X159	10620.01	W14X145	9710.37	W14X211	14099.37	W14X193	12916.84
6	W14X159	10620.01	W14X145	9710.37	W14X211	14099.37	W14X193	12916.84
5	W14X233	15577.53	W14X159	10620.01	W14X283	18943.19	W14X211	14099.37
4	W14X233	15577.53	W14X159	10620.01	W14X283	18943.19	W14X211	14099.37
3	W14X233	15577.53	W14X159	10620.01	W14X283	18943.19	W14X211	14099.37
2	W14X233	15577.53	W14X159	10620.01	W14X283	18943.19	W14X211	14099.37
1	W14X233	15577.53	W14X159	10620.01	W14X283	18943.19	W14X211	14099.37
Σ		163097.89		130760.30		207692.84		164189.46

Tabel 6.9 Berat Balok Anak Struktur 14 Lantai

Lantai	Balok Anak Tipe A				Balok Anak Tipe B			
	USF		BSF		USF		BSF	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W12X19	2111.11	W12X19	2111.11	W12X19	2955.56	W12X19	2955.56
13	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
12	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
11	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
10	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
9	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
8	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
7	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
6	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
5	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
4	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
3	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
2	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
1	W12X22	2456.02	W12X22	2456.02	W12X26	4059.25	W12X26	4059.25
Σ		34039.39		34039.39		55725.83		55725.83

Tabel 6.10 Berat Bresing Struktur BSF 14 Lantai

Lantai	Berat Bresing Struktur BSF			
	Tipe A		Tipe B	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
14	W12X50	2343.60	W12X40	1878.09
13	W12X50	2343.60	W12X40	1878.09
12	W12X58	2728.85	W12X53	2504.12
11	W12X58	2728.85	W12X53	2504.12
10	W12X58	2728.85	W12X53	2504.12
9	W12X65	3065.94	W12X65	3065.94
8	W12X65	3065.94	W12X65	3065.94
7	W12X65	3065.94	W12X65	3065.94
6	W12X79	3724.08	W12X79	3724.08
5	W12X79	3724.08	W12X79	3724.08
4	W12X79	3724.08	W12X79	3724.08
3	W12X87	4109.33	W12X87	4109.33
2	W12X87	4109.33	W12X87	4109.33
1	W12X87	4109.33	W12X87	4109.33
Σ		45571.80		43966.60

Tabel 6.11 Berat Total Struktur 14 Lantai

Lantai	Balok dan B्रेसing (Kg)				Kolom (Kg)			
	Tipe A		Tipe B		Tipe A		Tipe B	
	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF	USF	BSF
14	9868.35	10847.19	13600.89	14213.98	21907.09	14220.66	24310.046	18768.842
13	14120.6	14490.29	19357.08	19094.99	21907.09	14220.66	24310.046	18768.842
12	14120.6	14875.54	19357.08	19721.03	21907.09	14220.66	24310.046	18768.842
11	14120.6	14875.54	19357.08	19721.03	21907.09	14220.66	24310.046	18768.842
10	14120.6	15660.86	20864.05	20739.82	29866.41	19617.84	32185.985	29108.38
9	15203.07	15997.95	20864.05	21301.64	29866.41	19617.84	32185.985	29108.38
8	15203.07	15997.95	20864.05	21301.64	29866.41	19617.84	32185.985	29108.38
7	15203.07	15997.95	20864.05	21301.64	29866.41	19617.84	32185.985	29108.38
6	15203.07	16656.09	20864.05	21959.78	29866.41	19617.84	32185.985	29108.38
5	15203.07	17271.6	22137.54	22596.52	43298.72	23256.38	44413.022	32185.985
4	16412.89	17271.6	22137.54	22596.52	43298.72	23256.38	44413.022	32185.985
3	16412.89	17656.86	22137.54	22981.77	43298.72	23256.38	44413.022	32185.985
2	16412.89	17656.86	22137.54	22981.77	43298.72	23256.38	44413.022	32185.985
1	16412.89	17656.86	22137.54	22981.77	43298.72	23256.38	44413.022	32185.985
Σ	208017.64	222913.14	286680.04	293493.9	453454	271253.72	480235.22	381547.19

