

PERENCANAAN GEDUNG PAVILIUN GARUDA II RUMAH SAKIT DOKTER KARIADI SEMARANG

Bernard Bayu Baskoro, Daniel Erlanda
Nuroji, Purwanto

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Diponegoro
Jl. Prof. Soedarto, SH., Tembalang, Semarang 50239
Telp.: (024) 7474770, Fax.: (024) 7460060

ABSTRAK

Perencanaan Gedung Paviliun Garuda II Rumah Sakit Dokter Kariadi Semarang didesain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Dengan pemilihan sistem ini diharapkan struktur gedung dapat berperilaku duktail, karena struktur yang bersifat duktail memiliki kapasitas energi yang besar dan mempunyai kemampuan daya dukung yang baik di dalam menahan beban gempa.

Dalam perencanaan dengan SRPMK kita harus menggunakan konsep kolom kuat balok lemah dimana elemen-elemen vertikal dari struktur (kolom) harus dibuat lebih kuat dari elemen-elemen horisontal dari struktur (balok), agar sendi plastis terbentuk terlebih dahulu pada balok-balok. Disamping itu join-join pada pertemuan balok-kolom juga harus didesain dengan baik agar tidak terjadi keruntuhan terlebih dahulu.

Teknik analisa struktur dan perencanaan, dengan menggunakan program SAP 2000v14, sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang digunakan untuk menghitung jumlah tulangan yang dibutuhkan oleh struktur. SNI digunakan sebagai pedoman utama dalam perencanaan gedung Paviliun Garuda II Rumah Sakit Dokter Kariadi Semarang.

Kata kunci : Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), kolom kuat balok lemah, hubungan balok-kolom.

ABSTRACT

Design of Paviliun Garuda II dr. Kariadi Hospital Building, Semarang is designed using the Special Moment Frame System (SMFS). With the election of SMFS system expected to behave ductile structure, because ductile structure not only has large energy but also has a large capacity in the resist earthquake loads.

In system of SMFS, we have to use the concept of strong column weak beam in which the vertical elements of the structure (column) must be made stronger than the horizontal elements of the structure (beam), so that the plastic joints formed first on the beam. In addition, beam-column joint must also be properly designed to prevent the collapse first.

The technique of design and analysis structure, by using the SAP 2000v14 program, will obtain internal forces used to calculate the number of the reinforcements needed by the structure. It is in accordance with Indonesian National Standard or SNI as the main guidance in design of Paviliun Garuda II dr. Kariadi Hospital Building, Semarang.

Keywords : Special Moment Frame Systems, Strong column weak beam, beam-column connection joint.

PENDAHULUAN

Meningkatnya laju pertumbuhan penduduk menyebabkan permintaan masyarakat akan pelayanan kesehatan ikut meningkat. Oleh sebab itu, diperlukan fasilitas pelayanan kesehatan yang memadai untuk memenuhi kebutuhan semua lapisan masyarakat. Hal ini melatarbelakangi proyek pembangunan Gedung Paviliun Garuda 2 Rumah Sakit dr. Kariadi Semarang. Pengembangan gedung ini direncanakan dibangun secara vertikal. Hal ini dikarenakan terbatasnya lahan di area Rumah Sakit dr. Kariadi Semarang.

Dalam perencanaan gedung Paviliun Garuda II Rumah Sakit Dokter Karyadi Semarang yang memiliki 9 lantai, direncanakan menggunakan konsep desain kapasitas (*capacity design*) sesuai dengan pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung pada peraturan SNI 03-1726-2010. Di dalam konsep kapasitas ini, struktur direncanakan agar mampu memencarkan energi yang diterimanya, dengan terbentuknya sendi plastis pada lokasi-lokasi yang ditentukan lebih dahulu sehingga tidak sampai mengalami keruntuhan total pada saat terjadi gempa kuat.

PEMBAHASAN

1. Pembebanan

1.1. Beban Mati (*Dead Load*)

Berat sendiri elemen struktur terdiri dari berat sendiri elemen balok, kolom, pelat lantai dan tangga. Berat sendiri elemen struktural tersebut akan dihitung otomatis sebagai

self weight oleh *software* SAP2000. Dimensi rencana penampang rencana elemen struktur dapat dilihat pada tabel 1.1.

