

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Desain Awal Perencanaan

Perencanaan struktur gedung dilakukan untuk memberikan solusi kekuatan elemen gedung yang direncanakan menurut tata ruang dan arsitektural. Perencana struktur gedung harus dapat menyesuaikan perencanaan elemen struktur sesuai dengan fungsi tata ruang gedung itu sendiri. Dengan demikian dalam menentukan taksiran awal sistem struktur yang digunakan maupun pendimensian elemen struktur diupayakan tidak menyimpang dengan tata ruang arsitektural yang diminta.

Pekerjaan perencanaan struktur dimulai dengan data-data gambar denah tata ruang dan instalasinya, dengan demikian dapat dilakukan langkah – langkah perencanaan struktur berdasarkan peraturan yang berlaku dalam hal ini SNI03-1726-2002 tentang Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan SNI03-2847-2002 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.

4.1.1. Dimensi Balok

Dari data gambar denah tata ruang gedung, maka dapat direncanakan pendimensian terhadap balok, kolom, dan dinding struktural (shear wall). Penentuan dimensi tinggi balok struktur sebagai desain awal yaitu dengan pendekatan perbandingan antara ukuran tinggi balok dengan bentang balok. Pada perencanaan balok induk dan balok anak digunakan angka perbandingan 1/10 – 1/12 terhadap bentang balok. Dimensi lebar balok dilakukan perbandingan antara lebar balok dengan tinggi balok bervariasi sesuai dengan kebutuhan strukturnya, digunakan angka perbandingan 1/3 – 1/2.

a. Perhitungan penentuan tinggi balok

Diambil contoh perhitungan dimensi tinggi sebuah balok tipe 1 pada struktur gedung dengan panjang bentang (L) = 9 m, dengan demikian dapat ditentukan rencana tinggi balok dengan taksiran :

$$h_{\max} = 1/10 \times 900 \text{ cm} = 90 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 1/12 \times 900 \text{ cm} = 75 \text{ cm},$$

maka diambil tinggi balok tipe 1 = 80 cm

b. Perhitungan penentuan lebar balok

Diambil contoh perhitungan dimensi lebar balok tipe 1 pada struktur gedung dengan tinggi rencana (h) = 80 cm, dengan demikian dapat ditentukan rencana tinggi balok dengan taksiran :

$$b_{\max} = 2/3 \times 80 \text{ cm} = 53,33 \text{ cm},$$

$$b_{\min} = 1/2 \times 80 \text{ cm} = 40 \text{ cm},$$

maka diambil lebar balok tipe 1 = 40 cm

c. Rekapitulasi rencana balok

Dari pendekatan panjang bentang pada gambar denah rencana pembalokan maka dapat digunakan variasi penggunaan balok menjadi 4 macam ukuran sesuai dengan taksiran sebagai berikut :

1. Bentang $L = 9 \text{ m} = 900 \text{ cm}$ (portal F, G, H, I, J)

$$\blacksquare h_{\max} = 1/10 L = 1/10 \times 900 = 90 \text{ cm}$$

$$\blacksquare h_{\min} = 1/12 L = 1/12 \times 900 = 75 \text{ cm}$$

Diambil $h = 80 \text{ cm}$

$$\blacksquare b_{\max} = 2/3 h = 2/3 \times 80 = 53,33 \text{ cm}$$

$$\blacksquare b_{\min} = 1/2 h = 1/2 \times 80 = 40 \text{ cm}$$

Diambil $b = 40 \text{ cm}$

Maka balok tipe 1 untuk bentang 9 m direncanakan 40/80

2. Bentang $L = 7,2 \text{ m} = 720 \text{ cm}$ (portal memanjang)

$$\blacksquare h_{\max} = 1/10 L = 1/10 \times 720 = 72 \text{ cm}$$

$$\blacksquare h_{\min} = 1/12 L = 1/12 \times 720 = 60 \text{ cm}$$

Diambil $h = 60 \text{ cm}$

$$\blacksquare b_{\max} = 2/3 h = 2/3 \times 60 = 40 \text{ cm}$$

$$\blacksquare b_{\min} = 1/2 h = 1/2 \times 60 = 30 \text{ cm}$$

Diambil $b = 40 \text{ cm}$

Maka balok tipe 2 untuk bentang 7,2 m direncanakan 40/60

3. Bentang L = 6,6 m = 660 cm (portal A, B, C, D, E)

Balok ini direncanakan sesuai dengan balok tipe 1 dimensi 40/80 karena terletak pada portal melintang sejajar balok bentang 9 m.

4. Bentang L = 4,8 m = 480 cm (portal A, B, C, D, E)

Balok ini direncanakan sesuai dengan balok tipe 1 dimensi 40/80 karena terletak pada portal melintang sejajar balok bentang 9 m.

5. Bentang L = 4,2 m = 420 cm (portal memanjang)

$$\blacksquare h_{\max} = \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} \times 420 = 42 \text{ cm}$$

$$\blacksquare h_{\min} = \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 420 = 35 \text{ cm}$$

Diambil h = 40 cm

$$\blacksquare b_{\max} = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \text{ cm}$$

$$\blacksquare b_{\min} = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \times 40 = 20 \text{ cm}$$

Diambil b = 20 cm

Maka balok tipe 3 untuk bentang 4,2 m direncanakan 20/40

6. Bentang L = 4 m = 400 cm (portal memanjang)

$$\blacksquare h_{\max} = \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} \times 400 = 40 \text{ cm}$$

$$\blacksquare h_{\min} = \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 400 = 33,33 \text{ cm}$$

Diambil h = 40 cm

$$\blacksquare b_{\max} = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \text{ cm}$$

$$\blacksquare b_{\min} = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \times 40 = 20 \text{ cm}$$

Diambil b = 20 cm

Maka balok tipe 3 untuk bentang 4 m direncanakan 20/40

7. Bentang L = 4,8 m = 480 cm (portal memanjang)

$$\blacksquare h_{\max} = \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} \times 480 = 48 \text{ cm}$$

$$\blacksquare h_{\min} = \frac{1}{12} L = \frac{1}{12} \times 480 = 40 \text{ cm}$$

Diambil h = 40 cm

$$\blacksquare b_{\max} = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \text{ cm}$$

$$\blacksquare b_{\min} = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} \times 40 = 20 \text{ cm}$$

Diambil b = 20 cm

Maka balok tipe 3 untuk bentang 4,8 m direncanakan 20/40

8. Bentang L = 2,1 m = 210 cm (portal B, C, D, E, F, G, H, I)

Balok ini direncanakan sesuai dengan balok tipe 3 dimensi 20/40. Balok ini adalah balok tipe 4.

Tabel 4.1 Tipe balok struktur

No.	Tipe Balok	Notasi	Ukuran (cm)
1	I (40/80)	B1	40 x 80
2	II (40/60)	B2	40 x 60
3	III (20/40)	B3	20 x 40
4	IV (20/40)	B4	20 x 40
5	V (20/40)	BA	20 x 40

4.1.2. Dimensi Kolom

Pada perencanaan kolom sebagai penyalur beban antara lantai, dimensi disesuaikan dengan pola tata ruang dan denah, dimensi dalam perencanaan digunakan 5 tipe kolom sebagai berikut :

Tabel 4.2 Tipe kolom struktur

No.	Tipe Kolom	Notasi	Ukuran (cm)
1	I (50/90)	K1	50 x 90
2	II (40/80)	K2	40 x 80
3	III (50/50)	K3	50 x 50
4	IV (30/30)	K4	30 x 30
5	V (15/15)	KP	15 x 15

4.1.3. Dimensi Dinding Geser

Dinding struktur beton bertulang digunakan sebagai komponen utama penahan beban gempa. Penempatan letak dinding geser disesuaikan dengan denah bangunan. Ketebalan dinding geser di kelompokkan sebagai berikut :

- Portal D (2-10) ketebalan dinding gesernya yaitu :
Lantai 1 sampai 9 dengan ketebalan 25 cm.
- Portal G (2-10) ketebalan dinding gesernya yaitu :
Lantai 1 sampai 9 dengan ketebalan 25 cm.

4.2. Desain Struktur Bangunan

4.2.1. Data Bangunan

Nama Gedung	: Gedung Program Studi Teknik Informatika Fakultas Teknik Universitas Brawijaya Malang
Lokasi Gedung	: Universitas Brawijaya Malang
Fungsi Bangunan	: Gedung Kuliah
Jumlah Lantai	: 9 Lantai
Bentang Melintang	: ± 18 m
Bentang Memanjang	: $\pm 41,8$ m
Zona Gempa	: Zona 4
Material Bangunan	: Beton Bertulang
Kuat Tekan Beton ($f'c$)	: 30 MPa
Modulus Elastisitas baja (E_s)	: 200000 MPa
Tegangan leleh tulangan ulir (f_y)	: 400 MPa
Tegangan leleh tulangan polos (f_y)	: 240 MPa

4.3. Pembebanan

4.3.1. Beban Mati

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (PPIUG 1983), beban mati diatur sebagai berikut :

- Beton bertulang = 2400 kg/m^3
- Dinding bata (setengah batu) 15 cm = 250 kg/m^2
- Berat keramik = 24 kg/m^2
- Berat spesi = 21 kg/m^2
- Berat plafon (eternit) = 11 kg/m^2
- Berat penggantung = 7 kg/m^2

4.3.2. Beban Hidup

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung tahun 1983 (PPIUG 1983), beban hidup pada lantai gedung diatur sebagai berikut :

- Ruang kuliah, kantor = 250 kg/m^2

- b. Ruang pertemuan, rapat = 400 kg/m²
- c. Ruang alat-alat, ruang mesin, gudang = 400 kg/m²
- d. Balkon = 300 kg/m²
- e. Ruang pelengkap = 250 kg/m²
- f. Tangga dan lorong ruang kuliah = 300 kg/m²
- g. Tangga dan lorong ruang pertemuan, rapat = 500 kg/m²
- h. Beban hidup atap = 100 kg/m²

Dalam perhitungan selanjutnya beban hidup pelat lantai diambil yang terbesar dari yang tersebut di atas yaitu 500 kg/m², beban hidup pelat atap yaitu 100 kg/m².

