

BAB VI

APLIKASI DESAIN

Pada tahap aplikasi desain ini struktur yang didesain adalah struktur 20 lantai.

6.1 Perencanaan Balok Portal

6.1.1 Momen Rencana Balok, $M_{u,b}$

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

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

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

$$M_{u,b} = 1,2 M_D + 0,5 M_L \pm 1,3 M_w$$

Perhitungan momen lentur rencana balok disajikan secara lengkap dalam tabel pada lampiran B-1 (OF) dan B-2 (BOF)

6.1.2 Kuat Lentur Nominal Balok Portal

Pada struktur *Outrigger & Beltruss* diambil contoh hitungan untuk balok B2 tepi kanan lantai 3 Portal 2 (elemen B92) seperti yang terlihat pada Gambar 4.7 dengan momen rencana hasil dari analisis struktur Sebagai berikut :

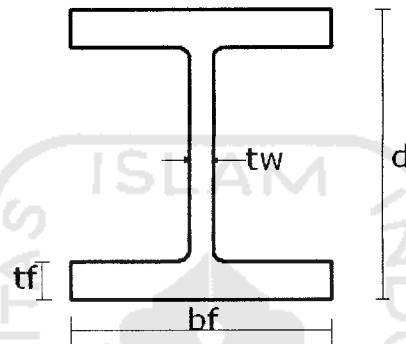
$$M_{u,b} = 2156,14 \text{ K-in (berdasarkan lampiran B-2)}$$

$$L = 236,22 \text{ in}$$

$$L_n = 218,17 \text{ in}$$

$$L_b = 118,1 \text{ in}$$

Profil yang digunakan adalah W18x60, dengan data propertis sebagai berikut:



Gambar 6.1 Penampang Profil

A	$= 17,6 \text{ in}^2$	I_x	$= 984 \text{ in}^4$	I_y	$= 50,1 \text{ in}^4$
d	$= 18,2 \text{ in}$	S_x	$= 108,132 \text{ in}^3$	S_y	$= 13,254 \text{ in}^3$
t_w	$= 0,415 \text{ in}$	Z_x	$= 123 \text{ in}^3$	Z_y	$= 20,6 \text{ in}^3$
b_f	$= 7,56 \text{ in}$	E_s	$= 29000 \text{ Ksi}$	f_u	$= 58 \text{ Ksi}$
t_f	$= 0,695 \text{ in}$	F_y	$= 36 \text{ Ksi}$	f_r	$= 10 \text{ Ksi}$
r_x	$= 7,477 \text{ in}$	G	$= 11200 \text{ Ksi}$	C_w	$= 3744,27 \text{ in}^6$
r_y	$= 1,687 \text{ in}$	J	$= 2,17 \text{ in}^4$		

Kontrol rasio lebar terhadap tebal (b/t) dan (h/t) penampang berdasarkan persamaan :

$$\lambda \leq \lambda_p.$$

$$\text{Pada sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{7,04}{2,0,59} = 5,966 \leq \lambda_{ps} = \frac{65}{\sqrt{f_y \text{ (ksi)}}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10,83 \text{ (Pers 3.12)}$$

$$\text{Pada badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = 38,7 \leq \lambda_{pb} = \frac{640}{\sqrt{f_y \text{ (ksi)}}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,67 \text{ (Pers 3.13)}$$

Karena memenuhi persyaratan maka profil W18x60 termasuk profil plastis.

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

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

$$\phi M_n = 0,9 Z_x \cdot F_y \quad (\text{Pers 3.15})$$

$$= 0,9 \cdot 123 \cdot 36 = 3985,2 \text{ K-in}$$

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y \text{ (ksi)}}} = 300 \cdot 1,687 \cdot \frac{1}{\sqrt{36}} = 82,58 \text{ in} \quad (\text{Pers 3.16})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{108,132} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11200 \cdot 2,17 \cdot 17,6}{2}} \quad (\text{Pers 3.21})$$

$$= 1922 \text{ Ksi}$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \cdot \frac{3744,27}{50,1} \left(\frac{108,132}{11200 \cdot 2,17} \right)^2 \quad (\text{Pers 3.22})$$

$$= 0,012 \text{ Ksi}$$

$$F_1 = F_y - F_r = 36 - 10 = 26 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers 3.20})$$

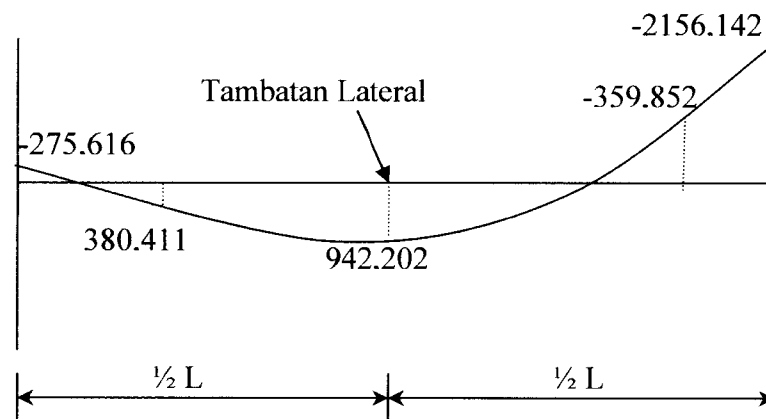
$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_1^2}} = \frac{1,687 \cdot 1922}{26} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,012 \cdot 26^2}} \quad (\text{Pers 3.19})$$

$$= 245 \text{ in}$$

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

Kuat lentur berdasarkan stabilitas tekuk puntir lateral, ϕM_n

Dari analisis struktur balok B2 tepi kanan lantai 3 Portal 2 (elemen B92) ditampilkan pada lampiran B-2 didapatkan $M_{max} = 2156,14 \text{ Kips-in}$, $M_A = 380,411 \text{ Kips-in}$, $M_B = 942,202 \text{ Kips-in}$, $M_C = 359,852 \text{ Kips-in}$



Gambar 6.2 Momen balok

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{Pers 3.23})$$

$$= \frac{12,5 \cdot 2156,14}{2,5 \cdot 2156,14 + 3 \cdot 380,411 + 4 \cdot 942,208 + 3 \cdot 359,852}$$

$$= 2,2497 < 2,3$$

$$M_r = S_x(F_y - F_r) \quad (\text{Pers 3.18})$$

$$= 108,132 (36 - 10)$$

$$= 2311,1$$

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - M_r \right) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p \quad (\text{Pers 3.17})$$

$$= 2,2497 \left[3636 - (3636 - 2311,1) \frac{(118,1 - 82,58)}{(245 - 82,58)} \right]$$

$$= 7526,7 \text{ K-in} > M_p = Z_x \cdot F_y = 123,36 \cdot 36 = 3636 \text{ K-in}$$

Karena $M_{cr} = M_n > M_p$, maka

$$\phi M_n = \phi M_p \quad (\text{Pers 3.14})$$

$$= 0,9 \cdot 3636 = 3272,4 \text{ K-in}$$

Rasio kapasitas lentur yang terjadi, $\frac{M_{u,b}}{\phi M_n} = \frac{2156,14}{3272,4} = 0,7 < 1,0 \rightarrow Ok!$

Perhitungan kuat lentur balok disajikan secara lengkap dalam tabel pada lampiran B-3 (OF) dan B-4 (BOF). Tabel 6.1 sampai 6.2 merupakan tabel rekapitulasi momen rencana balok dan kapasitas nominal balok untuk struktur BOF dan OF. Sedangkan untuk *Global braced* dapat dilihat pada lampiran B-3.

Tabel 6.1 $M_{u,b}$ dan ϕM_n Balok Portal Tepi

Lantai	$M_{u,b}$ (K-in)		ϕM_n (K-in)		Rasio	
	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
20	611.334	387.936	1749.6	1432.08	0.349	0.271
19	1352.376	953.526	2540.16	1749.6	0.532	0.545
18	1712.567	998.64	2540.16	1749.6	0.674	0.571
17	1870.781	1036.983	2540.16	1749.6	0.736	0.593
16	2171.859	1173.821	2540.16	2073.6	0.855	0.566
15	2331.118	1204.934	2540.16	2073.6	0.918	0.581
14	2486.112	1216.603	2540.16	2073.6	0.979	0.587
13	2452.6	1331.129	2540.16	2073.6	0.966	0.642
12	2652.5	1025.445	2938.68	2073.6	0.903	0.495
11	2752.36	1043.58	2938.68	2073.6	0.937	0.503
10	2863.2	1470.65	2938.68	2073.6	0.974	0.709
9	2895.63	1510.148	2938.68	2073.6	0.985	0.728
8	3184.969	1529.605	3272.4	2365.2	0.973	0.647
7	3191.744	1496.804	3272.4	2365.2	0.975	0.633
6	3222.736	1474.677	3272.4	2365.2	0.985	0.623
5	3205.664	1510.148	3272.4	2365.2	0.98	0.638
4	3262.23	1529.605	3272.4	2666.52	0.997	0.574
3	3264.901	1496.804	3272.4	2666.52	0.998	0.561
2	3080.602	1474.677	3272.4	2666.52	0.941	0.553
1	2507.568	1365.811	3272.4	2666.52	0.766	0.512

Tabel 6.2 $M_{u,b}$ dan ϕM_n Balok Portal Tengah

Lantai	$M_{u,b}$ (K-in)		ϕM_n (K-in)		Rasio	
	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
20	1051.172	736.248	2154.6	1432.08	0.49	0.51
19	2223.685	1614.854	3564	2154.6	0.62	0.75
18	2677.684	1674.654	4082.4	2154.6	0.66	0.78
17	2930.257	1676.841	4082.4	2154.6	0.72	0.78
16	3423.263	1749.522	4374	2540.16	0.78	0.69
15	3661.822	1791.349	4374	2540.16	0.84	0.71
14	3891.477	1807.55	4374	2540.16	0.89	0.71
13	4067.375	1840.942	4374	2540.16	0.93	0.72

12	4512.767	1951.596	4989.6	2540.16	0.90	0.77
11	4645.427	1989.054	4989.6	2540.16	0.93	0.78
10	4780.714	1697.183	4989.6	2540.16	0.96	0.67
9	4854.671	1673.645	4989.6	2540.16	0.97	0.66
8	5306.373	2175.181	5734.8	2938.68	0.93	0.74
7	5348.01	2196.833	5734.8	2938.68	0.93	0.75
6	5383.938	2199.248	5734.8	2938.68	0.94	0.75
5	5349.752	2141.147	5734.8	2938.68	0.93	0.73
4	5645.71	2174.281	6480	3272.4	0.87	0.66
3	5483.206	2156.142	6480	3272.4	0.85	0.66
2	5168.909	2107.248	6480	3272.4	0.80	0.64
1	4188.397	2016.767	6480	3272.4	0.65	0.62

6.1.3 Gaya Geser Rencana Balok

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

Gaya geser balok diambil dari nilai minimum dua persamaan berikut:

$$V_u = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \frac{2.\beta.M_{pb}}{L'} \quad (\text{Pers 3.26})$$

$$V_u = 1,2.V_D + 0,5.V_L + \mu.V_E \quad (\text{Pers 3.27})$$

Gaya geser pada B2 tepi kanan lantai 3 portal 2 pada elemen sama dengan elemen balok B-92 (Gambar 4.7). dengan hasil sesuai dengan lampiran B-8:

$$V_D = 18,22 \text{ kips}$$

$$V_L = 6,26 \text{ kips}$$

$$V_E = 2,71 \text{ kips}$$

Jarak antar sendi plastis $L' = 218,17 \text{ in}$

$$V_u = 1,2.18,22 + 0,5.6,26 + \frac{2.1,1.3636}{218,17} = 61,65 \text{ kips}$$

$$V_u = 1,2 . 18,22 + 0,5.6,26 + 4.2,7 = 35,834 \text{ kips}$$

Gaya geser rencana balok, $V_u = 35,834 \text{ Kips}$

Perhitungan gaya geser rencana balok disajikan dalam tabel pada lampiran B-8 untuk struktur BOF, lampiran B-7 untuk struktur OF dan lampiran B9 untuk *Global braced*.

6.1.4 Kuat Geser Nominal Balok Portal

Contoh hitungan kuat geser balok:

Diketahui gaya geser yang bekerja pada balok B2 tepi Kanan lantai 3 portal 2 berdasarkan lampiran B-8 adalah,

$$V_u = 35,834 \text{ Kips.}$$

Kontrol perbandingan tinggi terhadap tebal panel (h/t_w) pendukung geser,

$$\frac{h}{t_w} = 45,2 < \frac{418}{\sqrt{F_y \text{ (ksi)}}} = \frac{418}{\sqrt{36}} = 69,67 \quad (\text{Pers 3.29})$$

$$A_w = d \cdot t_w \quad (\text{Pers 3.31})$$

$$= 18,2 \cdot 0,415 = 7,533 \text{ in}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_w \quad (\text{Pers 3.30})$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 7,533$$

$$= 118,01 \text{ Kips}$$

Rasio kapasitas geser yang terjadi,

$$\frac{V_{ub}}{\phi V_n} = \frac{35,834}{118,01} = 0,3 < 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad (\text{Pers 3.32})$$

Perhitungan kuat geser nominal balok portal disajikan dalam tabel pada lampiran B-10 dan B-11. Tabel 6.3 sampai 6.4 merupakan rekapitulasi gaya geser rencana dan kuat geser nominal balok untuk struktur BOF dan OF. Sedangkan untuk *Global braced* dapat dilihat pada lampiran B-12.

Tabel 6.3 $V_{u,b}$ dan ϕV_n Balok Portal Tepi

Lantai	V_u		ϕV_n		Rasio	
	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
20	7.398168	6.137	80.75133	72.4869	0.092	0.08466
19	18.11965	17.831	104.1318	80.75133	0.174	0.22081
18	18.87665	20.217	104.1318	80.75133	0.181	0.25036
17	18.89365	20.554	104.1318	80.75133	0.181	0.25453
16	19.24065	22.599	104.1318	86.62415	0.185	0.26089
15	19.21455	22.748	104.1318	86.62415	0.185	0.26261
14	19.09155	22.57	104.1318	86.62415	0.183	0.26055
13	18.98555	22.665	104.1318	86.62415	0.182	0.26165
12	19.33366	23.449	120.3375	86.62415	0.161	0.2707
11	19.21066	23.842	120.3375	86.62415	0.16	0.27524
10	19.02416	19.975	120.3375	86.62415	0.158	0.23059
9	18.81916	19.893	120.3375	86.62415	0.156	0.22965
8	18.7732	24.682	118.0105	90.12384	0.159	0.27387
7	18.5972	24.426	118.0105	90.12384	0.158	0.27103
6	18.3342	24.18	118.0105	90.12384	0.155	0.2683
5	18.07746	23.242	118.0105	90.12384	0.153	0.25789
4	17.97346	22.368	118.0105	102.5805	0.152	0.21805
3	17.67446	21.778	118.0105	102.5805	0.15	0.2123
2	17.30546	21.038	118.0105	102.5805	0.147	0.20509
1	16.85446	20.993	118.0105	102.5805	0.143	0.20465

Tabel 6.4 $V_{u,b}$ dan ϕV_n Balok Portal Tengah

Lantai	V_u		ϕV_n		Rasio	
	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
20	13.707	11.837	98.065	72.487	0.1398	0.1633
19	28.918	29.229	145.971	98.065	0.1981	0.2981
18	29.973	32.735	144.050	98.065	0.2081	0.3338
17	30.113	33.564	144.050	98.065	0.2090	0.3423
16	30.784	34.772	172.159	104.132	0.1788	0.3339
15	30.731	35.042	172.159	104.132	0.1785	0.3365
14	30.521	34.956	172.159	104.132	0.1773	0.3357
13	30.316	35.23	172.159	104.132	0.1761	0.3383
12	30.858	36.758	188.207	104.132	0.1640	0.3530
11	30.619	37.301	188.207	104.132	0.1627	0.3582
10	30.272	31.637	188.207	104.132	0.1608	0.3038
9	29.898	31.572	188.207	104.132	0.1589	0.3032
8	30.268	38.994	181.642	120.337	0.1666	0.3240
7	29.923	38.53	181.642	120.337	0.1647	0.3202
6	29.416	38.076	181.642	120.337	0.1619	0.3164
5	28.893	36.713	181.642	120.337	0.1591	0.3051
4	28.866	36.552	194.209	118.011	0.1486	0.3097
3	28.318	35.834	194.209	118.011	0.1458	0.3037
2	27.700	34.735	194.209	118.011	0.1426	0.2943
1	26.906	34.255	194.209	118.011	0.1385	0.2903

6.1.5 Kontrol Lendutan

Lendutan yang terjadi pada tengah bentang diperoleh dari momen akibat beban gravitasi. Lendutan balok B portal 2 lantai 3 tepi Kanan (elemen B-92 Gambar 4.7) struktur *Outrigger & Beltruss* yang berasal dari analisis struktur akibat beban mati, dan hidup (lampiran B-14) adalah sebagai berikut:

$$M_a = -1561,78 \text{ kips-in}$$

$$M_s = 1242,995 \text{ kips-in}$$

$$M_b = -1557,828 \text{ kips-in}$$

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

$$\frac{L}{360} = \frac{236,22}{360} = 0,656 \text{ in} \quad (\text{Pers 3.33})$$

Dimana lendutan pada tengah bentang dapat dicari dengan menggunakan persamaan

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{pertengahan bentang}} &= \frac{5L^2}{48EI} [M_s - 0,1(M_a + M_b)] \quad (\text{Pers 3.35}) \\ &= \frac{5 \cdot 236,22^2}{48 \cdot 29000 \cdot 800} [1242,992 - 0,1(-1561,78 + -1557,828)] \end{aligned}$$

$$= 0,4 \text{ in} < \frac{L}{360} = 0,656 \text{ in} \rightarrow \text{OK!}$$

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada lampiran B-16 sampai B-18.

6.2 Perencanaan Kolom

6.2.1 Momen dan Gaya Aksial Rencana Kolom

Hasil analisis struktur pada kolom K2 lantai 3 (elemen C-63 gambar 4.7) berdasarkan lampiran C-2 struktur *Outrigger & Beltruss* adalah:

$$P_D = 818,14 \text{ kips}$$

$$P_L = 178,56 \text{ kips}$$

$$P_E = 30,36 \text{ Kips}$$

Profil Balok (B1) lantai 3 adalah W16x45 ($d = 16,1 \text{ in}$; $Z_x = 101 \text{ in}^3$)

$$M_p = Z_x \cdot F_y = 101 \times 36 = 2963 \text{ K-in} \quad (\text{Pers 3.40})$$

Profil Balok lantai 2 adalah W16x45 ($d = 16 \text{ in}$; $Z_x = 101 \text{ in}^3$)

Asumsi profil kolom W14x257 ($d = 16,4 \text{ in}$)

$$L_{\text{balok}} = 6 \text{ m} = 236,22 \text{ in}$$

$$h_{\text{kolom}} = 3,75 \text{ m} = 147,6378 \text{ in}$$

Gaya aksial rencana kolom (P_u) (Robert Englerkirk, 1993):

$$P_u = 1,2 P_D + 0,5 P_L + P_E \quad (\text{Pers 3.37})$$

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2 \cdot 818,14 + 0,5 \cdot 178,56 + 30,36 \\ &= 1101,4 \text{ kips} \end{aligned}$$

Momen rencana Kolom (M_u):

$$L' = L_{\text{Balok}} - d/2_{\text{kolom}} = 236,22 - ((16,4/2 + 16,4/2)) = 219,67 \text{ in}$$

$$h' = h_{\text{kolom}} - (d/2_{\text{balok lantai 4}}) - (d/2_{\text{balok lantai 3}})$$

$$= 147,6378 - (16,1 \cdot 0,5_{\text{balok lantai 3}}) - (16,1 \cdot 0,5_{\text{balok lantai 2}}) = 131,54 \text{ in}$$

$$M_u = M_{pb} \cdot \left(\frac{L}{L'} \right) \cdot \left(\frac{h'}{2 \cdot h} \right) \quad (\text{Pers 3.39})$$

$$= 2963 \cdot \left(\frac{236,22}{219,67} \right) \cdot \left(\frac{131,54}{2 \cdot 147,6378} \right) = 2838,58 \text{ K-in}$$

Dan berikut ini pada table 6.5 samapai 6.10 adalah hasil rekapitulasi gaya pada kolom. Sedangkan untuk *Global Braced* dapat dilihat pada lampiran C-3.

Tabel 6.5 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K1

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	OF		BOF		OF	BOF	OF		BOF	
	Mu x	Mu y	Mu x	Mu y			Vu x	Vu y	Vu x	Vu y
20	981.80	753.30	801.12	675.39	14.55	44.39	13.07	3.90	6.78	2.47
19	1338.93	710.99	923.28	619.87	58.61	123.54	20.66	5.07	11.13	4.16
18	1331.41	710.99	922.58	614.27	106.37	163.81	29.25	5.16	8.95	3.76
17	1331.41	710.99	922.58	614.27	155.53	204.19	34.97	5.33	9.90	3.79
16	1333.53	710.99	1094.66	614.27	207.64	245.55	39.90	5.49	12.18	3.97
15	1333.53	710.99	1094.66	614.27	261.16	286.96	46.17	5.76	10.28	3.90
14	1333.53	710.99	1094.66	614.27	316.01	328.32	51.88	6.10	11.08	3.97
13	1333.53	710.99	1094.66	614.27	371.90	369.65	56.31	6.07	11.16	3.97
12	1544.02	710.99	1096.39	614.27	430.72	411.46	59.84	6.00	11.41	4.10
11	1542.83	710.99	1096.39	614.27	490.34	453.29	64.81	6.22	18.55	4.88
10	1542.83	710.99	1096.39	614.27	550.78	498.25	69.54	6.41	17.13	5.66
9	1542.83	710.99	1096.39	614.27	611.61	631.67	70.47	6.42	18.66	4.90
8	1721.84	710.99	1251.51	614.27	673.22	673.90	66.06	6.17	12.20	4.13
7	1722.50	710.99	1251.04	614.27	734.88	716.12	71.63	6.41	12.38	4.12
6	1722.50	710.99	1251.04	614.27	796.79	758.25	74.29	6.55	12.98	4.20
5	1722.50	710.99	1251.04	614.27	858.53	800.09	75.93	6.38	9.96	4.00
4	1730.40	710.99	1414.36	614.27	922.01	842.05	74.66	6.08	10.83	4.13
3	1730.40	710.99	1413.82	614.27	984.62	883.78	79.26	6.41	9.80	4.01
2	1730.40	710.99	1413.82	614.27	1045.6	925.20	84.36	7.16	8.59	4.43
1	1730.40	710.99	1413.82	614.27	1101.6	966.26	101.62	8.45	15.02	4.19

Tabel 6.6 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K2

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	OF		BOF		OF	BOF	OF		BOF	
	Mu x	Mu y	Mu x	Mu y			Vu x	Vu y	Vu x	Vu y
20	1964.92	919.66	1605.85	675.39	22.00	5.72	23.05	5.53	4.64	2.67
19	2676.05	867.32	1851.57	717.92	83.24	93.39	35.99	6.45	11.31	6.92
18	2667.06	867.32	1851.42	711.17	144.82	153.23	51.41	6.36	6.49	4.94
17	2667.06	867.32	1851.42	711.17	206.40	212.99	61.87	6.41	8.87	5.46
16	2671.93	867.32	2196.26	711.17	268.44	273.36	74.25	6.64	12.48	5.78
15	2671.93	867.32	2196.26	711.17	330.50	333.77	84.06	6.69	10.19	5.51
14	2671.93	867.32	2196.26	711.17	392.52	394.26	93.77	6.90	11.11	5.68
13	2671.93	867.32	2196.26	711.17	454.55	454.84	102.48	6.77	11.49	5.37
12	3090.85	867.32	2199.24	711.17	517.00	515.95	113.42	6.86	12.60	6.55
11	3091.29	867.32	2199.24	711.17	579.48	577.07	119.72	6.89	19.04	2.98
10	3091.29	867.32	2199.24	711.17	641.90	574.53	127.34	7.00	10.64	3.37
9	3091.29	867.32	2199.24	711.17	704.26	726.02	127.97	6.89	19.23	6.72
8	3446.82	867.32	2512.11	711.17	767.11	788.58	126.27	6.90	14.85	5.73
7	3454.47	867.32	2511.16	711.17	829.96	851.06	131.67	6.92	13.95	5.69
6	3454.47	867.32	2511.16	711.17	892.67	913.50	134.93	7.02	14.48	5.70
5	3454.47	867.32	2511.16	711.17	955.32	975.87	137.27	6.87	10.31	5.43
4	3469.56	867.32	2839.66	711.17	1018.2	1038.64	138.53	6.75	10.75	5.67
3	3469.56	867.32	2838.58	711.17	1081.2	1101.41	139.45	6.79	9.15	5.42

2	3469.56	867.32	2838.58	711.17	1144.0	1164.16	138.51	7.53	7.04	6.02
1	3469.56	867.32	2838.58	711.17	1206.9	1226.95	132.67	6.72	16.22	4.41

Tabel 6.7 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K3

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	OF		BOF		OF	BOF	OF		BOF	
	Mu x	Mu y	Mu x	Mu y			Vu x	Vu y	Vu x	Vu y
20	1965.81	919.66	1605.85	675.39	20.53	15.51	25.62	4.59	2.44	4.97
19	2680.91	867.32	2264.61	717.92	79.42	71.07	38.51	5.59	8.56	5.55
18	2665.24	867.32	2248.84	711.17	138.42	131.67	53.97	5.36	6.72	5.56
17	2665.24	867.32	2248.84	711.17	197.39	192.22	64.01	5.21	8.60	5.34
16	2668.89	867.32	2651.62	711.17	256.68	252.98	77.15	5.45	11.72	5.58
15	2668.89	867.32	2649.57	711.17	316.00	313.70	86.31	5.29	9.76	5.44
14	2668.89	867.32	2649.57	711.17	375.37	374.38	95.63	5.34	10.64	5.49
13	2668.89	867.32	2649.57	711.17	434.82	434.99	104.16	5.20	11.08	5.32
12	3090.85	867.32	2653.17	711.17	494.67	495.94	115.92	5.42	12.20	5.55
11	3088.47	867.32	2653.17	711.17	554.58	556.84	121.42	5.26	18.84	5.40
10	3088.47	867.32	2653.17	711.17	614.60	556.96	128.56	5.29	9.56	5.44
9	3088.47	867.32	2653.17	711.17	674.73	649.62	128.86	5.13	19.32	5.25
8	3446.82	867.32	3072.62	711.17	735.38	710.60	128.10	5.36	14.08	5.48
7	3448.15	867.32	3070.25	711.17	796.18	771.62	132.38	5.18	13.64	5.29
6	3448.15	867.32	3070.25	711.17	857.12	832.69	135.11	5.21	13.96	5.31
5	3448.15	867.32	3070.25	711.17	918.24	893.81	136.33	5.03	10.08	5.13
4	3467.17	867.32	3431.91	711.17	980.08	955.43	139.15	5.26	10.48	5.36
3	3467.17	867.32	3433.24	711.17	1042.04	1017.11	137.89	4.95	8.96	5.03
2	3467.17	867.32	3433.24	711.17	1104.15	1078.86	135.37	5.53	7.08	5.60
1	3467.17	867.32	3433.24	711.17	1166.36	1140.64	124.24	3.13	14.84	3.17

Tabel 6.8 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K4

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	OF		BOF		OF	BOF	OF		BOF	
	Mu x	Mu y	Mu x	Mu y			Vu x	Vu y	Vu x	Vu y
20	1203.45	1506.59	803.83	1350.77	24.69	26.10	23.59	3.10	9.86	0.42
19	1849.45	1421.99	1133.58	1239.74	92.29	98.58	29.76	2.39	17.29	1.04
18	2102.45	1421.99	1124.93	1228.54	165.26	161.52	45.08	3.60	15.32	1.23
17	2102.45	1421.99	1124.93	1228.54	240.28	224.69	53.29	3.89	15.34	1.23
16	2231.84	1421.99	1326.71	1228.54	319.90	288.84	61.33	4.11	18.32	1.43
15	2206.93	1421.99	1325.69	1228.54	401.51	353.09	70.77	4.73	15.79	1.37
14	2206.93	1421.99	1325.69	1228.54	485.05	417.28	79.39	5.25	16.97	1.49
13	2206.93	1421.99	1325.69	1228.54	570.08	481.52	86.30	5.41	17.19	1.55
12	2518.82	1421.99	1328.39	1228.54	659.25	546.62	90.56	5.20	18.13	1.59
11	2520.12	1421.99	1328.39	1228.54	749.57	611.83	98.51	5.67	27.72	2.49
10	2520.12	1421.99	1328.39	1228.54	841.04	642.48	104.84	5.94	25.81	2.36
9	2520.12	1421.99	1328.39	1228.54	933.14	757.25	110.45	6.04	28.10	2.59

8	2901.15	1421.99	1539.81	1228.54	1029.84	823.13	113.79	5.70	19.60	1.63
7	2906.49	1421.99	1538.62	1228.54	1126.96	888.76	119.75	6.05	19.44	1.66
6	2906.49	1421.99	1538.62	1228.54	1224.37	954.14	124.36	6.28	20.02	1.68
5	2906.49	1421.99	1538.62	1228.54	1321.53	1019.00	128.54	6.14	16.48	1.47
4	3288.33	1421.99	1720.66	1228.54	1421.67	1084.14	125.91	5.37	18.05	1.41
3	3285.67	1421.99	1721.32	1228.54	1520.54	1148.98	133.90	6.05	16.54	1.42
2	3285.67	1421.99	1721.32	1228.54	1616.79	1213.39	141.57	6.35	15.46	1.46
1	3285.67	1421.99	1721.32	1228.54	1704.91	1277.35	165.09	9.71	23.13	2.78