Tabel 1.1. Dimensi Rencana Penampang Elemen Struktur

Elemen Struktur	Lantai	Dimensi (cm)
Tipe Kolom		
K1	Dasar, 1	80 x 80
K2	2, 3	70 x 70
K3	4, 5, 6, 7	60 x 60
Tipe Balok		
Balok Induk	Dasar, 1, 2	80 x 40
Balok Induk	3, 4	65 x 35
Balok Induk	5, 6	60 x 30
Balok Induk	7 (atap)	40 x 25
Balok Anak	seluruh lantai	40 x 25
Tipe Pelat		
Pelat A1	Dasar, 1, 2, 3, 4, 5, 6	120
Pelat A2	7 (atap)	100

Selain berat sendiri elemen struktural, pada beban mati juga terdapat beban lain yang berasal dari elemen arsitektural bangunan atau disebut *super dead load*, yaitu:

1. Beban penutup lantai = 24 kg/m^2
2. Beban spesi ($t = 3 \text{ cm}$) = 63 kg/m^2
3. Beban penggantung dan plafond = 18 kg/m^2
4. Beban dinding (bata ringan) = 150 kg/m^2

1.2. Beban Hidup (*Live Load*)

Sesuai dengan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987, beban hidup yang direncanakan pada bangunan, yaitu:

1. Lantai rumah sakit = 250 kg/m^2
2. Lantai atap = 100 kg/m^2
3. Lantai tangga dan bordes = 300 kg/m^2

1.3. Beban Gempa (*Quake Load*)

Untuk menentukan besaran beban gempa terlebih dahulu ditentukan grafik respon spektrum :

Faktor Keutamaan Struktur (I) = 1,50

Nilai spektral percepatan $S_s = 0,85g$

Nilai spektral percepatan $S_1 = 0,3g$

Kelas situs = Situs SD atau tanah sedang

Koefisien Situs $F_a = 1,16$

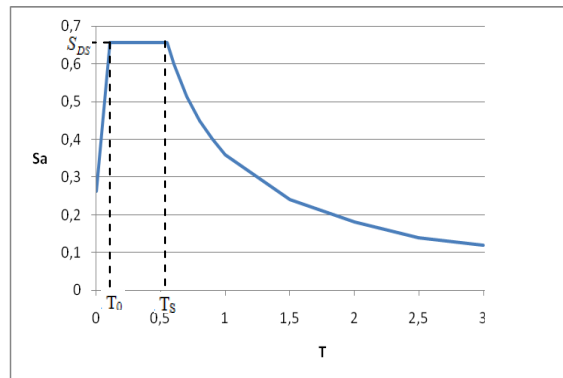
Koefisien Situs $F_v = 1,8$

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS} = 2/3 F_a \times S_S = 2/3 \times 1,16 \times 0,85 = 0,657g$$

$$S_{D1} = 2/3 S_{M1} = 2/3 F_v \times S_1 = 2/3 \times 1,8 \times 0,3 = 0,36g$$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,36}{0,657} = 0,1095 \qquad T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,36}{0,657} = 0,5479$$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) = 0,657 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,1095} \right) = 0,2628$$



Gambar 1. Respon Spektrum Gempa

Tabel 1.2 .Berat Lantai dan Lokasi Titik Berat Lantai Gedung

Lantai	Momen (kN.m)		Berat Tiap Lantai (kN)	Pusat Massa (m)		Gaya Gempa (kN)
	Momen xx	Momen yy		arah x	arah y	
GEDUNG KIRI						
Dasar	140931,930	58313,969	8405,898	6,937	16,766	857,745
1	,400	56871,943	7969,918	7,136	15,377	813,257
2	150149,490	55067,635	8916,875	6,176	16,839	909,885
3	118554,760	49262,077	7008,740	7,029	16,915	715,178
4,5,6	108449,430	45447,062	6578,042	6,909	16,487	671,229
atap	54040,298	22766,377	3216,093	7,079	16,803	328,173
dak lift	7075,310	4715,811	1261,789	3,737	5,607	128,754
GEDUNG TENGAH						
Dasar	120118,790	160533,000	10554,476	15,210	11,381	1076,987
1	63934,071	116165,100	7638,207	15,208	8,370	779,409
2	83912,568	138507,000	9122,787	15,183	9,198	930,897
3	73062,033	124137,200	8184,378	15,168	8,927	835,141
4,5,6	54197,742	105723,800	6984,318	15,137	7,760	712,686
atap	26736,589	47137,600	3163,621	14,900	8,451	322,818