4.3.3. Pembebanan Pelat

a. Beban Mati Pelat Lantai

1. Berat sendiri = 0,12 x 2400 = 288 kg/m²
 2. Berat spesi = 4 x 21 = 84 kg/m²
 3. Berat kramik = 1 x 24 = 24 kg/m²
 4. Berat penggantung dan eternit = 18 kg/m²
- qD₁ = 414 kg/m²

b. Beban Mati Pelat Atap

1. Berat sendiri = 0,10 x 2400 = 240 kg/m²
 2. Berat penggantung dan eternit = 18 kg/m²
- qD₂ = 258 kg/m²

c. Beban Hidup Pelat Lantai (Beban Guna)

Di ambil beban hidup terbesar dari komponen beban hidup yang ada dalam gedung ini yaitu 500 kg/m²

d. Beban Hidup Pelat Atap

Di ambil beban hidup terbesar dari komponen beban hidup yang ada dalam gedung ini yaitu 100 kg/m²

4.3.4. Pembebanan Atap Baja

Desain atap pada Gedung Program Studi Teknik Informatika Universitas Brawijaya merupakan rangka baja, dari perhitungan dengan STAAD Pro didapatkan beban atap yang akan diterima oleh portal yaitu sebagai berikut :

- Rangka tumpuan sendi = 4372,06 kg
- Rangka tumpuan rol = 4353,84 kg

4.4 Perhitungan Massa Bangunan

4.4.1. Massa Bangunan

Perhitungan massa bangunan digunakan sebagai beban gempa yang akan bekerja pada bangunan (perincian massa bangunan ada pada lampiran 1).

Tabel 4.3 Massa Bangunan

Tingkat	Beban Mati (kg)	Beban Hidup (kg)	Reduksi Beban Hidup 50%	Beban Kombinasi 1,2 D + 1,6 L
Lantai 2	979580,06	387960,00	193980,00	1485864,08
Lantai 3	816146,90	415740,00	207870,00	1311968,28
Lantai 4	827171,90	415740,00	207870,00	1325198,28
Lantai 5	721091,86	331320,00	165660,00	1130366,23
Lantai 6	604409,04	331320,00	165660,00	990346,85
Lantai 7	939185,77	331320,00	165660,00	1392078,92
Lantai 8	687131,86	331320,00	165660,00	1089614,23
Lantai 9	681065,86	331320,00	165660,00	1082335,03
Atap	549002,31	72600,00	36300,00	716882,77
			Σ =	10524654,67

4.4.2. Taksiran Waktu Getaran Alami T secara empiris

Rumus yang digunakan adalah rumus empiris dengan *A method* dari UBC bagian 1630.2.2.

Tinggi gedung (h_n) = 45 m

Jumlah tingkat (n) = 9 tingkat

$$T = C_t \cdot (h_n)^{3/4}$$

Yang mana untuk sistem rangka gedung (SRG), $C_t = 0,0488$, maka :

$$T_{us} = 0,048 \cdot (45)^{3/4} = 0,834$$

Kontrol pembatasan T sesuai SNI 03-1726-2002, Pasal 5.6

Zona Gempa 4, $\xi = 0,17$ (SNI 03-1726-2002, Pasal 5.6)

$$T = \xi \cdot n = 0,17 \times 9 = 1,53 \text{ det} > T_{\text{empiris}} = 0,834 \rightarrow \text{OK}$$

4.4.3. Perhitungan Beban Geser Dasar Nominal Statik Ekuivalen (V)

$R = 5,5$ (SRG sesuai SNI 03-1726-2002 Tabel 3 no.2.2)

$I = 1$ (SNI 03-1726-2002 Tabel 1)

Tanah lunak, $T = 1,0$

Didapat, $C_1 = 0,85$ (SNI 03-1726-2002 gambar 2)

$$\text{Diperoleh, } V = \frac{C_1 \cdot I \cdot Wt}{R} = \frac{0,85 \cdot 1 \cdot 10524654,67}{5,5} = 1626537,54 \text{ kg}$$

4.4.4. Distribusi F_i

Distribusi ini dilakukan untuk menghitung gaya F_i dan gaya geser akibat V_i .
(SNI Gempa 03-1726-2002 pasal 6.1.3)

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V$$

Tabel 4.4 Gaya F_i dan V_x pada tiap lantai

Lantai ke	h_i (m)	W_i (kg)	$W_i \times h_i$ (kg.m)	F_i X-Y (kg)	V_x (kg)	SRG 100%	SRPMM 30%
atap	36,5	716882,77	26166221,18	212952,58	212952,58	212952,58	63885,77
9	32,5	1082335,03	35175888,38	286277,34	499229,93	286277,34	85883,20
8	28,5	1089614,23	31054005,48	252731,59	751961,52	252731,59	75819,48
7	24,5	1392078,92	34105933,63	277569,57	1029531,08	277569,57	83270,87
6	20,5	990346,85	20302110,38	165227,79	1194758,87	165227,79	49568,34
5	16,5	1130366,23	18651042,75	151790,65	1346549,52	151790,65	45537,20
4	12,5	1325198,28	16564978,56	134813,31	1481362,83	134813,31	40443,99
3	8,5	1311968,28	11151730,42	90757,84	1572120,68	90757,84	27227,35
2	4,5	1485864,08	6686388,35	54416,86	1626537,54	54416,86	16325,06
$\Sigma=$		10524654,67	199858299,12				

SNI Gempa 03-1726-2002 pasal 5.8.2

Dengan anggapan bahwa dipuncak gedung tidak ada beban horizontal gempa

terpusat, karena rasio $\frac{\text{Tinggi gedung}}{\text{Panjang gedung}} = \frac{45}{41,8} = 1,076 < 3$ (SNI 03-1726-2002 Pasal

6.1.4).

4.5 Kombinasi Pembebanan

Struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombinasi beban dan gaya terfaktor yang sesuai dengan ketentuan.

Kombinasi pembebanan pokok yang diperhitungkan adalah sebagai berikut:

- a. Bila kuat perlu U untuk menahan beban mati D , dan beban hidup L , dan juga beban Atap A atau beban hujan R , paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,4 D \dots\dots\dots(\text{kombinasi 1})$$

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots(\text{kombinasi 2})$$

- b. Bila ketahanan struktur terhadap beban angin W harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka pengaruh kombinasi D , L , dan W berikut harus di tinjau untuk menentukan nilai U yang terbesar, yaitu:

$$U = 1,2 D + 1 L + 1,6 W1 + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots(\text{kombinasi 3})$$

$$U = 1,2 D + 1 L + 1,6 W2 + 0,5 (A \text{ atau } R) \dots\dots\dots(\text{kombinasi 4})$$

$$U = 0,9 D + 1,6 W1 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 5})$$

$$U = 0,9 D + 1,6 W2 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 6})$$

- c. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu U harus diambil sebagai :

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E1 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 7})$$

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E2 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 8})$$

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E1 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 9})$$

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E2 \dots\dots\dots(\text{kombinasi 10})$$

Keterangan :

E1 = gempa arah utara-selatan dan barat-timur

E2 = gempa arah selatan-utara dan timur-barat

Faktor beban untuk L di reduksi dengan koefisien reduksi yang nilai nya sesuai dengan penggunaan gedung itu sendiri. Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983), koefisien reduksi untuk bangunan pendidikan adalah 0,5.

4.6 Memasukan Data STAAD.Pro 2004

Input file merupakan sekumpulan perintah dan data yang digunakan dalam memodelkan dan menganalisa suatu struktur. Berikut ini dijelaskan secara singkat mengenai data input dari struktur utama yang berhubungan dengan analisis struktur.

a. Geometry

Memuat informasi tentang letak koordinat titik-titik pada struktur dalam sumbu global X, Y, dan Z.

b. General → Property

Memuat informasi tentang data-data dari elemen-elemen batang tiga dimensi pada struktur yang dianalisa meliputi properti, dan momen inersia dari tiap-tiap elemen.

c. General → Load

Memuat informasi tentang data-data dari elemen-elemen batang tiga dimensi pada struktur yang dianalisa meliputi beban yang bekerja pada elemen. Beban yang bekerja dari analisa struktur yang dilakukan antara lain adalah sebagai berikut :

Beban Mati	: Member Load	Beban Dinding
	Selfweight Y -1	
	Floor with Y range	
Beban Hidup	: Floor with Y range	
Beban Gempa	: Beban Lateral	
Beban Atap	: Joint Load	Beban atap
Beban Angin		Wind Definition

d. General → Load Combination

Memuat informasi mengenai kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisa struktur utama.

e. General → Support

Memuat informasi tentang perletakkan/tumpuan pada struktur yang akan dianalisa.

f. Analyze → Run Analysis

Untuk mendapatkan hasil *Output* dari *Input* yang telah di masukan.