Dari tabel 6.10 berat total struktur 14 lantai, dapat dicari perbandingan efisiensi berat struktur antara struktur *braced steel frame (BSF)* dan *unbraced steel frame (USF)*. Efisiensi berat struktur BSF dan USF tipe A adalah sebagai berikut :

$$W_{\text{total BSF}} = 222913,14 + 271253,72 = 494166,86 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total USF}} = 208017,64 + 453454 = 661471,64 \text{ kg}$$

$$Eff = \frac{661471,64 - 494166,86}{661471,64} \times 100\% = 25,29 \%$$

Sedangkan efisiensi berat struktur BSF dan USF tipe B adalah sebagai berikut :

$$W_{\text{total BSF}} = 293493,90 + 381547,19 = 675041,09 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total USF}} = 286680,04 + 480235,22 = 766915,26 \text{ kg}$$

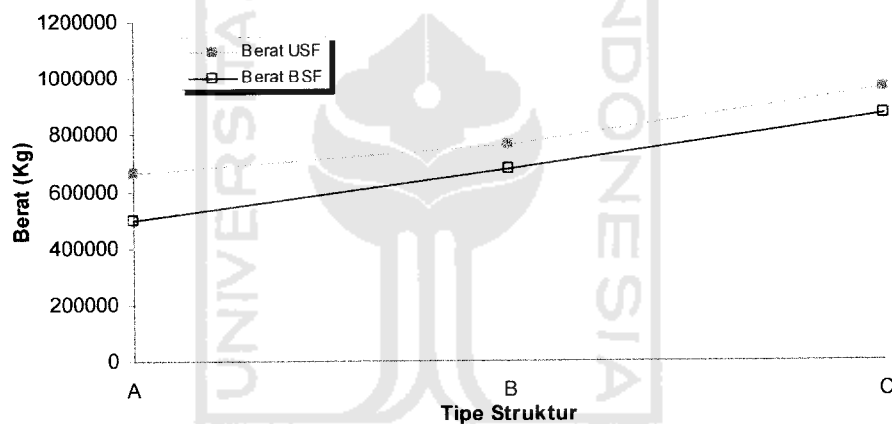
$$Eff = \frac{766915,26 - 675041,09}{766915,26} \times 100\% = 11,98 \%$$

Dari hasil perbandingan nilai efisiensi berat struktur diatas, diperoleh hasil bahwa efisiensi struktur bangunan tipe A lebih besar daripada efisiensi bangunan

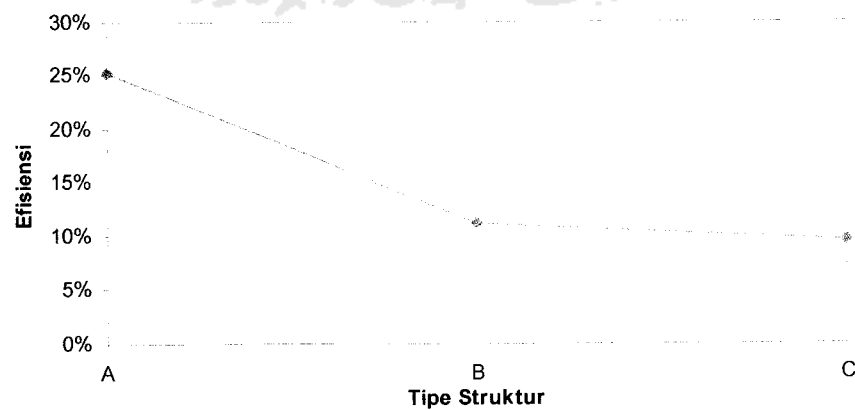
tipe B. Apabila dilakukan analisis yang sama untuk struktur BSF dimana satu global brace menahan empat open frame (tipe C) akan menghasilkan nilai efisiensi yang lebih kecil dari Tipe B (1 Global brace menahan 3 open frame). efisiensi 1 global brace menahan 4 open frame adalah sebagai berikut :

$$Eff = \frac{958741,02 - 865456,56}{958741,02} \times 100\% = 9,73 \%$$

Dengan menganggap hubungan berat struktur dan efisiensi tipe A, tipe B, dan tipe C linier, maka hubungan berat struktur dan efisiensi dapat dilihat pada grafik 6.75 dan 6.76.