GEDUNG KANAN						
Dasar	140931,930	58313,969	8405,898	-6,937	16,766	857,745
1	122551,400	56871,943	7969,918	-7,136	15,377	813,257
2	150149,490	55067,635	8916,875	-6,176	16,839	909,885
3	118554,760	49262,077	7008,740	-7,029	16,915	715,178
4,5,6	108449,430	45447,062	6578,042	-6,909	16,487	671,229
atap	54040,298	22766,377	3216,093	-7,079	16,803	328,173
dak lift	7075,310	4715,811	1261,789	-3,737	5,607	128,754

Kombinasi pembebanan yang digunakan :

1. 1,4D
2. 1,2D + 1,6L
3. 1,2D + 0,5L + 1(I/R)Ex + 0,3(I/R)Ey
4. 1,2D + 0,5L + 0,3(I/R)Ex + 1(I/R)Ey

Dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000v14 diperoleh hasil waktu getar fundamental struktur Gedung kanan dan kiri 1,166 detik dan gedung tengah 1,264 detik.

2. Perhitungan Struktur

2.1. Pelat Lantai

Penentuan tebal pelat lantai minimum :

$$h_{\min} \geq \frac{\ln(0,8 + f_y / 1500)}{36 + 9\beta} \rightarrow \frac{4150(0,8 + 240 / 1500)}{36 + 9(4/4)} = 88,53 \text{ mm}$$

Syarat h_{\min} untuk pelat lantai adalah 120 mm dan pelat atap sebesar 100 mm.

Perhitungan rasio tulangan pelat lantai menggunakan persamaan :

$$\frac{Mu}{b \times d^2} = \rho \times 0,8 \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

Dari persamaan di atas, didapat hasil penulangan pelat seperti pada tabel 2.1.

Tabel 1.2 . Penulangan pelat lantai

TIPE	Ly (m)	Lx (m)	Mu (kNm)	Momen	ρ	Penulangan
Tipe 1 (120mm)	4	4	3,486	Mlx	0,00203	Ø10 - 125
	4	4	3,486	Mly	0,00254	Ø10 - 150
	4	4	7,112	Mtx	0,00419	Ø10 - 125
	4	4	7,112	Mty	0,00526	Ø10 - 150
Tipe 2 (100mm)	4	4	2,437	Mlx	0,00228	Ø10 - 175
	4	4	2,437	Mly	0,00305	Ø10 - 175
	4	4	4,971	Mtx	0,00471	Ø10 - 175
	4	4	4,971	Mty	0,00632	Ø10 - 175

2.2. Tangga

Tabel 2.2. Data Tangga

Tipe Tangga	Tinggi lantai ke lantai (cm)	Tinggi bordes (cm)	Optrede (tangga naik) (cm)	Jumlah optrede (buah)	Jumlah antrede (buah)	Lebar antrede (cm)	Lebar tangga (cm)	Lebar bordes (cm)
Tipe 1	350	175	17,5	10	9	30	190	175
Tipe 2	490	245	17,5	14	13	30	190	175
Tipe 3	385	192,5	17,5	11	10	30	190	175
Tipe 4	525	262,5	17,5	15	14	30	190	185
Tipe 5	385	192,5	17,5	11	10	30	190	185
Tipe 1D	490	245	17,5	14	13	28	130	140
Tipe 2D	385	192,5	17,5	11	10	28	130	140
Tipe 3D	525	262,5	17,5	15	14	28	130	140