Tabel 6.9 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K5

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	OF		BOF		OF	BOF	OF		BOF	
	Mu x	Mu y	Mu x	Mu y			Vu x	Vu y	Vu x	Vu y
20	2407.99	1839.32	1612.39	1350.77	38.00	32.43	34.41	1.91	6.48	1.46
19	3698.91	1734.64	2274.37	1435.84	131.31	112.72	57.74	1.74	16.54	1.50
18	4208.74	1734.64	2257.00	1422.33	224.25	211.59	74.03	2.15	13.76	1.79
17	4208.74	1734.64	2257.00	1422.33	317.08	310.53	92.73	2.40	15.09	1.85
16	4467.76	1734.64	2662.45	1422.33	409.73	409.78	111.49	2.50	18.35	2.10
15	4417.90	1734.64	2660.40	1422.33	502.48	508.88	126.65	2.85	15.15	2.10
14	4417.90	1734.64	2660.40	1422.33	595.50	607.99	141.24	3.13	16.81	2.24
13	4417.90	1734.64	2660.40	1422.33	688.78	707.09	155.23	3.21	17.87	2.24
12	5042.27	1734.64	2665.24	1422.33	782.37	806.68	169.68	3.09	19.32	2.37
11	5044.86	1734.64	2665.24	1422.33	876.27	906.39	180.20	3.34	33.91	2.67
10	5044.86	1734.64	2665.24	1422.33	970.60	979.36	190.30	3.52	27.56	1.17
9	5044.86	1734.64	2665.24	1422.33	1065.41	1082.16	199.77	3.51	35.07	2.95
8	5802.30	1734.64	3090.85	1422.33	1161.23	1182.32	215.93	3.32	22.33	2.13
7	5812.98	1734.64	3088.47	1422.33	1257.39	1282.54	219.52	3.50	22.17	2.14
6	5812.98	1734.64	3088.47	1422.33	1354.03	1382.88	225.67	3.61	22.92	2.06
5	5812.98	1734.64	3088.47	1422.33	1451.18	1483.34	229.81	3.50	17.35	1.74
4	6576.66	1734.64	3453.13	1422.33	1549.47	1585.03	237.33	3.09	19.80	1.64
3	6571.35	1734.64	3454.47	1422.33	1648.30	1686.57	236.41	3.47	17.01	1.50
2	6571.35	1734.64	3454.47	1422.33	1747.71	1787.97	234.81	3.63	13.91	1.30
1	6571.35	1734.64	3454.47	1422.33	1847.93	1889.47	220.36	5.48	31.63	2.20

Tabel 6.10 Rekapitulasi Gaya Pada Kolom K6

Lantai	Momen, Mu,k (K-in)				Pu,k (Kips)		Geser, Vu,k (Kips)			
	OF		BOF		OF	BOF	OF		BOF	
	Mu x	Mu y	Mu x	Mu y			Vu x	Vu y	Vu x	Vu y
20	2407.99	1506.59	1612.39	1350.77	39.81	36.97	39.02	0.39	4.48	0.12
19	3698.91	1421.99	2274.37	1435.84	136.29	130.10	61.49	0.25	12.56	0.07
18	4208.74	1421.99	2257.00	1422.33	233.70	223.65	80.39	0.33	10.84	0.10
17	4208.74	1421.99	2257.00	1422.33	331.07	317.28	98.95	0.29	12.20	0.10

16	4467.76	1421.99	2662.45	1422.33	428.82	411.40	117.73	0.30	15.12	0.11
15	4417.90	1421.99	2660.40	1422.33	526.50	505.62	133.22	0.30	12.40	0.11
14	4417.90	1421.99	2660.40	1422.33	624.14	599.98	147.92	0.28	14.08	0.11
13	4417.90	1421.99	2660.40	1422.33	721.72	694.50	162.25	0.27	15.04	0.11
12	5042.27	1421.99	2665.24	1422.33	819.79	789.42	176.11	0.27	16.56	0.12
11	5044.86	1421.99	2665.24	1422.33	917.76	884.46	187.11	0.25	29.44	0.11
10	5044.86	1421.99	2665.24	1422.33	1015.67	979.66	196.35	0.22	23.00	0.10
9	5044.86	1421.99	2665.24	1422.33	1113.51	1075.10	210.00	0.20	30.72	0.08
8	5802.30	1421.99	3090.85	1422.33	1211.75	1170.74	216.64	0.19	19.88	0.08
7	5812.98	1421.99	3088.47	1422.33	1310.09	1266.61	224.36	0.16	19.96	0.07
6	5812.98	1421.99	3088.47	1422.33	1408.59	1362.77	228.94	0.13	20.84	0.04
5	5812.98	1421.99	3088.47	1422.33	1507.25	1459.17	232.60	0.09	16.20	0.03
4	6576.66	1421.99	3453.13	1422.33	1606.87	1556.15	239.65	0.06	17.96	0.03
3	6571.35	1421.99	3454.47	1422.33	1706.62	1653.72	237.76	0.04	16.04	0.03
2	6571.35	1421.99	3454.47	1422.33	1806.54	1751.94	234.95	0.03	13.64	0.05
1	6571.35	1421.99	3454.47	1422.33	1906.68	1850.87	220.12	0.03	27.60	0.05

6.2.2 Perencanaan Kolom Terhadap Kombinasi Momen Lentur dan Gaya

Aksial Kolom

Pada hitungan manual ini digunakan kolom 2 lantai 3 (elemen C-63 Gambar 4.7)

seperti berikut ini

Nilai M_{ux} , M_{uy} dan P_u seperti Tabel 6.6 dengan nilai sebagai berikut:

$$M_{ux} = 2838,58 \text{ Kips-in}$$

$$M_{uy} = 711,17 \text{ Kips-in}$$

$$P_u = 1101,41 \text{ Kips}$$

Profil yang digunakan adalah W14X257 dengan data sebagai berikut:

$$A = 75,6 \text{ in}^2 \quad I_x = 3400 \text{ in}^4 \quad F_y = 36 \text{ Ksi}$$

$$d = 16,4 \text{ in} \quad I_y = 1290 \text{ in}^4 \quad J = 79,1 \text{ Ksi}$$

$$t_w = 1,18 \text{ in} \quad S_x = 414,634 \text{ in}^3 \quad C_w = 78282,49 \text{ in}^6$$

$$b_f = 16 \text{ in} \quad S_y = 161,250 \text{ in}^3$$

$$\begin{aligned} t_f &= 1,89 \text{ in} & Z_x &= 487 \text{ in}^3 \\ r_x &= 6,706 \text{ in} & Z_y &= 246 \text{ in}^3 \\ r_y &= 4,131 \text{ in} & E_s &= 29000 \text{ Ksi} \end{aligned}$$

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

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_s = \frac{bf}{2tf} = \frac{16}{2 \cdot 1,89} = 4,23 < \lambda_{ps} = \frac{65}{\sqrt{f_y (\text{ksi})}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10,8 \text{ (Pers 3.12)}$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_b = \frac{h_c}{t_w} = 9,7 < \lambda_{pb} = \frac{640}{\sqrt{f_y (\text{ksi})}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,667 \quad \text{(Pers 3.13)}$$

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

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{3400}{147,638} + \frac{3400}{147,638} \right)}{\left(\frac{586}{236,22} + \frac{586}{236,22} \right)} = 9,283 \quad \text{(Pers 3.41)}$$

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{3400}{147,638} + \frac{3400}{147,638} \right)}{\left(\frac{586}{236,22} + \frac{586}{236,22} \right)} = 9,283 \quad \text{(Pers 3.41)}$$

Dari nomogram untuk portal tidak bergoyang *Johnson dan moreland* diperoleh k_x
 $= 0,952$

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{1290}{147,638} + \frac{1290}{147,638} \right)}{\left(\frac{238}{236,22} \right)} = 8,672 \quad \text{(Pers 3.41)}$$

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_b} = \frac{\left(\frac{1290}{147,638} + \frac{1290}{147,638} \right)}{\left(\frac{238}{236,22} \right)} = 8,672 \quad \text{(Pers 3.41)}$$

Dari nomogram untuk portal tidak bergoyang *Johnson dan moreland* diperoleh

$$k_y = 0,96$$

Menentukan nilai parameter kelangsingan kolom :

$$\lambda_x = \frac{k_x \cdot L}{\pi \cdot r_x} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,952 \cdot 147,638}{\pi \cdot 6,706} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,235 \quad (\text{Pers 3.42})$$

$$\lambda_y = \frac{k_y \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{0,96 \cdot 147,638}{\pi \cdot 4,131} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 0,385 \quad (\text{Pers 3.42})$$

Diambil λ_c adalah λ terbesar = 0,385 ; karena $\lambda_c < 1,5$ maka:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y = (0,658^{0,385^2}) 36 = 33,83 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers 3.43})$$

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 75,6 \cdot 33,83 = 2174 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.45})$$

$$\phi P_n = 2174 \text{ Kips}$$

$$L_p = 300 \cdot r_y \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y \text{ (ksi)}}} = 300 \cdot 4,13 \cdot \frac{1}{\sqrt{36}} = 207 \text{ in} \quad (\text{Pers 3.16})$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} = \frac{\pi}{414,634} \sqrt{\frac{29000 \cdot 11200,79 \cdot 1,75,6}{2}} \quad (\text{Pers 3.21})$$

$$= 7463 \text{ Ksi}$$

$$X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 = 4 \cdot \frac{78282,49}{1290} \left(\frac{414,634}{11200,79,1} \right)^2 \quad (\text{Pers 3.22})$$

$$= 5,317 \times 10^{-5} \text{ Ksi}$$

$$F_1 = F_y - F_r = 36 - 10 = 26 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers 3.20})$$

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_1^2}} = \frac{4,131 \cdot 7463}{26} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 0,00005317 \cdot 26^2}} \quad (\text{Pers 3.19})$$

$$= 1684,36 \text{ in}$$

Karena $L_b \leq L_p$ maka M_n ditentukan dengan persamaan:

$$M_n = M_p = Z_x \cdot F_y = 487.36 = 17532 \text{ K-in} \quad (\text{Pers 3.40})$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \cdot 17532 \\ &= 15778.8 \text{ K-in} \end{aligned}$$

Kontrol rasio beban aksial tekan P_u dengan kapasitas tekan nominal :

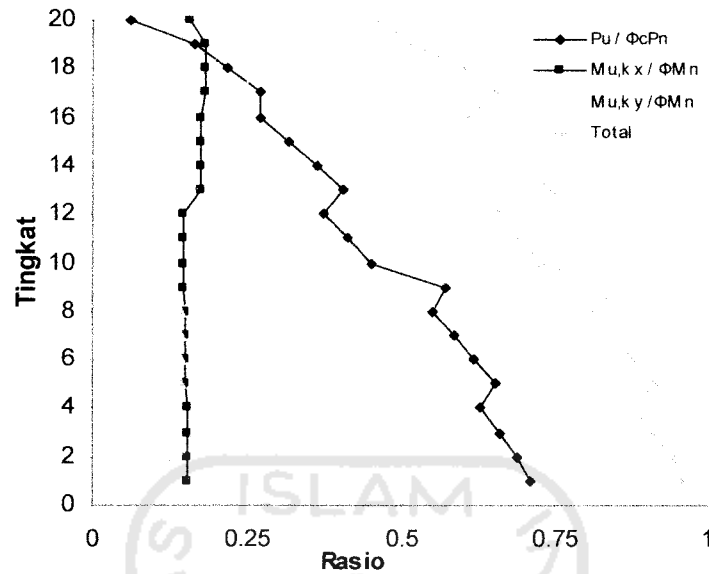
$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1101.4}{2174} = 0.51 > 0.2 \text{ maka:}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Pers 3.47})$$

$$\frac{1101.4}{2174} + \frac{8}{9} \left(\frac{2838.58}{15778.8} + \frac{711.167}{7970.4} \right) = 0.75 \leq 1.0 \rightarrow \text{OK!}$$

Tabel 6.11 Interaksi Aksial-Momen Kolom K1

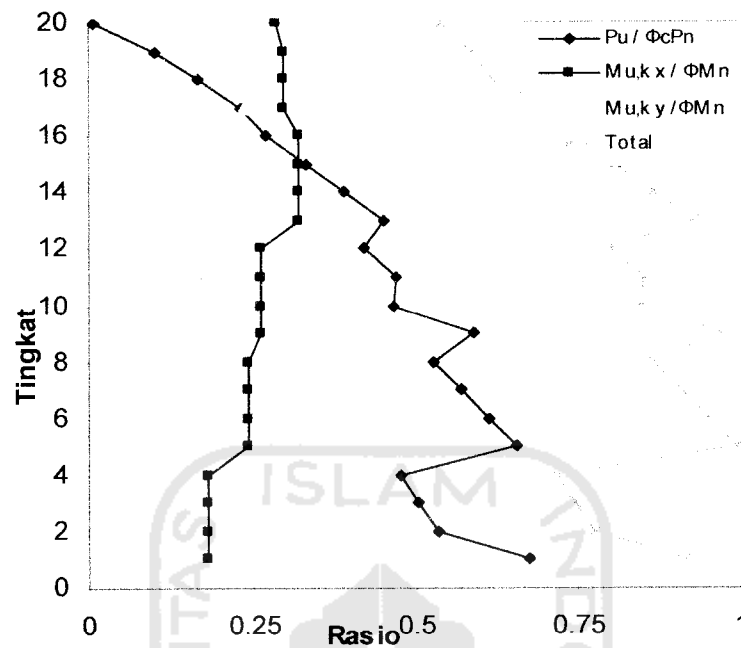
Lt	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio Total	
	OF			BOF			OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
	ΦPn	ΦMn,x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn,x	ΦMn,y								
20	885.2	7581.6	3661.2	755.2	5086.8	2449.4	0.016	0.059	0.129	0.157	0.21	0.276	0.34	0.46
19	1003	11502	5832	752.8	5086.8	2449.4	0.058	0.164	0.116	0.182	0.12	0.253	0.27	0.52
18	1086	14126.4	7160.4	751.2	5086.8	2449.4	0.098	0.218	0.094	0.181	0.1	0.251	0.24	0.6
17	1040	14126.4	7160.4	751.2	5086.8	2449.4	0.150	0.272	0.094	0.181	0.1	0.251	0.27	0.66
16	1136	15778.8	7970.4	908.5	6220.8	3003.5	0.183	0.27	0.085	0.176	0.09	0.205	0.27	0.61
15	1111	15778.8	7970.4	908.3	6220.8	3003.5	0.235	0.316	0.085	0.176	0.09	0.205	0.39	0.65
14	1111	15778.8	7970.4	908.3	6220.8	3003.5	0.284	0.361	0.085	0.176	0.09	0.205	0.44	0.7
13	1087	15778.8	7970.4	908.3	6220.8	3003.5	0.342	0.407	0.085	0.176	0.09	0.205	0.5	0.75
12	1156	17560.8	8877.6	1102	7581.6	3661.2	0.373	0.373	0.088	0.145	0.08	0.168	0.52	0.65
11	1129	17560.8	8877.6	1102	7581.6	3661.2	0.434	0.411	0.088	0.145	0.08	0.168	0.58	0.69
10	1129	17560.8	8877.6	1102	7581.6	3661.2	0.488	0.452	0.088	0.145	0.08	0.168	0.64	0.73
9	1129	17560.8	8877.6	1102	7581.6	3661.2	0.542	0.573	0.088	0.145	0.08	0.168	0.69	0.85
8	1201	19537.2	9849.6	1222	8424	4309.2	0.560	0.551	0.088	0.149	0.07	0.143	0.7	0.81
7	1201	19537.2	9849.6	1222	8424	4309.2	0.612	0.586	0.088	0.149	0.07	0.143	0.75	0.84
6	1201	19537.2	9849.6	1222	8424	4309.2	0.663	0.62	0.088	0.149	0.07	0.143	0.81	0.88
5	1201	19537.2	9849.6	1222	8424	4309.2	0.715	0.655	0.088	0.149	0.07	0.143	0.86	0.91
4	1279	23846.4	11988	1337	9298.8	4730.4	0.721	0.63	0.073	0.152	0.06	0.13	0.84	0.88
3	1216	23846.4	11988	1337	9298.8	4730.4	0.801	0.661	0.073	0.152	0.06	0.13	0.93	0.91
2	1217	23846.4	11988	1337	9298.8	4730.4	0.802	0.692	0.073	0.152	0.06	0.13	0.98	0.94
1	2460	23846.4	11988	1358	9298.8	4730.4	0.448	0.712	0.073	0.152	0.06	0.13	0.57	0.96



Grafik 6.1 Interaksi rasio kolom 1 (K1) Struktur *Outrigger*

Tabel 6.12 Interaksi Aksial-Momen Kolom K2

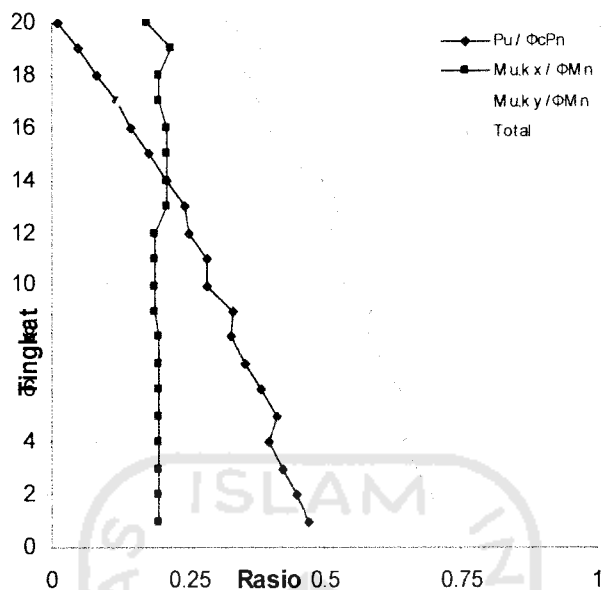
Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio Total	
	OF			BOF			OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
	ΦPn	ΦMn,x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn,x	ΦMn,y								
20	1124	10368	5281.2	833.7	5605.2	2708.6	0.02	0.007	0.19	0.286	0.17	0.249	0.37	0.54
19	1179	14126.4	7160.4	914.7	6220.8	3003.5	0.071	0.102	0.189	0.298	0.12	0.239	0.35	0.59
18	1262	15778.8	7970.4	914.7	6220.8	3003.5	0.116	0.168	0.169	0.298	0.11	0.237	0.34	0.62
17	1211	15778.8	7970.4	914.6	6220.8	3003.5	0.172	0.233	0.169	0.298	0.11	0.237	0.36	0.71
16	1346	17560.8	8877.6	1009	6868.8	3304.8	0.201	0.271	0.152	0.32	0.1	0.215	0.42	0.75
15	1291	17560.8	8877.6	1009	6868.8	3304.8	0.258	0.331	0.152	0.32	0.1	0.215	0.48	0.81
14	1291	17560.8	8877.6	1009	6868.8	3304.8	0.306	0.391	0.152	0.32	0.1	0.215	0.53	0.87
13	1291	17560.8	8877.6	1009	6868.8	3304.8	0.355	0.451	0.152	0.32	0.1	0.215	0.58	0.93
12	1375	19537.2	9849.6	1230	8424	4309.2	0.379	0.42	0.158	0.261	0.09	0.165	0.6	0.8
11	1375	19537.2	9849.6	1230	8424	4309.2	0.425	0.469	0.158	0.261	0.09	0.165	0.64	0.85
10	1375	19537.2	9849.6	1230	8424	4309.2	0.47	0.467	0.158	0.261	0.09	0.165	0.69	0.85
9	1310	19537.2	9849.6	1230	8424	4309.2	0.542	0.59	0.158	0.261	0.09	0.165	0.76	0.97
8	1409	21772.8	10951	1493	10368	5281.2	0.548	0.528	0.158	0.242	0.08	0.135	0.76	0.86
7	1409	21772.8	10951	1486	10368	5281.2	0.593	0.573	0.159	0.242	0.08	0.135	0.8	0.91
6	1409	21772.8	10951	1486	10368	5281.2	0.638	0.615	0.159	0.242	0.08	0.135	0.85	0.95
5	1409	21772.8	10951	1485	10368	5281.2	0.683	0.657	0.159	0.242	0.08	0.135	0.89	0.99
4	1893	28155.6	14062	2174	15779	7970.4	0.542	0.478	0.123	0.18	0.06	0.089	0.71	0.72
3	1663	28155.6	14062	2174	15779	7970.4	0.655	0.507	0.123	0.18	0.06	0.089	0.82	0.75
2	1739	28155.6	14062	2174	15779	7970.4	0.662	0.535	0.123	0.18	0.06	0.089	0.83	0.77
1	3141	28155.6	14062	1814	15779	7970.4	0.387	0.676	0.123	0.18	0.06	0.089	0.55	0.92



Grafik 6.2 Interaksi rasio kolom 2 (K2) Struktur *Outrigger*

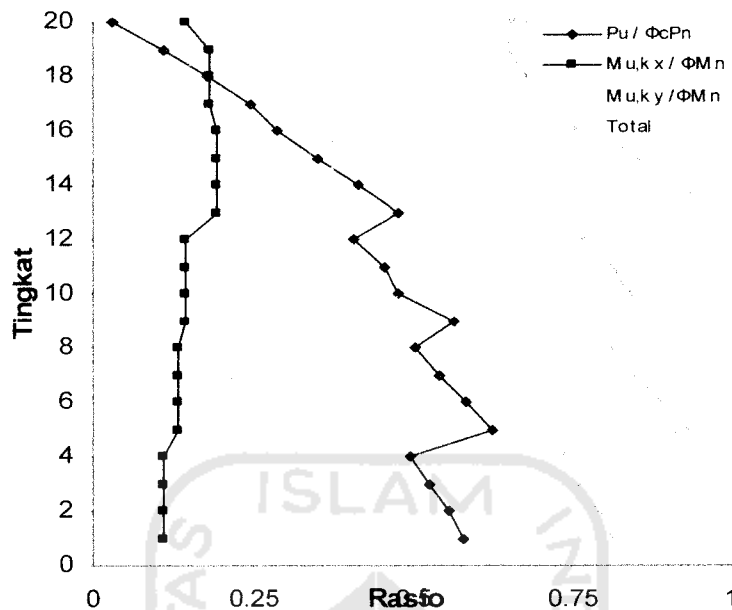
Tabel 6.13 Interaksi Aksial-Momen Kolom K3

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio Total	
	OF			BOF			OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y								
20	1010	9298.8	4730.4	1339	9298.8	4730.4	0.02	0.012	0.211	0.173	0.19	0.143	0.42	0.32
19	1103	12636	6415.2	1486	10368	5281.2	0.072	0.048	0.212	0.218	0.14	0.136	0.38	0.38
18	1179	14126.4	7160.4	1631	11502	5832	0.117	0.081	0.189	0.196	0.12	0.122	0.37	0.36
17	1156	14126.4	7160.4	1631	11502	5832	0.171	0.118	0.189	0.196	0.12	0.122	0.4	0.38
16	1211	15778.8	7970.4	1782	12636	6415.2	0.212	0.142	0.169	0.21	0.11	0.111	0.46	0.39
15	1211	15778.8	7970.4	1781	12636	6415.2	0.261	0.176	0.169	0.21	0.11	0.111	0.51	0.41
14	1211	15778.8	7970.4	1781	12636	6415.2	0.31	0.21	0.169	0.21	0.11	0.111	0.56	0.5
13	1211	15778.8	7970.4	1781	12636	6415.2	0.359	0.244	0.169	0.21	0.11	0.111	0.61	0.53
12	1318	17560.8	8877.6	1969	14126	7160.4	0.375	0.252	0.176	0.188	0.1	0.099	0.62	0.51
11	1291	17560.8	8877.6	1969	14126	7160.4	0.43	0.283	0.176	0.188	0.1	0.099	0.67	0.54
10	1291	17560.8	8877.6	1969	14126	7160.4	0.476	0.283	0.176	0.188	0.1	0.099	0.72	0.54
9	1263	17560.8	8877.6	1969	14126	7160.4	0.534	0.33	0.176	0.188	0.1	0.099	0.78	0.59
8	1375	19537.2	9849.6	2175	15779	7970.4	0.535	0.327	0.176	0.195	0.09	0.089	0.77	0.58
7	1375	19537.2	9849.6	2175	15779	7970.4	0.579	0.355	0.176	0.195	0.09	0.089	0.81	0.61
6	1375	19537.2	9849.6	2175	15779	7970.4	0.623	0.383	0.176	0.195	0.09	0.089	0.86	0.64
5	1375	19537.2	9849.6	2174	15779	7970.4	0.668	0.411	0.176	0.195	0.09	0.089	0.9	0.66
4	1815	28155.6	14062	2398	17561	8877.6	0.54	0.398	0.123	0.195	0.06	0.08	0.7	0.64
3	1815	28155.6	14062	2398	17561	8877.6	0.574	0.424	0.123	0.196	0.06	0.08	0.74	0.67
2	1815	28155.6	14062	2398	17561	8877.6	0.608	0.45	0.123	0.196	0.06	0.08	0.77	0.69
1	2999	28155.6	14062	2429	17561	8877.6	0.389	0.47	0.123	0.196	0.06	0.08	0.55	0.71

Grafik 6.3 Interaksi rasio kolom 3 (K3) Struktur *Outrigger*

Tabel 6.14 Interaksi Aksial-Momen Kolom K4

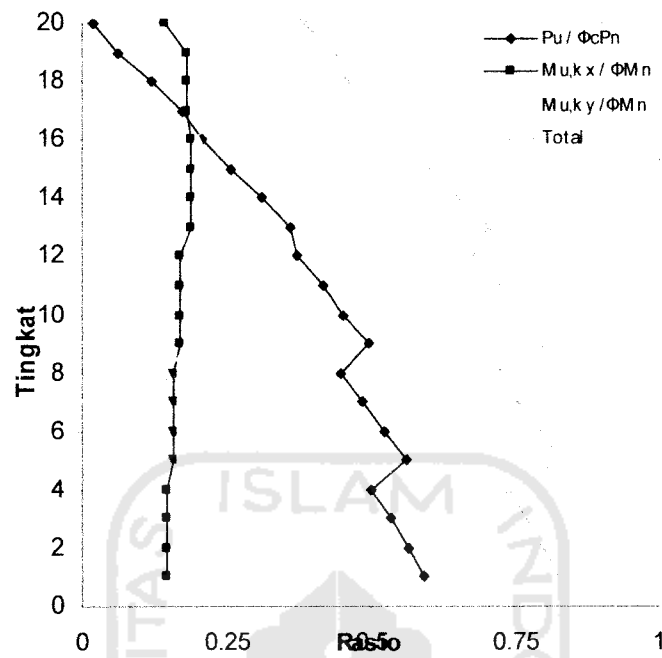
Lantai	Kuat Nominal						Pu/φPn		Mu,x/φMn,x		Mu,y/φMn,y		Rasio Total	
	OF			BOF			OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
	φPn	φMn,x	φMn,y	φPn	φMn,x	φMn,y								
20	1189	9298.8	4730.4	838.5	5605.2	2708.6	0.021	0.031	0.129	0.143	0.32	0.499	0.46	0.66
19	1313	11502	5832	914.1	6220.8	3003.5	0.07	0.108	0.161	0.182	0.24	0.413	0.44	0.65
18	1861	19537.2	9849.6	913.9	6220.8	3003.5	0.089	0.177	0.108	0.181	0.14	0.409	0.3	0.68
17	1800	19537.2	9849.6	913.8	6220.8	3003.5	0.134	0.246	0.108	0.181	0.14	0.409	0.32	0.77
16	1937	21772.8	10951	1008	6868.8	3304.8	0.165	0.287	0.103	0.193	0.13	0.372	0.31	0.79
15	1937	21772.8	10951	1008	6868.8	3304.8	0.207	0.35	0.101	0.193	0.13	0.372	0.41	0.85
14	1937	21772.8	10951	1008	6868.8	3304.8	0.25	0.414	0.101	0.193	0.13	0.372	0.46	0.92
13	1937	21772.8	10951	1007	6868.8	3304.8	0.294	0.478	0.101	0.193	0.13	0.372	0.5	0.98
12	1870	21772.8	10951	1343	9298.8	4730.4	0.353	0.407	0.116	0.143	0.13	0.26	0.57	0.76
11	2037	23846.4	11988	1341	9298.8	4730.4	0.368	0.456	0.106	0.143	0.12	0.26	0.57	0.81
10	2037	23846.4	11988	1341	9298.8	4730.4	0.413	0.479	0.106	0.143	0.12	0.26	0.61	0.84
9	2037	23846.4	11988	1341	9298.8	4730.4	0.458	0.565	0.106	0.143	0.12	0.26	0.66	0.92
8	2001	23846.4	11988	1633	11502	5832	0.515	0.504	0.122	0.134	0.12	0.211	0.73	0.81
7	2253	28155.6	14062	1632	11502	5832	0.5	0.545	0.103	0.134	0.1	0.211	0.68	0.85
6	2212	28155.6	14062	1631	11502	5832	0.553	0.585	0.103	0.134	0.1	0.211	0.74	0.89
5	2212	28155.6	14062	1631	11502	5832	0.597	0.625	0.103	0.134	0.1	0.211	0.78	0.93
4	2387	30326.4	15163	2176	15779	7970.4	0.596	0.498	0.108	0.109	0.09	0.154	0.78	0.73
3	2387	30326.4	15163	2176	15779	7970.4	0.637	0.528	0.108	0.109	0.09	0.154	0.82	0.76
2	2387	30326.4	15163	2175	15779	7970.4	0.677	0.558	0.108	0.109	0.09	0.154	0.86	0.79
1	3224	30326.4	15163	2201	15779	7970.4	0.529	0.58	0.108	0.109	0.09	0.154	0.71	0.81