4.7 Desain Penulangan Struktur

4.7.1 Desain Balok (diambil balok F (2-6) Q)

a. Penulangan Lentur Balok

$$\text{Momen Lapangan (Mu)} = 280,63 \quad \text{kNm} = 280630000 \quad \text{Nmm}$$

$$\text{Momen Tumpuan (Mu)} = 575,83 \quad \text{kNm} = 575830000 \quad \text{Nmm}$$

$$\text{Vu max} = 28751 \quad \text{kg} = 287,51 \quad \text{kN}$$

$$\text{Dimensi Balok (b x h)} = 400 \times 800 \quad \text{mm}$$

$$\text{Bentang bersih (Ln)} = 8800 \quad \text{mm}$$

$$\text{Tebal Plat} = 120 \quad \text{mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \quad \text{mm}$$

$$E \text{ baja} = 200000 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \quad \text{MPa}$$

$$\text{mutu tulangan (fy ulir)} = 400 \quad \text{MPa}$$

$$\text{mutu tulangan (fy polos)} = 240 \quad \text{MPa}$$

$$j = 0,9$$

Tulangan direncanakan :

$$\text{Tulangan utama} = D - 19 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan geser} = \emptyset - 10 \text{ mm}$$

Tinggi efektif balok

$$d = h - \text{selimut beton} - \emptyset \text{ tulangan geser} - \frac{1}{2} D \text{ tulangan utama}$$

$$d = 800 - 40 - 10 - (0,5 \times 19)$$

$$d = 740,5 \text{ mm}$$

$$d' = 59,5 \text{ mm}$$

1. Penulangan Lentur Lapangan

a) Perhitungan koefisien tahanan

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot j \cdot d} = \frac{280630000}{0,8 \times 400 \times 0,9 \times 740,5} = 1316 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 740,5}{400} = 1037 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s_{\min}}$, maka digunakan A_s

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 1316 = 658 \text{ mm}^2$$

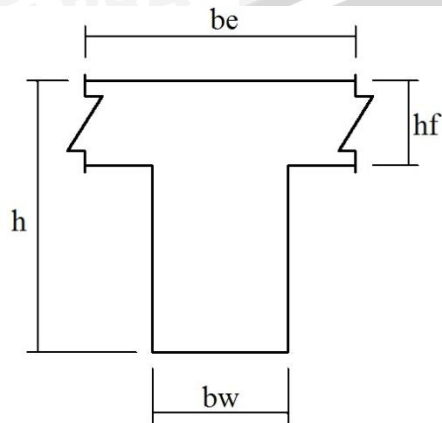
maka digunakan :

$$\text{Tulangan bawah} = 4 - D22 (A_s = 1548 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan atas} = 3 - D22 (A_s' = 1160 \text{ mm}^2)$$

b) Penentuan Jenis Balok

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 10.10.2



$be \leq$ seperempat bentang balok

$be \leq \frac{1}{4} \times$ bentang balok bersih

$be \leq \frac{1}{4} \times 8800$

$be \leq 2200 \text{ mm}$

$be \leq$ delapan kali tebal pelat

$be \leq b + (8 \times hf \text{ kiri}) + (8 \times hf \text{ kanan})$

$be \leq 400 + (8 \times 120) + (8 \times 120)$

$be \leq 2320 \text{ mm} \rightarrow$ diambil

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot be} = \frac{(1548 - 1160) \times 400}{0,85 \times 30 \times 2200} = 2,77 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2,77}{0,85} = 3,26 \text{ mm}$$

$c < hf = 120 \text{ mm} \rightarrow$ balok persegi dengan lebar be

c) Cek Kondisi Tulangan

$$f_s = f_y \rightarrow \frac{a}{d} = \frac{2,77}{740,5} = 0,004$$

$$\frac{a \cdot b}{d} = \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} = 0,85 \frac{600}{600 + 400} = 0,51$$

$$\frac{a}{d} < \frac{a \cdot b}{d} \rightarrow \text{OK tulangan lemah}$$

d) Perhitungan Momen Kapasitas

Data yang diketahui :

A_s	$= 1548 \text{ mm}^2$	d'	$= 59,5 \text{ mm}$
A_s'	$= 1160 \text{ mm}^2$	β_1	$= 0,85$
b	$= 400 \text{ mm}$	f_y	$= 400 \text{ MPa}$
d	$= 740,5 \text{ mm}$	E	$= 200000 \text{ MPa}$
b_e	$= 2200 \text{ mm}$		

Asumsi yang digunakan :

Tulangan baja tarik (A_s) sudah leleh, $\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y$

Tulangan baja tekan (A_s') sudah leleh, $\epsilon_s' > \epsilon_y, \rightarrow f_s' = f_y$

Kekuatan tekan beton :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot a$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 2200 \times \beta_1 \times c$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 2200 \times 0,85 \times c$$

$$C_c = 47685 c \text{ N}$$

Tulangan baja tekan sudah leleh :

$$C_s = A_s' \times f_s'$$

$$C_s = A_s' \times f_y$$

$$C_s = 1160 \times 400$$

$$C_s = 464120 \text{ N}$$

Tulangan baja tarik sudah leleh :

$$T = A_s \times f_y$$

$$T = 1548 \times 400$$

$$T = 619360 \text{ N}$$

Persamaan Kesetimbangan :

$$T = C_c + C_s$$

$$619360 = 47685 c + 464120$$

$$47685 c = 155240$$

$$c = 3,26 \text{ mm}$$

$$a = 2,77 \text{ mm}$$

Kontrol Regangan :

Regangan tulangan tekan (ϵ_s')

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

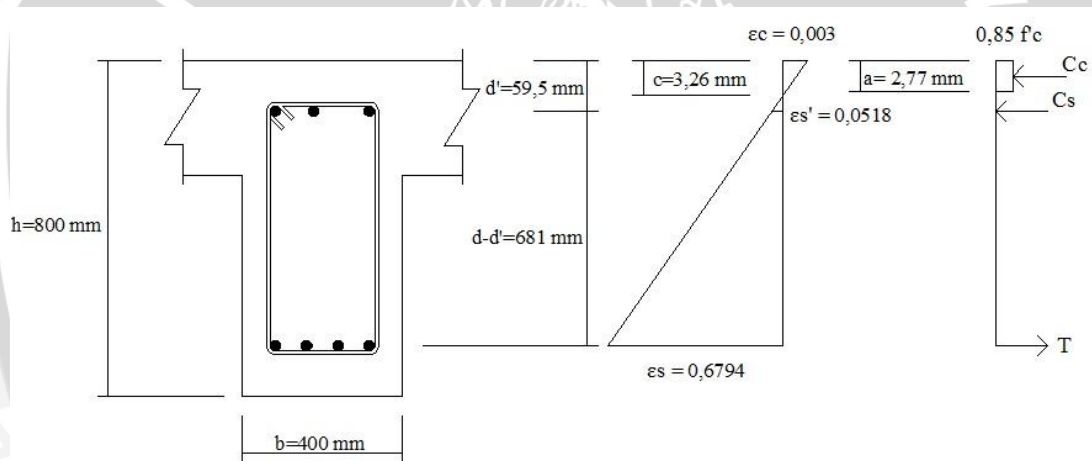
$$\epsilon_s' = 0,003 \times \frac{d'-c}{c} = 0,003 \times \frac{59,5 - 3,26}{3,26} = 0,0518$$

$\epsilon_s' > \epsilon_y \rightarrow$ sesuai asumsi awal, tulangan baja tekan sudah leleh

Regangan tulangan tarik (ϵ_s)

$$\epsilon_s = 0,003 \times \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{740,5 - 3,26}{3,26} = 0,6794$$

$\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow$ sesuai asumsi awal, tulangan baja tarik sudah leleh



Gambar 4.1 Diagram regangan tulangan lentur lapangan

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2)$$

$$M_n = 1548 \times 400 \times (740,5 - 1,38)$$

$$M_n = 457663104 \text{ Nmm}$$

$$M_k = \phi \cdot M_n$$

$$M_k = 0,8 \times 457663104$$

$$M_k = 366130483,20 \text{ Nmm}$$

$$M_k = 366,13 \text{ kNm}$$

$$M_k > M_u = 280,63 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK}$$

$$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 1/12 \times 400 \times 800^3 = 17066666667 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,7 \sqrt{f_c} = 0,7 \sqrt{30} = 3,8341 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I}{0,5 h} = \frac{3,8341 \times 17066666667}{0,5 \times 800} = 163,59 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} < M_k \rightarrow \text{OK}$$

2. Penulangan Lentur Tumpuan

a) Perhitungan koefisien tahanan

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot j \cdot d} = \frac{575830000}{0,8 \times 400 \times 0,9 \times 740,5} = 2700 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1,4 \cdot b \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \times 400 \times 740,5}{400} = 1037 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s_{min}}$, maka digunakan A_s

$$A_s' = 0,5 \times A_s = 0,5 \times 2700 = 1350 \text{ mm}^2$$

maka digunakan :

$$\text{Tulangan bawah} = 4 - D22 (A_s' = 1550 \text{ mm}^2)$$

$$\text{Tulangan atas} = 7 - D22 (A_s = 2710 \text{ mm}^2)$$

b) Penentuan Jenis Balok

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{(2710 - 1550) \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 45,49 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45,49}{0,85} = 53,52 \text{ mm}$$

$c < (h - h_f) \rightarrow$ balok persegi dengan lebar b

c) Cek Kondisi Tulangan

$$f_s = f_y \rightarrow \frac{a}{d} = \frac{45,49}{740,5} = 0,06$$

$$\frac{a \cdot b}{d} = \beta_1 \frac{600}{600 + f_y} = 0,85 \frac{600}{600 + 400} = 0,51$$

$$\frac{a}{d} < \frac{a \cdot b}{d} \rightarrow \text{OK tulangan lemah}$$

d) Perhitungan Momen Kapasitas

Data yang diketahui :

$$\begin{array}{ll}
 \text{As} & = 2710 \text{ mm}^2 & d' & = 60 \text{ mm} \\
 \text{As}' & = 1550 \text{ mm}^2 & \beta_1 & = 0,85 \\
 b & = 400 \text{ mm} & f_y & = 400 \text{ MPa} \\
 d & = 740,5 \text{ mm} & E & = 200000 \text{ MPa}
 \end{array}$$

Asumsi yang digunakan :

Tulangan baja tarik (A_s) sudah leleh, $\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y$ Tulangan baja tekan (A_s') sudah leleh, $\epsilon_s' > \epsilon_y, \rightarrow f_s' = f_y$

Kekuatan tekan beton :