Grafik 6.75 Hubungan Berat Struktur Tipe A, Tipe B, dan Tipe C



Grafik 6.76 Hubungan Efisiensi Berat Total Struktur Tipe A, B, dan C

Dari grafik di atas, dapat diambil kesimpulan bahwa semakin banyak portal terbuka (*open frame*) yang ditahan oleh portal bresing (*brace frame*), akan membuat struktur *braced steel frame* (BSF) berperilaku mendekati struktur *unbraced steel frame* (USF), sehingga penggunaan bresing untuk menahan jumlah portal *open frame* yang semakin banyak menjadi tidak efektif.

6.3 Perbandingan Hasil Disain Menggunakan DMF Usulan dan Paulay

Kajian berikut ini diambil dari laporan *Research Grant*, sebagai referensi yang dapat menunjukkan seberapa besar tingkat efektifitas penggunaan DMF usulan untuk struktur baja berpengaku global bila dibandingkan dengan penggunaan DMF struktur beton (Paulay). Dalam hal ini tingkat efektifitas dapat dilihat dari hasil disain dengan menggunakan DMF usulan dan DMF Paulay yaitu berupa berat struktur, dan respons struktur yang terjadi berupa simpangan struktur dan *drift* rasio simpangan antar tingkat.

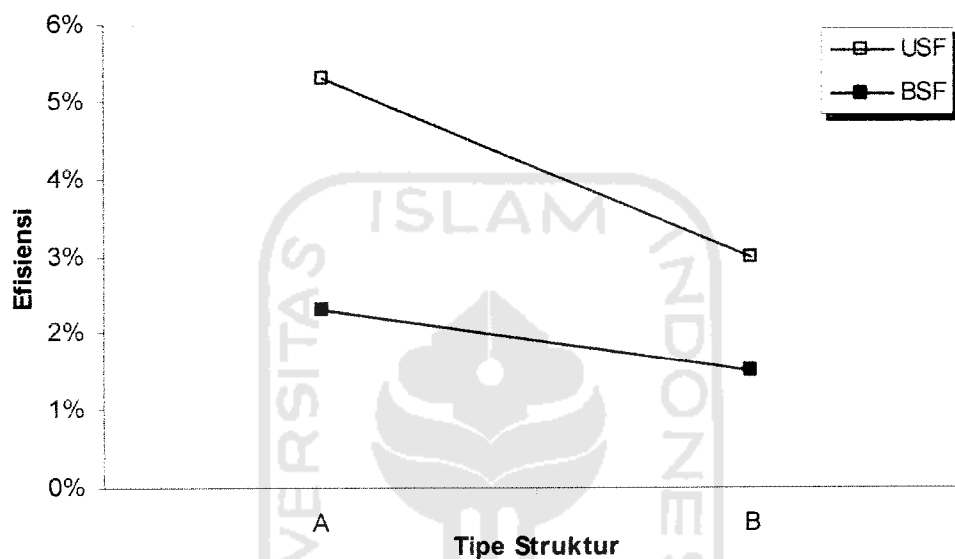
6.3.1 Berat Struktur

Penyertaan nilai *Dinamic Magnification Factor* (DMF) dalam disain, hanya akan mempengaruhi momen disain kolom, sehingga akan didapatkan hasil desain balok (tabel 6.1 samapai 6.4) dan bresing (tabel 6.10) yang sama antara penggunaan DMF usulan dan Paulay. Berat kolom hasil disain dengan DMF usulan dapat dilihat pada tabel 6.5 sampai 6.8, sedangkan kolom hasil disain dengan DMF Paulay dapat dilihat pada tabel di lampiran E – 1 untuk struktur BSF dan tabel di lampiran E – 2 untuk struktur USF.