Grafik 6.4 Interaksi rasio kolom 4 (K4) Struktur *Outrigger*

Tabel 6.15 Interaksi Aksial-Momen Kolom K5

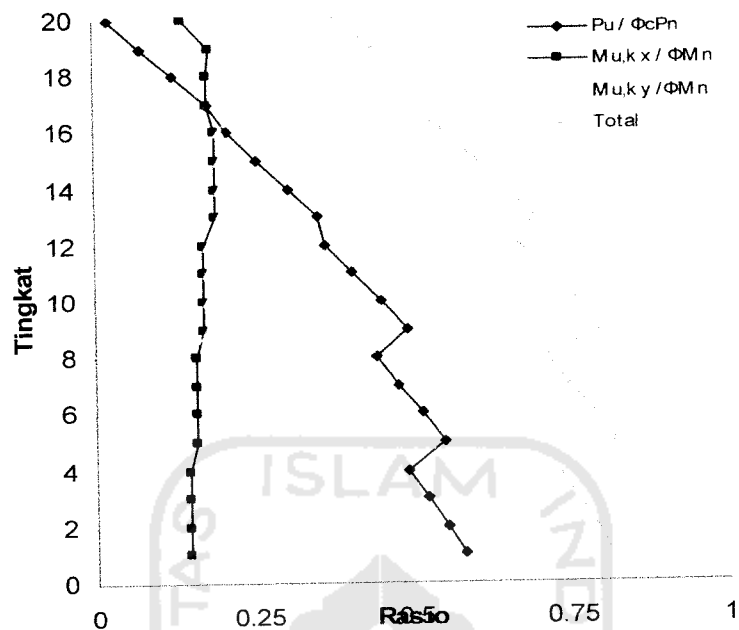
Lantai	Kuat Nominal						Pu/φPn		Mu,x/φMn,x		Mu,y/φMn,y		Rasio Total	
	OF			BOF			OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
	φPn	φMn,x	φMn,y	φPn	φMn,x	φMn,y								
20	1497	12636	7128	1639	11502	5832	0.025	0.02	0.191	0.14	0.29	0.232	0.49	0.38
19	1800	19537.2	10944	1787	12636	6415.2	0.073	0.063	0.189	0.18	0.18	0.224	0.4	0.44
18	1937	21772.8	12168	1784	12636	6415.2	0.116	0.119	0.193	0.179	0.16	0.222	0.41	0.46
17	1903	21772.8	12168	1782	12636	6415.2	0.167	0.174	0.193	0.179	0.16	0.222	0.43	0.49
16	2037	23846.4	13320	1969	14126	7160.4	0.201	0.208	0.187	0.188	0.14	0.199	0.5	0.55
15	2037	23846.4	13320	1969	14126	7160.4	0.247	0.258	0.185	0.188	0.14	0.199	0.54	0.6
14	2001	23846.4	13320	1969	14126	7160.4	0.298	0.309	0.185	0.188	0.14	0.199	0.59	0.65
13	2001	23846.4	13320	1969	14126	7160.4	0.344	0.359	0.185	0.188	0.14	0.199	0.64	0.7
12	2157	25952.4	14472	2175	15779	7970.4	0.363	0.371	0.194	0.169	0.13	0.178	0.65	0.68
11	2127	25952.4	14472	2174	15779	7970.4	0.412	0.417	0.194	0.169	0.13	0.178	0.7	0.73
10	2127	25952.4	14472	2174	15779	7970.4	0.456	0.45	0.194	0.169	0.13	0.178	0.75	0.76
9	2066	25952.4	14472	2174	15779	7970.4	0.516	0.498	0.194	0.169	0.13	0.178	0.81	0.81
8	2387	30326.4	16848	2634	19537	9849.6	0.487	0.449	0.191	0.158	0.11	0.144	0.76	0.72
7	2387	30326.4	16848	2633	19537	9849.6	0.527	0.487	0.192	0.158	0.11	0.144	0.8	0.76
6	2387	30326.4	16848	2633	19537	9849.6	0.567	0.525	0.192	0.158	0.11	0.144	0.84	0.79
5	2387	30326.4	16848	2633	19537	9849.6	0.608	0.563	0.192	0.158	0.11	0.144	0.88	0.83
4	2561	34020	18792	3146	23846	11988	0.605	0.504	0.193	0.145	0.1	0.119	0.87	0.74
3	2468	34020	18792	3146	23846	11988	0.668	0.536	0.193	0.145	0.1	0.119	0.93	0.77
2	2468	34020	18792	3146	23846	11988	0.708	0.568	0.193	0.145	0.1	0.119	0.97	0.8
1	3473	34020	18792	3187	23846	11988	0.532	0.593	0.193	0.145	0.1	0.119	0.79	0.83



Grafik 6.5 Interaksi rasio kolom 5 (K5) Struktur *Outrigger*

Tabel 6.16 Interaksi Aksial-Momen Kolom K6

Lantai	Kuat Nominal						Pu/ΦPn		Mu,x/ΦMn,x		Mu,y/ΦMn,y		Rasio Total	
	OF			BOF			OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF	OF	BOF
	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y	ΦPn	ΦMn, x	ΦMn,y								
20	1316	12636	6415.2	1644	11502	5832	0.03	0.022	0.191	0.14	0.23	0.232	0.44	0.38
19	1800	19537.2	9849.6	1794	12636	6415.2	0.076	0.073	0.189	0.18	0.14	0.224	0.37	0.44
18	2108	23846.4	11988	1792	12636	6415.2	0.111	0.125	0.176	0.179	0.12	0.222	0.35	0.46
17	2037	23846.4	11988	1785	12636	6415.2	0.163	0.178	0.176	0.179	0.12	0.222	0.38	0.49
16	2203	25952.4	13025	1971	14126	7160.4	0.195	0.209	0.172	0.188	0.11	0.199	0.38	0.55
15	2127	25952.4	13025	1971	14126	7160.4	0.248	0.257	0.17	0.188	0.11	0.199	0.5	0.6
14	2127	25952.4	13025	1971	14126	7160.4	0.293	0.304	0.17	0.188	0.11	0.199	0.54	0.65
13	2127	25952.4	13025	1970	14126	7160.4	0.339	0.352	0.17	0.188	0.11	0.199	0.59	0.7
12	2293	28155.6	14062	2176	15779	7970.4	0.358	0.363	0.179	0.169	0.1	0.178	0.61	0.67
11	2212	28155.6	14062	2176	15779	7970.4	0.415	0.406	0.179	0.169	0.1	0.178	0.66	0.72
10	2212	28155.6	14062	2176	15779	7970.4	0.459	0.45	0.179	0.169	0.1	0.178	0.71	0.76
9	2212	28155.6	14062	2176	15779	7970.4	0.503	0.494	0.179	0.169	0.1	0.178	0.75	0.8
8	2387	30326.4	15163	2636	19537	9849.6	0.508	0.444	0.191	0.158	0.09	0.144	0.76	0.71
7	2387	30326.4	15163	2635	19537	9849.6	0.549	0.481	0.192	0.158	0.09	0.144	0.8	0.75
6	2387	30326.4	15163	2635	19537	9849.6	0.59	0.517	0.192	0.158	0.09	0.144	0.84	0.79
5	2301	30326.4	15163	2635	19537	9849.6	0.655	0.554	0.192	0.158	0.09	0.144	0.91	0.82
4	2561	34020	16913	3149	23846	11988	0.628	0.494	0.193	0.145	0.08	0.119	0.87	0.73
3	2468	34020	16913	3149	23846	11988	0.692	0.525	0.193	0.145	0.08	0.119	0.94	0.76
2	2468	34020	16913	3149	23846	11988	0.732	0.556	0.193	0.145	0.08	0.119	0.98	0.79
1	3473	34020	16913	3184	23846	11988	0.549	0.581	0.193	0.145	0.08	0.119	0.8	0.82



Grafik 6.6 Interaksi rasio kolom 6 (K6) Struktur *Outrigger*

Dari Grafik 6.1 sampai dengan Grafik 6.6 yang menunjukkan interaksi rasio kolom memperlihatkan bahwa rasio gaya aksial kolom lebih dominan daripada rasio momen yang terjadi, hal ini karena untuk kolom gaya yang paling berpengaruh adalah gaya aksialnya. Dari Grafik 6.4 yang menunjukkan interaksi rasio untuk kolom 4 (K4) rasio momen kolom arah y lebih besar daripada rasio momen arah x, hal ini disebabkan momen layan terfaktor untuk arah y pada kolom ini besar. Yang menyebabkan momen layan pada arah ini menjadi besar adalah karena untuk arah y pada kolom ini diapit oleh dua balok sehingga momen plastis dari kedua balok tersebut akan mempengaruhi momen beban layannya. Untuk arah x kolom hanya dihubungkan oleh satu balok saja sehingga momen beban layannya hanya dipengaruhi oleh satu balok saja

Untuk hasil selengkapnya dapat dilihat pada lampiran C-7 sampai dengan C-9.

6.2.3 Perencanaan Kolom Terhadap Geser

Pada hitungan manual ini diambil kolom 2 (K2) Lantai 3 (elemen C-63 Gambar 4.7) Struktur *Outrigger & Beltruss* lampiran C-5 adalah:

$$V_D = 0,19 \text{ Kips}$$

$$V_L = 0,07 \text{ Kips}$$

$$V_E = 2,22 \text{ Kips}$$

$$V_u = 1,05 \cdot V_D + V_L + \mu \cdot V_E \quad (\text{Pers 3.48})$$

$$= 1,05 \cdot 0,19 + 0,07 + 4,2 \cdot 2,22 = 9,597 \text{ Kips}$$

Menentukan rasio tinggi badan dengan tebal badan :

$$\frac{h}{t_w} = 9,7 < \frac{640}{\sqrt{f_y(\text{ksi})}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,67 \quad (\text{Pers 3.13})$$

Berdasarkan nilai rasio diatas, dihitung kapasitas geser penampang:

$$A_w = d \cdot t_w = 16,4 \cdot 1,18 = 19,352 \text{ in}^2$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \quad (\text{Pers 3.30})$$

$$= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 19,352 = 376,2 \text{ Kips}$$

Rasio kapasitas geser yang terjadi

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{9,597}{376,2} = 0,02 \leq 1,0 \rightarrow \text{Ok!} \quad (\text{Pers 3.32})$$

Hasil selengkapnya untuk V_u struktur dapat dilihat pada lampiran C-5 untuk struktur BOF, C-4 untuk OF dan C-6 untuk *Global braced*.

6.2.4 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 :

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1,0 \quad (\text{Pers 3.49})$$

Pada hitungan manual ini diambil contoh pada Kolom 2 (K2) lantai 3 (elemen C-63 Gambar 4.7) struktur *Outrigger & Beltruss*

Nilai P_u seperti pada lempiran C-2. Untuk Kolom 2 lantai 3 (elemen C-63) Nilai P_u yang berpengaruh adalah :

$$P_{uc} \text{ Lantai 4} = 1038,64 \text{ Kips}$$

$$P_{uc} \text{ Lantai 3} = 1101,48 \text{ Kips}$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_x c (f_{yc} - P_{uc}/A_g) \quad (\text{Pers 3.50})$$

$$= 487 \cdot \left(36 - \frac{1101,48}{75,6} \right) + 487 \cdot \left(36 - \frac{1038,64}{75,6} \right)$$

$$= 21278,2 \text{ K-in}$$

$$V_u = 21,778 \text{ Kips (Dilihat pada Lampiran B-8)}$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1 R_y \cdot M_p + M_y) \quad (\text{Pers 3.51})$$

$$= (1,1 \cdot 1,3 \cdot Z_x \cdot F_y + \frac{1}{2} \cdot d \cdot V_u)$$

$$= (1,1 \cdot 1,3 \cdot 82,3 \cdot 36 + (1/2 \cdot 17,1 \cdot 21,778))$$

$$= 8830,8 \text{ K-in}$$

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = \frac{21278,2}{8830,8} = 2,4 > 1 \rightarrow \text{OK!} \quad (\text{Pers 3.49})$$

Hasil selengkapnya dapat dilihat pada lampiran C-13 sampai C-15.

Tabel 6.17 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K1

Lt	OF						BOF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras
20	8336.2	5668.6	1.5	8336.23	4550.8	1.8	5389	2318.4	2.32	2595	1997.4	1.3
19	20750	8352.9	2.5	10319.9	4550.8	2.3	10309	2904.7	3.55	4964.1	1915.1	2.6
18	27433	8374.1	3.3	13907.1	4550.8	3.1	9602	2921.4	3.29	4623.4	1915.1	2.4
17	29725	8374.4	3.5	15067	4550.8	3.3	9124	2923.8	3.12	4393.3	1915.1	2.3
16	30900	8387.6	3.7	15634.6	4550.8	3.4	9881	3456.3	2.86	4765	1915.1	2.5
15	32044	8387.2	3.8	16186.5	4550.8	3.6	10629	3457.4	3.07	5131.8	1915.1	2.7
14	31346	8385.2	3.7	15833.9	4550.8	3.5	10132	3456.1	2.93	4892	1915.1	2.6
13	30633	8383.4	3.7	15473.6	4550.8	3.4	9636	3456.8	2.79	4652.5	1915.1	2.4
12	31846	9661.3	3.3	16093.1	4550.8	3.5	10637	3467.1	3.07	5136	1915.1	2.7
11	33031	9659.3	3.4	16698.3	4550.8	3.7	11633	3470	3.35	5617.5	1915.1	2.9
10	32250	9656.2	3.3	16303.4	4550.8	3.6	11109	3441.5	3.23	5364.7	1915.1	2.8
9	31461	9652.8	3.3	15904.5	4550.8	3.5	10033	3440.9	2.92	4845.2	1915.1	2.5
8	32799	10720	3.1	16557.1	4550.8	3.6	9871	3940.7	2.5	4917.3	1915.1	2.6
7	34126	10717	3.2	17204.6	4550.8	3.8	10256	3938.8	2.6	5246.4	1915.1	2.7
6	33311	10712	3.1	16793.6	4550.8	3.7	9743	3937	2.47	4983.7	1915.1	2.6
5	32495	10708	3	16382.4	4550.8	3.6	9231	3930	2.35	4722.2	1915.1	2.5
4	36314	10721	3.4	18278.7	4550.8	4	9645	4404.6	2.19	4919.4	1915.1	2.6
3	40118	10715	3.7	20168	4550.8	4.4	10058	4400.1	2.29	5116.5	1915.1	2.7
2	39283	10709	3.7	19748.4	4550.8	4.3	9547	4394.6	2.17	4856.5	1915.1	2.5
1	38494	10701	3.6	19351.4	4550.8	4.3	9040	4394.3	2.06	4598.6	1915.1	2.4

Tabel 6.18 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K2

Lt	OF						BOF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras
20	11382	5672.3	2	11382.5	2779.9	4.1	6194	4638	1.34	6194	3994.8	1.6
19	26545	8362	3.2	13483.4	2779.9	4.9	12546	5814.8	2.16	6059.8	4437.6	1.4
18	31755	8381.6	3.8	16066.8	2779.9	5.8	12344	5848.9	2.11	5960	4437.6	1.3
17	32786	8381.9	3.9	16561.1	2779.9	6	11627	5853.8	1.99	5613.5	4437.6	1.3
16	33946	8393.4	4	17154.6	2779.9	6.2	11624	6917.1	1.68	5602.3	4437.6	1.3
15	35099	8392.9	4.2	17743.8	2779.9	6.4	11618	6919.3	1.68	5589.7	4437.6	1.3
14	34284	8390.9	4.1	17331.9	2779.9	6.2	10892	6916.7	1.57	5240.3	4437.6	1.2
13	33470	8389.1	4	16920.3	2779.9	6.1	10165	6918.1	1.47	4890.5	4437.6	1.1
12	34802	9669.1	3.6	17568.3	2779.9	6.3	11119	6936.5	1.6	5538.7	4437.6	1.2
11	36126	9667	3.7	18212.8	2779.9	6.6	12065	6942.3	1.74	6171.5	4437.6	1.4
10	35296	9663.8	3.7	17794.3	2779.9	6.4	11708	6885.1	1.7	5989	4437.6	1.3
9	34466	9660.3	3.6	17376	2779.9	6.3	10801	6883.9	1.57	5525.1	4437.6	1.2
8	36075	10727	3.4	18164.7	2779.9	6.5	11588	7891.2	1.47	5913.2	4437.6	1.3
7	37677	10724	3.5	18950.7	2779.9	6.8	12911	7887.4	1.64	6576.5	4437.6	1.5
6	36837	10720	3.4	18528.1	2779.9	6.7	12139	7883.6	1.54	6183.4	4437.6	1.4
5	35999	10715	3.4	18106.6	2779.9	6.5	11368	7869.4	1.44	5790.7	4437.6	1.3
4	41946	10735	3.9	21011.9	2779.9	7.6	16333	8840.4	1.85	8273.5	4437.6	1.9
3	47872	10729	4.5	23908.7	2779.9	8.6	21278	8830.8	2.41	10748	4437.6	2.4
2	46996	10723	4.4	23470.9	2779.9	8.4	20470	8818.6	2.32	10340	4437.6	2.3
1	46121	10714	4.3	23034	2779.9	8.3	19661	8817.9	2.23	9931.4	4437.6	2.2

Tabel 6.19 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K3

Lt	OF						BOF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras
20	10206	5670.8	1.8	10205.9	2779.9	3.7	10237	4596.9	2.23	10237	3437.3	3
19	23746	8356.5	2.8	12066.2	2779.9	4.3	21318	5695.4	3.74	10852	2347.2	4.6
18	28355	8374.1	3.4	14383.8	2779.9	5.2	23038	5716.5	4.03	11707	2347.2	5
17	29255	8374.4	3.5	14828.6	2779.9	5.3	23536	5719.1	4.12	11934	2347.2	5.1
16	30318	8387.6	3.6	15339.9	2779.9	5.5	24027	6766.8	3.55	12191	2347.2	5.2
15	31375	8387.2	3.7	15848.5	2779.9	5.7	24515	6768	3.62	12446	2347.2	5.3
14	30610	8385.2	3.7	15462.3	2779.9	5.6	23752	6766.6	3.51	12059	2347.2	5.1
13	29845	8383.4	3.6	15075.7	2779.9	5.4	22989	6767.4	3.4	11671	2347.2	5
12	31024	9661.3	3.2	15678	2779.9	5.6	23843	6777	3.52	12095	2347.2	5.2
11	32197	9659.3	3.3	16276.7	2779.9	5.9	24691	6780.2	3.64	12515	2347.2	5.3
10	31417	9656.2	3.3	15882.2	2779.9	5.7	24303	6749.2	3.6	12319	2347.2	5.2
9	30635	9652.8	3.2	15487	2779.9	5.6	23712	6748.6	3.51	12019	2347.2	5.1
8	31978	10720	3	16142.7	2779.9	5.8	24516	7718.5	3.18	12404	2347.2	5.3
7	33312	10717	3.1	16794	2779.9	6	25516	7716.4	3.31	12889	2347.2	5.5
6	32509	10712	3	16389.1	2779.9	5.9	24729	7714.4	3.21	12492	2347.2	5.3
5	31703	10708	3	15983.1	2779.9	5.7	23942	7706.7	3.11	12094	2347.2	5.2
4	40121	10735	3.7	20111.1	2779.9	7.2	25070	8660.4	2.89	12669	2347.2	5.4
3	48510	10729	4.5	24227.2	2779.9	8.7	26189	8655.5	3.03	13240	2347.2	5.6
2	47648	10723	4.4	23796.4	2779.9	8.6	25386	8649.3	2.94	12834	2347.2	5.5
1	46783	10714	4.4	23364.8	2779.9	8.4	24583	8648.9	2.84	12427	2347.2	5.3

Tabel 6.20 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K4

Lt	OF						BOF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras
20	10180	7052.4	1.4	10180.3	4550.8	2.2	6073	4718.9	1.29	6072.9	1128.4	5.4
19	22383	11774	1.9	11366.3	4550.8	2.5	12393	7264.8	1.71	5986.3	1659.7	3.6
18	32821	13486	2.4	16581.9	4550.8	3.6	12263	7315	1.68	5920.9	1659.7	3.6
17	40741	13488	3	20539.2	4550.8	4.5	11507	7326.8	1.57	5555.6	1659.7	3.3
16	42186	14438	2.9	21242.3	4550.8	4.7	11461	8576.3	1.34	5523.7	2048.9	2.7
15	43584	14437	1.5	21921.8	4550.8	4.8	11409	8580.2	1.33	5489.1	2048.9	2.7
14	42485	14434	2.9	21369.1	4550.8	4.7	10637	8578.9	1.24	5118	2048.9	2.5
13	41364	14430	2.9	20805	4550.8	4.6	9866	8582.9	1.15	4746.9	2048.9	2.3
12	40205	16396	2.5	20222	4550.8	4.4	11713	8623.4	1.36	5827.7	2048.9	2.8
11	41240	16404	2.5	20737.4	4550.8	4.6	13545	8631.6	1.57	6890.3	2048.9	3.4
10	42252	16398	2.6	21240.7	4550.8	4.7	12956	8546.6	1.52	6590.6	2048.9	3.2
9	41012	16391	2.5	20617.5	4550.8	4.5	12062	8545.6	1.41	6136	2048.9	3
8	39737	18766	2.1	19976.7	4550.8	4.4	13314	9942.9	1.34	6760.1	2409.3	2.8
7	42992	18783	2.3	21535.4	4550.8	4.7	14861	9935.7	1.5	7535	2409.3	3.1
6	46222	18774	2.5	23084.2	4550.8	5.1	14042	9928.7	1.41	7119.8	2409.3	3
5	44869	18764	2.4	22408.6	4550.8	4.9	13228	9907.5	1.34	6707.1	2409.3	2.8
4	45862	21140	2.2	22918.4	4550.8	5	16959	10998	1.54	8579	3418.3	2.5
3	46840	21130	2.2	23420.2	4550.8	5.1	20679	10987	1.88	10446	3418.3	3.1
2	45477	21118	2.2	22738.7	4550.8	5	19846	10969	1.81	10025	3418.3	2.9
1	44190	21103	2.1	22094.8	4550.8	4.9	19019	10961	1.74	9607.2	3418.3	2.8

Tabel 6.21 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K5

Lt	OF						BOF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras
20	13801	7062	2	13800.9	5559.8	2.5	12577	7884.9	1.6	12577	2439.4	5.2
19	34643	11820	2.9	17513.9	5559.8	3.2	25908	12046	2.15	13145	1665.7	7.9
18	43542	13497	3.2	21924.8	5559.8	3.9	26040	12101	2.15	13220	1665.7	7.9
17	44782	13500	3.3	22524.4	5559.8	4.1	24796	12114	2.05	12589	1665.7	7.6
16	45812	14451	3.2	23036.1	5559.8	4.1	25174	14217	1.77	12770	1665.7	7.7
15	46833	14450	3.2	23543.5	5559.8	4.2	25545	14221	1.8	12948	1665.7	7.8
14	45578	14446	3.2	22912.9	5559.8	4.1	24283	14220	1.71	12309	1665.7	7.4
13	44320	14442	3.1	22280.5	5559.8	4	23022	14224	1.62	11669	1665.7	7
12	45325	16421	2.8	22765.8	5559.8	4.1	23531	14263	1.65	11906	1665.7	7.1
11	46317	16416	2.8	23245.1	5559.8	4.2	24029	14272	1.68	12138	1665.7	7.3
10	45028	16410	2.7	22598.3	5559.8	4.1	22916	14179	1.62	11576	1665.7	6.9
9	43733	16403	2.7	21948.5	5559.8	3.9	21784	14178	1.54	11004	1665.7	6.6
8	47127	18799	2.5	23603.7	5559.8	4.2	24469	16470	1.49	12346	1665.7	7.4
7	50498	18792	2.7	25248.9	5559.8	4.5	27154	16462	1.65	13690	1665.7	8.2
6	49151	18783	2.6	24575.5	5559.8	4.4	25831	16455	1.57	13023	1665.7	7.8
5	47797	18773	2.5	23898.7	5559.8	4.3	24507	16431	1.49	12355	1665.7	7.4
4	50292	21158	2.4	25069.5	5559.8	4.5	27715	18253	1.52	13950	1665.7	8.4
3	52759	21147	2.5	26228.6	5559.8	4.7	30901	18240	1.69	15535	1665.7	9.3
2	51343	21135	2.4	25524.7	5559.8	4.6	29531	18220	1.62	14846	1665.7	8.9
1	49917	21119	2.4	24815.8	5559.8	4.5	28161	18211	1.55	14157	1665.7	8.5

Tabel 6.22 Rekapitulasi Kontrol *Strong Column Weak Beam* Kolom K6

Lt	OF						BOF					
	Arah x			Arah y			Arah x			Arah y		
	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras	Σ Mpc	Σ Mpb	Ras
20	13790	7062	2	13789.6	5559.8	2.48	12549	4034.2	3.11	12549	2439.4	5.1
19	34598	11820	2.9	17491.5	5559.8	3.15	25771	6252.4	4.12	13075	1665.7	7.8
18	45727	13509	3.4	23017.4	5559.8	4.14	25855	6307.4	4.1	13126	1665.7	7.9
17	49179	13512	3.6	24722.9	5559.8	4.45	24677	6320.4	3.9	12529	1665.7	7.5
16	50161	14463	3.5	25194.8	5559.8	4.53	25122	7386.6	3.4	12743	1665.7	7.7
15	51132	14462	3.5	25661.6	5559.8	4.62	25555	7390.9	3.46	12953	1665.7	7.8
14	49795	14458	3.4	24990.5	5559.8	4.49	24355	7389.5	3.3	12345	1665.7	7.4
13	48458	14454	3.4	24319.8	5559.8	4.37	23153	7393.9	3.13	11736	1665.7	7
12	49480	16433	3	24769.9	5559.8	4.46	23722	7433	3.19	12003	1665.7	7.2
11	50489	16428	3.1	25215.2	5559.8	4.54	24281	7441.9	3.26	12265	1665.7	7.4
10	49127	16422	3	24535.1	5559.8	4.41	23056	7349.1	3.14	11646	1665.7	7
9	47766	16415	2.9	23855.5	5559.8	4.29	21828	7348	2.97	11026	1665.7	6.6
8	48775	18799	2.6	24373.8	5559.8	4.38	24591	8568.6	2.87	12408	1665.7	7.4
7	49777	18792	2.6	24888.4	5559.8	4.48	27336	8560.6	3.19	13781	1665.7	8.3
6	48402	18783	2.6	24200.9	5559.8	4.35	26069	8552.9	3.05	13143	1665.7	7.9
5	47025	18773	2.5	23512.3	5559.8	4.23	24799	8529.6	2.91	12502	1665.7	7.5
4	49490	21158	2.3	24669.9	5559.8	4.44	28070	9453.4	2.97	14128	1665.7	8.5
3	51932	21147	2.5	25817.7	5559.8	4.64	31318	9440.5	3.32	15744	1665.7	9.5
2	50506	21135	2.4	25108.7	5559.8	4.52	29996	9420.9	3.18	15080	1665.7	9.1
1	49077	21119	2.3	24398.3	5559.8	4.39	28665	9412.3	3.05	14410	1665.7	8.7

6.3 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).

6.3.1 Perencanaan *Bracing* Terhadap Gaya Aksial Tekan

Direncanakan *bracing* pada lantai 4 struktur *Outrigger & Belttruss* dengan gaya aksial tekan rencana berdasarkan lampiran D-1, $P_{u,br} = 112,69$ Kips dan $L_b = 189,069$ in. Digunakan profil W10x33 dengan data propertis sebagai berikut :

d	$= 9,73$ in	I_x	$= 171$ in ⁴	f_y	$= 36$ Ksi
b_f	$= 7,96$ in	I_y	$= 36,6$ in ⁴	E_s	$= 29000$ Ksi
t_w	$= 0,29$ in	r_x	$= 4,197$ in		
t_f	$= 0,435$ in	r_y	$= 1,942$ in		
A	$= 9,71$ in ²	Z_x	$= 38,8$ in ³		
w	$= 32,98$ lb/ft	Z_y	$= 14$ in ³		

Kontrol penampang kompak untuk menghindari terjadinya *local buckling* menurut persamaan dimana disyaratkan $\lambda \leq \lambda_p$.

$$\text{Kontrol sayap, } \lambda_s = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{7,96}{2 \cdot 0,435} = 9,149 \leq \lambda_{ps} = \frac{65}{\sqrt{f_y}} = \frac{52}{\sqrt{36}} = 10,833 \quad (3.12)$$

$$\text{Kontrol badan, } \lambda_b = \frac{d}{t_w} = 33,48 \leq \lambda_{pb} = \frac{640}{\sqrt{f_y}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106,667 \quad (\text{Pers 3.13})$$

Dukungan pada kedua ujung dianggap sendi-sendi, sehingga $k = 1$.

$$\lambda_c = \frac{k \cdot L}{\pi \cdot r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{1.189,069}{\pi \cdot 1,942} \sqrt{\frac{36}{29000}} = 1,092 \quad (\text{Pers 3.42})$$

Diambil $\lambda_c = 0,856$; karena $\lambda_c < 1,5$ maka:

$$F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) f_y = (0,658^{1,092^2}) 36 = 21,851 \text{ Ksi} \quad (\text{Pers 3.43})$$

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot A_g \cdot F_{cr} = 0,85 \cdot 32,98 \cdot 21,851 = 180,348 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.45})$$

$$\phi P_n = 180,348 \text{ Kips} > P_{u,br} = 112,69 \text{ Kips}$$

Rasio beban aksial:

$$\frac{P_{u,br}}{\phi P_n} = \frac{112,69}{180,348} = 0,65 < 1,0 \rightarrow \text{Ok!}$$

6.3.2 Rencana *Bracing* Terhadap Gaya Aksial Tarik

Diketahui gaya aksial tarik *bracing* pada lantai 4 struktur *Outrigger & Beltruss* lampiran D-1, $P_{u,br} = 38,47$ Kips dengan $L_b = 189,069$ in. Data propertis profil sama dengan *bracing* tekan.