Tabel 2.3. Penulangan Tangga

Tipe Tangga	Mu max	Mn	ρ terpakai	Ast pokok	Ast bagi	Tulangan Pokok	Tulangan Bagi
Tipe 1							
Bordes	4596618	5745773	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 150mm	Ø8 – 250mm
Pelat Tangga	10364940	12956175	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 150mm	Ø8 – 250mm
Tipe 2							
Bordes	9189029	11486286	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 125mm	Ø8 – 250mm
Pelat Tangga	20628306	25785383	0,0072337	896,9783	179,3957	Ø12 – 125mm	Ø8 – 250mm
Tipe 3							
Bordes	4966125	6207656	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 150mm	Ø8 – 250mm
Pelat Tangga	14692915	18366144	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 150mm	Ø8 – 250mm
Tipe 4							
Bordes	6769619	8462024	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 100mm	Ø8 – 250mm
Pelat Tangga	23740712	29675890	0,00837152	1038,069	207,6138	Ø12 – 100mm	Ø8 – 225mm
Tipe 5							
Bordes	5621065	7026331	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 150mm	Ø8 – 250mm
Pelat Tangga	12617744	15772180	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 150mm	Ø8 – 250mm
Tipe 1D							
Bordes	7918833	9898541	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 125mm	Ø8 – 250mm
Pelat Tangga	18266866	22833583	0,00637905	791,0026	158,2005	Ø12 – 125mm	Ø8 – 250mm
Tipe 2D							
Bordes	4688710	5860888	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 150mm	Ø8 – 250mm
Pelat Tangga	11185252	13981565	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 150mm	Ø8 – 250mm
Tipe 3D							
Bordes	9225665	11532081	0,00583	722,92	144,584	Ø12 – 100mm	Ø8 – 250mm
Pelat Tangga	21011663	26264579	0,00737314	914,2688	182,8538	Ø12 – 100mm	Ø8 – 250mm

2.3. Balok

Contoh perhitungan balok induk tipe B1 lantai 1, dengan data-data balok sebagai berikut :

$$M(-) \text{ Tumpuan maksimum} = 550,6492 \text{ kNm}$$

$$M(+) \text{ Lapangan maksimum} = 365,1934 \text{ kNm}$$

$$M(+) \text{ Tumpuan maksimum} = 96,0397 \text{ kNm}$$

1. Tulangan Lentur pada Tumpuan

Dicoba menggunakan tulangan 7D22, dimana $A_s = 2659,58 \text{ mm}^2$.

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{2659,58 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 104,3$$

$$\phi Mn = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_{ef} - \frac{a}{2} \right) = 0,8 \times 2659,58 \times 400 \times \left(706 - \frac{104,3}{2} \right)$$
$$\phi Mn = 556,4704 \text{ kNm} > Mu = 550,6492 \text{ kNm} \quad \text{“OK”}$$

Cek A_s minimum

$$A_{s_{\min 1}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b_w d_{ef} = \frac{\sqrt{30}}{4 \cdot 400} \cdot 400 \cdot 706 = 966,73 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min 2}} = \frac{1,4}{400} \cdot 400 \cdot 706 = 988,4 \text{ mm}^2 \quad \text{“OK, syarat } A_s \text{ minimum terpenuhi”}$$

Cek Rasio Tulangan

$$\rho = \frac{A_s}{b_w d_{ef}} = \frac{2659,58}{400 \cdot 706} = 0,009$$

$$\rho_b = \beta_2 \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0,85 \frac{0,85 \cdot 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0,0325$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \rho_b = 0,02438$$

$$\rho < 0,75 \rho_b \quad \text{“OK”}$$

Cek penampang

$$\frac{a}{d} < 0,375 \beta_1 \quad \frac{104,3}{706} = 0,148 < 0,31875 \quad \text{“OK, tulangan } \textit{under reinforce} \textit{”}$$

Sehingga, tulangan yang dipakai yaitu 7D22 dipasang dalam dua layer.

Penulangan tumpuan positif digunakan M_u minimal setengah M_n negatif tumpuan. Sehingga di dapat tulangan tumpuan bawah 4D22. Sedangkan pada lapangan bawah 5D22 dan untuk tulangan lapangan atas 3D22.