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 400 \times \beta_1 \times c$$

$$C_c = 0,85 \times 30 \times 400 \times 0,85 \times c$$

$$C_c = 8670 c \text{ N/mm}$$

Tulangan baja tekan sudah leleh :

$$C_s = A_s' \times f_s'$$

$$C_s = A_s' \times f_y$$

$$C_s = 1550 \times 400$$

$$C_s = 620000 \text{ N}$$

Tulangan baja tarik sudah leleh :

$$T = A_s \times f_y$$

$$T = 2710 \times 400$$

$$T = 1084000 \text{ N}$$

Persamaan Kesetimbangan :

$$T = C_c + C_s$$

$$1084000 = 8670 c + 620000$$

$$8670 c = 464000$$

$$c = 53,52 \text{ mm}$$

$$a = 45,49 \text{ mm}$$

Kontrol Regangan :

Regangan tulangan tekan (ϵ_s')

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E} = \frac{400}{200000} = 0,002$$

$$\epsilon_s' = 0,003 \times \frac{d'-c}{c} = 0,003 \times \frac{59,5 - 53,52}{53,52} = 0,00034$$

$\epsilon_s' < \epsilon_y$, tidak sesuai

(maka dilakukan cek ulang pada kondisi tulangan tekan belum leleh)

Regangan tulangan tarik (ϵ_s)

$$\epsilon_s = 0,003 \times \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{740,5 - 53,52}{53,52} = 0,0385$$

$\epsilon_s > \epsilon_y$, sesuai asumsi awal, tulangan baja tarik sudah leleh

Asumsi yang digunakan :

Tulangan baja tarik (A_s) sudah leleh, $\epsilon_s > \epsilon_y \rightarrow f_s = f_y$

Tulangan baja tekan (A_s') belum leleh, $\epsilon_s' < \epsilon_y, \rightarrow f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s$

$$T = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a + A_s' \cdot f_s'$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{2710 \times 400 - 1550 \times 67,07}{0,85 \times 30 \times 400} = 96,08 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{96,08}{0,85} = 113,04 \text{ mm}$$

Kontrol Regangan :

Regangan tulangan tekan (ϵ_s')

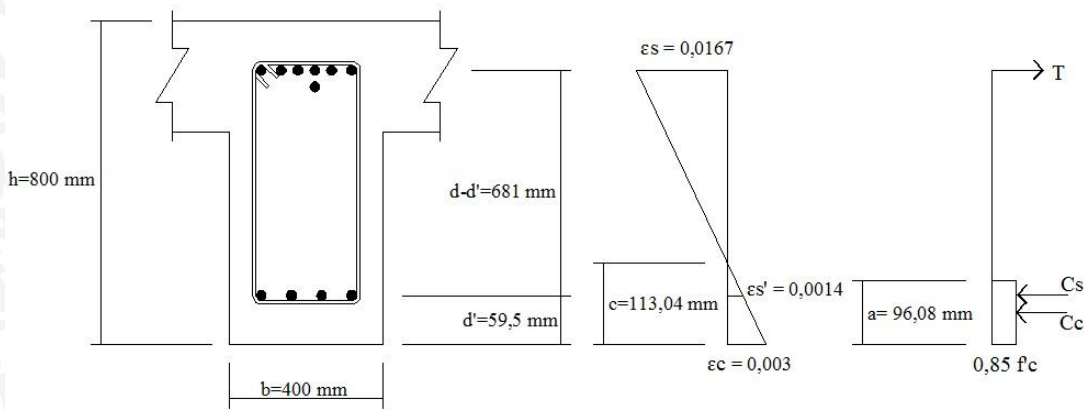
$$\epsilon_s' = 0,003 \times \frac{d'-c}{c} = 0,003 \times \frac{113,04 - 59,5}{113,04} = 0,00137$$

$\epsilon_s' < \epsilon_y$, sesuai asumsi awal, tulangan baja tekan belum leleh

Regangan tulangan tarik (ϵ_s)

$$\epsilon_s = 0,003 \times \frac{d-c}{c} = 0,003 \times \frac{740,5 - 113,04}{113,04} = 0,0167$$

$\epsilon_s > \epsilon_y$, sesuai asumsi awal, tulangan baja tarik sudah leleh



Gambar 4.2 Diagram regangan tulangan lentur tumpuan

$$M_n = A_{s1} \cdot f_y \cdot (d - a/2) + A_{s2} \cdot f_y \cdot (d - d')$$

$$M_n = (A_s - A_{s'}) \cdot f_y \cdot (d - a/2) + A_{s'} \cdot f_y \cdot (d - d')$$

$$M_n = 1160 \cdot 400 \cdot (740,5 - 48,04) + 1550 \cdot 400 \cdot (740,5 - 59,5)$$

$$M_n = 743521440 \text{ Nmm}$$

$$M_k = \phi \cdot M_n$$

$$M_k = 0,8 \times 743521440$$

$$M_k = 594817152 \text{ Nmm}$$

$$M_k = 594,82 \text{ kNm}$$

$$M_k > M_u = 575,83 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK}$$

$$I = 1/12 \cdot b \cdot h^3 = 1/12 \times 400 \times 800^3 = 17066666667 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,7 \sqrt{f_c} = 0,7 \sqrt{30} = 3,8341 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I}{0,5 \cdot h} = \frac{3,8341 \times 17066666667}{0,5 \times 800} = 163,59 \text{ kNm}$$

$$M_{cr} < M_k \rightarrow \text{OK}$$

b. Penulangan Geser Balok

Akibat arah gempa ke kiri dan ke kanan dihasilkan M_{pr1} dan M_{pr2} . Kuat geser rencana harus ditetapkan sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 32.3(4(11)), yaitu V_e harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada muka tumpuan balok, yaitu dari hasil kuat lentur maksimum, M_{pr} , dengan tanda berlawanan ditambah dengan gravitasi terfaktor di sepanjang bentangnya. M_{pr} tersebut diatas harus dihitung dengan $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi =$

Akibat arah gempa ke kiri akan dihasilkan M_{pr1} dan M_{pr2} sebagai berikut:



M_{pr1} tulangan terpasang adalah 7-D22 ($A_s = 2710 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{A_s \cdot 1,25 f_y}{0,85 f' c \cdot b} = \frac{2710 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 400} = 132,8 \text{ mm}$$

$$M_{pr1} = A_s (1,25 f_y)(d - a/2)$$

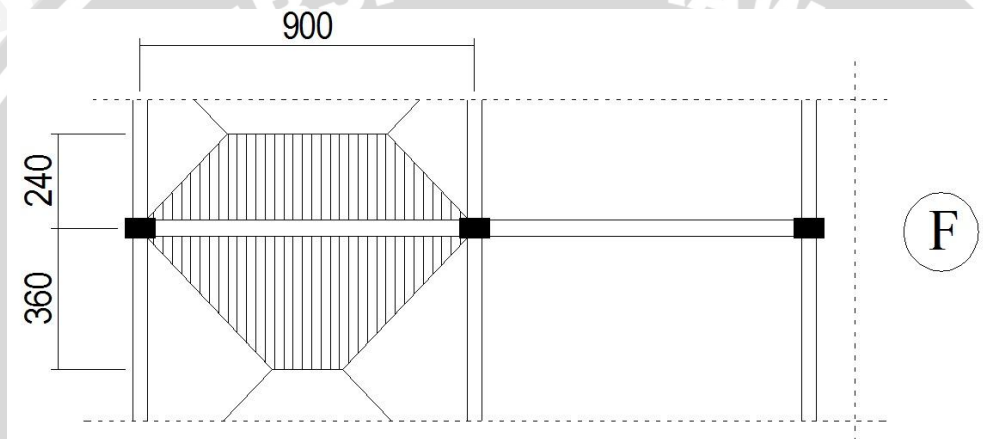
$$M_{pr1} = 2710 \times (1,25 \times 400) \times (740,5 - 66,4)$$

$$M_{pr1} = 913376275 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr1} = 913,38 \text{ kNm}$$

$M_{pr1} = M_{pr2}$ karena kedua tumpuan dipasang dengan jumlah dan jarak tulangan yang sama.

$$M_{pr2} = 913,38 \text{ kNm}$$



Gambar 4.3 Diagram pembebanan pada Balok F (2-6) Q

$$q_{DL} = 414 \text{ kg/m}^2 = 4,14 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{LL} = 500 \text{ kg/m}^2 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$W_u = 1,2 D (0,9 \times q_{DL} \times h_1 + 0,9 \times 4,14 \times h_2) + (0,9 \times q_{DL} \times h_1 + 0,9 \times 4,14 \times h_2)$$

$$W_u = 1,2 D (0,9 \times 4,14 \times 2,4 + 0,9 \times 4,14 \times 3,6) (0,9 \times 5 \times 2,4 + 0,9 \times 5 \times 3,6)$$

$$W_u = 53,83 \text{ kN}$$

Gaya geser rencana balok (V_e)

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} + \frac{W_u \cdot L}{2} = \frac{913,38 + 913,38}{8,8} + \frac{53,83 \times 8,8}{2} = 444,43 \text{ kN}$$

$$V_e > V_u = 287,51 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

1. Penulangan Geser di Dalam Sendi Plastis

Pada umumnya kuat geser ditahan oleh beton (V_c) dan tulangan transversal (V_s). Namun pada struktur penahan beban lateral (SPBL) berlaku ketentuan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3.(4(2)), yang menyatakan $V_c = 0$, apabila :

- Gaya geser akibat gempa saja (V_{Mpr}) $> 0,5 \times$ total geser (M_{pr} + beban gravitasi)
- Gaya tekan aksial terfaktor $< A_g \times f'_c / 20$

$$V_{Mpr} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} = \frac{913,38 + 913,38}{8,8} = 207,59 \text{ kN}$$

$$V_e = 444,43 \text{ kN}$$

$$V_{Mpr} < 0,5 V_e \rightarrow \text{tidak OK}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{6} = \frac{\sqrt{30} \times 400 \times 740,5}{6} = 270392,37 \text{ N}$$

$$\frac{A_g \cdot f'_c}{20} = \frac{320000 \times 30}{20} = 480000 \text{ N}$$

$$V_c < \frac{A_g \cdot f'_c}{20} \rightarrow \text{OK}$$

Meskipun tidak memenuhi salah satu persyaratan, $V_c = 0$ karena gaya aksial yang kecil sekali sehingga :