Untuk kondisi leleh pada luas bruto penampang

$$\phi P_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot 9,71 \cdot 36 = 314,664 \text{ Kips} > P_{u,br} = 38,47 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.53})$$

Untuk kondisi patah pada luas tampang efektif

Digunakan baut diameter $\frac{3}{4}$ in, maka :

$$\begin{aligned} A_{nt} &= A_g - (n \cdot (db + \frac{1}{16}) \cdot t_w) - (n \cdot (db + \frac{1}{16}) \cdot t_f) && (\text{Pers 3.54}) \\ &= 9,71 - (2 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}) \cdot 0,345) - (4 \cdot (\frac{3}{4} + \frac{1}{16}) \cdot 0,575) \\ &= 4,87 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$A_e = U \cdot A_{nt} = 0,85 \cdot 4,87 = 4,14 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers 3.55})$$

$$\phi P_n = 0,75 \cdot F_u \cdot A_e = 0,75 \cdot 58 \cdot 4,14 = 183,179 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.56})$$

Dari kedua nilai kuat dukung tersebut diambil yang terkecil, $\phi P_n = 183,179 \text{ Kips}$

$$\text{Sehingga, } \frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{38,47}{183,179} = 0,21 < 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

6.4 Perencanaan Balok Anak

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

Prosedur desain balok komposit akan dipaparkan dalam sub bab berikut:

6.4.1 Perhitungan Propertis Elastis Penampang Komposit

Perhitungan Balok Anak anak untuk lantai 1-19 Struktur *Open Frame*

Data :

Bentang balok anak = 6 m = 236,22 in

Tebal Slab Beton = 5 in

Mutu Beton (f_c') = 4 Ksi

Digunakan Profil Baja W10x 49

Dengan Propertis :

$$A_s = 14,4 \text{ in}^2 \quad I_x = 272 \text{ in}^4$$

$$d = 9,98 \text{ in} \quad I_y = 93,4 \text{ in}^4$$

$$t_w = 0,34 \text{ in} \quad S_x = 54,16 \text{ in}^3$$

$$b_f = 10 \text{ in} \quad S_y = 18,7 \text{ in}^3$$

$$t_f = 0,56 \text{ in} \quad Z_x = 60,4 \text{ in}^3$$

$$r_x = 4,35 \text{ in} \quad Z_y = 28,3 \text{ in}^3$$

$$r_y = 25,4 \text{ in} \quad E_s = 29000 \text{ Ksi}$$

Hitungan Momen Ultimit

1) Tebal Plat = 5 in

$$\text{Berat per Panjang} = (6 \cdot 3,28 \cdot (5/12) \cdot 150) = 1.230,3 \text{ Lb/ft}$$

2) Berat Sendiri Baja = 49 Lb/ft

$$W \text{ mati} = 1.279,3 \text{ Lb/ft}$$

3) Berat Beban Hidup = $250 \text{ kg/m}^2 = 51,16 \text{ Lb/ft}^2$

$$\text{Berat per panjang} = 51,16 \cdot (6/0,3048) = 1.007,09 \text{ Lb/ft}$$

Jadi Didapat QD = 1.279,3 Lb/ft

$$QL = 1.007,09 \text{ Lb/ft}$$

$$Q_u = 1,2 Q_D + 1,6 Q_L \quad (3.71)$$

$$= 1,2 \cdot 1.279,3 + 1,6 \cdot 1.007,09$$

$$= 3.146,5 \text{ Lb/ft}$$

$$M_u = \frac{1}{8} q_u L^2 \quad (3.72)$$

$$= \frac{1}{8} (3.146,5)(19,686^2)$$

$$= 152.423,71 \text{ Lbft}$$

$$= 152,423 \text{ Kft}$$

$$= 1.829,08 \text{ Kin}$$

Hitungan Momen Terfaktor

Tebal Slab Beton (ts) = 5 in

$$E_c = 1750 \sqrt{f_c'} \quad (\text{Pers 3.57})$$

$$= 1750 \sqrt{4}$$

$$= 3500 \text{ Ksi}$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio Modular, } n &= \frac{E_s}{E_c} && \text{(Pers 3.58)} \\ &= \frac{29000}{3500} \\ &= 8,286 \end{aligned}$$

Lebar efektif Slab beton

$$b_E \leq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} * 236,22 \text{ in} = 59,05 \text{ in (Menentukan)} \quad \text{(Pers 3.59)}$$

$$b_E \leq 16 t_s + b_f = (16 * 5) + (10) = 90 \text{ in} \quad \text{(Pers 3.60)}$$

$$b_E \leq b_o = 6\text{m} = 236,22 \text{ in} \quad \text{(Pers 3.61)}$$

Lebar Sayap beton Ekuivalen

$$\frac{b_E}{n} = \frac{59,05}{8,286} \quad \text{(Pers 3.62)}$$

$$= 7,126 \text{ in}$$

Luas Baja Transformasi

$$A = \left(\frac{b_E}{n} * t_s \right) + A_s \quad \text{(Pers 3.63)}$$

$$= (7,126 * 5) + 14,4$$

$$= 50,03 \text{ in}$$

Letak garis netral Komposit terhadap sisi atas

$$Y_a = \frac{\left(\frac{b_E}{n} * t_s \right) (0,5 t_s) + (A_s (0,5 d + t_s))}{\left(\frac{b_E}{n} * t_s \right) + A_s} \quad \text{(Pers 3.64)}$$

$$= \frac{(7,126 * 5)(0,5 * 5) + (14,4(0,5 * 9,98) + 5)}{(7,126 * 5) + (14,4)}$$

$$= 4,65 \text{ in}$$

$$Y_b = d + t_s - y_a \quad (\text{Pers 3.65})$$

$$= 9,98 + 5 - 4,65$$

$$= 10,33 \text{ in}$$

Momen Inersia Penampang Kompak

$$I_{\text{komp}} = I_x + (A_s * y^2) + I_x (A.y^2) \quad (\text{Pers 3.66})$$

$$= \frac{1}{12} (7,126 * 5^3) + (7,126 * 5) * 2,15^2 + 272 + (14,4 * 5,34^2)$$

$$= 74,23 + 164,7 + 272 + 410,62$$

$$= 921,55 \text{ in}^4$$

6.4.2 Kapasitas Lentur Nominal Balok Komposit

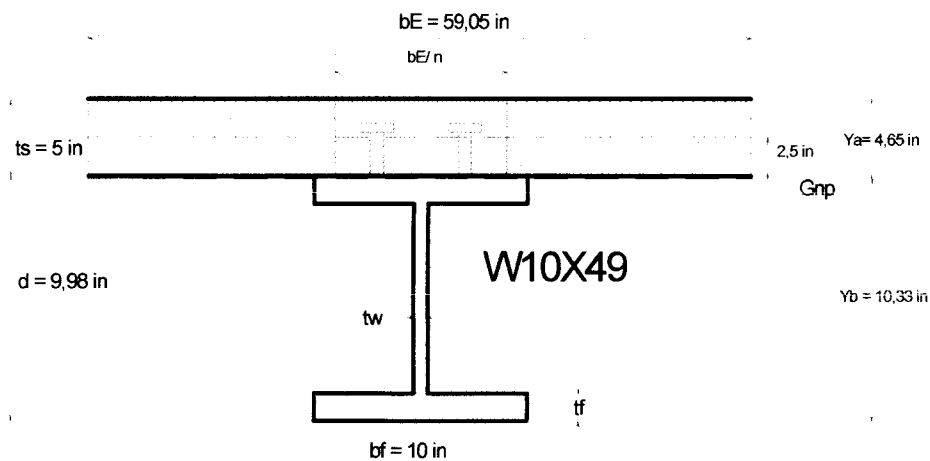
Rasio tinggi terhadap tebal badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (\text{Pers 3.13})$$

$$= \frac{0,95 * 9,98}{0,34}$$

$$= 27,89 < \frac{640}{\sqrt{f_y}}$$

$$< 106,67$$



Gambar 6.3 Penampang komposit balok anak bentang 6 m

$$\text{Gaya desak Beton } C = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a \quad (\text{Pers 3.77})$$

$$\text{Gaya Tarik baja } T = A_s \cdot f_y \quad (\text{Pers 3.78})$$

Keseimbangan gaya dalam $C=T$

$$C=T$$

$$0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot a = A_s \cdot f_y$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_E} \quad (\text{Pers 3.79})$$

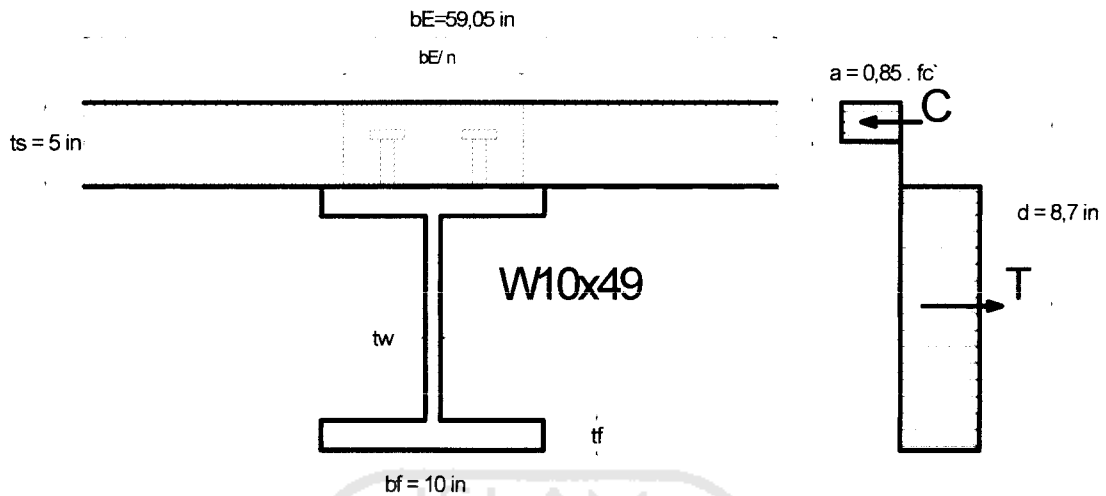
$$= \frac{14,4 \cdot 36}{0,85 \cdot 4 \cdot 59,05}$$

$$= 2,58 \text{ in} < t_s = 5 \text{ in}$$

$$d_i = 0,5d + t_s - 0,5a$$

$$= 0,5 \cdot 9,98 + 5 - (0,5 \cdot 2,58)$$

$$= 8,7 \text{ in}$$



Gambar 6.4 Diagram tegangan lentur plastis

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \cdot f_y \cdot d_i && \text{(Pers 3.80)} \\
 &= 14,4 \cdot 36 \cdot 8,7 \\
 &= 4.510,08 \text{ Kin}
 \end{aligned}$$

Kontrol Kapasitas

$$\phi M_n \geq M_u \quad \text{(Pers 3.81)}$$

$$0,85 \cdot 4.510,08 \text{ Kin} \geq M_u$$

$$3.833,57 \geq 1.829,08 \text{ Kin}$$

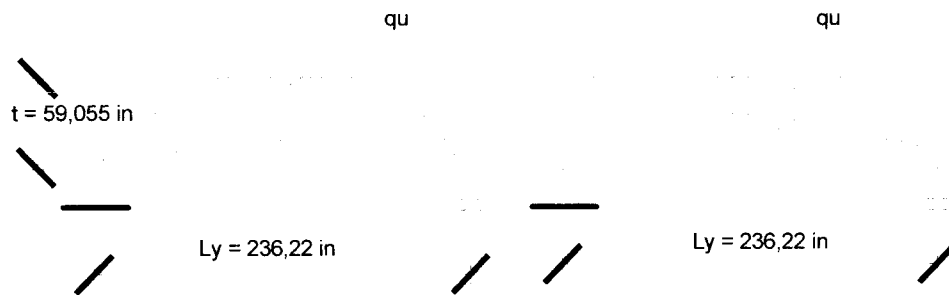
6.4.3 Kontrol Terhadap Lendutan

Untuk lantai

$$\text{Beban mati (QD)} = 483 \text{ Kg/m}^2 = 483 \cdot \frac{2,2026 \cdot 10^{-3}}{39,37^2} = 6,8637 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\text{Beban hidup (QL)} = 250 \text{ Kg/m}^2 = 250 \cdot \frac{2,2026 \cdot 10^{-3}}{39,37^2} = 3,5526 \cdot 10^{-4} \text{ K/in}^2$$

$$\text{Berat Sendiri Profil W10x 49} = 49 \text{ Lb/ft} = \frac{49 \cdot 10^{-3} \text{ Kip}}{12 \text{ in}} = 4,083 \cdot 10^{-3} \text{ K/in}$$



Gambar 6.5 Pembebanan pada balok anak

$$Lx = 3m = 118,11 \text{ in}$$

$$Ly = 6m = 236,22 \text{ in}$$

$$t = 0,5 Lx = 59,055 \text{ in}$$

(Pers 3.83)

$$teq = t - \frac{4t^3}{3Ly^2}$$

(Pers 3.84)

$$= 59,055 - \frac{4 * 59,055^3}{3 * 236,22^2}$$

$$= 54,133 \text{ in}$$

$$qd = teq * qd$$

(Pers 3.85)

$$= 54,133 * 6,8637 * 10^{-4}$$

$$= 0,03715 \text{ k/in}$$

$$ql = teq * QL$$

(Pers 3.86)

$$= 54,133 * 3,526 * 10^{-4}$$

$$= 0,01923 \text{ K/in}$$

$$q \text{ total} = 2qd + 2ql + qs$$

(Pers 3.87)

$$= 2(0,03715) + 2(0,01923) + 4,083 * 10^{-3}$$

$$= 0,1168 \text{ K/in}$$

Lendutan yang terjadi pada balok Komposit

1) Apabila pada pelaksanaan terdapat dukungan

$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \frac{5}{384} \frac{q_{\text{total}} * L^4}{E * I_{\text{komp}}} && \text{(Pers 3.88)} \\ &= \frac{5}{384} \frac{0,1168 * 236,22^4}{29000 * 921,55} \\ &= 0,177 < \frac{L}{360} = \frac{236,22}{360} = 0,656 \text{ in}\end{aligned}$$

2) Apabila pada pelaksanaan tanpa dukungan

$$\begin{aligned}q_{\text{mati}} &= q_d + q_s && \text{(Pers 3.89)} \\ &= 0,03715 + 4,083 * 10^{-3} \\ &= 0,0412 \text{ k/in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{baja}} &= \frac{5}{384} \frac{q_{\text{mati}} * L^4}{E_s * I_x} && \text{(Pers 3.90)} \\ &= \frac{5}{384} \frac{0,0412 * 236,22^4}{29000 * 272} \\ &= 0,2118 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\text{komp}} &= \frac{5}{384} \frac{q_{\text{mati}} * L^4}{E_s * I_x} && \text{(Pers 3.91)} \\ &= \frac{5}{384} \frac{0,01923 * 236,22^4}{29000 * 921,55} \\ &= 0,0292 \text{ in}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{\max} &= \Delta_{\text{baja}} + \Delta_{\text{komp}} && \text{(Pers 3.92)} \\ &= 0,2118 + 0,0292 \\ &= 0,241 < \frac{L}{360} = \frac{236,22}{360} = 0,656 \text{ in}\end{aligned}$$

6.4.4 Perencanaan Konektor geser

$$V_n = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_E \cdot t_s \quad (\text{Pers 3.93a})$$

$$= 0,85 \cdot 4 \cdot 59,05 \cdot 5$$

$$= 1.003,85 \text{ Kips}$$

$$V_n = A_s \cdot f_y \quad (\text{Pers 3.93b})$$

$$= 14,4 \cdot 36$$

$$= 518,4 \text{ kips (menentukan)}$$

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

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u \quad (\text{Pers 3.94})$$

$$= 0,5 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot (5/8)^2 \cdot \sqrt{4 \cdot 3500}$$

$$= 18,14 \text{ Kips}$$

Jumlah Stud geser yang dibutuhkan untuk setengah bentang balok

$$n = \frac{V_n}{Q_n} \quad (\text{Pers 3.95})$$

$$= \frac{518,4 \text{ Kips}}{18,14 \text{ Kips}}$$

$$= 28,57 \text{ dipakai } 30 \text{ persetengah bentang balok}$$

6.5 Pendetailan khusus Pada Struktur

6.5.1 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 :

Sambungan balok ke kolom direncanakan dengan menggunakan momen kapasitas plastis dan gaya geser yang terjadi pada balok. Diambil hitungan struktur

Outrigger & beltruss, antara balok B1 (elemen B-12 dan B-11 gambar 4.7) dengan kolom K2 (elemen C-63 gambar 4.7) pada lantai 3.

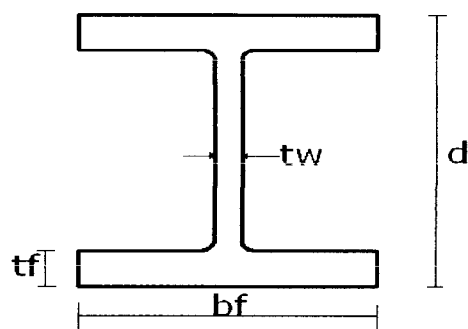
Data Profil desain yang di pakai:

Balok W16X45

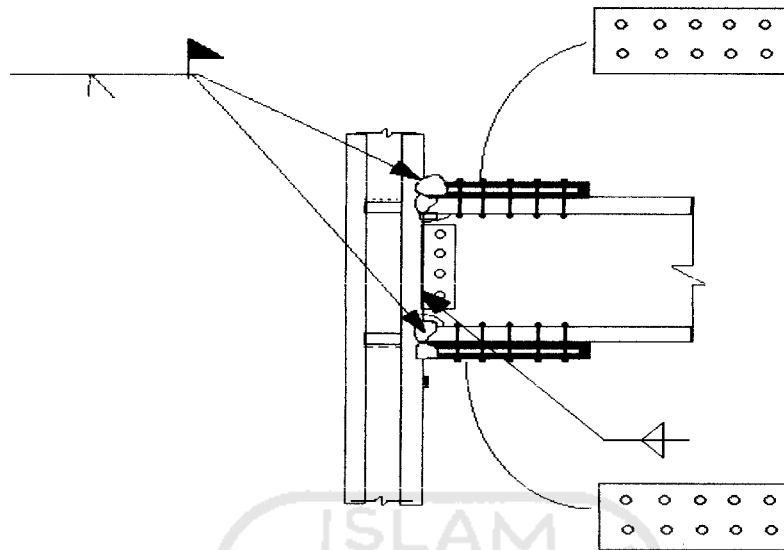
$$\begin{aligned} A_s &= 13,3 \text{ in}^2 & Z_x &= 82,3 \text{ in}^4 \\ d &= 16,1 \text{ in} & Z_y &= 14,5 \text{ in}^4 \\ t_w &= 0,345 \text{ in} & F_y &= 36 \text{ ksi} \\ b_f &= 7,04 \text{ in} & F_u &= 58 \text{ ksi} \\ t_f &= 0,565 \text{ in} \end{aligned}$$

Kolom W14X 257

$$\begin{aligned} A_s &= 75,6 \text{ in}^2 & Z_x &= 487 \text{ in}^4 \\ d &= 16,4 \text{ in} & Z_y &= 246 \text{ in}^4 \\ t_w &= 1,18 \text{ in} & F_y &= 36 \text{ ksi} \\ b_f &= 16 \text{ in} & F_u &= 58 \text{ ksi} \\ t_f &= 1,89 \text{ in} & k &= 2 \text{ in} \end{aligned}$$



Gambar 6.6 Penampang profil kolom



Gambar 6.7 Rencana Sambungan Yang Digunakan

Prosedur Desain

- a. Menentukan beban yang bekerja berdasarkan kapasitas plastis balok

Momen kapasitas plastis balok supaya terjadi strain hardening

$$\begin{aligned}
 M_p &= 1,1 \cdot Z_x \cdot F_y \\
 &= 1,1 \cdot 82,3 \cdot 36 = 3259,08 \text{ k-in.}
 \end{aligned}$$

Gaya geser pada lokasi muka kolom, balok B1 lampiran B-8 hasil dari analisis struktur:

$$V_d = 11,94 \text{ kips}$$

$$V_l = 3,14 \text{ kips}$$

$$V_e = 1,47 \text{ kips}$$

Gaya geser pada balok, merupakan nilai terkecil dari :

$$\begin{aligned}
 V_p &= 1,2V_d + 0,5V_l + \frac{2 M_p}{L'} \\
 &= 1,2 \cdot 11,94 + 0,5 \cdot 3,14 + \frac{2 \cdot 3259,8}{219,47} = 45,597 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_p &= 1,2V_D + 0,5V_L + \mu V_E \\
 &= 1,2 \cdot 11,94 + 0,5 \cdot 3,14 + 4 \cdot 1,47 = 21,778 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

Momen pada muka kolom, M_f .

$$\begin{aligned}
 M_f &= M_{pb} + V_p \cdot X \\
 &= 3259,08 + 21,778 \cdot 8,2 = 3437,66 \text{ k-in}
 \end{aligned}$$

b. Sambungan *flange plate* ke sayap kolom

Gaya tarik terfaktor, T_u .

$$T_u = \frac{M_f}{0,95d} = \frac{3437,66}{0,95 \cdot 16,1} = 224,76 \text{ kips.} \quad (\text{Pers 3.96})$$

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

Kondisi leleh tarik :

$$T_u \leq \phi \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.99)$$

$$A_{g \min} = \frac{224,76}{0,9 \cdot 36} = 6,93 \text{ in}^2 \text{ (menentukan)}$$

Kondisi fraktur :

$$T_u \leq \phi \cdot F_u \cdot A_e ; A_e = U \cdot A_n \quad (3.55)$$

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

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

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

$$A_{g \min} = \frac{224,76}{0,75 \cdot 58 \cdot 1 \cdot 0,85} = 6,07 \text{ in}^2$$

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

Maka tebal *flange plate*, $t_{pl} = \frac{7}{5} = 1,40 \text{ in} \approx 1 \frac{1}{2} \text{ in}$

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

Kuat geser satu baut A₃₂₅-X diameter $\frac{7}{8}$ in

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (3.101)$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \frac{7}{8}^2\right) = 32,47 \text{ kips}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n_{\min} = \frac{T_u}{\phi R_n}$$

$$= \frac{224,76}{32,47} = 7 \rightarrow 7 \text{ baut}$$

Sayap balok lebih kritis, coba baut 10-buah.

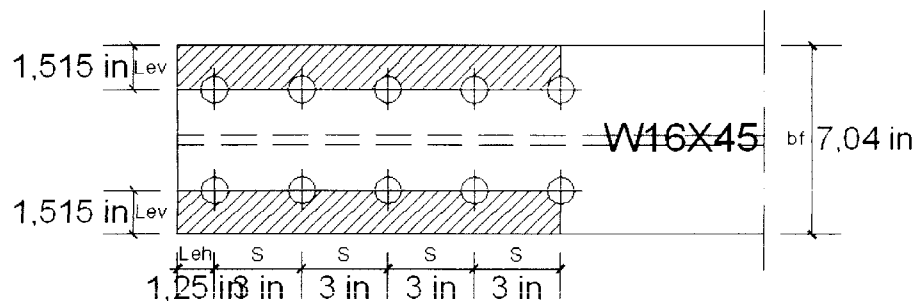
Kuat tumpu sayap balok

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d_b \cdot t_{wb} \quad (3.98)$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 58 \cdot \frac{7}{8} \cdot 0,565 = 51,61 \text{ kips} > 32,47 \text{ kips}$$

Kontrol blok geser :

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



Gambar 6.8 Penampang Pelat Sambung 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.

$$A_{vg} = 2 \cdot t_f \cdot (l_{eh} + 5.S)$$

$$= 2 \cdot 0,565 \cdot (1,25 + 4 \cdot 3) = 14,97 \text{ in}^2$$

(Luas pelelehan geser)

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

$$= 2 \cdot 0,565 \cdot (1,515 - 0,5 \cdot (\frac{7}{8} + \frac{1}{16})) = 1,12 \text{ in}^2$$

(Luas fraktur tarik)

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

$$= 14,97 - 2 \cdot 0,565 \cdot (4,5 \cdot (\frac{7}{8} + \frac{1}{16})) = 9,885 \text{ in}^2$$

(Luas fraktur geser)

$$A_{tg} = 2 \cdot t_f \cdot l_{ev}$$

$$= 2 \cdot 0,565 \cdot 1,515 = 1,712 \text{ in}^2$$

(Luas leleh tarik)

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$F_u \cdot A_{nt} = 64,96 < 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} = 343,998$$

$$T_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg}$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 9,885 + 36 \cdot 1,712 = 405,63 \text{ kips}$$

(3.100b)

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\phi T_n = 0,75 \cdot 405,63 = 304,22 \text{ kips} > T_u = 224,76 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

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

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

$$V_f = \frac{2.M_f}{L_n} + V_g$$

$$= \frac{2.3477,66}{236,22} + (1,2.11,94 + 0,5.3,14) = 45,34 \text{ kips.}$$

$$\begin{aligned} V_f &= 1,05 \left(V_D + V_L + \frac{4}{K} V_E \right) \cdot \left(\frac{Ln}{L'} \right) \\ &= 1,05 \cdot (11,94 + 6,7 + \frac{4}{1} 3,14) \cdot \left(\frac{236,22}{205,51} \right) = 37,65 \text{ kips} \end{aligned}$$

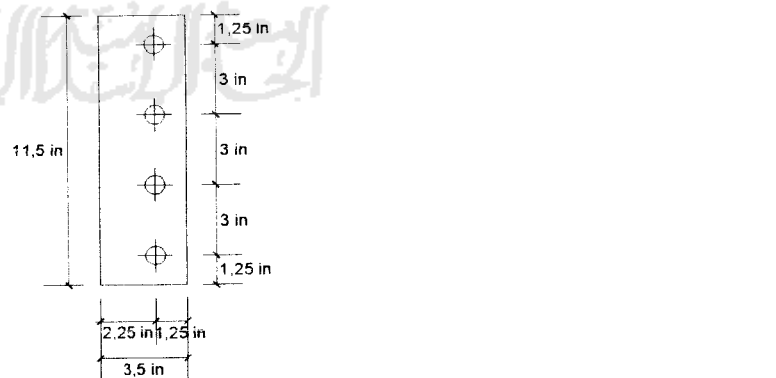
Apabila digunakan baut dengan diameter $\frac{3}{4}$ in,

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (3.101)$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 120) \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \frac{3}{4}^2 \right) = 23,87 \text{ kips}$$

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_f}{\phi R_n} = \frac{37,65}{23,87} = 1,6 \rightarrow 2 \text{ buah.}$$

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 :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \quad (3.102)$$

$$= 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot (\frac{3}{8} \cdot 11 \frac{1}{2}) = 83,83 \text{ kips} > V_f = 45,34 \text{ kips} \rightarrow ok$$

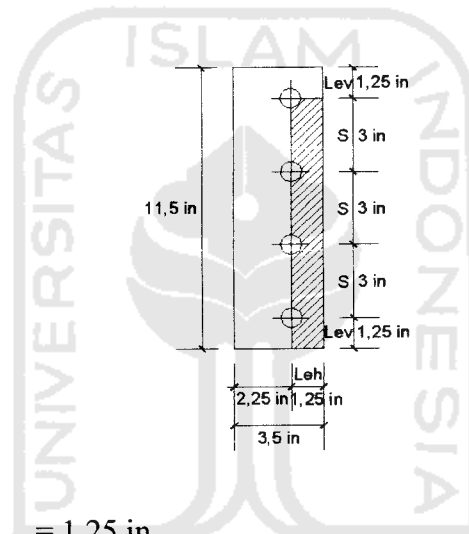
Kontrol geser fraktur pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \quad (3.103)$$

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

$$= 80,75 \text{ kips} > V_f = 45,34 \text{ kips} \rightarrow ok$$

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 :

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

$$V_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (3.100b)$$

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

Kapasitas reaksi terfaktor,

$$\phi V_n = 0,75 \cdot 113,32 = 84,99 \text{ kips} > V_f = 45,34 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

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,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (3.104a)$$

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

Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \quad (3.104b)$$

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

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{V_f}{\phi R_{nw}} = \frac{45,34}{5,575} = 8,132 \text{ in} \rightarrow \text{pakai } 9 \text{ in}.$$

Pakai 5 in pada setiap sisinya.

6.5.2 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*:

$$\begin{aligned} P_{bf} &= 1,8 \cdot b_f \cdot t_f \cdot F_y && \text{(Pers 3.105)} \\ &= 1,8 \cdot 6,25 \cdot 0,565 \cdot 36 = 257,75 \text{ kips.} \end{aligned}$$

Pelelehan sayap lokal (*Local flange bending*):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 6,25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} && \text{(Pers 3.106a)} \\ &= 0,9 \cdot 6,25 \cdot 1,89^2 \cdot 36 = 723 \text{ kips} > P_{bf} = 257,75 \text{ kips} \end{aligned}$$

Pelelehan badan local (*Local Web Yielding*):

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi \cdot (5k + t_{fb}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc} && \text{(Pers 3.106b)} \\ &= 1 \cdot (5 \cdot 2 + 0,565) \cdot 36 \cdot 1,18 \\ &= 448,8 \text{ kips} < P_{bf} = 257,75 \text{ kips} \end{aligned}$$

Pelipatan pelat badan (*Web Crippling*):

$$\phi R_n = \phi \cdot 135 \cdot t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{t_{fb}}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\text{Pers 3.106c})$$

$$= 0,75 \cdot 135 \cdot 1,18^2 \left[1 + 3 \left(\frac{0,565}{16,4} \right) \left(\frac{1,18}{1,89} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{36 \cdot 1,89}{1,18}}$$

$$= 1125,12 \text{ kips} > P_{bf} = 257,75 \text{ kips}$$

Tekuk tekan dari pelat badan (*Compression Buckling of The Web*):

$$\phi R_n = \frac{\phi \cdot 4100 \cdot t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c^1} \quad (\text{Pers 3.106d})$$

$$= \frac{0,9 \cdot 4100 \cdot 1,18^3 \cdot \sqrt{36}}{(16,4 - 2 \cdot 1,6)} = 2218,1 \text{ in} > P_{bf} = 257,75 \text{ kips}$$

Karena ϕR_n pada pelelehan sayap lokal ($\phi R_n = 723 \text{ kips}$), pelelehan badan lokal ($\phi R_n = 448,8 \text{ kips}$), pelipatan pelat badan ($\phi R_n = 1125,12 \text{ kips}$), dan tekuk tekan dari pelat badan ($\phi R_n = 2218,1 \text{ kips}$) lebih besar dari P_{bf} kapasitas beban terfaktor ($P_{bf} = 257,75 \text{ kips}$) maka tidak diperlukan pelat pengaku (*stiffener*).