2. Tulangan geser

Reaksi geser di ujung-ujung balok akibat beban gravitasi berdasarkan analisa program SAP 2000 diperoleh 380,373 kN.

a. Rangka goyang kanan

$$V_{sway_ka} = \frac{M_{pr_1} + M_{pr_3}}{l_n} = \frac{852,1483 + 533,2465}{6,2} = 223,451kN$$

Reaksi geser diujung kiri balok : $V_{total} = 380,373 - 223,45 = 156,992$ kN

Reaksi geser diujung kanan balok : $V_{total} = 380,373 + 223,45 = 603,824$ kN

b. Rangka goyang kiri

$$V_{sway_ka} = \frac{M_{pr_2} + M_{pr_4}}{l_n} = \frac{852,1483 + 533,2465}{6,2} = 223,451kN$$

Reaksi geser diujung kiri balok : $V_{total} = 380,373 + 223,45 = 603,824$ kN

Reaksi geser diujung kanan balok : $V_{total} = 380,373 - 223,45 = 156,992$ kN

Dicoba digunakan sengkang D10 dengan jumlah 3 kaki dan jarak 125 mm.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{603,824}{0,75} - 292,119kN = 512,98kN$$

$$V_{s_terpasang} = \frac{A_s f_y d}{s} = \frac{235,5 \cdot 400 \cdot 800}{125} = 602,88kN$$

$$V_s \leq V_{s_terpasang} \quad \text{“OK”}$$

3. Tulangan Torsi

$$A_t = \frac{A_t}{s} \times ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yt}} \cot^2 \theta = 1,021 \times 2040 \times \frac{400}{400} \times 1 = 1249,704mm^2$$

Luas minimum tulangan torsi memanjang :

$$A_{t_min} = \frac{5\sqrt{f'_c} \times A_{cp}}{12 \times f_{yt}} - \frac{A_t}{s} \times ph \times \frac{f_{yv}}{f_{yt}} = \frac{5\sqrt{30} \times 320000}{12 \times 400} - 1,021 \times 2040 \times \frac{400}{400}$$

$$A_{t_min} = 576,604mm^2 < A_t$$

Sehingga dipakai $A_t = 1249,704$ mm²

Dipakai tulangan D22 $A_s = 379,94$ mm²

$$n = 1249,704/379,94 = 3,289 \approx 4 \text{ buah}$$

$$A_t \text{ terpasang} = 1519,76 \text{ mm}^2$$

2.4. Kolom

2.4.1. Syarat Penampang Kolom SRPMK :

1. Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom melebihi $Agfc'/10$.
2. Sisi terpendek kolom tidak kurang dari 300 mm.
3. Rasio dimensi penampang tidak kurang dari 0,4.

2.4.2. Tulangan Memanjang :

1. Rasio tulangan memanjang ρ_g dibatasi tidak kurang dari 0,01 dan tidak lebih dari 0,06.

Dicoba dengan 24 baja tulangan D29 mm ($A_s = 15844,44 \text{ mm}^2$)

$$\rho_g = \frac{15844,44}{800 \times 800} = 0,0248$$

2. Kuat lentur kolom harus memenuhi persamaan :

$$\Sigma Mc \geq 1,2 \Sigma Mg$$

dimana

ΣMc adalah jumlah M_n kolom yang bertemu di joint balok-kolom

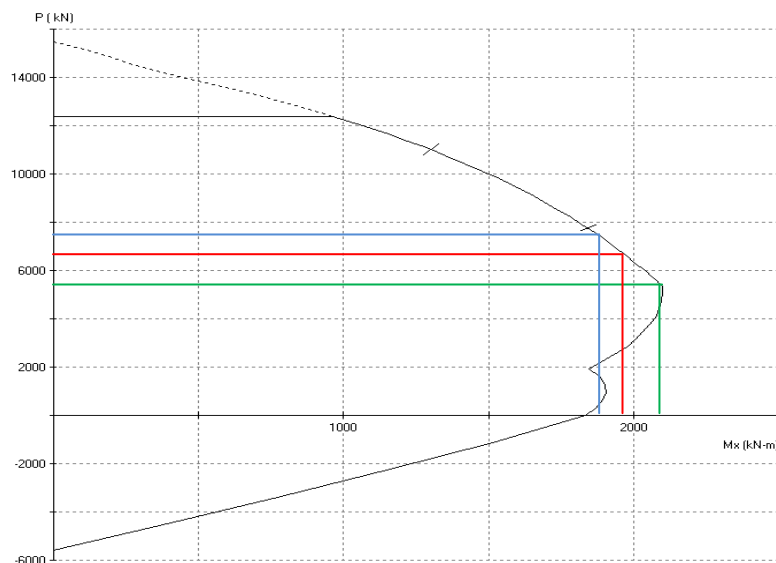
ΣMg adalah jumlah M_n balok yang bertemu di joint balok-kolom