Dari hasil perhitungan Effisiensi berat struktur antara hasil desain dengan DMF usulan dan Paulay didapat nilai sebesar 5,28 %, 2,99 %, 2,32 %, dan 1,51

%, masing-masing berturut-turut untuk struktur USF tipe A, USF tipe B, BSF tipe A, dan BSF tipe B.

Dengan menganggap nilai efisiensi antara tipe A dan Tipe B linier, maka hubungan nilai efisiensi tersebut dapat dilihat pada grafik 6.77.

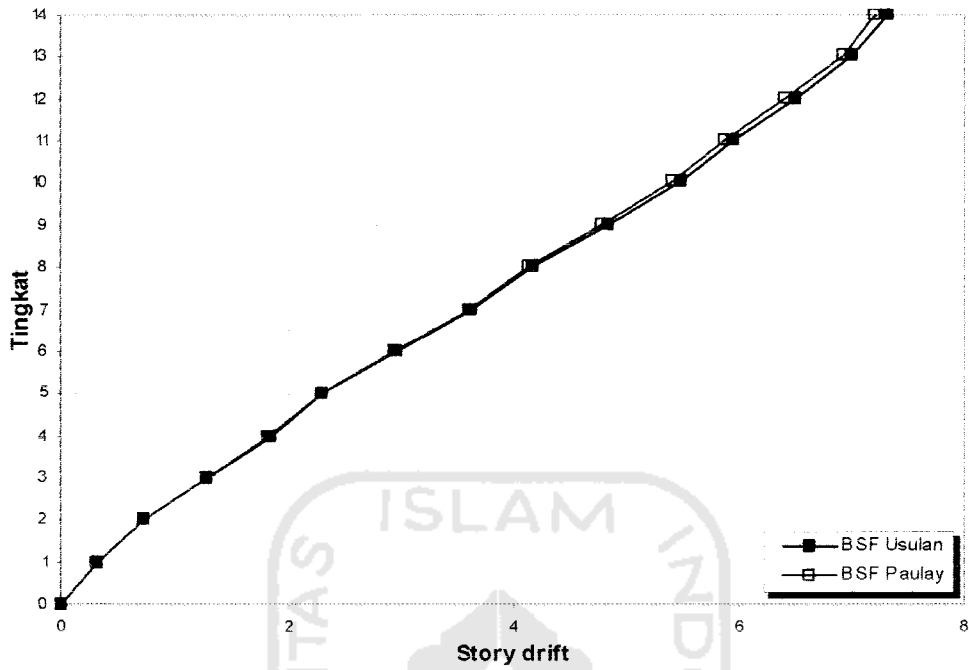


Grafik 6.77 Hubungan Efisiensi Berat Total Struktur Tipe A, dan B Antara Hasil Disain dengan DMF Usulan dan Paulay