Menentukan Gaya Geser pada Panel Zone

Terdapat dua balok pada kolom maka persamaan 3.12.4 dapat dapat dimodifikasi menjadi:

$$V_c = \frac{M_1 \left[\frac{L_1}{L_{n1}} \right] + M_2 \left[\frac{L_2}{L_{n2}} \right]}{h} \quad (\text{Pers 3.108})$$

$$V_c = \frac{3636 \left[\frac{236,22}{220,12} \right] + 3636 \left[\frac{236,22}{220,12} \right]}{147,64}$$

$$V_c = 52,85 \text{ Kips}$$

Gaya geser pada *Panel Zone* :

$$V_u = \frac{M_{P1}}{0,95d_{b1}} + \frac{M_{P2}}{0,95d_{b2}} - V_c \quad (\text{Pers 3.107})$$

$$V_u = \frac{3636}{0,95 \cdot 18,2} + \frac{3636}{0,95 \cdot 18,2} - 52,85 = 367,74 \text{ Kips}$$

$P_u = 1101 \text{ Kips} \leq P_y = F_y \cdot A = 36 \cdot 75,6 = 2721,6 \text{ Kips}$ maka :

$$\phi R_v = \phi 0,6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \quad (\text{Pers 3.110a})$$

$$\phi R_v = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 36 \cdot 16,4 \cdot 1,18 \left(1 + \frac{3 \cdot 16 \cdot 1,89^2}{18,2 \cdot 16,4 \cdot 1,18} \right)$$

$$\phi R_v = 559,35 \text{ Kips}$$

Dengan demikian tidak memerlukan double plat, tetapi untuk menambah kapasitas geser dari panel zone yang berulang-ulang digunakan panel zone dengan tebal sebagai berikut :

Menentukan dimensi pelat pengaku

$$t_{\text{reg}} = \frac{\sum F_u}{\phi \left(0,6 \cdot f_y \cdot d_c \cdot \left(1,4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \right)}$$

$$P_u = 1101 \text{ Kips}$$

$$P_y = F_y \cdot A = 36 \cdot 75,6 = 2721,6 \text{ Kips}$$

$$t_{\text{reg}} = \frac{\sum F_u}{\phi \left(0,6 \cdot f_y \cdot d_c \cdot \left(1,4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \right)}$$

$$= \frac{224,76}{0,9 \left(0,6 \cdot 50 \cdot 16,4 \left(1,4 - \frac{1101}{2721,6} \right) \right)} = 0,50 \text{ inchi}$$

Coba pelat $\frac{1}{2}$ inchi x 12,5 inchi x 16 inchi dengan $\frac{3}{16}$ las sambung

Cek *double plat buckling*

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,87 \sqrt{\frac{kv}{f_y}}$$

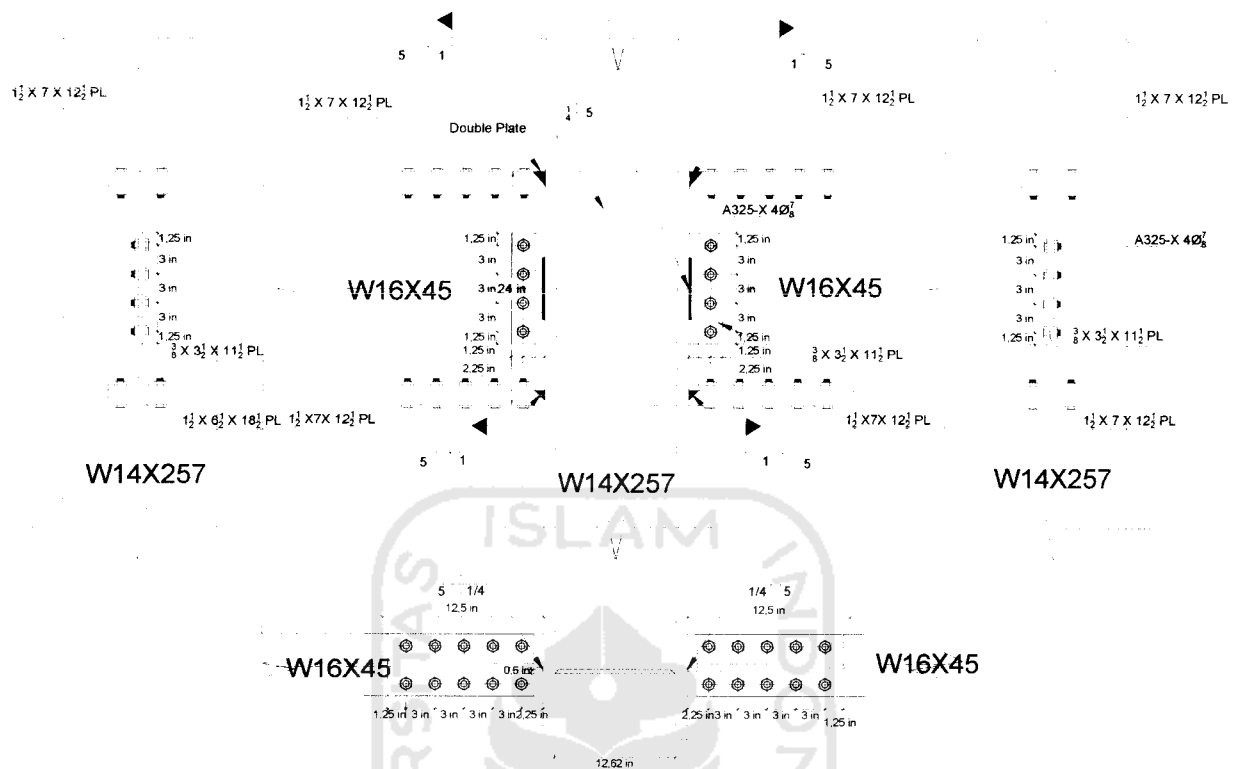
$$\frac{h}{t_w} = \frac{12,5}{0,5} = 25$$

$$kv = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{16}{12,5} \right)^2} = 8,05$$

$$1,87 \sqrt{\frac{kv}{f_y}} = 1,87 \sqrt{\frac{8,05}{36}} = 88,42$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,87 \sqrt{\frac{kv}{f_y}} = 25 \leq 88,42 \text{ double plat OK}$$

Jadi digunakan *double plat* $\frac{1}{2}$ x 12,5 x 16 inchi dengan las penyambung $\frac{3}{16}$.



Gambar 6.9 Detail Sambungan Balok ke Kolom

6.5.3 Sambungan Balok Anak ke Balok

Diambil hitungan untuk struktur *Outrigger & Beltruss* balok anak lantai 3 dengan balok B1 W16x45, yang mempunyai bentang bentang 6 m = 236,22 in, dengan data balok anak sebagai berikut :

Balok W10x49

$$A_s = 14,4 \text{ in}^2 \quad Z_x = 60,4 \text{ in}^4$$

$$d = 9,98 \text{ in} \quad Z_y = 28,3 \text{ in}^4$$

$$t_w = 0,34 \text{ in} \quad F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$b_f = 10 \text{ in} \quad F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$t_f = 0,56 \text{ in}$$

$$V_d = 11,94 \text{ kips (Lampiran B-8)}$$

$$V_1 = 3,14 \text{ kips (Lampiran B-8)}$$

$$V_u = 1,2 V_d + 0,5 V_1$$

$$= 1,2 \cdot 11,94 + 0,5 \cdot 3,14 = 15,9 \text{ kips.}$$

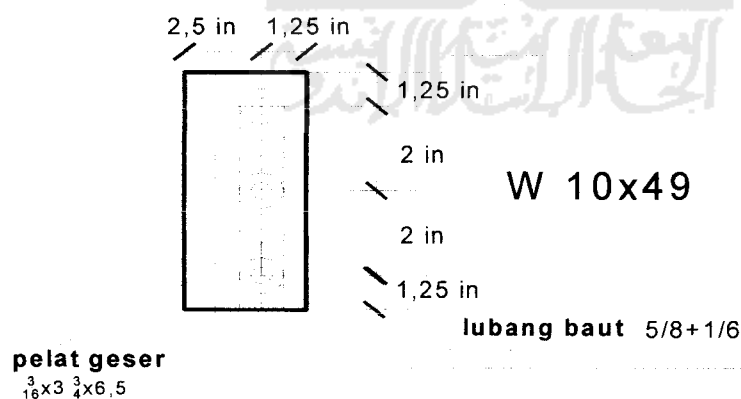
Dicoba menggunakan baut A325, $\emptyset \frac{5}{8}$ in, dengan $A_b = 0,307 \text{ in}^2$.

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u^b) \cdot m \cdot A_b \quad (\text{Pers 3.101})$$

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

$$\text{Jumlah baut } n = \frac{V_u}{\phi R_n} = \frac{15,9}{16,578} = 0,95$$

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



Gambar 6.10 Sambungan Balok anak ke balok

Coba plat $\frac{3}{16} \times 3 \frac{3}{4} \times 6,5$

Kontrol leleh geser pada plat :

$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_y) \cdot A_g \quad (\text{Pers 3.102})$$

$$= 0,9 \cdot (0,6 \cdot 36) \cdot (3/16 \times 6,5) = 23,693 \text{ kips} > V_u = 15,9 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

Kontrol fraktur geser pada plat :

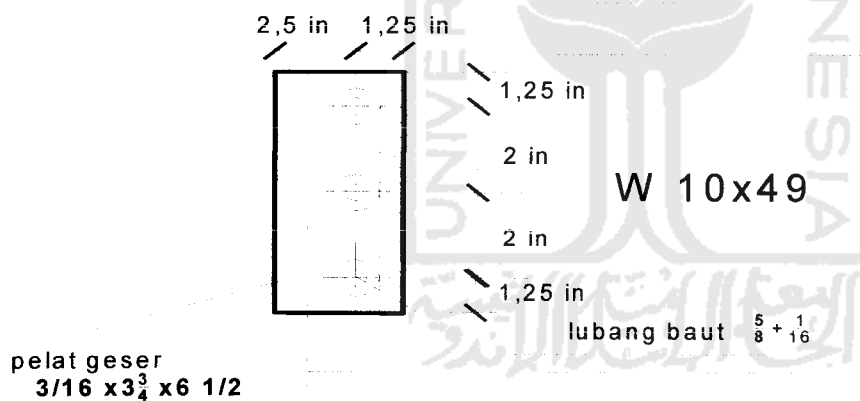
$$\phi R_n = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot A_n \quad (\text{Pers 3.103})$$

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

$$= 21,716 \text{ kips} > V_u = 15,9 \text{ kips} \rightarrow \text{ok}$$

Cek blok geser pada penampang plat (tampang kritis).

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



Gambar 6.11 Detail Sambungan Balok anak ke balok

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

$$= 3/16 \cdot (1,25 + 2 \cdot 2) = 0,984 \text{ in}^2$$

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

$$= 3/16 \cdot (1,25 - 0,5(\frac{5}{8} + \frac{1}{16})) = 0,17 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = A_{vg} - t_{pl} \cdot (2,5 \cdot (d + \frac{1}{6})) \quad (\text{Luas fraktur geser})$$

$$= 0,984 - 3/16 \cdot (2,5 \cdot (\frac{5}{8} + \frac{1}{6})) = 0,604 \text{ in}^2$$

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

$$= 3/16 \cdot 1,25 = 0,234 \text{ in}^2$$

Untuk reaksi nominal pilih nilai terbesar dari :

$$F_u \cdot A_{nt} = 9,86 < 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} = 22,97$$

$$V_n = 0,6 \cdot F_u \cdot A_{ns} + F_y \cdot A_{tg} \quad (\text{Pers 3.100b})$$

$$= 0,6 \cdot 58 \cdot 0,66 + 36 \cdot 0,234 = 43,264 \text{ kips}$$

Kapasitas reaksi terfaktor, $\phi V_n = 0,75 \cdot 43,264 = 32,45 \text{ kips} > V_u = 15,9 \text{ kips}$.

Menentukan panjang las :

Tebal plat yang digunakan $t_{pl} = \frac{3}{16} \text{ in}$.

Digunakan las fillet, bila $t_{pl} = \frac{3}{16} \text{ in} < \frac{1}{4} \text{ in}$,

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

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

$$t_e = 0,707 \cdot a = 0,088 \text{ in.}$$

Kekuatan las berdasar leleh tarik,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e \quad (\text{Pers 3.104a})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,088 = 2,78 \text{ k/in. (menentukan)}$$

Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

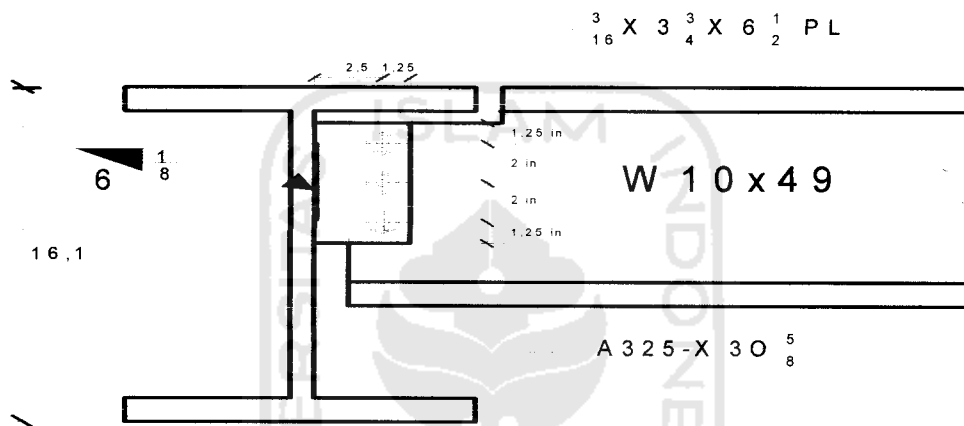
$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl} \quad (\text{Pers 3.104b})$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{3}{16} = 4,89 \text{ k/in.}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{15,9}{2,78} = 5,7 \text{ in} \approx 6 \text{ in}$$

Pakai 6 in las $\frac{1}{8}$ in pada satu sisi balok



Gambar 6.12 Detail Sambungan Balok anak ke balok

6.5.4 Sambungan Kolom

Direncanakan sambungan kolom K2 pada lantai 4 (elemen C-64 gambar 4.7) W14X257 dan kolom lantai 5 (elemen C-65 gambar 4.7) W14X176 struktur *Outrigger & Beltruss*, berdasarkan lampiran C-2 dengan $M_u = 2839,66 \text{ K-in}$ dan $P_u = 1038,6 \text{ Kips}$.

Data propertis profil W14X257 sebagai berikut :

$$A_s = 75,6 \text{ in}^2 \quad F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$d = 16,38 \text{ in} \quad F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$t_w = 1,175 \text{ in}$$

$$b_f = 15,995 \text{ in}$$

$$t_f = 1,89 \text{ in}$$

Data propertis profil W14X176 sebagai berikut :

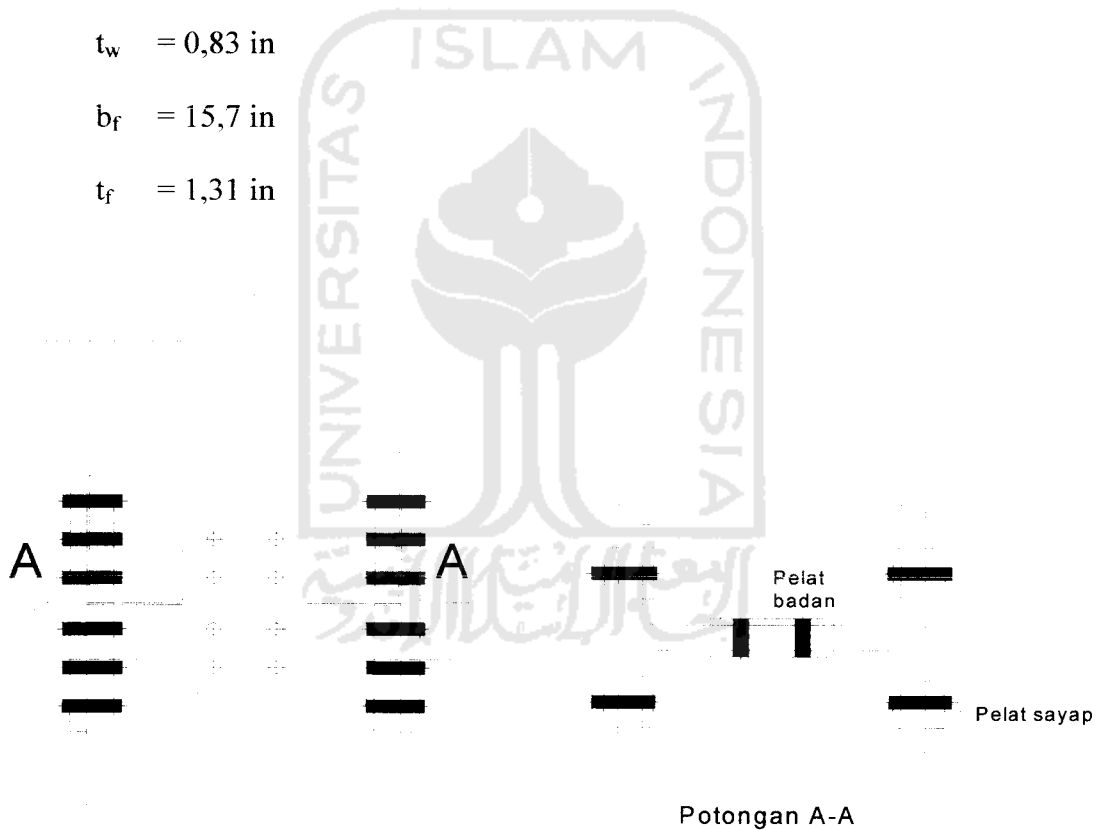
$$A_s = 51,8 \text{ in}^2 \quad F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$d = 15,2 \text{ in} \quad F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$t_w = 0,83 \text{ in}$$

$$b_f = 15,7 \text{ in}$$

$$t_f = 1,31 \text{ in}$$



Gambar 6.13 Rencana sambungan antar kolom

Gaya pada sayap

$$T_{u_f} = \frac{M_{u,k}}{0,95d} = \frac{2839,66}{0,95 \cdot 16,38} = 182,486 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.112})$$

Sambungan pada sayap

1. Desain jumlah baut

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

$$\phi R_n = \phi \cdot 0,6 \cdot f_u^b \cdot A_b = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 120 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (3/4)^2) = 23,85 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.113})$$

$$n \text{ perlu} = \frac{T_{uf}}{\phi r_n} = \frac{182,486}{2 \cdot 23,85} = 3,8 \approx 4 \text{ baut}$$

Kontrol kekuatan sayap kolom

$$A_{vg} = 3,75 \cdot 1,89 \cdot 2 = 14,175 \text{ in}^2$$

$$A_{tg} = \left(\frac{15,995 - 7,5}{2} \right) \cdot 1,89 \cdot 2 = 16,06 \text{ in}^2$$

$$A_{ns} = (3,375 - 1,5 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 1,89 \cdot 2 = 8,15 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = \left(\frac{15,995 - 7,5}{2} - 0,5 \cdot (3/4 + 1/16) \right) \cdot 1,89 \cdot 2 = 14,52 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 14,52 = 842,16 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 8,15 = 283,62 \text{ Kips}$$

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

$$\phi R_n = \phi (f_u \cdot A_{nt} + 0,6 \cdot f_y \cdot A_{gs})$$

$$= 0,75 \cdot (842,16 + 0,6 \cdot 36 \cdot 12,758)$$

$$= 838,3 \text{ Kips} > T_{uf} = 182,486 \text{ Kips} \quad \text{OK!}$$

2. Desain pelat sambung

Dicoba pelat dengan lebar 10,5 in

$$A_g = \frac{182,486}{2.0,9.36} = 2,816 \text{ in}^2$$

$$t_{\min} = \frac{2,816}{10,5} = 0,27 \text{ in} \approx \text{dipakai tebal pelat } 0,75 \text{ in}$$

Pakai pelat sambung PL 0,75 x 10 in

Kontrol kekuatan pelat sambung

$$A_{gt} = 0,75 \cdot 10,5 = 7,875 \text{ in}^2$$

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

$$0,85 A_{gt} = 0,85 \cdot 18,375 = 15,62 \text{ in}^2 > A_{nt} = 6,656 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = \phi \cdot f_u \cdot A_{nt}$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot 6,656 = 289,536 \text{ Kips} > \frac{T_u f}{2} = 91,243 \text{ Kips}$$

(Pers 3.116)

Kontrol blok geser

$$A_{vg} = 3,75 \cdot 3/4 \cdot 2 = 5,625 \text{ in}^2$$

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

$$A_{ns} = (3,75 - 1,5 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 3/4 \cdot 2 = 3,797 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (1,5 - 0,5 \cdot (3/4 + 1/16)) \cdot 3/4 \cdot 2 = 1,641 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 1,641 = 95,178 \text{ Kips}$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 3,797 = 132,136 \text{ Kips}$$

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

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi (0,6.f_u.A_{ns} + f_y.A_{gt}) \\ &= 0,75.(132,136 + 36.1,5) \\ &= 139,602 \text{ Kips} > \frac{T_{uf}}{2} = 91,243 \text{ Kips OK!}\end{aligned}$$

Kuat tumpu pelat sambung

$$\phi R_n = \phi . 2,4 . f_u . t_p . d_b \quad (\text{Pers 3.98})$$

$$= 0,75 . 2,4 . 58 . (3/4) . (3/4) . 4 = 234,9 \text{ Kips} > T_{uf} = 182,486 \text{ Kips}$$

Sambungan pada badan

1. Desain jumlah baut

$$P_{uw} = \frac{P_{u,k} . A_w}{A} = \frac{1038,6 . ((16,38 - 2.1,89) . 1,175)}{75,6} = 203,393 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.117})$$

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

$$\phi r_n = \phi . 0,6 . f_u^b . A_b = 0,75 . 0,6 . 120 . (1/4 . \pi . (3/4)^2) = 25,85 \text{ Kips}$$

$$n \text{ perlu} = \frac{P_{uw}}{2\phi r_n} = \frac{203,393}{2.25,85} = 3,93 \text{ baut} \rightarrow \text{pakai 4 baut} \quad (\text{Pers 3.113})$$

Kontrol kekuatan badan

$$A_{ns} = (3,75 - 1,5 . (3/4 + 1/16)) . 1,41 . 2 = 5,948 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = (7 - 1 . (3/4 + 1/16)) . 1,175 = 7,27 \text{ in}^2$$

$$A_{vg} = 3,75 . 1,175 . 2 = 8,8125 \text{ in}^2$$

$$A_{tg} = 7 . 1,175 = 8,225 \text{ in}^2$$

$$f_u . A_{nt} = 58 . 7,27 = 421,66 \text{ Kips}$$

$$0,6.f_u.Ans = 0,6.58. 5,948 = 128,48 \text{ Kips}$$

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

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi (f_u.Ant + 0,6.f_y.Ags) \\ &= 0,75.(421,66 + 0,6.36.8,8125) \\ &= 412,605 \text{ Kips} > P_{u_w} = 203,393 \text{ Kips} \quad \text{OK!}\end{aligned}$$

2. Desain pelat sambung

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

$$A_g = \frac{203,393}{2.0,9.36} = 3,14 \text{ in}^2 \quad (\text{Pers 3.114})$$

$$t_{\min} = \frac{3,14}{10} = 0,314 \text{ in} \approx \text{dipakai tebal pelat } 3/8 \text{ in} \quad (\text{Pers 3.115})$$

Pakai pelat sambung PL 3/8 x 10 in

Kontrol kekuatan pelat sambung

Kondisi fraktur

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

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

$$\phi R_n = \phi.f_u.A_n \quad (\text{Pers 3.116})$$

$$= 0,75.58.6,281 = 273,224 \text{ Kips} > P_{u_w} = 203,393 \text{ Kips}$$

Kondisi leleh (Pers 3.53)

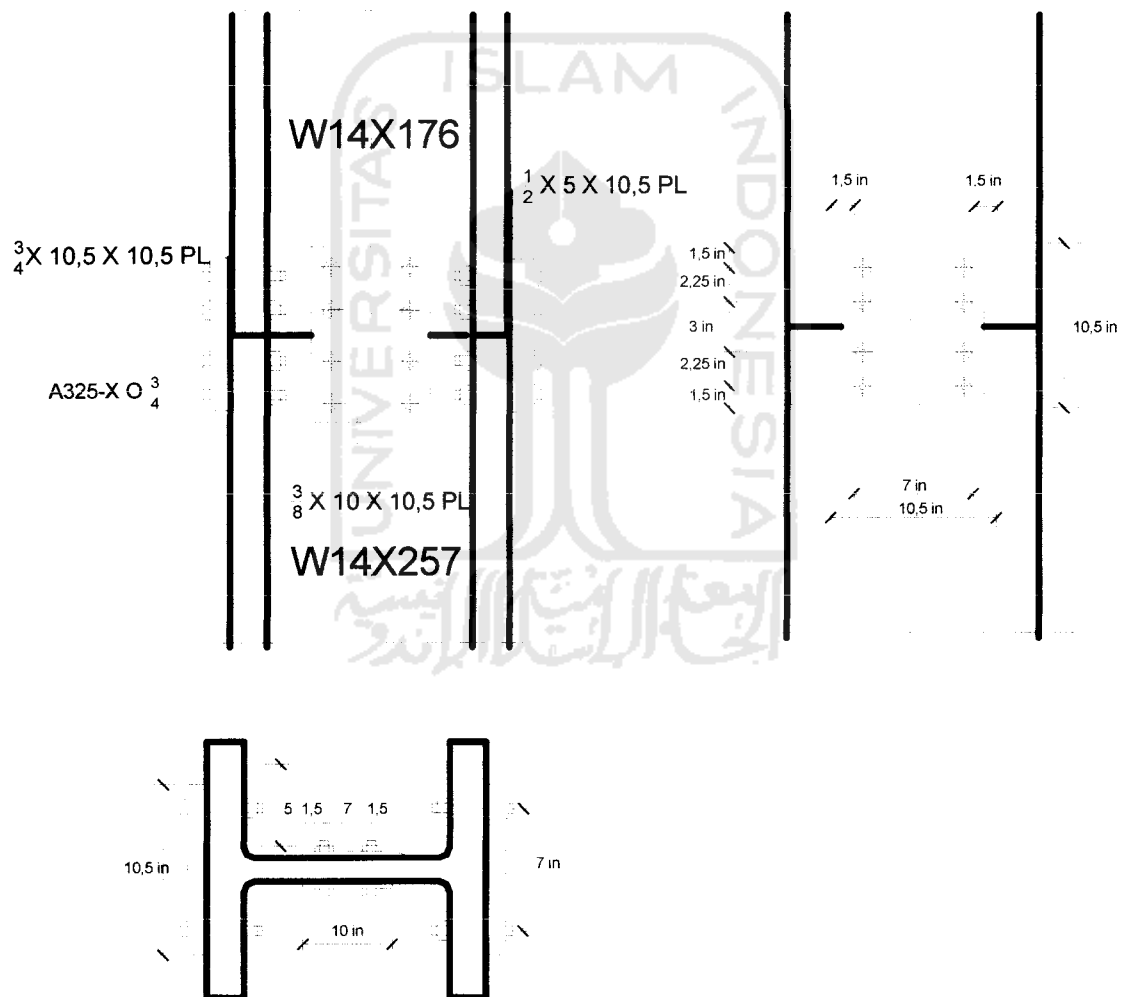
$$\phi R_n = 0,9.f_y A_g$$

$$= 0,9.36.3/8.10.2 = 243 \text{ Kips} > P_{u_w} = 203,393 \text{ Kips}$$

Kuat tumpu pelat sambung

$$\phi R_n = 0,75.2,4.58.(3/8).(3/4).2.4 \quad (\text{Pers 3.98})$$

$$= 234,9 \text{ Kips} > P_{u_w} = 203,393 \text{ Kips}$$



Gambar 6.14 Detail Sambungan kolom

6.5.5 Sambungan *Bracing*

Direncanakan sambungan *bracing* pada lantai 3, dengan gaya aksial yang terjadi berdasarkan lampiran D-1 adalah, P_u tekan = 114,82 Kips dan P_u tarik = 38,11 Kips. Dari perencanaan *bracing* didapatkan profil W10X33, dengan data propertis sebagai berikut :

$$\begin{array}{llll} d & = 9,73 \text{ in} & A & = 9,71 \text{ in}^2 & Z_y & = 14 \text{ in}^3 \\ b_f & = 7,96 \text{ in} & I_x & = 171 \text{ in}^4 & & \\ t_f & = 0,435 \text{ in} & I_y & = 36,6 \text{ in}^4 & & \\ t_w & = 0,29 \text{ in} & Z_x & = 36,6 \text{ in}^3 & & \end{array}$$

Prosedur disain:

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

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

Gaya pada sayap,

$$P_{ur} = \frac{P_u \cdot (b_f \cdot t_f)}{A} = \frac{38,11 \cdot (7,96 \cdot 0,435)}{9,71} = 13,60 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.118})$$

Gaya pada badan,

$$P_{uw} = P_u - 2P_{ur} = 38,11 - (2 \cdot 13,60) = 10,93 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.119})$$

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

Kuat geser satu baut A₃₂₅ – X diameter 3/4 in

$$\phi R_n = \phi_f \cdot 0,6 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (\text{Pers 3.101})$$

$$= 0,75 \cdot 0,6 \cdot 120 \cdot (1/4 \cdot \pi \cdot (3/4)^2)$$

$$= 23,85 \text{ Kips / baut}$$

Kebutuhan baut minimal untuk menahan geser

$$n_{\min} = \frac{P_{uf}}{\phi R_n} = \frac{38,11}{23,85} = 1,59 \approx 2 \quad \text{dipakai 6 baut}$$

Kuat tumpu sayap *brace*

$$\phi R_b = \phi_r \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{fb} \cdot f_u \quad (\text{Pers 3.98})$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 0,435 \cdot 58 = 36,9 \text{ Kips}$$

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,

$$\phi R_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y \quad (\text{Pers 3.53})$$

$$= 0,9 \cdot 3,75 \cdot 36 = 121,5 \text{ Kips} > P_{uf} = 38,11 \text{ kips}$$

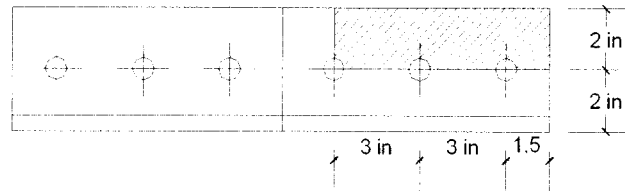
Kondisi fraktur,

$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U \quad (\text{Pers 3.56})$$

$$A_n = 3,75 - 1(3/4 + 1/16) \cdot 0,5 = 3,344 \text{ in}^2 ; U = 1$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 58 \cdot 3,344 \cdot 1 = 145,464 \text{ Kips} > P_{uf} = 38,11 \text{ Kips}$$

Pengecekan Geser Blok

Gambar 6.15 Geser Blok *Brace* ke pelat

Tarik fraktur

$$A_{nt} = 2(s \cdot t_{pl} - d/2 \cdot t_{pl}) = 2(2 \cdot 0,5 - ((3/4 + 1/16)/2) \cdot 0,5) = 1,594 \text{ in}^2$$

$$f_u \cdot A_{nt} = 58 \cdot 1,594 = 92,452 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{ns} = (1,5 + 3 \cdot 2 - 2,5(3/4 + 1/16)) \cdot 0,5 = 2,734 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 2,734 = 95,143 \text{ Kips}$$

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

$$\phi R_n = \phi \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns})$$

$$= 0,75 \cdot (36 \cdot (2 \cdot 2 \cdot 0,5) + 95,143)$$

$$= 125,357 \text{ Kips} > P_{uf} = 38,11 \text{ Kips} \rightarrow \text{OK!}$$

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

Dipakai baut $A_{325} - X$ diameter $3/4$ in.