Tabel 4.23 Tabel Gaya Aksial dan Gaya Geser Kolom K1

Kolom	Gaya Aksial Maks. (kN)	Gaya Geser Maks. (kN)
Kolom lantai atas	5460,138	
Kolom lantai desain	6472,786	83,895
Kolom lantai bawah	7521,99	

Perhitungan kapasitas penampang kolom menggunakan program PCACOL.

Diagram interaksi P-M kolom K1 dapat dilihat pada gambar 2.



Gambar 2. Diagram Interaksi P-M Kolom K1 (800x800) Tulangan 24D29

a. Σ momen Balok

$$1,2 \Sigma Mg = 1,2 (556,4704 \times 4) = 2671,0579 \text{ kNm}$$

b. Kolom lantai atas

$$\phi P_{n \text{ above}} = \text{ gaya aksial terfaktor di kolom atas} = 5460,138 \text{ kN}$$

$$\text{dari diagram interaksi kolom, } \phi M_{n \text{ above}} = 2080 \text{ kNm}$$

c. Kolom yang didesain

$$\phi P_{n \text{ desain}} = \text{ gaya aksial terfaktor kolom desain} = 6472,786 \text{ kN}$$

$$\text{dari diagram interaksi kolom, } \phi M_{n \text{ desain}} = 1980 \text{ kNm}$$

$$\Sigma Mc = \phi M_{n \text{ above}} + \phi M_{n \text{ desain}}$$

$$= 2080 + 1980 = 4060 \text{ kNm} > 1,2 \Sigma Mg \quad (\text{OK})$$

d. Kolom lantai bawah

$$\phi P_{n \text{ desain}} = \text{ gaya aksial terfaktor di kolom bawah} = 7521,99 \text{ kN}$$

$$\text{dari diagram interaksi kolom, } \phi M_{n \text{ bawah}} = 1875 \text{ kNm}$$

$$\Sigma Mc = \phi M_{n \text{ desain}} + \phi M_{n \text{ bottom}}$$

$$= 1980 + 1875 = 3855 \text{ kNm} > 1,2 \Sigma Mg \quad (\text{OK})$$

2.4.3. Tulangan Sengkang :

$$V_{sway} = \frac{M_{prob_ats} DF_{ats} + M_{prob_bwh} DF_{bwh}}{l_{ef}}$$

$$V_{sway} = \frac{2225,88 \times 0,5 + 2225,8 \times 0,5}{4,1} = 542,897 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} > V_c + \frac{1}{3} b_w d$$

$$723,863 \text{ kN} < 584,2373 + \frac{1}{3} 800 \times 800 = 797,571 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

Sehingga yang diperlukan adalah tulangan geser minimum

$$A_{v_min} = \frac{b_w \times s}{3 f_y} = \frac{800 \times 100}{3 \times 400} = 66,667 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 4leg D13 = 530,66 mm² sesuai penulangan transversal kolom.