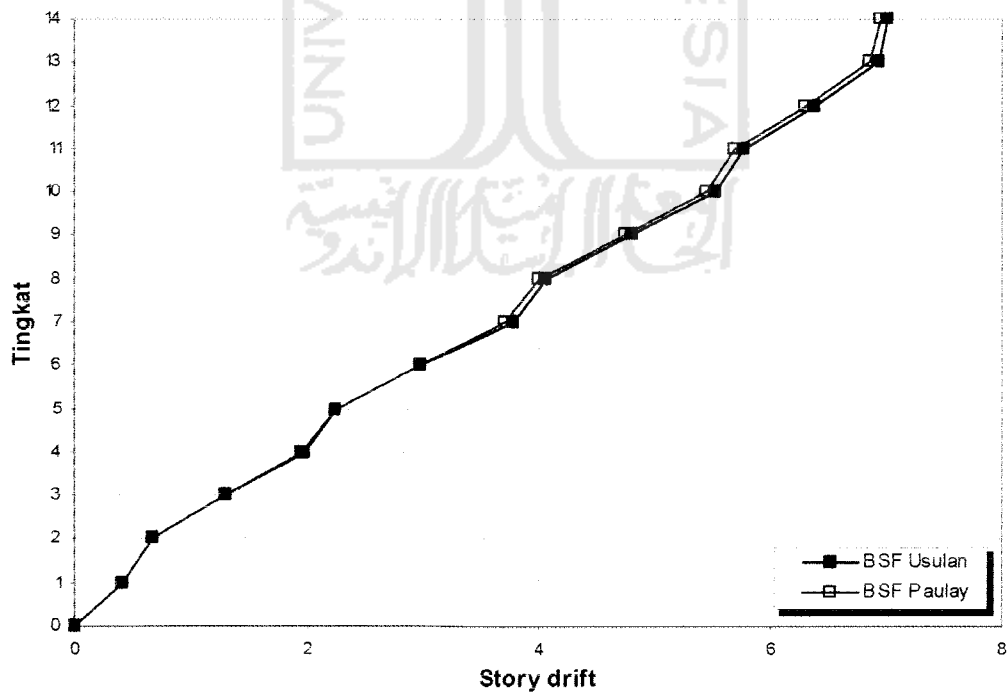
Dari grafik 6.77 dapat dilihat bahwa besarnya nilai efisiensi untuk struktur yang didisain menggunakan DMF usulan dan DMF struktur beton (Paulay) tidak menunjukkan perbedaan yang signifikan, karena besarnya DMF usulan tidak terpaut begitu banyak dengan DMF struktur beton (Paulay), meskipun demikian penggunaan DMF usulan masih lebih menguntungkan.

6.3.2 Perbandingan Respon Struktur yang Terjadi

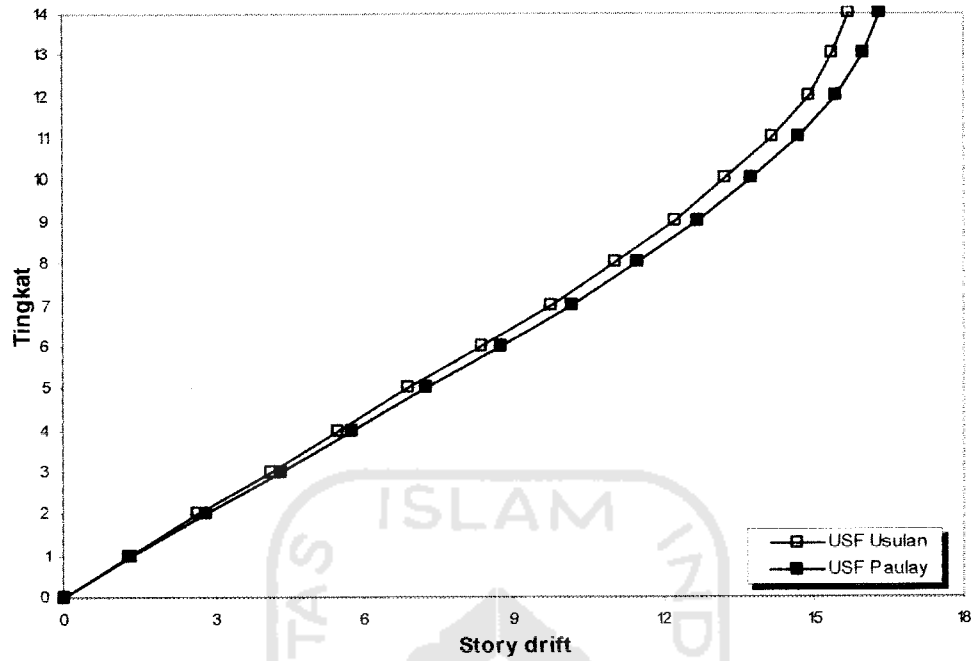
Respons struktur yang terjadi dapat terlihat dengan jelas pada perbedaan simpangan dan *interstory drift* antara struktur yang didisain menggunakan usulan DMF dengan DMF Paulay. Nilai simpangan dan *interstory drift* antara keduanya dapat dilihat pada grafik 6.78 sampai 6.85.