Kebutuhan baut minimum,

$$n_{\min} = \frac{P_{uw}}{\phi R_n} = \frac{10,93}{13,916} = 0,785 \approx 2 \quad \text{dipakai 2 baut}$$

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

Kuat tumpu rencana

$$\phi R_n = \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{pl} \cdot f_u \quad (\text{Pers 3.98})$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 3/8 \cdot 58 = 31,809 \text{ Kips}$$

Kontrol kekuatan pada pelat

Kondisi leleh,

$$\phi R_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot (3/8 \cdot 6) \cdot 58 \quad (\text{Pers 3.53})$$

$$= 117,45 \text{ Kips} > P_{uw} = 10,93 \text{ Kips}$$

Kondisi fraktur

$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U \quad (\text{Pers 3.56})$$

$$= 0,75 \cdot 58 \cdot (3/8 \cdot 6 - 2 \cdot (3/4 + 1/16) \cdot 3/8) = 71,367 \text{ Kips} > P_{uw} = 10,93 \text{ Kips}$$

Pengecekan Geser Blok



Gambar 6.16 Geser Blok badan ke pelat

Tarik fraktur

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

$$f_u \cdot A_{nt} = 58.0,82 = 47,56 \text{ Kips}$$

Geser fraktur

$$A_{ns} = 2(s_1 + s_2 - 1/2 \cdot d) \cdot t_{pl} = 2 \cdot (3 - 0,5(3/4 + 1/16)) \cdot 3/8 = 1,945 \text{ in}^2$$

$$0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns} = 0,6 \cdot 58 \cdot 1,945 = 67,696 \text{ Kips}$$

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

$$\phi R_n = \phi \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \quad (\text{Pers 3.100b})$$

$$= 0,75 \cdot (36 \cdot (2 \cdot 1,5 \cdot 3/8) + 67,696)$$

$$= 51,6157 \text{ Kips} > P_{uw} = 10,93 \text{ Kips} \rightarrow \text{OK!}$$

Kontrol kekuatan *brace*

Kondisi leleh,

$$\phi R_n = 0,9 \cdot A_g \cdot f_y \quad (\text{Pers 3.53})$$

$$= 0,9 \cdot 9,71 \cdot 36 = 314,6 \text{ Kips} > P_u = 38,11 \text{ Kips} \rightarrow \text{OK!}$$

Kondisi fraktur,

$$\phi R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A_e = 0,75 \cdot f_u \cdot A_n \cdot U \quad (\text{Pers 3.56})$$

$$A_n = 9,71 - 2(3/4 + 1/16) \cdot 0,515 = 9,29 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0,75 \cdot 58 \cdot 9,29 \cdot 1 = 404,115 \text{ Kips} > P_u = 38,11 \text{ Kips}$$

3). Disain pelat sambung (*gusset*)

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

Kuat tumpu rencana tiap lubang baut

$$\phi R_n = \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_{pl} \cdot f_u \quad (\text{Pers 3.98})$$

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

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

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

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

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

$$\phi_t R_n = \phi \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns})$$

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

$$= 189,215 \text{ Kips} > P_{uw} = 10,93 \text{ Kips} \rightarrow \text{OK!}$$

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

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

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

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

$$\phi_t R_n = \phi_t \cdot (f_y \cdot A_{gt} + 0,6 \cdot f_u \cdot A_{ns}) \quad (\text{Pers 3.100b})$$

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

$$= 287,303 \text{ Kips} > P_u = 38,11 \text{ Kips} \rightarrow \text{OK!}$$

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*)

$$\phi R_n = \phi \cdot f_y \cdot A_w$$

$$= 0,9 \cdot (36 \cdot 7,5 \cdot 3/4 + 36 \cdot 7,5 \cdot 0,515) = 307,395 \text{ Kips} > P_u = 38,11 \text{ Kips}$$

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

$$e_c = \frac{d_b}{2} = \frac{16,1}{2} = 8,05 \text{ in}; \quad e_b = \frac{d_c}{2} = \frac{18,3}{2} = 9,15 \text{ in}$$

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

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \quad (\text{Pers 3.123})$$

$$= \sqrt{(22,5 + 8,05)^2 + (12,5 + 9,15)^2} = 37,44 \text{ in}$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-kolom

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u = \frac{8,05}{37,44} \cdot 38,11 = 8,19 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.124})$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u = \frac{12,5}{37,44} \cdot 38,11 = 12,73 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.125})$$

Distribusi gaya pada sambungan pelat-ke-balok

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u = \frac{22,5}{37,44} \cdot 38,11 = 22,9 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.126})$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u = \frac{9,15}{37,44} \cdot 38,11 = 9,31 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.127})$$

5). Disain sambungan pelat-ke-kolom

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

Gaya tarik tiap baut

$$r_{ut} = \frac{H_{uc}}{n} = \frac{8,19}{2,2} = 2,05 \text{ Kips / baut}$$

Kontrol kuat desain baut terhadap geser dan tarik

$$r_{uv} = \frac{V_{uc}}{n}$$

$$= \frac{12,73}{4} = 3,1825 \text{ Kips / baut} < \Phi r_n = 15,9 \text{ Kips / baut}$$

$$F_t = 117 - 1,9f_v$$

$$= 117 - 1,9 \left(\frac{3,18}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{3}{4}\right)^2} \right)$$

$$= 103,23 \text{ Ksi}$$

$$\phi R_n = \phi F_t \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 103,23 \cdot (0,25 \cdot \pi \cdot \left(\frac{3}{4}\right)^2) = 34,2 \text{ Kips} > r_{ut} = 2,05 \text{ Kips / baut}$$

Kontrol kuat tumpu sayap pelat sambung

$$\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot d \cdot t \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot \left(\frac{3}{4}\right) \cdot \left(\frac{1}{2}\right) \cdot 58 = 39,15 \text{ Kips} > \phi r_n = 15,9 \text{ Kips / baut}$$

Menentukan panjang las :

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

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

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

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

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

Kekuatan las berdasar leleh tarik,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_{Exx}) \cdot t_e$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 70) \cdot 0,221 = 6,962 \text{ k/in. (menentukan)}$$

Kekuatan las terhadap geser fraktur dari logam dasar,

$$\phi R_{nw} = \phi \cdot (0,6 \cdot F_u) \cdot t_{pl}$$

$$= 0,75 \cdot (0,6 \cdot 58) \cdot \frac{1}{2} = 13,05 \text{ k/in.}$$

Panjang las yang dibutuhkan,

$$P_{\text{las}} = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{12,73}{6,962} = 1,9 \text{ in} \approx 2 \text{ in.}$$

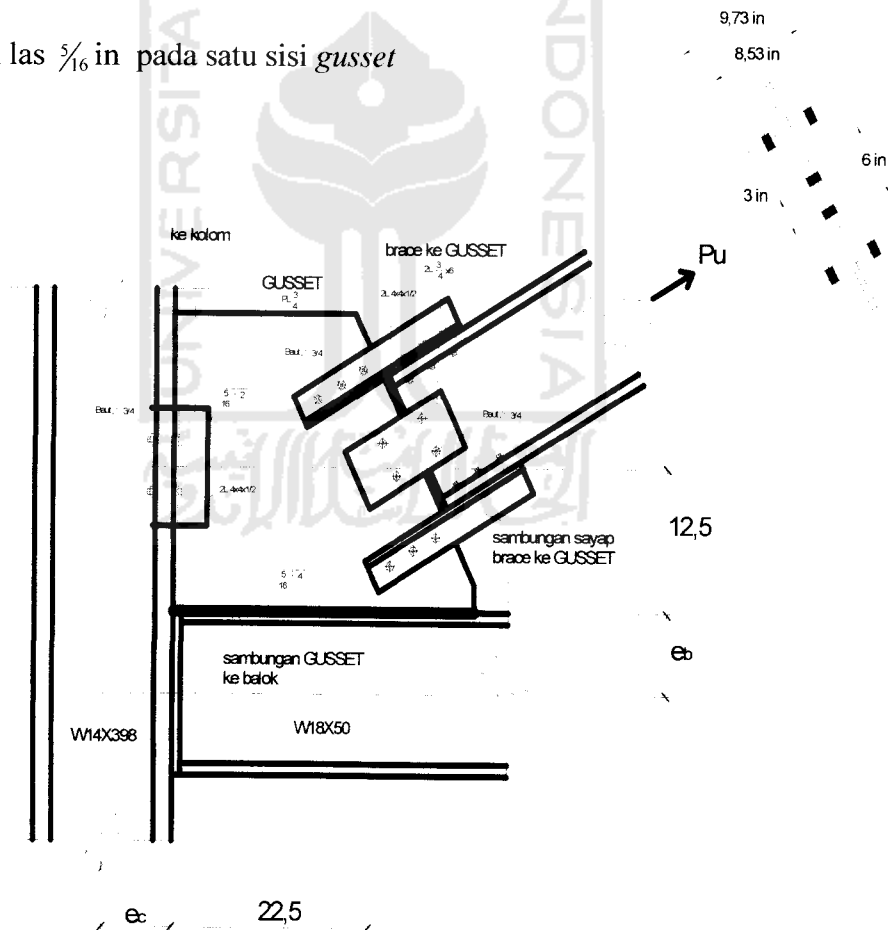
Pakai 2 in las $\frac{5}{16}$ in pada satu sisi *gusset*

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

Untuk sambungan antara *gusset* dengan sayap balok digunakan tipe las sudut dengan tebal $\frac{5}{16}$ in.

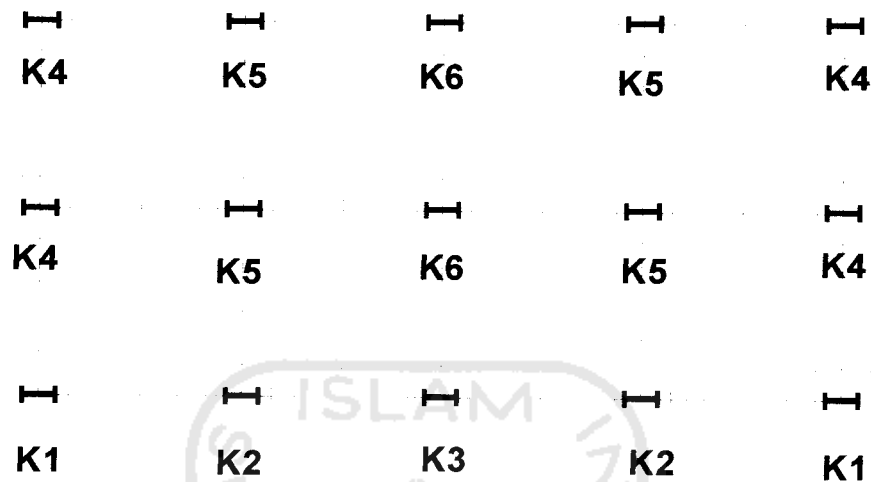
$$P_{\text{las}} = \frac{V_u}{\phi R_{nw}} = \frac{22,9}{6,962} = 3,28 \text{ in} \approx 4 \text{ in.}$$

Pakai 4 in las $\frac{5}{16}$ in pada satu sisi *gusset*



Gambar 6.17 Detail Sambungan *Bracing*

6.6 Perencanaan Pelat Dasar Kolom



Gambar 6.18 Denah Rencana peletakan plat dasar kolom

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

Direncanakan pelat dasar kolom K2 pada struktur *Outrigger & Beltruss* dengan beban yang bekerja berdasarkan lampiran C-2 di dasar kolom sebagai berikut :

$$Mu_x = 2838,58 \text{ K-in}$$

$$Mu_y = 711,17 \text{ K-in}$$

$$Pu = 1226,95 \text{ Kips}$$

Digunakan kolom W14X257, dengan data propertis sebagai berikut :

$$A_s = 75,6 \text{ in}^2 \quad F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$d = 16,4 \text{ in} \quad F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$t_w = 1,18 \text{ in} \quad f_c' = 4 \text{ Ksi}$$

$$b_f = 16 \text{ in} \quad F_p = 0,85 \cdot f_c' = 3,4 \text{ Ksi}$$

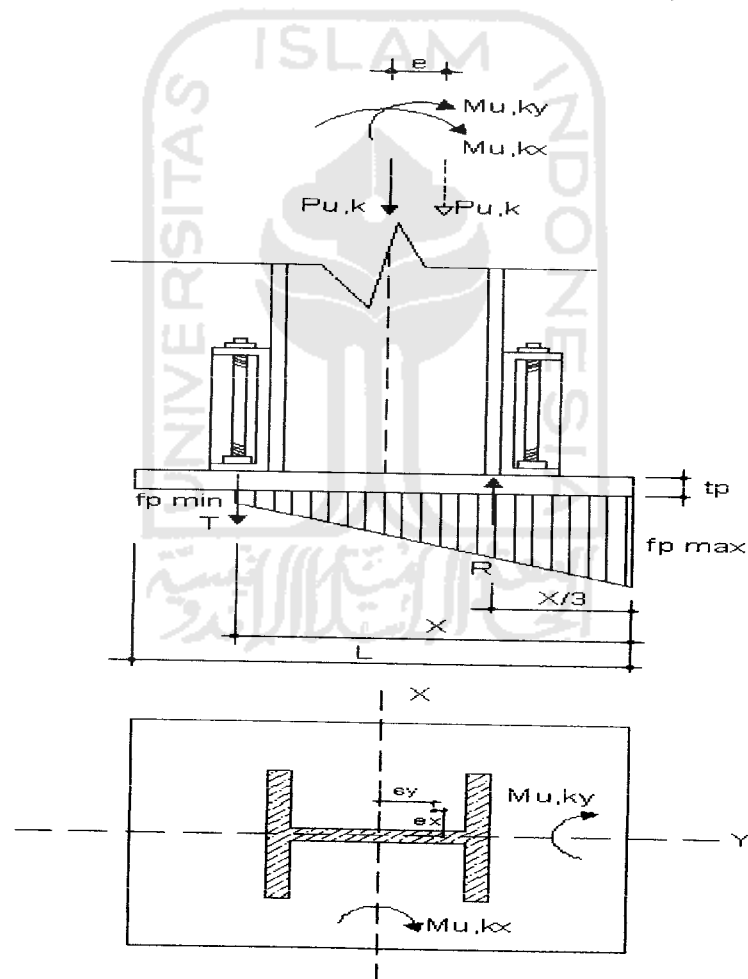
$$t_f = 1,89 \text{ in}$$

Eksentrisitas akibat momen :

$$e_y = \frac{M_{u,ky}}{P_{u,k}} = \frac{2838,58}{1226,95} = 2,3 \text{ in} < \frac{1}{2} \times d_c = 8,2 \text{ in} \quad (\text{Pers 3.128})$$

$$e_x = \frac{M_{u,kx}}{P_{u,k}} = \frac{711,17}{1226,95} = 0,58 \text{ in} \quad (\text{Pers 3.129})$$

diasumsikan $e > L/6$. Akibat eksentrisitas terjadi pembesaran gaya aksial, maka diberi sayap tambahan = 4,01 in (menggunakan profil MC12X45)



Gambar 6.19 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 :

$$P_u \cdot k \left(\frac{dc}{2} + \frac{4,01}{2} + e_y \right) + P_u \cdot k \cdot e_x = R \left(dc - \frac{tf}{2} + \frac{4,01}{2} \right) \quad (\text{Pers 3.130})$$

$$T = \frac{1226,95 \left(\frac{16,4}{2} + \frac{4,01}{2} + 2,3 \right) + (1226,95 \times 0,58)}{\left(16,4 - \frac{1,89}{2} - \frac{4,01}{2} \right)}$$

$$P_u = T = 919,51 \text{ Kips}$$

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

$$\phi P_p \geq P_u$$

$$\phi (F_p \cdot X.B) = P_u$$

(Pers 3.132)

$$(X.B) = \frac{(P_u)}{\phi(F_p)} = \frac{1227}{0,6 \cdot (0,85 \cdot 4)} = 601,47 \text{ in}^2$$

Coba, B = 27 in ; panjang bidang tekan

$$X = \frac{601,47}{27} = 22,28 \text{ in}$$

Jarak dari pusat flens ke ujung pelat

$$1/3 \cdot X = 1/3(22,28) = 7,43 \text{ in}$$

Panjang pelat dasar yang dibutuhkan

$$L = (2 \cdot 7,43) + 16,4 - 1,89 = 29,36 \text{ in}$$

Diambil, L = 30 in

Dipakai, B = 27 in dan L = 30 in

$$m = \frac{L - 0,95 \cdot dc}{2}$$

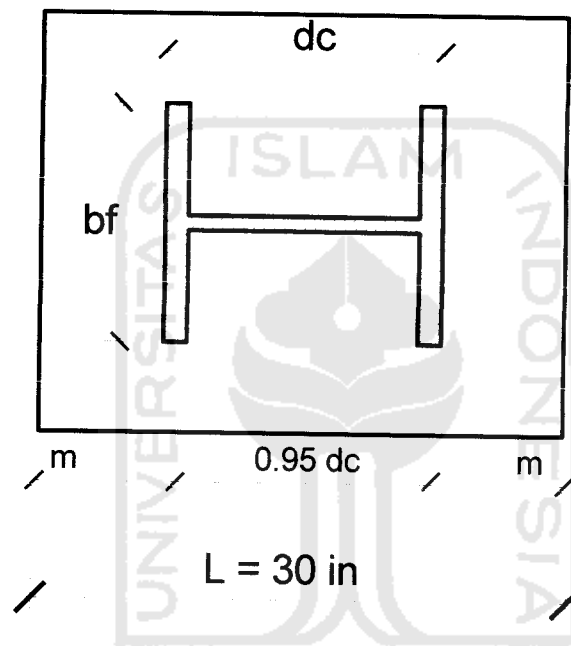
(Pers 3.133)

$$= \frac{30 - 0,95 \cdot 16,4}{2} = 7,21 \text{ in}$$

$$n = \frac{B - 0,8 \cdot bf}{2}$$

(Pers 3.134)

$$= \frac{27 - 0,8 \cdot 16}{2} = 7,1 \text{ in}$$



$$n = \frac{B - 0,80 \cdot bf}{2}$$

Gambar 6.20 Disain pelat dasar

Kontrol eksentrisitas, $e_y = 2,3 \text{ in} < L/6 = 30/6 = 5 \text{ in}$, sehingga dapat dianggap tidak ada tegangan tarik awal pada baut angkur.

Tegangan pada ujung pelat:

$$f_p = \frac{P_u}{B \cdot L} \pm \frac{M_{u, kx}}{\frac{1}{6} \cdot B \cdot L^2} \pm \frac{M_{u, ky}}{\frac{1}{6} \cdot B^2 \cdot L}$$

(Pers 3.137)

$$f_{p_{\max}} = \frac{1227}{27 \times 30} + \frac{2838,58}{\frac{1}{6} \cdot 27 \cdot 30^2} + \frac{711,17}{\frac{1}{6} \cdot 27^2 \cdot 30} = 1,98 \text{ Ksi}$$

$$f_{p_{\min}} = \frac{1227}{27 \times 30} - \frac{2838,58}{\frac{1}{6} \cdot 27 \cdot 30^2} - \frac{711,17}{\frac{1}{6} \cdot 27^2 \cdot 30} = 0,51 \text{ Ksi}$$

Cek kapasitas penumpu

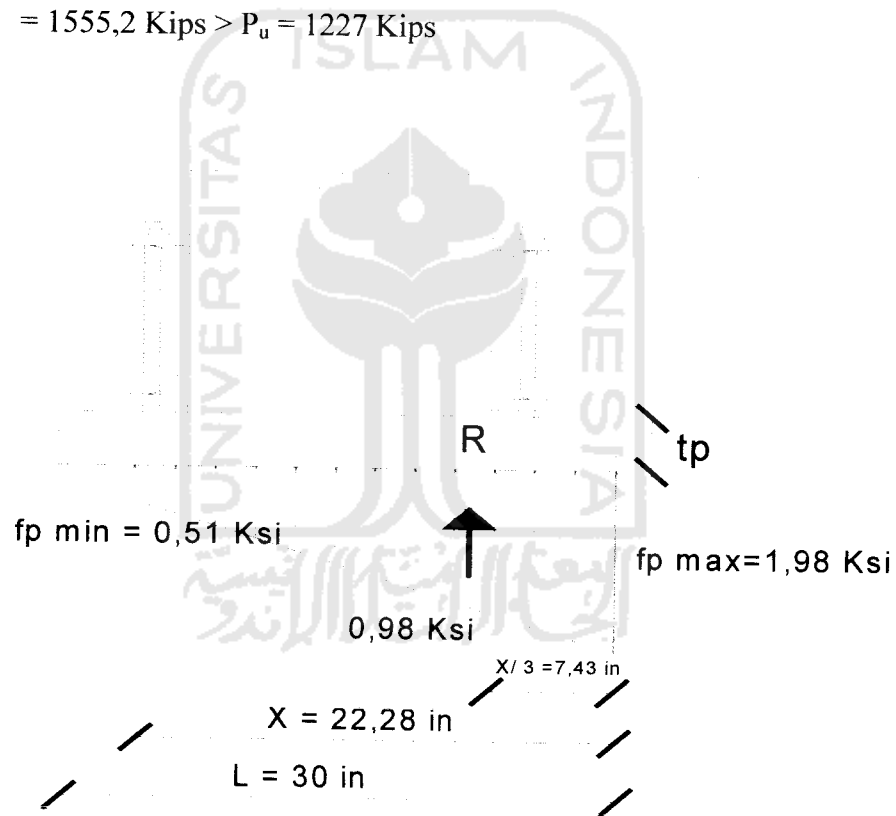
$$\phi P_p \geq P_u \quad (\text{Pers 3.135})$$

$$\phi P_p = \phi_e \cdot F_p \cdot A \quad (\text{Pers 3.136})$$

$$= 0,6 \cdot (0,85 \cdot f_c' \cdot A)$$

$$= 0,6 \cdot (0,85 \cdot 4 \cdot 30 \cdot 35)$$

$$= 1555,2 \text{ Kips} > P_u = 1227 \text{ Kips}$$



Gambar 6.21 Distribusi tegangan pada pelat dasar kolom

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

$$M_u = \frac{1}{2} \cdot 0,98 \cdot 7,43 \cdot 1 \left(\frac{7,43}{3} \right) + \frac{1}{2} \cdot 1,48 \cdot 7,43 \cdot 1 \left(\frac{2 \cdot 7,43}{3} \right)$$

$$= 45,41 \text{ Ksi}$$

Batas pelelehan untuk lentur pada pelat menghendaki

$$\phi M_n \geq M_u$$

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

Tebal pelat yang diperlukan :

$$t_p = \sqrt{\frac{4.M_u}{0,9.B.f_y}} = \sqrt{\frac{4.45,41}{0,9.1.36}} = 2,36 \text{ in} \quad (\text{Pers 3.138})$$

digunakan tebal pelat, $t_p = 2.5 \text{ in}$

Pada perencanaan baut angkur, karena tidak ada gaya tarik pada angkur maka hitungan untuk angkur dihitung dengan hitungan praktis sebagai berikut :

Perencanaan baut angkur arah y yang menahan $M_{u,kx} = 2838,58 \text{ K-in}$

$$T = \frac{M_{u,kx}}{d} = \frac{2838,58}{16,4 + 4,01} = 139,08 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.139})$$

Digunakan baut angkur A_{307} diameter 1 in ($\phi T_n = 36,36 \text{ Kips}$)

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{139,08}{36,36} = 3,8 \rightarrow 4 \text{ angkur} \quad (\text{Pers 3.140})$$

Perencanaan baut angkur arah x yang menahan $M_{u,ky} = 711,17 \text{ K-in}$

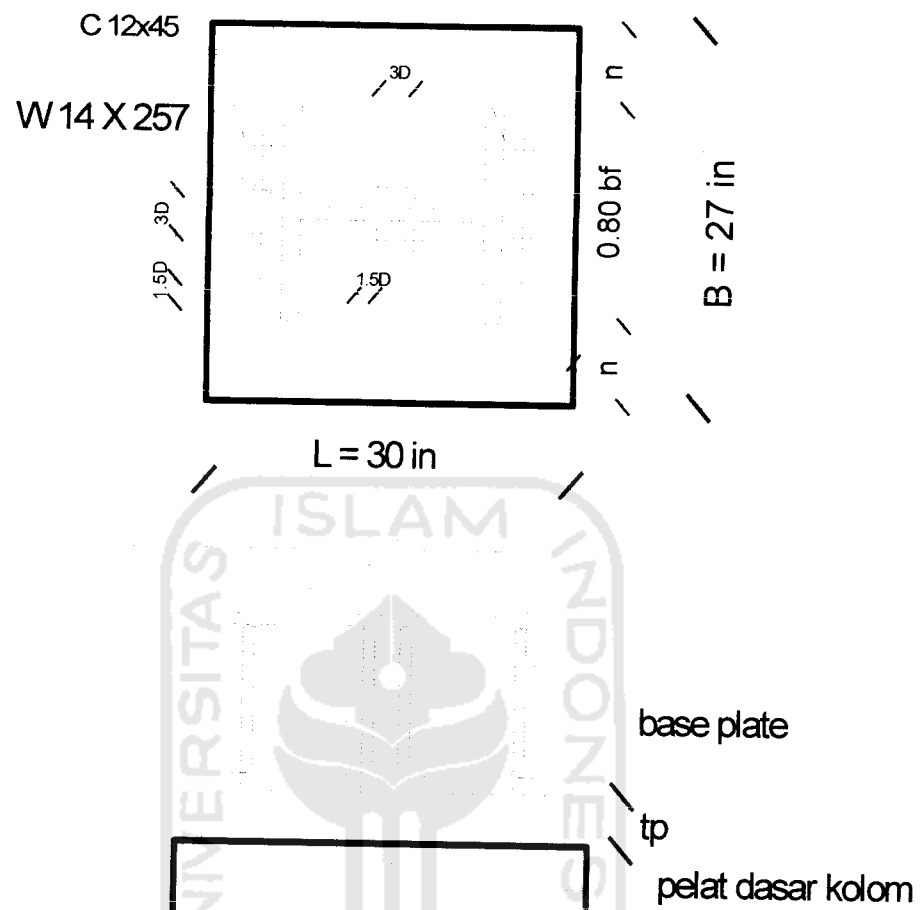
$$T = \frac{M_{u,ky}}{bf} = \frac{711,17}{16} = 44,45 \text{ Kips} \quad (\text{Pers 3.139})$$

Digunakan baut angkur A_{307} diameter 1 in ($\phi T_n = 36,36 \text{ Kips}$)

Jumlah angkur minimum yang diperlukan :

$$n = \frac{T}{\phi T_n} = \frac{44,45}{36,36} = 1,22 \rightarrow 4 \text{ angkur} \quad (\text{Pers 3.140})$$

Detail hasil perencanaan pelat dasar pondasi dapat dilihat pada gambar di bawah ini :

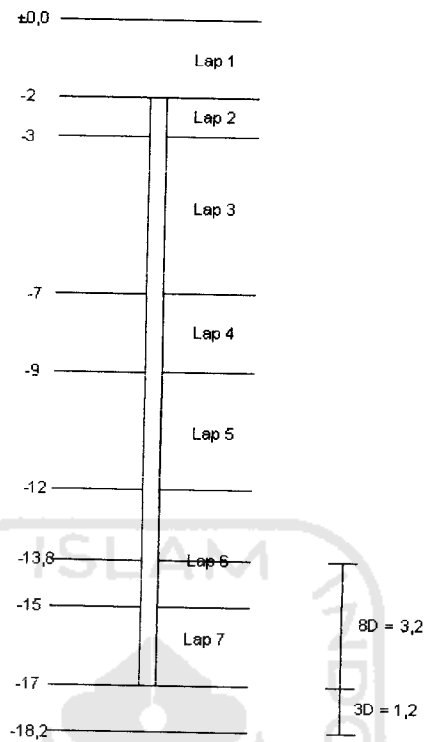


Gambar 6.22 Detail perencanaan *base plate*

6.7 Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

6.7.1 Perhitungan Kapasitas Tiang Tunggal

Kedalaman tiang dan data penyelidikan tanah dapat dilihat dalam gambar dibawah ini:



Gambar 6.23 Kedalaman tanah

Tabel 6.23 Data hasil penyondiran Tanah

Depth	N-Value	Qc	JHL
		(Kg/Cm ²)	(Kg/Cm ²)
1	2	3	-
-2	2	6	-
-3	2	3	-
-4	2	4	-
-5	3	8	-
-6	3	10	-
-7	4	28	-
-8	4	10	-
-9	13	20	-
-10	13	24	-
-11	12	20	-
-12	21	76	-
-13	50	90	-
-13.8	82	94	-
-14	90	90	-
-15	100	136	-
-16	100	172	-
-17	100	180	1680
-18	100	200	-
-18.2	100	230	-

Data-data :