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - 0 = \frac{287,51}{0,75} = 383,35 \text{ kN}$$

$$V_s = V_n = 383,35 \text{ kN}$$

Koefisien reduksi diambil 0,75 karena V_n diperoleh dari M_{pr} balok (Pasal 11.3.(2(3))).

a) Kontrol Kapasitas Geser :

Kuat geser nominal tidak boleh lebih besar dari V_s maksimum (SNI 03-2847-2002 Pasal 13.5(6(9))), yaitu sebagai berikut :

$$V_{s\text{maks}} = \frac{2}{3} \times b \times d \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_{s_{maks}} = \frac{2}{3} \times 400 \times 740,5 \times \sqrt{30}$$

$$V_{s_{maks}} = 1081569,48 \text{ N}$$

$$V_{s_{maks}} = 1082 \text{ kN}$$

$$V_{s_{maks}} > V_n = 383,35 \text{ kN}$$

b) Jarak Tulangan (s)

Dengan memakai tulangan geser 3 kaki \emptyset 10 mm ($A_v = 236 \text{ mm}^2$) diperoleh s sebesar :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{236 \times 240 \times 740,5}{383346,67} = 109,41 \text{ mm}$$

menurut SNI03-2847-2002 pasal 23.3 (3(2))

$$s = d/4 = 185 \text{ mm}$$

$$s = 8 \text{ diameter tulangan longitudinal} = 176 \text{ mm}$$

$$s = 24 \text{ diameter hoop (sejangkang)} = 240 \text{ mm}$$

$$s = 300 \text{ mm}$$

s dipilih 100 mm (diambil yang terkecil), maka dipakai sejangkang \emptyset 10-100 mm (3 kaki).

Jadi balok pada daerah sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 800 \text{ mm} = 1600 \text{ mm}$, digunakan tulangan \emptyset 10 mm dengan jarak 100 mm, sejangkang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok.

2. Penulangan Geser di Luar Sendi Plastis

Penulangan geser di luar sendi plastis dipasang sepanjang :

$$L_n - 2h = 8800 - (2 \times 800) = 7200 \text{ mm}$$

$$V_u = 287510 \text{ N (pada jarak } 2h \text{ atau } 1600 \text{ mm)}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \frac{1}{6} \times b \times d \times \sqrt{f_c}$$

$$V_s = \frac{287510}{0,75} - \frac{1}{6} \times 400 \times 740,5 \times \sqrt{30}$$

$$V_s = 112954,30 \text{ N}$$

a) Jarak Tulangan (s)

Dengan memakai tulangan geser 2 kaki \emptyset 10 mm ($A_v = 157 \text{ mm}^2$) diperoleh s sebesar :

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{157 \times 240 \times 740,5}{112954,30} = 247,02 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan geser praktis \emptyset 10 - 200 mm (2 kaki).

4.7.2 Desain Kolom (diambil kolom FRS-6)

Dimensi Kolom (b x h) = 500 x 900 mm

Selimut beton = 40 mm

Tinggi kolom (L) = 4000 mm

E baja = 200000 MPa

Mutu beton ($f'c$) = 30 MPa

mutu tulangan (f_y ulir) = 400 MPa

mutu tulangan (f_y polos) = 240 MPa

Muy = 203,32 kNm

Muz = 617,72 kNm

Mu = 650,32 kNm

Pu = 581059 kg

Vu = 29461 kg

Tulangan direncanakan :

Tulangan utama = D – 19 mm

Tulangan geser = \emptyset – 10 mm

Tinggi efektif kolom

d = h – selimut beton – \emptyset tulangan geser – $\frac{1}{2}$ D tulangan utama

= 900 – 40 – 10 – (0.5 x 19)

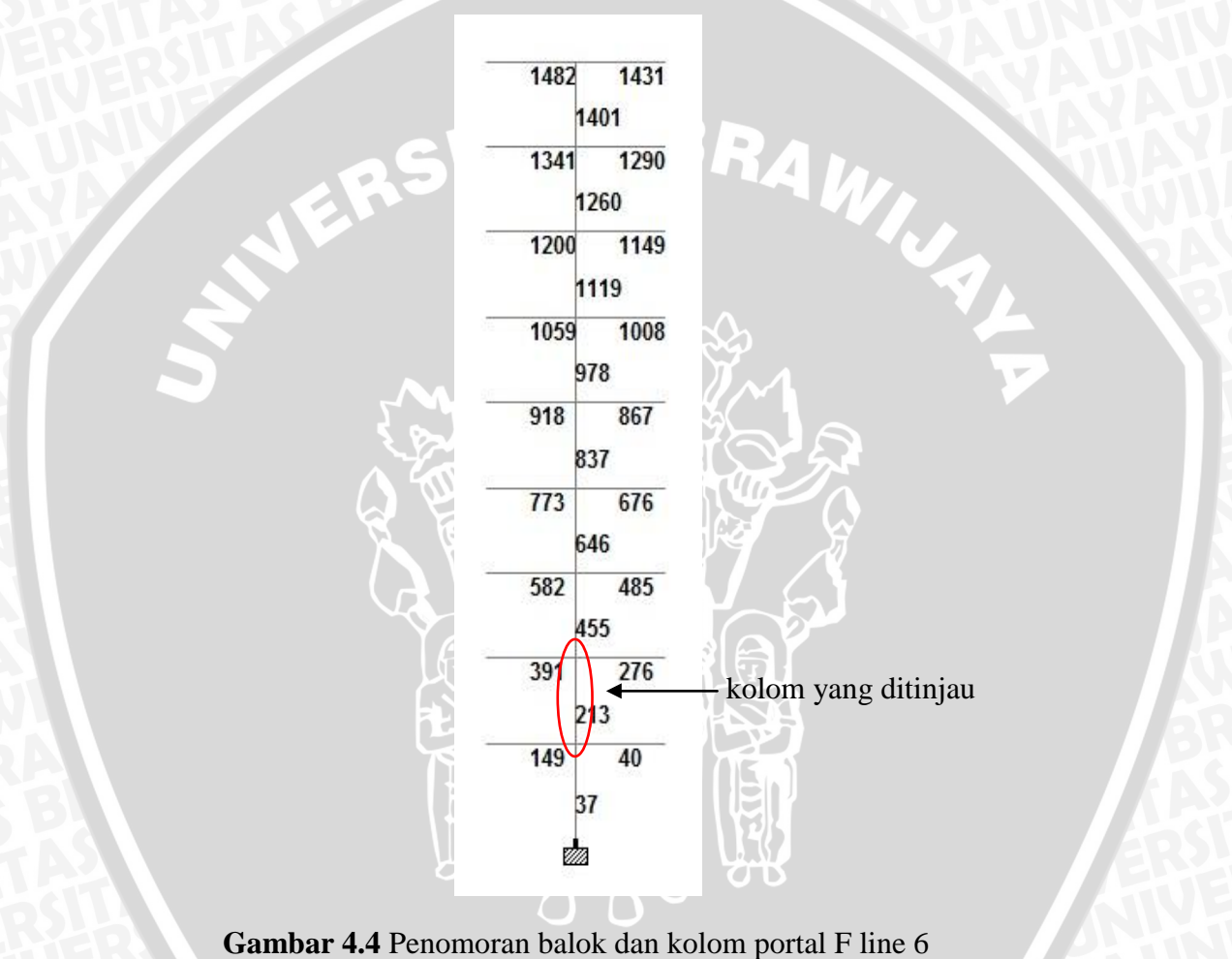
= 840,5 mm

d' = 59,5 mm

a. Penulangan Lentur Kolom**1. Perhitungan Momen Inersia**

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 10.5

$$\begin{aligned}
 E_c \times I_g \text{ balok} &= (4700 \times \sqrt{f'_c}) \times (1/12 \times b \times h^3) \\
 &= (4700 \times \sqrt{30}) \times (1/12 \times 400 \times 800^3) \\
 &= 4,393 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2 \\
 E_c \times I_g \text{ kolom} &= (4700 \times \sqrt{f'_c}) \times (1/12 \times b \times h^3) \\
 &= (4700 \times \sqrt{30}) \times (1/12 \times 500 \times 900^3) \\
 &= 7,819 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4.4 Penomoran balok dan kolom portal F line 6

2. Perhitungan Momen Inersia

$$\beta_d = \frac{\text{momen_beban_mati_rencana}}{\text{momen_total_rencana}} < 1$$

$$\beta_{db_{149}} = 0,5745$$

$$\beta_{db_{40}} = 0,7238$$

$$\beta_{db_{391}} = 0,6312$$

$$\beta_{db_{276}} = 0,6371$$



$$\begin{aligned}\beta_{dk_{213} \text{ atas}} &= 0,5934 \\ \beta_{dk_{213} \text{ bawah}} &= 0,7075 \\ \beta_{dk_{37}} &= 0,7984 \\ \beta_{dk_{455}} &= 0,5534\end{aligned}$$

3. Perhitungan EI balok dan EI kolom

$$EI \text{ balok} = \frac{\left(\frac{E_c \cdot I_g \text{ balok}}{5} \right)}{1 + \beta d}$$

$$EI_{b_{149}} = 5,58 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{b_{40}} = 5,10 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{b_{391}} = 5,39 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{b_{276}} = 5,37 \times 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$EI \text{ kolom} = \frac{\left(\frac{E_c \cdot I_g \text{ kolom}}{2,5} \right)}{1 + \beta d}$$

$$EI_{k_{213} \text{ atas}} = 1,96 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{k_{213} \text{ bawah}} = 1,83 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{k_{37}} = 1,74 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{k_{455}} = 2,01 \times 10^{14} \text{ Nmm}^2$$