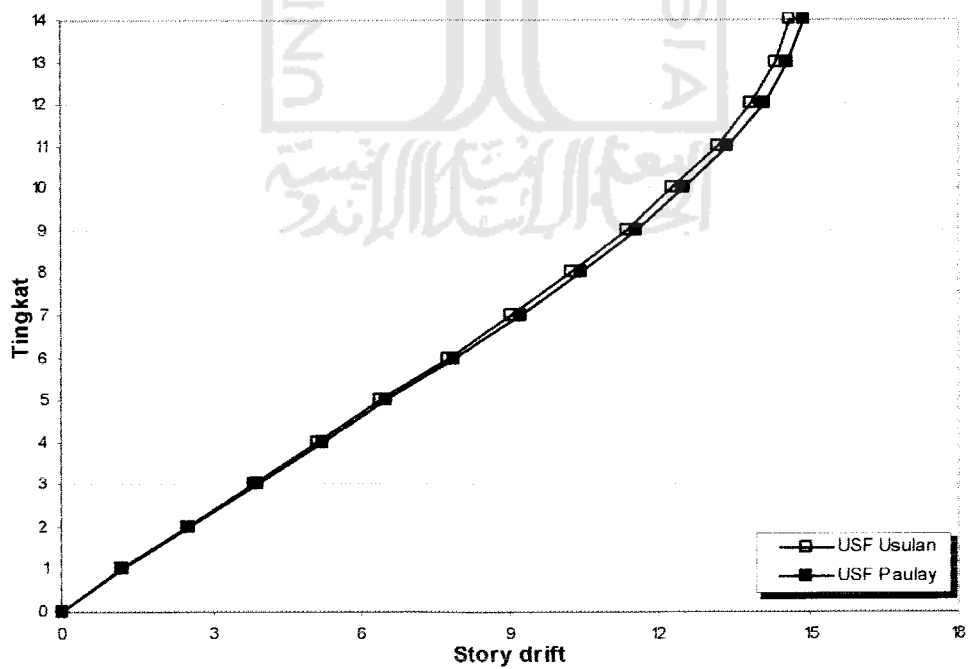
Grafik 6.78 Simpangan Struktur BSF 14 Lantai Tipe A



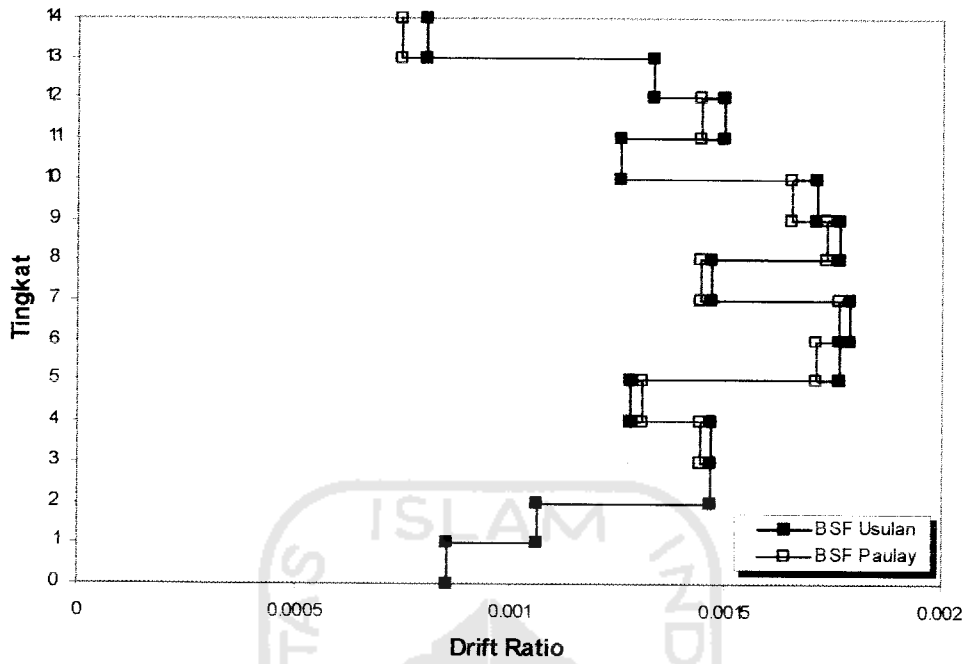
Grafik 6.79 Simpangan Struktur BSF 14 Lantai Tipe B