Diameter Tiang pancang = 0,4 m

Safety Faktor (SF) = 3

a. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal cara *N-SPT*

Tahanan Ujung (Q_p)

$$Q_p = A_p \cdot q_p \leq A_p \cdot (400\bar{N}) \quad (\text{Pers 3.142})$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (0,4)^2 = 0,126 \text{ m}^2$$

$$\bar{N} = \frac{82 + 90 + 100 + 100 + 100 + 100 + 100}{7} = 96$$

$$q_p = 40\bar{N} \frac{L_b}{D} \quad (\text{Pers 3.143})$$

$$= 40 \cdot 96 \cdot \frac{15}{0,4} = 144.000 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (\text{Pers 3.142})$$

$$= 0,126 \cdot 144.000 \leq A_p \cdot (400\bar{N})$$

$$= 18.144 \text{ KN} \leq 4.838,4 \text{ KN}$$

Maka diambil Q_p yang kecil = 4.838,4 KN

Tahanan Selimut (Q_s)

$$Q_s = f_{av} \cdot A_s \quad (\text{Pers 3.144a})$$

$$A_s = \pi \cdot D \cdot h$$

$$= 3,14 \cdot 0,4 \cdot 15 = 18,85 \text{ m}^2$$

$$N_s = \frac{(2+2+2+2+3+3+4+4+13+13+12+21+50+82+90+100+100+100)}{18}$$

$$= 33,5 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{av} = 2 \cdot N_s \quad (\text{Pers 3.144b})$$

$$= 2 \cdot 33,5$$

$$= 67 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_s = f_{av} \cdot A_s \quad (\text{Pers 3.144a})$$

$$= 67 \cdot 18,85$$

$$= 1.262,95 \text{ KN}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (\text{Pers 3.154})$$

$$= 4.838,4 + 1.262,95$$

$$= 6.101,35 \text{ KN}$$

$$Q_{Net} = \frac{Q_u}{SF} \quad (\text{Pers 3.155})$$

$$= \frac{6.101,35}{3} = 2033,78 \text{ KN} = 209,69 \text{ Ton}$$

b. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal cara *CPT*

Tahanan Ujung

$$Q_c = \frac{(94 + 90 + 136 + 172 + 180 + 200 + 230)}{7} = 157,4286 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_p = A_p \cdot q_c \quad (\text{Pers 3.145})$$

$$= (1/4 \cdot (3,14) \cdot (40)^2) \cdot 157,4286$$

$$= 197.730,32 \text{ Kg}$$

$$= 197,73 \text{ Ton}$$

Tahanan Selimut

$$Q_s = A_s \cdot JHP \quad (\text{Pers 3.146})$$

$$= (\pi \cdot D) \cdot JHP$$

$$= (3.14.0,4).1680$$

$$= 211.008 \text{ Kg} = 211,008 \text{ Ton}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (\text{Pers 3.154})$$

$$= 197,73 + 211,008$$

$$= 408,718 \text{ Ton}$$

$$Q_{Net} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{408,718}{3} = 136,25 \text{ Ton} \quad (\text{Pers 3.155})$$

c. Perhitungan daya dukung tiang pancang tunggal cara Laboratorium

Data Tanah

Lap 1

$$G_s = 2,537$$

$$\gamma_b = 1,846 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_k = 1,401 \text{ T/m}^3$$

$$c_u = 0,304 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\phi = 2^\circ$$

Lap 2

$$G_s = 2,645$$

$$\gamma_b = 2 \text{ T/m}^3$$

$$c_u = 0,795 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\phi = 2^\circ$$

Lap 3

$$G_s = 2,619$$

$$\gamma_b = 1,821 \text{ T/m}^3$$

$$c_u = 0,9276 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\phi = 2^\circ$$

Lap 4

$$G_s = 2,67$$

$$\gamma_b = 2,11 \text{ T/m}^3$$

$$c_u = 1193 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\phi = 2^\circ$$

Lap 5

$$G_s = 2,612$$

$$\gamma_b = 2,811 \text{ T/m}^3$$

$$c_u = 1,926 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\phi = 2^\circ$$

Lap 6

$$G_s = 2,608$$

$$\gamma_b = 1,917 \text{ T/m}^3$$

$$c_u = 2,395 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\phi = 2^\circ$$

Lap 7

$$G_s = 2,601$$

$$\gamma_b = 2,18 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_k = 2,5484 \text{ T/m}^3$$

$$c_u = 2,751 \text{ Kg/cm}^3$$

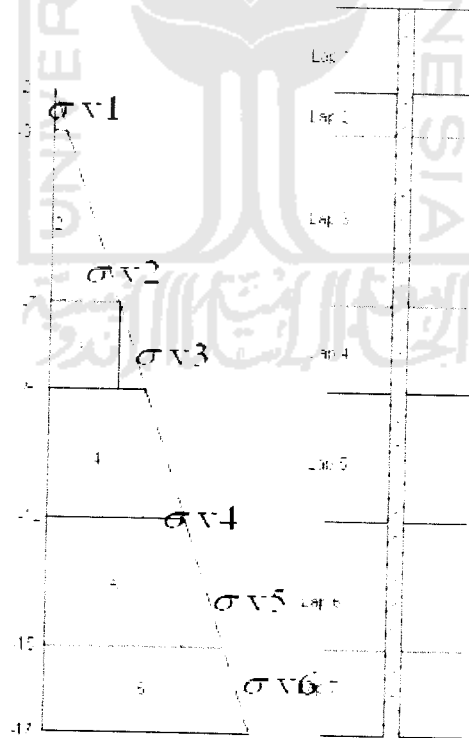
$$\phi = 2^\circ$$

1. Metode α

Tabel 6.24 Perhitungan tahanan Selimut (Q_s) dengan metode α

Depth	$A_s = A_p \cdot \Delta L$	Cu	α	$Q_s = A_s \cdot \alpha \cdot C_u$
2 -- 3	$(3,14 \times 0,4) \times 1 = 1,256$	78	0,85	83,273
3 -- 7	$(3,14 \times 0,4) \times 4 = 5,024$	91	0,75	342,89
7 -- 9	$(3,14 \times 0,4) \times 2 = 2,512$	117	0,5	146,952
9 -- 12	$(3,14 \times 0,4) \times 3 = 3,768$	189	0,5	356,076
12 -- 15	$(3,14 \times 0,4) \times 3 = 3,768$	235	0,5	442,74
15 - 17	$(3,14 \times 0,4) \times 2 = 2,512$	270	0,5	339,12
ΣQ_s				1711,051 KN
				174,42 Ton

2. Metode λ



Gambar 6.24 Tegangan efektif tanah

Tabel 6.25 Data lapisan tanah

Lapian	Gs	γ_b (T/m ³)	γ_k (T/m ³)	cu (Kg/Cm ²)	ϕ (°)
Lapisan 1	2,537	1,846	1,401	0,304	2
Lapisan 2	2,645	2		0,795	2
Lapisan 3	2,619	1,821		0,9276	2
Lapisan 4	2,670	2,110		1,193	2
Lapisan 5	2,612	2,811		1,926	2
Lapisan 6	2,608	1,917		2,395	2
Lapisan 7	2,601	2,180		2,75	2

Maka besarnya σ_v dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\sigma_{v1} &= h_1 \cdot \gamma_{b1} = 1 \cdot 2 = 2 \text{ t/m} \quad (\text{Pers 3.149}) \\ \sigma_{v2} &= \sigma_{v1} + (h_2 \gamma_{b2}) = 2 + (4 \cdot 1,821) = 9,284 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{v3} &= \sigma_{v2} + (h_3 \gamma_{b3}) = 9,284 + (2 \cdot 2,11) = 13,504 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{v4} &= \sigma_{v3} + (h_4 \gamma_{b4}) = 13,504 + (3 \cdot 1,811) = 18,937 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{v5} &= \sigma_{v4} + (h_5 \gamma_{b5}) = 18,937 + (3 \cdot 1,917) = 24,688 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{v6} &= \sigma_{v5} + (h_6 \gamma_{b6}) = 24,688 + (2 \cdot 2,18) = 29,048 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Maka luas dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}A_1 &= \frac{1}{2} \cdot h_1 \cdot \sigma_{v1} = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 2 = 1 \text{ t/m} \quad (\text{Pers 3.148}) \\ A_2 &= \frac{1}{2} \cdot h_2 \cdot (\sigma_{v1} + \sigma_{v2}) = \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot (2 + 9,284) = 22,568 \text{ t/m} \\ A_3 &= \frac{1}{2} \cdot h_3 \cdot (\sigma_{v2} + \sigma_{v3}) = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (9,284 + 13,504) = 22,788 \text{ t/m} \\ A_4 &= \frac{1}{2} \cdot h_4 \cdot (\sigma_{v3} + \sigma_{v4}) = \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot (13,504 + 18,934) = 48,6615 \text{ t/m} \\ A_5 &= \frac{1}{2} \cdot h_5 \cdot (\sigma_{v4} + \sigma_{v5}) = \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot (18,937 + 24,688) = 65,4375 \text{ t/m} \\ A_6 &= \frac{1}{2} \cdot h_6 \cdot (\sigma_{v5} + \sigma_{v6}) = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot (24,688 + 29,048) = 53,7360 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$\sigma_v = \frac{\sum A_i}{L} \quad (\text{Pers 3.150})$$

$$= \frac{214,1910}{15} = 14,2794 \text{ t/m}$$

$$\bar{C}_u = \frac{\sum (c_u \cdot i \cdot h_i)}{L} \quad (\text{Pers 3.151})$$

$$= \frac{78.1 + 91.4 + 117.2 + 189.3 + 235.3 + 270.2}{15} = \frac{2488}{15}$$

$$= 165,87 \text{ kN/m}^2 = 16,91 \text{ T/m}^2$$

$$f_s = \lambda \cdot (\bar{\sigma}_v + (2 \cdot \bar{C}_u)) \quad (\text{Pers 3.153})$$

$$= 0,21 \cdot (14,2794 + (2 \cdot 16,91))$$

$$= 10,1 \text{ T/m}^2$$

$$Q_s = A_p \cdot L \cdot f_s \quad (\text{Pers 3.152})$$

$$= (3,14 \cdot 0,4) \cdot 15 \cdot 10,1 = 190,3 \text{ Ton}$$

Dari kedua metode diatas diperoleh Q_s sebagai berikut :

$$Q_{s\alpha} = 174,42 \text{ Ton}$$

$$Q_{s\lambda} = 190,3 \text{ Ton}$$

Maka Q_s yang dipakai adalah yang terkecil = 174,42 Ton

$$Q_p = A_p \cdot N_c \cdot C_u \quad (\text{Pers 3.141})$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,4^2 \cdot 9,5 \cdot 270 = 322,164 \text{ KN} = 32,84 \text{ Ton}$$

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (\text{Pers 3.154})$$

$$= 32,84 + 174,42 = 223,14 \text{ Ton}$$

$$Q_{net} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{223,14}{3} = 74,4 \text{ Ton} \quad (\text{Pers 3.155})$$

Q_{net} dapat disimpulkan :

$$Q_{net \text{ N-SPT}} = 207,31 \text{ Ton}$$

$$Q_{net\ CPT} = 136,28\ \text{Ton}$$

$$Q_{net\ laboratorium} = 74,4\ \text{Ton}$$

Kesimpulan :

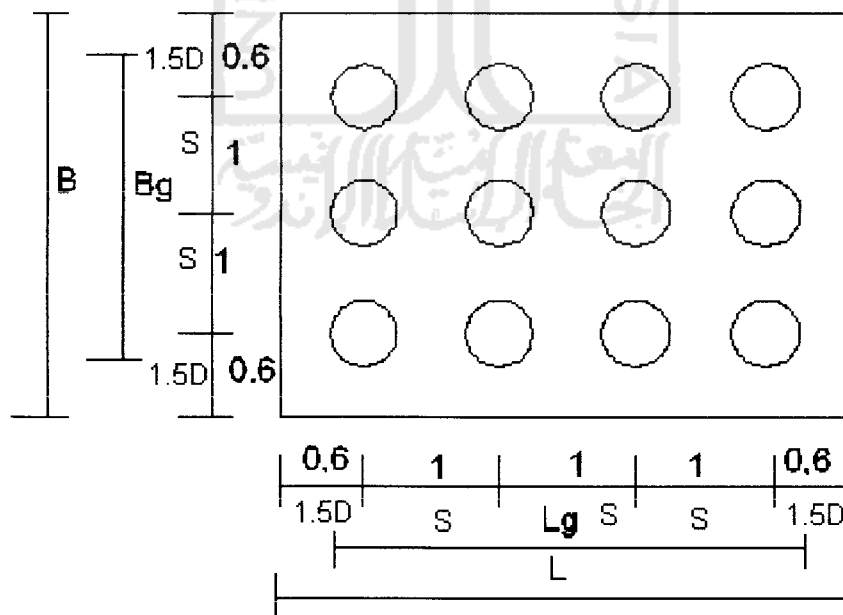
Hasil Q_{net} lab sangat kecil dibandingkan $Q_{net\ N-SPT}$ dan $Q_{net\ CPT}$ karena dimungkinkan adanya kesalahan pengukuran dan pengujian sampel tanah. Oleh karena itu Q_{net} yang diambil adalah Q_{net} terkecil dari uji $N-SPT$ dan CPT yaitu $Q_{net\ CPT}$ yaitu sebesar 136,28 Ton/tiang.

Beban Rencana 1 Kolom adalah $Q_g = 1227\ \text{Kips} = 547,06\ \text{Ton}$

Dengan Q ijin = 136,25 Ton.

6.7.2 Analisa Daya Dukung Kelompok Tiang

Setelah dicoba berulang kali maka jumlah tiang pancang yang digunakan adalah 12 buah dan dapat dilihat dalam gambar berikut :



Gambar 6.25 dimensi *Pile cap* 12 Tiang

Kapasitas dukung tiang sebagai blok

$$\text{Jarak antar pusat tiang} = 2,5.D = 2,5 \cdot 0,4 = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antara pusat tiang ke tepi poer} = 1,5.D = 1,5 \cdot 0,4 = 0,6 \text{ m}$$

$$L_g = (m - 1).s + 2 \cdot \frac{D}{2} \quad (\text{Pers 3.156})$$

$$. = (4 - 1).1 + 2 \cdot \frac{0,4}{2} = 3,4 \text{ m}$$

$$B_g = (n - 1).s + 2 \cdot \frac{D}{2} \quad (\text{Pers 3.156})$$

$$. = (3 - 1).1 + 2 \cdot \frac{0,4}{2} = 2,4 \text{ m}$$

$$L = L_g + 2 \cdot (\text{jarak tepi tiang ke poer}) \quad (\text{Pers 3.157})$$

$$= 3,4 + 2 \cdot (0,6) = 4,6 \text{ m}$$

$$B = B_g + 2 \cdot (\text{jarak tepi tiang ke poer}) \quad (\text{Pers 3.157})$$

$$= 2,4 + 2 \cdot (0,6) = 3,6 \text{ m}$$

$$\sum Q_u = L_g.B_g.C_u.N_c + 2(L_g + B_g) \sum C_u.L \quad (\text{Pers 3.159})$$

$$= 3,4 \cdot 2,4 \cdot 270 \cdot 9 + 2 \cdot (3,4 + 2,4) (78 \cdot 1 + 91 \cdot 4 + 117 \cdot 2 + 189 \cdot 3 + 235 \cdot 3 + 270 \cdot 2)$$

$$= 19.828,8 + 11,6(2488)$$

$$= 48.689,6 \text{ KN} = 4963,26 \text{ Ton}$$

$$\text{Kapasitas ijin kelompok tiang berdasar blok} = 4963,26/3 = 1.654,42 \text{ Ton}$$

Kapasitas dukung individual tiang

$$\sum Q_u = n_1.n_2(A_p \cdot 9.C_u + P \sum \alpha.C_u.L) \quad (\text{Pers 3.158})$$

$$\begin{aligned}
&= 12.(1/4 . 3,14.0,4^2 . 9.270 + 3,14.0,4.0,85.78.1 + 3,14.0,4 . 0,75.91.4 + \\
&3,14.0,4.0,5,117.2 + 22/7.0,4.0, 5.189.3 + 3,14.0,4.0,5.235.3 + 3,14.0,4. \\
&0,5.270.2) \\
&= 24952 \text{ KN} = 2.544 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

Kapasitas tiang tunggal = $2.544/2,5 = 1017,6 \text{ Ton}$

Efisiensi tiang :

$$\begin{aligned}
E_g &= 1 - \operatorname{arctg} \frac{d}{s} \left(\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90.n_2.n_1} \right) && \text{(Pers 3.160)} \\
&= 1 - \operatorname{arctg} \frac{0,4}{1} \left(\frac{(4-1)3 + (3-1)4}{90.4.3} \right) \\
&= 0,65
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Kapasitas kelompok tiang ijin } Q_{g(u)} &= E_g . \Sigma Q_u && \text{(Pers 3.161)} \\
&= 0,65 . 1017,6 \text{ T} \\
&= 661,44 \text{ T}
\end{aligned}$$

Dari perbandingan kapasitas kelompok tiang berdasarkan blok dan kapasitas dukung individual tiang maka diambil yang terkecil yaitu 661,44 T

Untuk satu tiang pancang maka mempunyai kapasitas dukung = $661,44/12 = 55,12 \text{ T}$

Gaya-gaya yang bekerja pada pondasi berdasarkan lampiran C-2 adalah:

$$P_{u,k} = 1227 \text{ Kips} = 5366,66 \text{ KN}$$

$$P = \frac{P_{uk}}{1,05} = \frac{5366,66}{1,05} = 5111,1 \text{ KN}$$

$$M_{u,k x} = 2838,58 \text{ K-in} = 321,114 \text{ KNm}$$

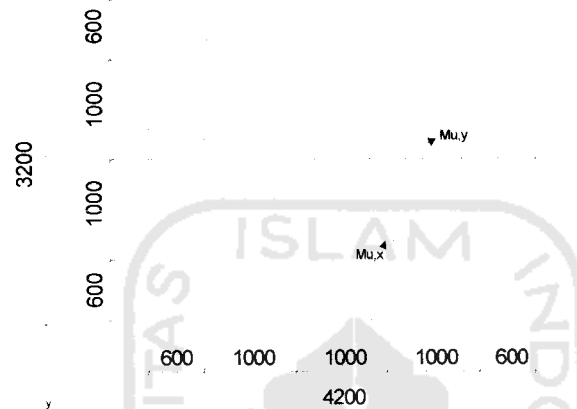
$$M_{u,k y} = 711,17 \text{ K-in} = 80,45 \text{ KNm}$$

Diameter tiang = 400 mm

Coba tebal *pile cap*, $t_p = 1000$ mm

Dipakai jarak antar tiang = $2,5 \cdot D_{\text{tiang}} = 2,5 \cdot 400 = 1000$ mm

Jarak tiang dengan tepi *pile cap* = $1,5 D_{\text{tiang}} = 600$ mm



Gambar 6.26 Konfigurasi kelompok tiang pancang

$$\sum X^2 = (8 \cdot 1^2) = 8 \text{ m}^2$$

$$\sum Y^2 = (6 \cdot 1,5^2 + 6 \cdot 0,5^2) = 15 \text{ m}^2$$

Beban yang diterima tiang :

$$\sum P = P + \text{berat pile cap} \quad (\text{Pers 3.162})$$

$$= 5111,1 + (4 \cdot 2,3 \cdot 2,1 \cdot 24)$$

$$= 5433,6 \text{ KN}$$

$$\sum P_u = 1,05 \cdot \sum P = 5705 \text{ KN} \quad (\text{Pers 3.164})$$

$$P_{\text{max}} = \frac{\sum P_u}{n} + \frac{M_{u, x} \cdot Y_{\text{max}}}{\sum Y^2} + \frac{M_{u, y} \cdot X_{\text{max}}}{\sum X^2} \quad (\text{Pers 3.165})$$

$$= \frac{5705}{12} + \frac{321,114 \cdot 1,5}{15} + \frac{80,45 \cdot 1}{8}$$

$$= 517,62 \text{ KN}$$

= 52,76 T < Kapasitas ijin satu tiang

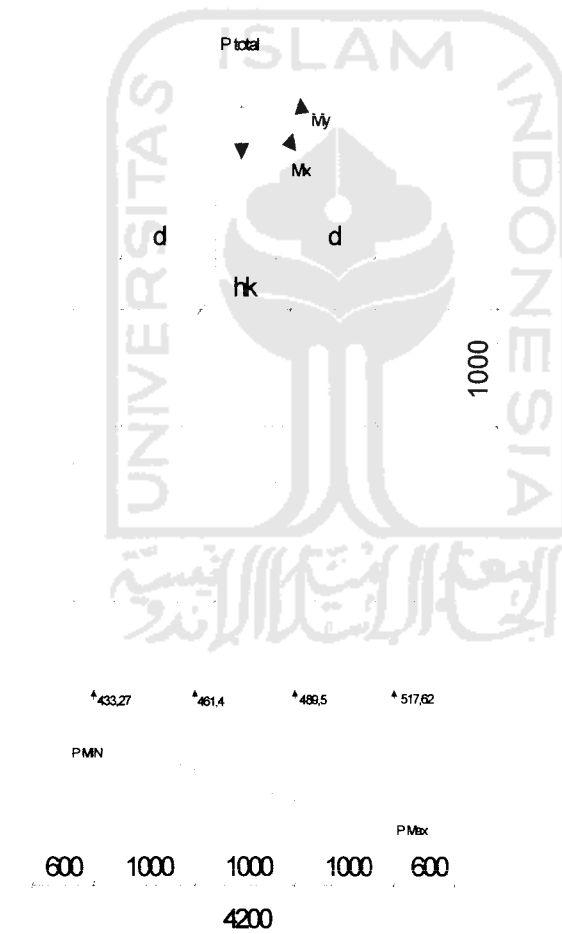
< 55,12 T *Ok!*

$$P_{min} = \frac{\sum P_u}{n} - \frac{M_{u,x} \cdot Y_{max}}{\sum Y^2} - \frac{M_{u,y} \cdot X_{max}}{\sum X^2} \quad (\text{Pers 3.166})$$

$$= \frac{5705}{12} - \frac{321,114 \cdot 1,5}{15} - \frac{80,45 \cdot 1}{8}$$

$$= 433,27 \text{ KN}$$

$$= 44,17 \text{ T}$$



Gambar 6.27 Reaksi tiang pancang akibat gaya aksial dan momen

6.8 PERENCANAAN *PILE CAP*

Pile cap digunakan untuk menyatukan kelompok tiang pancang. Pada perencanaan *pile cap* diambil contoh hitungan untuk *pile cap* pada kolom 2 (K-2)

Kontrol terhadap geser satu arah (Geser Lentur)

Dipakai tebal *pile cap*, $t_p = 1000$ mm

$$d = t_p - p_b - 0,5 \cdot \Phi_{tul} = 1000 - 50 - 0,5 \cdot 25 = 937,5 \text{ mm} \quad (\text{Pers 3.167a})$$

Letak bidang kritis geser satu arah searah L *pile cap* $= 0,5h_k + d = 381 + 937,5 = 1318,5$ 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.

$$\begin{aligned} V_u &= \Sigma n \cdot P_{\max} && (\text{Pers 3.167b}) \\ &= 3 \cdot 517,62 = 1552,86 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d && (\text{Pers 3.167c}) \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{28} \cdot 3200 \cdot 937,5 \cdot 10^{-3} = 2645,75 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 2645,75 = 1587,5 \text{ KN} > V_u = 1552,86 \text{ KN} \quad \text{Ok!} \quad (\text{Pers 3.167d})$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \cdot 1587,5 = 793,75 \text{ KN}$$

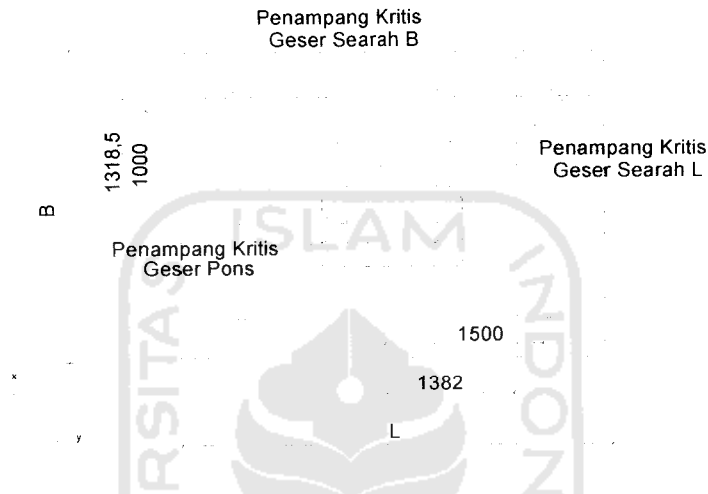
Menurut SK-SNI -1991

Untuk $0,5 \phi V_c < V_u < \phi V_c$

$$\text{Maka } S = \frac{3 A_v f_y}{b w} \quad (\text{Pers 3.167e})$$

$$S = \frac{3 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot 16^2 \cdot 350}{3200} = 65,94 \text{ mm} = 65 \text{ mm}$$

bidang kritis geser satu arah searah B $pile\ cap = 0,5bk + d = 342,9 + 937,5 = 1280,4$ mm dari pusat kolom. Letak tiang pondasi 1000 mm dari pusat kolom, dengan demikian letak bidang kritis geser satu arah di luar tiang. Maka geser satu arah tidak perlu ditinjau.



Gambar 6.28 Penampang kritis *pile cap* akibat geser

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

$$V_u = \sum n.P \quad (\text{Pers 3.168a})$$

$$= 3.(517,62) + 3.(489,5) + 3.(461,4) + 3.(433,27)$$

$$= 5705,37 \text{ KN}$$

$$b_o = 2.(hc+d) + 2.(bc+d) = 2((762 + 937,5) + (685,8 + 937,5)) = 6645,6 \text{ mm}$$

$$\beta_o = 1/0.85 = 1,18 \quad (\text{Pers 3.168c})$$

$$V_c = \left(1 + \frac{1}{\beta_o}\right) \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6}\right) b_o.d \quad (\text{Pers 3.168d})$$

$$= \left(1 + \frac{1}{1,18}\right) \left(\frac{\sqrt{28}}{6}\right) 6645,6.937,5 \cdot 10^{-3} = 10.150,97 \text{ KN (menentukan)}$$

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0,33 \cdot \sqrt{28} \cdot 6645,6 \cdot 937,5 \cdot 10^{-3} = 10879,24 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 10150,9 = 6090,58 \text{ KN} > V_u = 5705,37 \text{ KN} \quad \text{Ok!} \quad (\text{Pers 3.168d})$$

$$0,5 \phi V_c = 0,5 \cdot 6090,58 = 3045,29 \text{ KN}$$

Menurut SK-SNI -1991

Untuk $0,5\phi V_c < V_u < \phi V_c$

$$\text{Maka } S = \frac{3 A_v f_y}{b_w} \quad (\text{Pers 3.168f})$$

$$S = \frac{3 \cdot 0,25 \cdot 3,14 \cdot 16^2 \cdot 350}{3200} = 65,94 \text{ mm} = 65 \text{ mm} \quad (\text{Pers 3.173})$$

Penulangan lentur

$$P_{u1} \text{ untuk 1 tiang} = P_{\max} = 517,62 \text{ KN}$$

Penulangan lentur Mu x

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 3 \cdot P_{u1} \cdot d_1 + 3 \cdot P_{u2} \cdot d_2 \\ &= (3 \cdot 517,62 \cdot 1,119) + (3 \cdot 489,5 \cdot 0,119) \\ &= 1912,4 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Pers 3.170})$$

$$\frac{1912,4 \cdot 10^6}{0,8} = 0,85 \cdot 28 \cdot a \cdot 3200 \left(937,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$31387,87 = 937,5 \cdot a - 0,5a^2$$

$$a_1 = 1840,9 \text{ mm}$$

$$a_2 = 34,1 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ perlu} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 28 \cdot 34,1 \cdot 3200}{400} = 6492,64 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers 3.171})$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} b d = \frac{1,4}{400} \cdot 3200 \cdot 937,5 = 10500 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers 3.172})$$

$$A_{s \text{ perlu}} < A_{s \text{ min}} \longrightarrow A_{s \text{ pakai}} = 10500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan D29} \longrightarrow A_{29} = 660,185 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{660,185 \cdot 3200}{10500} = 201,2 \text{ mm} \quad (\text{Pers 3.173})$$

Pakai tulangan **D29 – 200**

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{660,185 \cdot 3200}{200} = 10562,96 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ perlu}} = 10500 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers 3.174})$$

Cek Kapasitas

$$a = \frac{A_{s \text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{10562,96 \cdot 400}{0,85 \cdot 28 \cdot 3200} = 55,48 \text{ mm} \quad (\text{Pers 3.175})$$

$$M_n = A_{s \text{ ada}} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (\text{Pers 3.176})$$

$$= 10562,96 \cdot 400 \cdot (937,5 - (0,5 \cdot 55,48)) \cdot 10^{-6} = 3843,9 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Pers 3.177})$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 3843,9 = 3075,122 \text{ KNm} > M_u = 1912,4 \text{ KNm} \quad \text{Ok!}$$

Penulangan lentur Mu y

$$M_{uy} = 4 \cdot P_{u1} \cdot d_1$$

$$= 4 \cdot (517,62) \cdot (0,6571) = 1360,51 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_u}{\phi} = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Pers 3.170})$$

$$\frac{1360,51 \cdot 10^6}{0,8} = 0,85 \cdot 28 \cdot a \cdot 4200 \left(937,5 - \frac{a}{2} \right)$$

$$17013,18 = 937,5a - 0,5a^2$$

$$a_1 = 18,33 \text{ mm}$$

$$a_2 = 1856,67 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} = \frac{0,85 \cdot 28 \cdot 18,33 \cdot 4200}{400} = 4580,667 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers 3.170})$$

$$A_{s\text{ min}} = \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d = \frac{1,4}{400} \cdot 4200 \cdot 937,5 = 13781,25 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers 3.171})$$

$$A_{s\text{ perlu}} < A_{s\text{ min}} \text{ ----- } A_{s\text{ pakai}} = 13781,25 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan D29} \longrightarrow A_{29} = 660,185 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{660,185 \cdot 4200}{13781,25} = 201,2 \text{ mm} \quad (\text{Pers 3.173})$$

Pakai tulangan **D29 – 200**

$$A_{s\text{ ada}} = \frac{660,185 \cdot 4200}{200} = 13863,88 \text{ mm}^2 > A_{s\text{ pakai}} = 13781,25 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers 3.174})$$

Cek Kapasitas

$$a = \frac{A_{s\text{ ada}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{13863,88 \cdot 400}{0,85 \cdot 28 \cdot 4200} = 55,48 \text{ mm} \quad (\text{Pers 3.175})$$

$$M_n = A_{s\text{ ada}} \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ = 13863,88 \cdot 400 \cdot (937,5 - (0,5 \cdot 55,48)) \cdot 10^{-6} = 5045,12 \text{ KNm}$$

$$\phi M_n \geq M_u \quad (\text{Pers 3.177})$$

$$\phi M_n = 0,8 \cdot 5045,12 = 4036,1 \text{ KNm} > M_u = 1360,51 \text{ KNm} \rightarrow \text{Ok!}$$

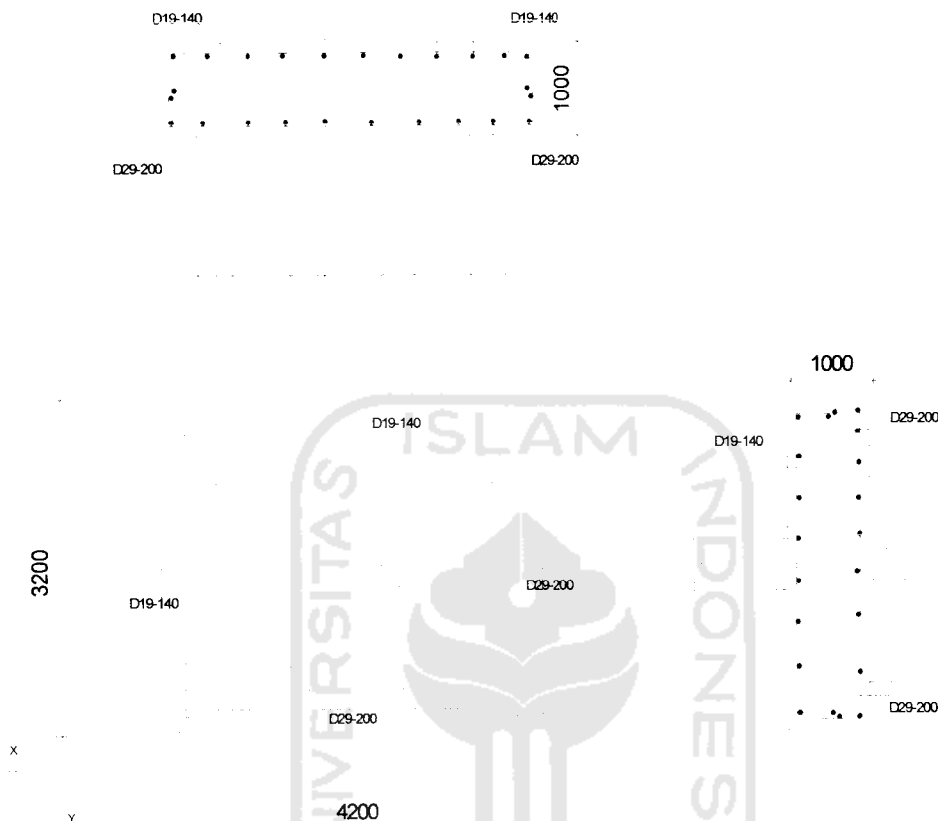
Tulangan susut

$$A_{s\text{ st}} = 0,002 \cdot b \cdot h = 0,002 \cdot 1000 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm}^2 \quad (\text{Pers 3.178})$$

$$\text{Pakai tulangan D19} \longrightarrow A_{19} = 283,529 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{283,529 \cdot 1000}{2000} = 141,76 \text{ mm} \quad (\text{Pers 3.173})$$

Pakai tulangan susut **D19 – 140**



Gambar 6.29 Penulangan *pile cap*

6.9 Perbandingan Berat Struktur Untuk Keseluruhan Bangunan

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 pada seluruh bangunan. Dengan membandingkan elemen pada struktur *Outrigger* dan *Belttruss* terhadap struktur *Open Frame* dan *Global brace* terhadap *Open Frame*. Sehingga efisiensi penggunaan pengaku *Outrigger* dan *Belt Truss*, maupun penggunaan pengaku *Global brace* dapat kita ketahui.