4. Panjang balok dan kolom

$$L_{b_{149}} = 9000 \text{ mm}$$

$$L_{b_{40}} = 9000 \text{ mm}$$

$$L_{b_{391}} = 9000 \text{ mm}$$

$$L_{b_{276}} = 9000 \text{ mm}$$

$$L_{k_{213} \text{ atas}} = 4000 \text{ mm}$$

$$L_{k_{213} \text{ bawah}} = 4000 \text{ mm}$$

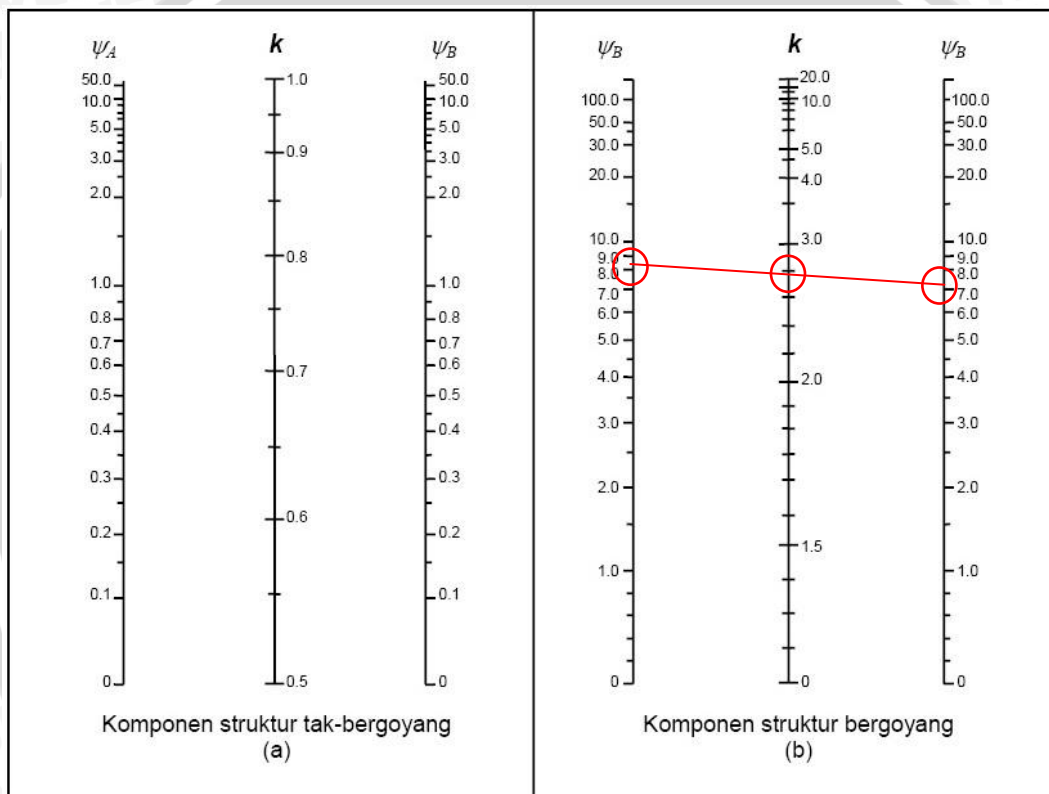
$$L_{k_{37}} = 4500 \text{ mm}$$

$$L_{k_{455}} = 4000 \text{ mm}$$

$$\psi_{\text{atas}} = \frac{\frac{EIk_{455}}{Lk_{455}} + \frac{EIk_{213a}}{Lk_{213a}}}{\frac{E Ib_{391}}{Lb_{391}} + \frac{E Ib_{276}}{Lb_{276}}} = \frac{\frac{2,01 \times 10^{14}}{4000} + \frac{1,96 \times 10^{14}}{4000}}{\frac{5,39 \times 10^{13}}{9000} + \frac{5,37 \times 10^{13}}{9000}} = 8,32$$

$$\psi_{\text{bawah}} = \frac{\frac{EIk_{37}}{Lk_{37}} + \frac{EIk_{213b}}{Lk_{213b}}}{\frac{E Ib_{149}}{Lb_{149}} + \frac{E Ib_{40}}{Lb_{40}}} = \frac{\frac{1,74 \times 10^{14}}{4500} + \frac{1,83 \times 10^{14}}{4000}}{\frac{5,58 \times 10^{13}}{9000} + \frac{5,10 \times 10^{13}}{9000}} = 7,12$$

5. Cek kelangsingan kolom



Gambar 4.5 Diagram panjang efektif (k)

Berdasarkan diagram di atas untuk portal tanpa pengaku (*unbraced frame*) didapat $k = 2,79$

$$r = 0,03 \times h = 0,03 \times 900 = 270 \text{ mm}$$

$$\lambda_u = L_{\text{kolom}} - 2 \times \frac{h_{\text{balok}}}{2} = 4000 - 2 \times \frac{800}{2} = 3200 \text{ mm}$$

$$\frac{k \cdot \lambda_u}{r} = \frac{2,79 \times 3200}{270} = 33,07 > 22 \rightarrow \text{kolom langsing}$$

6. Pembuatan Diagram Interaksi P-M

Data kolom pada portal-F adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} b &= 500 \text{ mm} & h &= 900 \text{ mm} \\ d' &= 59,5 \text{ mm} & d &= 900 - 59,5 = 840,5 \text{ mm} \\ f'_c &= 30 \text{ MPa} & f_y &= 400 \text{ MPa} \\ E &= 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

a) Karakteristik tulangan

$$\begin{aligned} C_b &= \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 400} \times 840,5 = 504 \text{ mm} \\ \epsilon_s' &= 0,003 \frac{C_b - d'}{C_b} = 0,003 \frac{504 - 59,4}{504} = 0,0026 \\ \epsilon_y' &= \frac{f_y}{E_s} = \frac{400}{200000} = 0,0020 \end{aligned}$$

$$\epsilon_s' > \epsilon_y' \rightarrow \text{dipakai } \epsilon_s' = 0,0026$$

$$f_s' = \epsilon_s' \cdot E_s = 0,0026 \times 200000 = 520 \text{ MPa}$$

b) Luas Permukaan tulangan

$$A_s = \frac{\rho(\%)}{4} \times b \cdot h$$

$$A_s = A_s'$$

Tabel 4.5 Luas permukaan tulangan (%)

No	$\rho(\%)$	A_s mm^2	A_s' mm^2
1	1	1125	1125
2	1,1	1237,5	1237,5
3	1,2	1350	1350
4	1,3	1462,5	1462,5
5	1,4	1575	1575
6	1,5	1687,5	1687,5
7	1,6	1800	1800
8	1,7	1912,5	1912,5
9	1,8	2025	2025
10	1,9	2137,5	2137,5
11	2	2250	2250
12	2,1	2362,5	2362,5
13	2,2	2475	2475
14	2,3	2587,5	2587,5

15	2,4	2700	2700
16	2,5	2812,5	2812,5
17	2,6	2925	2925
18	2,7	3037,5	3037,5
19	2,8	3150	3150
20	2,9	3262,5	3262,5

c) Kondisi Balanced

Untuk $f'c \leq 30$ Mpa, harga $\beta_1 = 0,85$

Untuk $f'c > 30$ Mpa, harga $\beta_1 = (0,85 - \frac{0,05}{7}) \cdot (f'c - 30) \geq 0,65$

$$C = C_b = 504 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot C_b$$

$$d'' = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h \cdot (d \cdot 1/2h) + (A_s' \cdot f_y \cdot (d \cdot d'))}{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h + (A_s + A_s') \cdot f_y}$$

$$P_{n_b} = (0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a) + (A_s' \cdot f_y) - (A_s \cdot f_y)$$

$$M_{n_b} = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \cdot (d - d'' - a/2) + A_s' \cdot f_y \cdot (d - d'' - d'') + A_s \cdot f_y \cdot d''$$

$$e_b = \frac{M_{n_b}}{P_{n_b}}$$

Tabel 4.6 Pn dan Mn kolom dalam kondisi balanced

No	f'c Mpa	β_1	a _b (mm)	d'' (mm)	P _{n_b} (kg)	M _{n_b} (kg.m)	e _b (mm)
1	30	0,85	428,40	390	546210,00	163896,32	0,3001
2	30	0,85	428,40	390	546210,00	167406,32	0,3065
3	30	0,85	428,40	390	546210,00	170916,32	0,3129
4	30	0,85	428,40	390	546210,00	174426,32	0,3193
5	30	0,85	428,40	390	546210,00	177936,32	0,3258
6	30	0,85	428,40	390	546210,00	181446,32	0,3322
7	30	0,85	428,40	390	546210,00	184956,32	0,3386
8	30	0,85	428,40	390	546210,00	188466,32	0,3450
9	30	0,85	428,40	390	546210,00	191976,32	0,3515
10	30	0,85	428,40	390	546210,00	195486,32	0,3579
11	30	0,85	428,40	390	546210,00	198996,32	0,3643
12	30	0,85	428,40	390	546210,00	202506,32	0,3707
13	30	0,85	428,40	390	546210,00	206016,32	0,3772
14	30	0,85	428,40	390	546210,00	209526,32	0,3836
15	30	0,85	428,40	390	546210,00	213036,32	0,3900