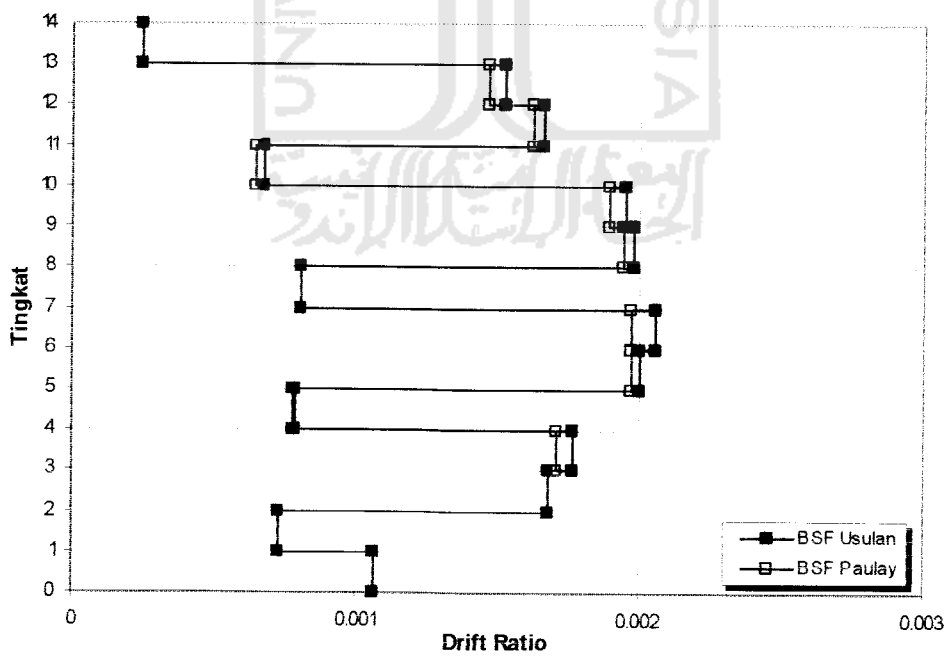
Grafik 6.80 Simpangan Struktur USF 14 Lantai Tipe A



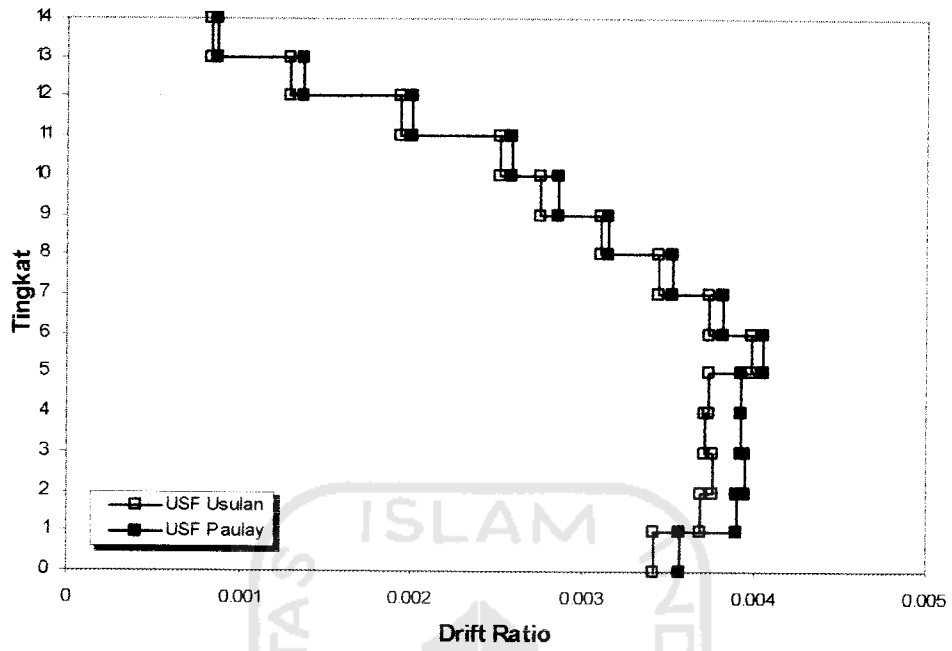
Grafik 6.81 Simpangan Struktur USF 14 Lantai Tipe B