Tabel 6.25 Berat Balok B1

Lantai	B1					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W16X31	2214.7	W16x26	1862.9	W16x26	1862.9
19.0	W18X40	2862.3	W16x31	2214.7	W16x26	1862.9
18.0	W21X44	3153.4	W16x31	2214.7	W16x26	1862.9
17.0	W21X44	3153.4	W16x31	2214.7	W16x26	1862.9
16.0	W21X50	3565.8	W16x36	2571.2	W16x31	2214.7
15.0	W21X50	3565.8	W16x36	2571.2	W16x31	2214.7
14.0	W21X50	3565.8	W16x36	2571.2	W16x31	2214.7
13.0	W21X50	3565.8	W16x36	2571.2	W16x31	2214.7
12.0	W21X55	3929.6	W16x36	2571.2	W16x31	2214.7
11.0	W21X55	3929.6	W16x36	2571.2	W16x31	2214.7
10.0	W21X55	3929.6	W16x36	2571.2	W16x31	2214.7
9.0	W21X55	3929.6	W16x36	2571.2	W16x31	2214.7
8.0	W21X57	4050.9	W16x40	2862.3	W16x36	2571.2
7.0	W21X57	4050.9	W16x40	2862.3	W16x36	2571.2
6.0	W21X57	4050.9	W16x40	2862.3	W16x36	2571.2
5.0	W21X57	4050.9	W16x40	2862.3	W16x36	2571.2
4.0	W21X62	4439.0	W16x45	3226.2	W16x40	2862.3
3.0	W21X62	4439.0	W16x45	3226.2	W16x40	2862.3
2.0	W21X62	4439.0	W16x45	3226.2	W16x40	2862.3
1.0	W21X62	4439.0	W16x45	3226.2	W16x40	2862.3
Jumlah		75325.2		53430.9		46903.3

Tabel 6.26 Berat Balok B2

Lantai	B2					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W18X35	6246.2	W16x26	4657.3	W16x26	4657.3
19.0	W21X50	8914.4	W18x35	6246.2	W18x35	6246.2
18.0	W21X55	9824.1	W18x35	6246.2	W18x35	6246.2
17.0	W21X55	9824.1	W18x35	6246.2	W18x35	6246.2
16.0	W24X55	9884.7	W18x40	7155.8	W18x35	6246.2
15.0	W24X55	9884.7	W18x40	7155.8	W18x35	6246.2
14.0	W24X55	9884.7	W18x40	7155.8	W18x35	6246.2
13.0	W24X55	9884.7	W18x40	7155.8	W18x35	6246.2
12.0	W24X62	11097.6	W18x40	7155.8	W18x40	7155.8
11.0	W24X62	11097.6	W18x40	7155.8	W18x40	7155.8
10.0	W24X62	11097.6	W18x40	7155.8	W18x40	7155.8
9.0	W24X62	11097.6	W18x40	7155.8	W18x40	7155.8
8.0	W24X68	12189.1	W18x46	8186.7	W18x46	8186.7
7.0	W24X68	12189.1	W18x46	8186.7	W18x46	8186.7
6.0	W24X68	12189.1	W18x46	8186.7	W18x46	8186.7
5.0	W24X68	12189.1	W18x46	8186.7	W18x46	8186.7
4.0	W24X76	13583.9	W18x50	8914.4	W18x50	8914.4
3.0	W24X76	13583.9	W18x50	8914.4	W18x50	8914.4
2.0	W24X76	13583.9	W18x50	8914.4	W18x50	8914.4
1.0	W24X76	13583.9	W18x50	8914.4	W18x50	8914.4
Jumlah		221830.1		149047.1		145408.5

Tabel 6.27 Berat Balok B3

Lantai	B3					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W12X26	2783.5	W12X26	2783.5	W10x33	3533.0
19.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
18.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
17.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
16.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
15.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
14.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
13.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
12.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
11.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
10.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
9.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
8.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
7.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
6.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
5.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
4.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
3.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
2.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
1.0	W12X26	2783.5	W12x30	3198.3	W12x30	3198.3
Jumlah		55669.7		63550.9		64300.4

Tabel 6.28 Berat Balok B4

Lantai	B4					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W12X30	5330.5	W10x33	5888.4	W10x33	5888.4
19.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
18.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
17.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
16.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
15.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
14.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
13.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
12.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
11.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
10.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
9.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
8.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
7.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
6.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
5.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
4.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
3.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5

2.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
1.0	W12X30	5330.5	W12x30	5330.5	W12x30	5330.5
Jumlah		106609.5		107167.4		107167.4

Tabel 6.29 Berat Kolom K1

Lantai	K1					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W14X132	2941.2	W14X90	2008.8	W14X82	1819.3
19.0	W14X193	4305.6	W14X90	2008.8	W14X90	2008.8
18.0	W14X233.	5192.5	W14X90	2008.8	W14X90	2008.8
17.0	W14X233.	5192.5	W14X90	2008.8	W14X90	2008.8
16.0	W14X257	5730.7	W14X109	2425.7	W14X99	2205.9
15.0	W14X257	5730.7	W14X109	2425.7	W14X99	2205.9
14.0	W14X257	5730.7	W14X109	2425.7	W14X99	2205.9
13.0	W14X257	5730.7	W14X109	2425.7	W14X99	2205.9
12.0	W14X283	6314.4	W14X132	2941.2	W14X120	2675.8
11.0	W14X283	6314.4	W14X132	2941.2	W14X120	2675.8
10.0	W14X283	6314.4	W14X132	2941.2	W14X120	2675.8
9.0	W14X283	6314.4	W14X132	2941.2	W14X120	2675.8
8.0	W14X311	6928.4	W14X145	3236.8	W14X159	3540.0
7.0	W14X311	6928.4	W14X145	3236.8	W14X159	3540.0
6.0	W14X311	6928.4	W14X145	3236.8	W14X159	3540.0
5.0	W14X311	6928.4	W14X145	3236.8	W14X159	3540.0
4.0	W14X342	7656.1	W14X159	3540.0	W14X193	4305.6
3.0	W14X342	7656.1	W14X159	3540.0	W14X193	4305.6
2.0	W14X342	7656.1	W14X159	3540.0	W14X193	4305.6
1.0	W14X342	7656.1	W14X159	3540.0	W14X193	4305.6
Jumlah		124150.3		56609.7		58755.0

Tabel 6.30 Berat Kolom K2

Lantai	K2					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W14X176	3926.6	W14X99	2205.9	W14X109	2425.7
19.0	W14X233.	5192.5	W14X109	2425.7	W14X120	2675.8
18.0	W14X257	5730.7	W14X109	2425.7	W14X120	2675.8
17.0	W14X257	5730.7	W14X109	2425.7	W14X120	2675.8
16.0	W14X283	6314.4	W14X120	2675.8	W14X132	2941.2
15.0	W14X257	5730.7	W14X120	2675.8	W14X132	2941.2
14.0	W14X257	5730.7	W14X120	2675.8	W14X132	2941.2
13.0	W14X257	5730.7	W14X120	2675.8	W14X132	2941.2
12.0	W14X283	6314.4	W14X145	3236.8	W14X159	3540.0
11.0	W14X283	6314.4	W14X145	3236.8	W14X159	3540.0
10.0	W14X283	6314.4	W14X145	3236.8	W14X159	3540.0
9.0	W14X283	6314.4	W14X145	3236.8	W14X159	3540.0
8.0	W14X311	6928.4	W14X176	3926.6	W14X193	4305.6
7.0	W14X311	6928.4	W14X176	3926.6	W14X193	4305.6
6.0	W14X311	6928.4	W14X176	3926.6	W14X193	4305.6
5.0	W14X342	7656.1	W14X176	3926.6	W14X193	4305.6
4.0	W14X370	8262.5	W14X257	5730.7	W14X257	5730.7

3.0	W14X370	8262.5	W14X257	5730.7	W14X257	5730.7
2.0	W14X370	8262.5	W14X257	5730.7	W14X257	5730.7
1.0	W14X370	8262.5	W14X257	5730.7	W14X257	5730.7
Jumlah		130836.1		71762.8		76523.2

Tabel 6.31 Berat Kolom K3

Lantai	K3					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W14X159	1770.0	W14X99	1102.9	W14X109	1212.8
19.0	W14X211	2349.9	W14X109	1212.8	W14X120	1337.9
18.0	W14X233.	2596.3	W14X109	1212.8	W14X120	1337.9
17.0	W14X233.	2596.3	W14X109	1212.8	W14X120	1337.9
16.0	W14X257	2865.4	W14X120	1337.9	W14X132	1470.6
15.0	W14X257	2865.4	W14X120	1337.9	W14X132	1470.6
14.0	W14X257	2865.4	W14X120	1337.9	W14X132	1470.6
13.0	W14X257	2865.4	W14X120	1337.9	W14X132	1470.6
12.0	W14X283	3157.2	W14X145	1618.4	W14X159	1770.0
11.0	W14X283	3157.2	W14X145	1618.4	W14X159	1770.0
10.0	W14X283	3157.2	W14X145	1618.4	W14X159	1770.0
9.0	W14X283	3157.2	W14X145	1618.4	W14X159	1770.0
8.0	W14X311	3464.2	W14X176	1963.3	W14X193	2152.8
7.0	W14X311	3464.2	W14X176	1963.3	W14X193	2152.8
6.0	W14X311	3464.2	W14X176	1963.3	W14X193	2152.8
5.0	W14X311	3464.2	W14X257	2865.4	W14X233	2596.3
4.0	W14X342	3828.1	W14X283	3157.2	W14X257	2865.4
3.0	W14X342	3828.1	W14X283	3157.2	W14X257	2865.4
2.0	W14X342	3828.1	W14X283	3157.2	W14X257	2865.4
1.0	W14X342	3828.1	W14X283	3157.2	W14X257	2865.4
Jumlah		62571.6		37950.8		38705.1

Tabel 6.32 Berat Kolom K4

Lantai	K4					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W14X159	8850.0	W14X99	5514.7	W14X90	5022.0
19.0	W14X193	10764.0	W14X109	6064.2	W14X99	5514.7
18.0	W14X311	17321.0	W14X109	6064.2	W14X99	5514.7
17.0	W14X311	17321.0	W14X109	6064.2	W14X99	5514.7
16.0	W14X342	19140.3	W14X120	6689.6	W14X109	6064.2
15.0	W14X342	19140.3	W14X120	6689.6	W14X109	6064.2
14.0	W14X342	19140.3	W14X120	6689.6	W14X109	6064.2
13.0	W14X342	19140.3	W14X120	6689.6	W14X109	6064.2
12.0	W14X342	19140.3	W14X159	8850.0	W14X145	8092.0
11.0	W14X370	20656.3	W14X159	8850.0	W14X145	8092.0
10.0	W14X370	20656.3	W14X159	8850.0	W14X145	8092.0
9.0	W14X370	20656.3	W14X159	8850.0	W14X145	8092.0
8.0	W14X370	20656.3	W14X193	10764.0	W14X193	10764.0
7.0	W14X426	23688.5	W14X193	10764.0	W14X193	10764.0
6.0	W14X426	23688.5	W14X193	10764.0	W14X193	10764.0
5.0	W14X426	23688.5	W14X193	10764.0	W14X193	10764.0

4.0	W14X455	25394.0	W14X257	14326.8	W14X257	14326.8
3.0	W14X455	25394.0	W14X257	14326.8	W14X257	14326.8
2.0	W14X455	25394.0	W14X257	14326.8	W14X257	14326.8
1.0	W14X455	25394.0	W14X257	14326.8	W14X257	14326.8
Jumlah		405224.3		186229.2		178554.1

Tabel 6.33 Berat Kolom K5

Lantai	K5					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W14X211	11749.5	W14X193	10764.0	W14X193	10764.0
19.0	W14X311	17321.0	W14X211	11749.5	W14X193	10764.0
18.0	W14X342	19140.3	W14X211	11749.5	W14X193	10764.0
17.0	W14X342	19140.3	W14X211	11749.5	W14X193	10764.0
16.0	W14X370	20656.3	W14X233	12981.3	W14X211	11749.5
15.0	W14X370	20656.3	W14X233	12981.3	W14X211	11749.5
14.0	W14X370	20656.3	W14X233	12981.3	W14X211	11749.5
13.0	W14X370	20656.3	W14X233	12981.3	W14X211	11749.5
12.0	W14X398	22172.4	W14X257	14326.8	W14X233	12981.3
11.0	W14X398	22172.4	W14X257	14326.8	W14X233	12981.3
10.0	W14X398	22172.4	W14X257	14326.8	W14X233	12981.3
9.0	W14X398	22172.4	W14X257	14326.8	W14X233	12981.3
8.0	W14X455	25394.0	W14X311	17321.0	W14X283	15786.0
7.0	W14X455	25394.0	W14X311	17321.0	W14X283	15786.0
6.0	W14X455	25394.0	W14X311	17321.0	W14X283	15786.0
5.0	W14X455	25394.0	W14X311	17321.0	W14X283	15786.0
4.0	W14X500	27857.6	W14X370	20656.3	W14X342	19140.3
3.0	W14X500	27857.6	W14X370	20656.3	W14X342	19140.3
2.0	W14X500	27857.6	W14X370	20656.3	W14X342	19140.3
1.0	W14X500	27857.6	W14X370	20656.3	W14X342	19140.3
Jumlah		451672.6		307154.1		281684.2

Tabel 6.34 Berat Kolom K6

Lantai	K6					
	OF		Outrigger		Global Brace	
	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)	Profil Pakai	Total (Kg)
20.0	W14X211	5874.7	W14X193	5382.0	W14X176	4908.2
19.0	W14X311	8660.5	W14X211	5874.7	W14X193	5382.0
18.0	W14X370	10328.2	W14X211	5874.7	W14X193	5382.0
17.0	W14X370	10328.2	W14X211	5874.7	W14X193	5382.0
16.0	W14X398	11086.2	W14X233	6490.6	W14X211	5874.7
15.0	W14X398	11086.2	W14X233	6490.6	W14X211	5874.7
14.0	W14X398	11086.2	W14X233	6490.6	W14X211	5874.7
13.0	W14X398	11086.2	W14X233	6490.6	W14X211	5874.7
12.0	W14X426	11844.2	W14X257	7163.4	W14X233	6490.6
11.0	W14X426	11844.2	W14X257	7163.4	W14X233	6490.6
10.0	W14X426	11844.2	W14X257	7163.4	W14X233	6490.6
9.0	W14X426	11844.2	W14X257	7163.4	W14X233	6490.6
8.0	W14X455	12697.0	W14X311	8660.5	W14X283	7893.0
7.0	W14X455	12697.0	W14X311	8660.5	W14X283	7893.0
6.0	W14X455	12697.0	W14X311	8660.5	W14X283	7893.0

5.0	W14X455	12697.0	W14X311	8660.5	W14X283	7893.0
4.0	W14X500	13928.8	W14X370	10328.2	W14X342	9570.1
3.0	W14X500	13928.8	W14X370	10328.2	W14X342	9570.1
2.0	W14X500	13928.8	W14X370	10328.2	W14X342	9570.1
1.0	W14X500	13928.8	W14X370	10328.2	W14X342	9570.1
Jumlah		233416.6		153577.0		140368.3

Tabel 6.35 Berat Pengaku

Lantai	Brace				Outrigger		Belt truss	
	Outrigger		Global Brace		Outrigger		Outrigger	
	Profil	Total (Kg)	Profil	Total (Kg)	Profil	Total (Kg)	Profil	Total (Kg)
20.0	W10X33	3691.9	W14X99	8470.5	W10X49	9780.4	W12X45	18735.0
19.0	W10X33	4710.7	W14X99	8470.5				
18.0	W10X33	4710.7	W14X99	8470.5				
17.0	W10X33	4710.7	W14X99	8470.5				
16.0	W10X33	4710.7	W14X99	8470.5				
15.0	W12X45	6355.3	W14X99	8470.5				
14.0	W12X45	6355.3	W14X99	8470.5				
13.0	W12X45	6355.3	W14X99	8470.5				
12.0	W12X45	6355.3	W14X99	8470.5				
11.0	W12X45	6355.3	W14X99	8470.5				
10.0	W12X45	6355.3	W14X99	8470.5	W12X55	10595.5	W12X65	27315.9
9.0	W12X45	6355.3	W14X99	8470.5				
8.0	W12X45	6355.3	W14X99	8470.5				
7.0	W12X45	6355.3	W14X99	8470.5				
6.0	W12X45	6355.3	W14X120	10275.3				
5.0	W12X53	7568.2	W14X120	10275.3				
4.0	W12X53	7568.2	W14X120	10275.3				
3.0	W12X53	7568.2	W14X120	10275.3				
2.0	W12X53	7568.2	W14X120	10275.3				
1.0	W12X53	7568.2	W14X120	10275.3				
		123929.0		180239.1		20375.9		46050.9

Tabel 6.36 Total Berat Balok dan Kolom

Tingkat	Balok			Kolom		
	Open Frame	Outrigger	Global Brace	Open Frame	Outrigger	Global Brace
20.0	16574.8	15192.1	15941.7	35112.0	26978.3	26152.1
19.0	19890.7	16989.6	16637.9	48593.6	29335.8	27683.3
18.0	21091.4	16989.6	16637.9	60308.9	29335.8	27683.3
17.0	21091.4	16989.6	16637.9	60308.9	29335.8	27683.3
16.0	21564.5	18255.8	16989.6	65793.3	32601.0	30306.1
15.0	21564.5	18255.8	16989.6	65209.6	32601.0	30306.1
14.0	21564.5	18255.8	16989.6	65209.6	32601.0	30306.1
13.0	21564.5	18255.8	16989.6	65209.6	32601.0	30306.1
12.0	23141.2	18255.8	17899.2	68942.9	38136.5	35549.7
11.0	23141.2	18255.8	17899.2	70459.0	38136.5	35549.7
10.0	23141.2	18255.8	17899.2	70459.0	38136.5	35549.7
9.0	23141.2	18255.8	17899.2	70459.0	38136.5	35549.7
8.0	24354.0	19577.8	19286.7	76068.4	45872.2	44441.4
7.0	24354.0	19577.8	19286.7	79100.5	45872.2	44441.4
6.0	24354.0	19577.8	19286.7	79100.5	45872.2	44441.4

5.0	24354.0	19577.8	19286.7	79828.2	46774.3	44884.9
4.0	26136.9	20669.4	20305.5	86927.2	57739.2	55938.9
3.0	26136.9	20669.4	20305.5	86927.2	57739.2	55938.9
2.0	26136.9	20669.4	20305.5	86927.2	57739.2	55938.9
1.0	26136.9	20669.4	20305.5	86927.2	57739.2	55938.9
Jumlah (Kg)	459434.6	373196.2	363779.7	1407871.5	813283.6	774589.9

Dari Tabel 5.38 berat total struktur 20 lantai, dapat dicari perbandingan efisiensi berat struktur antara *Outrigger* dan *Open frame* dan *Global brace* dengan *Open frame*. Berat balok, kolom dan pengaku struktur dapat diketahui sebagai berikut:

$$W \text{ total OF} = 459434,6 + 1407871,5 = 1.867.306,1 \text{ Kg}$$

$$W \text{ total BOF} = 373196,2 + 813283,6 + 123929 + 20375,9 + 46050,9 \\ = 1.376.835,6 \text{ Kg}$$

$$W \text{ total Global} = 363779,7 + 774589,9 + 180239,1 = 1.318.680,7 \text{ Kg}$$

Efisiensi berat struktur antara *Outrigger & Beltruss* terhadap *Open frame* sebagai

berikut :

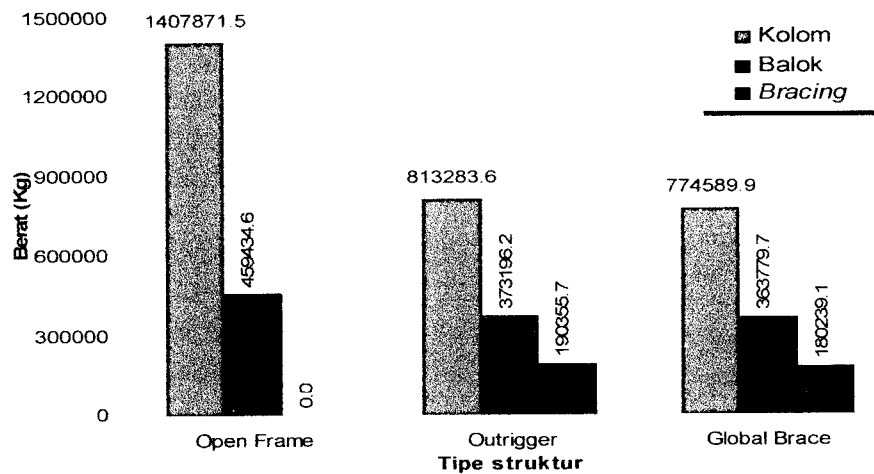
$$Eff = \frac{1867306,1 - 1376835,6}{1867306,1} \times 100\% = 26,3\%$$

Efisiensi berat struktur antara *Global frame* terhadap *Open frame* sebagai berikut:

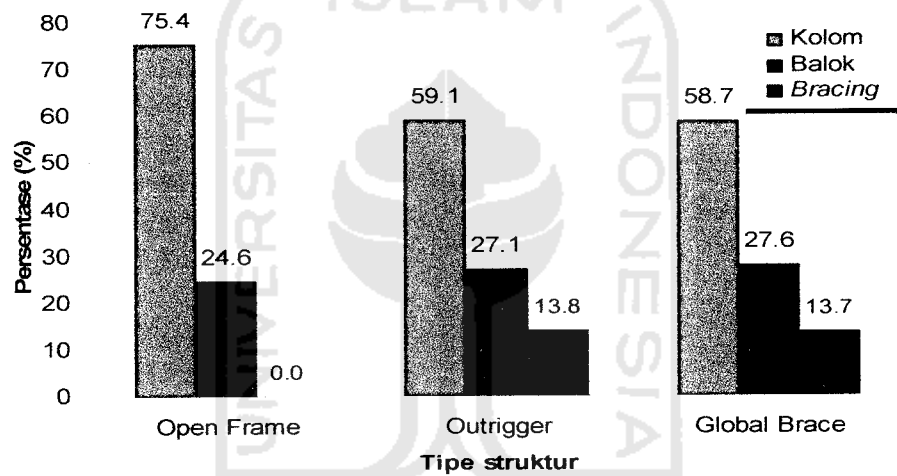
$$Eff = \frac{1867306,1 - 1318680,7}{1867306,1} \times 100\% = 29,4\%$$

Dari hasil perbandingan nilai efisiensi berat struktur diatas, diperoleh hasil bahwa efisiensi struktur bangunan *Global brace* lebih besar daripada struktur bangunan menggunakan *Outrigger & Beltruss*

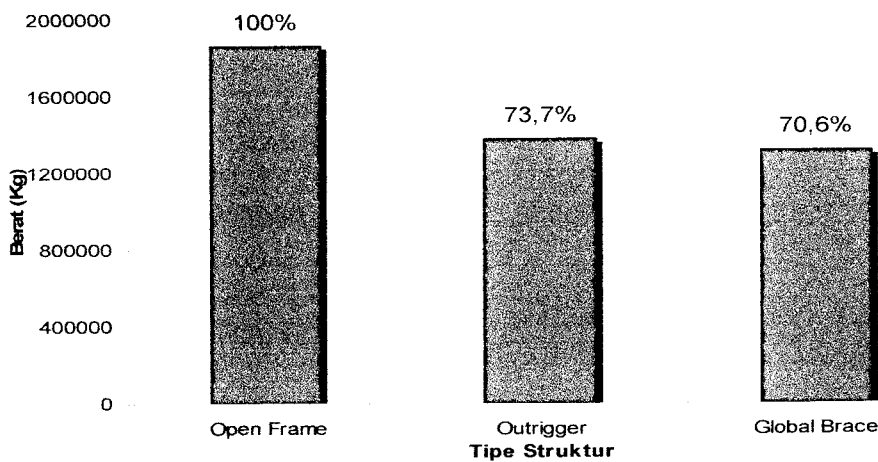
Dengan menganggap hubungan berat struktur, berat kolom, dan berat kolom antara *Outrigger & Beltruss*, *Global brace & Open frame* maka hubungan berat struktur dan efisiensi dapat dilihat pada Grafik 6.7 sampai dengan Grafik 6.8



Grafik 6.7 Hubungan Berat Balok dan kolom dan *Bracing* *Outrigger*, *Global Brace* dan *Open Frame*



Grafik 6.8 Persentase Kebutuhan Bahan struktur *Open Frame*, *Outrigger* dan *Global Braces*



Grafik 6.9 Hubungan Berat total struktur *Outrigger*, *Global Brace* dan *Open Frame*

Dari Grafik 6.8 menunjukkan bahwa berat balok struktur open frame lebih berat dari pada struktur yang menggunakan pengaku, hal ini terjadi karena momen balok struktur open frame lebih berat dari struktur memakai pengaku (*bracing*). Dari Grafik 6.8 juga menunjukkan bahwa berat kolom struktur *Open Frame* lebih berat dari pada struktur yang menggunakan pengaku, hal ini terjadi karena :

1. Walaupun gaya aksial kolom struktur memakai pengaku lebih besar dari struktur *Open Frame* seperti yang terlihat pada Grafik 5.35 akan tetapi momen kolom struktur memakai pengaku lebih kecil dari *Open Frame*.
2. Pada perencanaan kuat desak kolom, perencanaan faktor panjang struktur *Open Frame* sebagai struktur bergoyang sedangkan struktur berpengaku (*Outrigger* maupun *Global Brace*) sebagai struktur tak bergoyang. Sehingga kolom *Open Frame* mempunyai faktor panjang lebih besar, maka kapasitas penampang desak kolom struktur bergoyang lebih kecil dari pada kolom tidak bergoyang.

Dari Grafik 6.9 juga terlihat bahwa berat total struktur *Global Brace* lebih kecil dari pada struktur *Outrigger* dan *Open Frame*. Nilai efisiensi berat struktur *Global Brace* terhadap *Open Frame* adalah 29,4 %. Sedangkan *Outrigger* terhadap *Open Frame* adalah 26,3 %.