16	30	0,85	428,40	390	546210,00	216546,32	0,3965
17	30	0,85	428,40	390	546210,00	220056,32	0,4029
18	30	0,85	428,40	390	546210,00	223566,32	0,4093
19	30	0,85	428,40	390	546210,00	227076,32	0,4157
20	30	0,85	428,40	390	546210,00	230586,32	0,4222

d) **Kondisi Lentur Murni (M₀,0)**

$$a = \frac{As.fy}{0,85.f'c.b}$$

$$C = \frac{a}{\beta 1}$$

$$Mn_0 = As.fy(d - \frac{a}{2})$$

$$\emptyset = 0,8$$

Tabel 4.7 Pn dan Mn kolom dalam kondisi lentur murni

No	f'c Mpa	β1	a (mm)	c (mm)	Mn ₀ (kg.m)	∅ .Mn ₀ (kg.m)
1	30	0,85	35,29	41,52	37005,88	29604,71
2	30	0,85	38,82	45,67	40619,12	32495,29
3	30	0,85	42,35	49,83	44216,47	35373,18
4	30	0,85	45,88	53,98	47797,94	38238,35
5	30	0,85	49,41	58,13	51363,53	41090,82
6	30	0,85	52,94	62,28	54913,24	43930,59
7	30	0,85	56,47	66,44	58447,06	46757,65
8	30	0,85	60,00	70,59	61965,00	49572,00
9	30	0,85	63,53	74,74	65467,06	52373,65
10	30	0,85	67,06	78,89	68953,24	55162,59
11	30	0,85	70,59	83,04	72423,53	57938,82
12	30	0,85	74,12	87,20	75877,94	60702,35
13	30	0,85	77,65	91,35	79316,47	63453,18
14	30	0,85	81,18	95,50	82739,12	66191,29
15	30	0,85	84,71	99,65	86145,88	68916,71
16	30	0,85	88,24	103,81	89536,76	71629,41
17	30	0,85	91,76	107,96	92911,76	74329,41
18	30	0,85	95,29	112,11	96270,88	77016,71
19	30	0,85	98,82	116,26	99614,12	79691,29
20	30	0,85	102,35	120,42	102941,47	82353,18



e) Keruntuhan Tekan ($C > C_b$)

$$c = 600 \text{ mm}$$

$$f'_s = f_y = 400 \text{ MPa (tulangan tekan sudah leleh)}$$

$$\epsilon_s = 0,003 \times \frac{d-c}{c} = 0,0012$$

$$f_s = \epsilon_s \times E_s = 240 \text{ (tulangan tarik belum leleh)}$$

$$a = \beta_1 \cdot C = 510 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$M_n = C_c \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y})$$

Tabel 4.8 P_n dan M_n kolom dalam kondisi keruntuhan tekan

No	C_c (kg)	C_s (kg)	T_s (kg)	P_n (Kg)	M_n (kg.m)	e (mm)	$\emptyset \cdot P_n$ (Kg)
1	650250	45000	27000	668250,00	154878,75	0,2318	434362,50
2	650250	49500	29700	670050,00	157686,75	0,2353	435532,50
3	650250	54000	32400	671850,00	160494,75	0,2389	436702,50
4	650250	58500	35100	673650,00	163302,75	0,2424	437872,50
5	650250	63000	37800	675450,00	166110,75	0,2459	439042,50
6	650250	67500	40500	677250,00	168918,75	0,2494	440212,50
7	650250	72000	43200	679050,00	171726,75	0,2529	441382,50
8	650250	76500	45900	680850,00	174534,75	0,2563	442552,50
9	650250	81000	48600	682650,00	177342,75	0,2598	443722,50
10	650250	85500	51300	684450,00	180150,75	0,2632	444892,50
11	650250	90000	54000	686250,00	182958,75	0,2666	446062,50
12	650250	94500	56700	688050,00	185766,75	0,2700	447232,50
13	650250	99000	59400	689850,00	188574,75	0,2734	448402,50
14	650250	1E+05	62100	691650,00	191382,75	0,2767	449572,50
15	650250	1E+05	64800	693450,00	194190,75	0,2800	450742,50
16	650250	1E+05	67500	695250,00	196998,75	0,2833	451912,50
17	650250	1E+05	70200	697050,00	199806,75	0,2866	453082,50
18	650250	1E+05	72900	698850,00	202614,75	0,2899	454252,50
19	650250	1E+05	75600	700650,00	205422,75	0,2932	455422,50
20	650250	1E+05	78300	702450,00	208230,75	0,2964	456592,50

f) Keruntuhan tarik ($C < C_b$)

$$c = 200 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0,003 \times \frac{c - d'}{c} = 0,0021$$

$$f'_s = \epsilon_s \times E_s = 420 \text{ MPa (tulangan tekan belum leleh)}$$

$$f_s = f_y = 400 \text{ MPa. (tulangan tarik sudah leleh)}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 170 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$$

$$C_s = A_s' \cdot f_s'$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$M_n = C_c \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y})$$

Tabel 4.9 P_n dan M_n kolom dalam kondisi keruntuhan tarik ($c = 200$)

No	C_c (kg)	C_s (kg)	T_s (kg)	P_n (Kg)	M_n (kg.m)	e (mm)	$\emptyset \cdot P_n$ (Kg)
1	216750,00	47250	45000	219000,00	115091,25	0,5255	142.350,00
2	216750,00	51975	49500	219225,00	118689	0,5414	142.496,25
3	216750,00	56700	54000	219450,00	122286,75	0,5572	142.642,50
4	216750,00	61425	58500	219675,00	125884,5	0,5730	142.788,75
5	216750,00	66150	63000	219900,00	129482,25	0,5888	142.935,00
6	216750,00	70875	67500	220125,00	133080	0,6046	143.081,25
7	216750,00	75600	72000	220350,00	136677,75	0,6203	143.227,50
8	216750,00	80325	76500	220575,00	140275,5	0,6360	143.373,75
9	216750,00	85050	81000	220800,00	143873,25	0,6516	143.520,00
10	216750,00	89775	85500	221025,00	147471	0,6672	143.666,25
11	216750,00	94500	90000	221250,00	151068,75	0,6828	143.812,50
12	216750,00	99225	94500	221475,00	154666,5	0,6983	143.958,75
13	216750,00	103950	99000	221700,00	158264,25	0,7139	144.105,00
14	216750,00	108675	103500	221925,00	161862	0,7294	144.251,25
15	216750,00	113400	108000	222150,00	165459,75	0,7448	144.397,50
16	216750,00	118125	112500	222375,00	169057,5	0,7602	144.543,75
17	216750,00	122850	117000	222600,00	172655,25	0,7756	144.690,00
18	216750,00	127575	121500	222825,00	176253	0,7910	144.836,25
19	216750,00	132300	126000	223050,00	179850,75	0,8063	144.982,50
20	216750,00	137025	130500	223275,00	183448,5	0,8216	145.128,75

g) Keruntuhan tarik ($C < C_b$)

$$c = 350 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0,003 \times \frac{c - d'}{c} = 0,0025$$

$$f_s' = \epsilon_s' \times E_s = 497,14 \text{ MPa (tul.tekan belum leleh)}$$

$$f_s = f_y = 400 \text{ MPa (tul.tarik sudah leleh)}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 297,5 \text{ mm}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f' \cdot c \cdot b \cdot a$$

$$C_s = A' \cdot s \cdot f' \cdot s$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$P_n = C_c + C_s - T_s$$

$$M_n = C_c \left(\bar{y} - \frac{a}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y})$$

Tabel 4.10 P_n dan M_n kolom dalam kondisi keruntuhan tarik ($c = 350$)

No	C_c (kg)	C_s (kg)	T_s (kg)	P_n (Kg)	M_n (kg.m)	e (mm)	$\emptyset \cdot P_n$ (Kg)
1	379312,50	55929	45000	390241,07	153630,03	0,3937	253656,70
2	379312,50	61521	49500	391333,93	157566,25	0,4026	254367,05
3	379312,50	67114	54000	392426,79	161502,46	0,4115	255077,41
4	379312,50	72707	58500	393519,64	165438,68	0,4204	255787,77
5	379312,50	78300	63000	394612,50	169374,89	0,4292	256498,13
6	379312,50	83893	67500	395705,36	173311,10	0,4380	257208,48
7	379312,50	89486	72000	396798,21	177247,32	0,4467	257918,84
8	379312,50	95079	76500	397891,07	181183,53	0,4554	258629,20
9	379312,50	100671	81000	398983,93	185119,75	0,4640	259339,55
10	379312,50	106264	85500	400076,79	189055,96	0,4725	260049,91
11	379312,50	111857	90000	401169,64	192992,18	0,4811	260760,27
12	379312,50	117450	94500	402262,50	196928,39	0,4896	261470,63
13	379312,50	123043	99000	403355,36	200864,60	0,4980	262180,98
14	379312,50	128636	103500	404448,21	204800,82	0,5064	262891,34
15	379312,50	134229	108000	405541,07	208737,03	0,5147	263601,70
16	379312,50	139821	112500	406633,93	212673,25	0,5230	264312,05
17	379312,50	145414	117000	407726,79	216609,46	0,5313	265022,41
18	379312,50	151007	121500	408819,64	220545,68	0,5395	265732,77
19	379312,50	156600	126000	409912,50	224481,89	0,5476	266443,13
20	379312,50	162193	130500	411005,36	228418,10	0,5558	267153,48