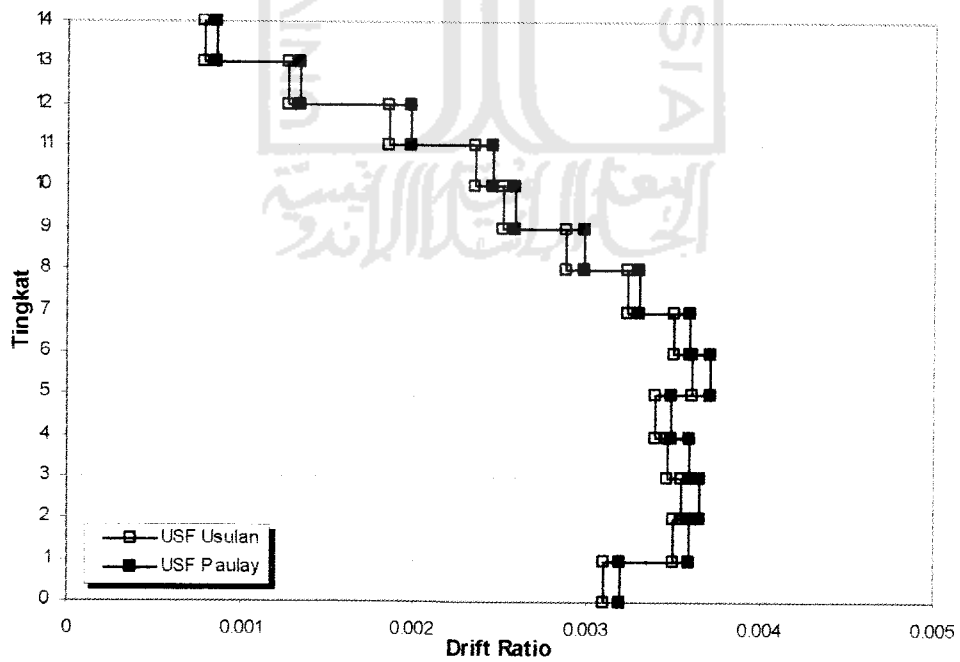
Grafik 6.82 Simpangan Antar Tingkat Struktur BSF 14 Lantai Tipe A



Grafik 6.83 Simpangan Antar Tingkat Struktur BSF 14 Lantai Tipe B



Grafik 6.84 Simpangan Antar Tingkat Struktur USF 14 Lantai Tipe A



Grafik 6.85 Simpangan Antar Tingkat Struktur USF 14 Lantai Tipe B

Dapat dilihat bahwa penggunaan *Dinamic Magnification Factor* (DMF) usulan pada disain untuk struktur USF maupun BSF tidak menunjukkan perbedaan yang begitu signifikan pada simpangan total struktur maupun simpangan antar tingkatnya (*inter story drift*), bila dibandingkan dengan struktur yang didesain menggunakan DMF struktur beton Paulay. Simpangan antar tingkat pada kedua DMF baik untuk struktur USF maupun BSF masih menunjukkan keadaan layan batas (*serviceability limit state*) kurang dari batas maksimal yang disyaratkan yaitu sebesar $0,005h$ (0,5% dari tinggi tingkat).

Meskipun respon struktur yang berupa simpangan total struktur dan simpangan antar tingkat struktur tidak menunjukkan hasil yang signifikan, namun penggunaan DMF usulan dalam disain struktur baja dapat memberikan keuntungan penggunaan elemen struktur yang lebih efisien, yaitu sebesar 5,28 %, 2,99 %, 2,32 %, dan 1,51 % berturut-turut untuk struktur USF tipe A, USF tipe B, BSF tipe A, dan BSF tipe B.