2.5. Hubungan Balok Kolom

2.5.1. Shear di Joint dan Cek Shear Strength

Balok yang memasuki joint memiliki *probable moment* :

Arah x = 556,4704 kNm dan 556,4704 kNm

Arah y = 556,4704 kNm dan 556,4704 kNm

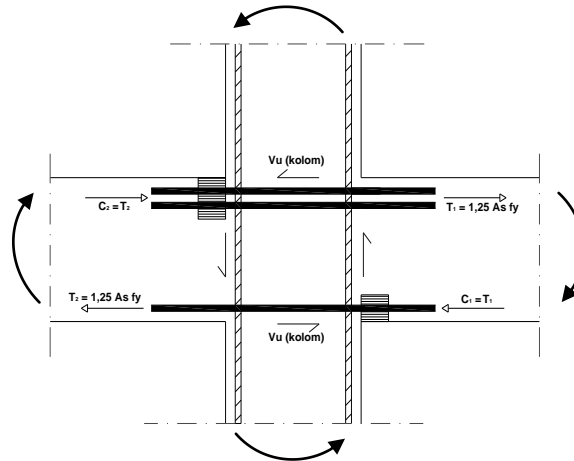
Pada joint, kekakuan kolom atas dan kekakuan kolom bawah tidak sama, sehingga $DF_{top} = 0,563$ dan $DF_{bot} = 0,437$.

Geser pada kolom atas arah x :

$$Me_{top} = 0,563 \times (556,4704 + 556,4704) = 626,5857 \text{ kNm}$$

$$Me_{bot} = 0,437 \times (556,4704 + 556,4704) = 486,355 \text{ kNm}$$

$$V_{sway} = (626,5857 + 486,355) / 4,1 = 271,449 \text{ kN}$$



Gambar 3. Gaya Geser pada Joint Balok Kolom

Di bagian tulangan tarik atau layer atas balok baja tulangan yang dipakai adalah 7D22 ($A_s = 2659,58 \text{ mm}^2$)

$$T1 = C1 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 2659,58 \times 400 = 1329,79 \text{ kN}$$

Di bagian tulangan tekan atau layer bawah balok baja tulangan yang dipakai adalah 4D22 ($A_s = 1519,76 \text{ mm}^2$)

$$T2 = C2 = 1,25 A_s f_y = 1,25 \times 1519,76 \times 400 = 759,88 \text{ kN}$$

Gaya geser kolom pada joint :

$$V_u = V_{sway} - T1 - C2 = 271,449 - 1329,79 - 759,88 = 1818,221 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal joint yang dikekang ke empat sisinya adalah :

(SNI-03-2847-2002 pasal 23.5.3.1)

$$V_n = 1,7 \sqrt{f'c} A_j$$

$$V_n = 5959,22 \text{ kN} \rightarrow \phi V_n = 0,8 \times 5959,22 = 4767,38 \text{ kN}$$

Dengan demikian, joint mempunyai kuat geser yang memadai ($\phi V_n > V_u$)

Dipasang baja tulangan D13 mm 4 leg ($A_s = 530,66 \text{ mm}^2$)

2.6. Pondasi

Pondasi menggunakan *bore pile* diameter 600 mm, dengan tulangan 13D32.

KESIMPULAN

1. Perencanaan bangunan gedung dengan metode desain kapasitas (*capacity design*) berdasarkan RSNI03-1726-2010 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung) dan SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung) membutuhkan perhitungan cukup rumit, akan tetapi lebih memberi keamanan pada bangunan itu sendiri terhadap gaya gempa dominan (*Earthquake Dominant*) yang bekerja, terutama pada daerah rawan gempa atau daerah yang termasuk dalam zona wilayah gempa sedang dan kuat, dibandingkan dengan metode konvensional.
2. Dalam perencanaan dan perhitungan kolom struktur direncanakan harus lebih kuat dari balok (*strong column weak beam*), sehingga perhitungan tulangan lentur kolom struktur dianalisa berdasarkan momen kapasitas balok dan tulangan geser kolom berdasarkan momen nominal kolom.

DAFTAR REFERENSI

- Anonim. 1987. *Standar Nasional Indonesia 03-1727-1989 "Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung"*. Bandung : Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonim. 2002. *Standar Nasional Indonesia 03-2847-2002 "Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung"*. Bandung : Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonim. 2010. *Standar Nasional Indonesia 03-1726-2010 "Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung"*. Bandung : Departemen Pekerjaan Umum.
- Anonim. 1997. *Rekayasa Fundasi II (Fundasi Dangkal dan Fundasi Dalam)*. Gunadarma.
- Vis, W.C. dan Gideon H. Kusuma. 1994. *Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang*. Jakarta : Erlangga.