- h) Kapasitas beban sentris maksimum ($0, P_0$), P_n Max, dan M_n saat
 P_n max

$$P_0 = 0,85.f'c.(A_g - A_{st}) + A_{st}.f_y$$

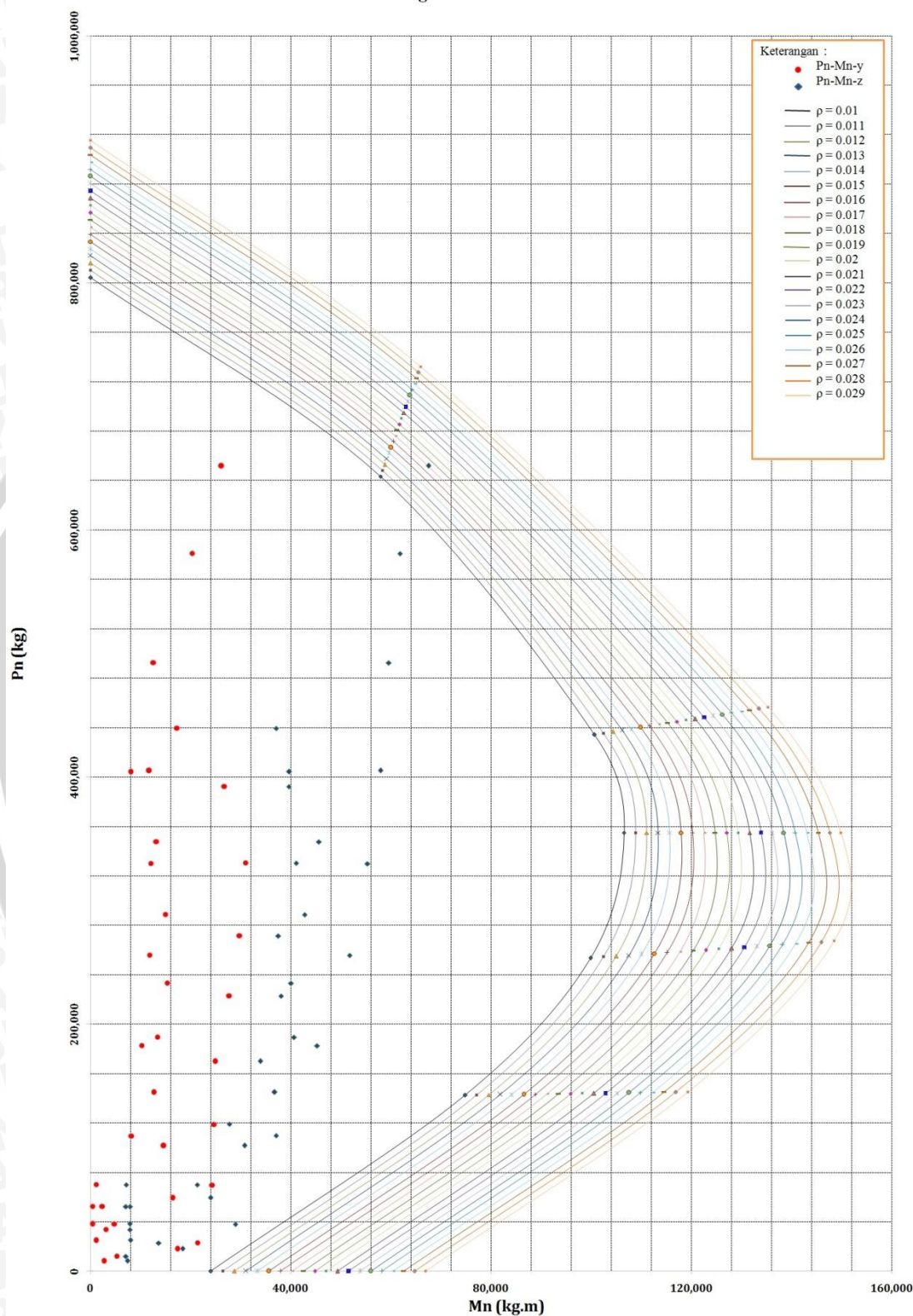
$e_{min} = 10\%$ tebal kolom

$$P_n \text{ max untuk kolom bersengkang} = 0,8[0,85.f'c.(A_g - A_{st}) + A_{st}.f_y]$$

Tabel 4.11 Kapasitas beban sentris maksimum kolom

No	P_0 (kg)	P_n max (kg)	e_{min} (mm)	M_n max(kg.m)
1	1237500	990000	90	89100
2	1246500	997200	90	89748
3	1255500	1004400	90	90396
4	1264500	1011600	90	91044
5	1273500	1018800	90	91692
6	1282500	1026000	90	92340
7	1291500	1033200	90	92988
8	1300500	1040400	90	93636
9	1309500	1047600	90	94284
10	1318500	1054800	90	94932
11	1327500	1062000	90	95580
12	1336500	1069200	90	96228
13	1345500	1076400	90	96876
14	1354500	1083600	90	97524
15	1363500	1090800	90	98172
16	1372500	1098000	90	98820
17	1381500	1105200	90	99468
18	1390500	1112400	90	100116
19	1399500	1119600	90	100764
20	1408500	1126800	90	101412

Diagram Interaksi P-M



Gambar 4.6 Diagram interaksi P-M

7. Contoh Perhitungan Penulangan Lentur Kolom

Contoh Perhitungan yang dilakukan adalah kolom 213 pada Portal F Line 6, dengan sebagai berikut :

$$b = 500 \text{ mm} \quad h = 900 \text{ mm} \quad \rho = 2\%$$

$$d' = 60 \text{ mm} \quad d = 900 - 60 = 840 \text{ mm} \quad f'_c = 30 \text{ MPa}$$

Perhitungan penulangan lentur :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 2100 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dipakai tulangan 4 Sisi 6-D22} \rightarrow A_s = 2320 \text{ mm}^2$$

Tabel 4.12 Rekapitulasi tulangan lentur kolom portal F

Lantai	Kolom	Mz kgm	My kgm	Pu kg	rho (%)	b mm	d mm	As mm ²	Tulangan
9	1401	28942,12	4766,16	37903,91	2	500	840	2100	6D-22
	1400	18409,41	17416,27	18009,40	2	400	740	1480	5D-22
	1402	13616,10	21431,56	22569,35	2	400	740	1480	5D-22
8	1260	37114,38	8159,42	109856,92	2	500	840	2100	6D-22
	1259	24027,85	16495,12	59373,45	2	400	740	1480	5D-22
	1261	21287,55	24288,88	69762,95	2	400	740	1480	5D-22
7	1119	45250,37	10300,47	182298,21	2	500	840	2100	6D-22
	1118	30773,28	14616,82	101565,19	2	400	740	1480	5D-22
	1120	27775,29	24645,48	118886,45	2	400	740	1480	5D-22
6	978	51737,80	11850,38	255614,65	2	500	840	2100	6D-22
	977	36760,54	12710,55	144792,88	2	400	740	1480	5D-22
	979	33953,56	24946,97	169920,89	2	400	740	1480	5D-22
5	837	55327,67	12136,68	329733,08	2	500	840	2100	6D-22
	836	40648,80	13448,91	189171,24	2	400	740	1480	5D-22
	838	38028,06	27685,93	222583,98	2	400	740	1480	5D-22
4	646	57930,67	11669,26	405262,58	2	500	840	2100	6D-22
	739	7403,24	2775,74	8177,00	2	300	240	360	2D-22
	645	40040,50	15414,06	233155,57	2	400	740	1480	5D-22
	647	37523,26	29729,45	271289,60	2	400	740	1480	5D-22
	725	7097,14	5311,20	11909,13	2	300	240	360	2D-22
3	455	59576,88	12519,44	492626,69	2	500	840	2100	6D-22
	548	8022,58	1222,30	24912,15	2	300	240	360	2D-22
	454	42804,71	15001,55	288717,98	2	400	740	1480	5D-22
	456	41050,28	31010,65	330241,54	2	400	740	1480	5D-22
	534	7881,34	3104,96	33451,47	2	300	240	360	2D-22
2	213	61772,26	20332,07	581059,24	2	500	840	2100	6D-22

	357	7862,05	468,57	38283,30	2	300	240	360	2D-22
	212	45625,29	13136,16	347529,92	2	400	740	1480	5D-22
	214	39654,74	26736,33	392368,40	2	400	740	1480	5D-22
	343	7924,06	2361,83	52316,29	2	300	240	360	2D-22
	37	67521,35	26094,29	651946,80	2	500	840	2100	6D-22
	116	7078,49	445,24	52306,05	2	300	240	360	2D-22
1	36	39690,61	8135,10	404338,76	2	400	740	1480	5D-22
	38	37048,95	17280,37	439409,31	2	400	740	1480	5D-22
	101	7175,36	1181,97	69923,02	2	300	240	360	2D-22

8. Kontrol Desain Kapasitas

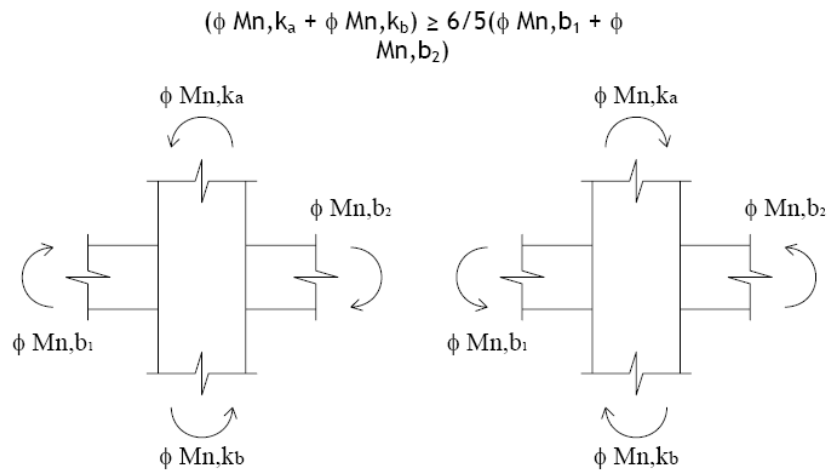
Berdasarkan filosofi "*Capacity Design / strong columns weak beams*" dimana kolom harus diberi cukup kekuatan, sehingga kolom tidak leleh terlebih dahulu sebelum balok ketika terjadi goyangan lateral.

Goyangan lateral memungkinkan terjadinya sendi plastis di ujung-ujung kolom yang dapat menyebabkan kerusakan berat, oleh sebab itu kolom selalu didesain dengan 20% lebih kuat dari balok pada suatu hubungan balok kolom (HBK) dan hal ini sesuai dengan konsep kapasitas desain dimana $\sum Me > (6/5) \sum Mg$.

Keterangan :

$\sum Me$ = jumlah momen pada pusat hubungan balok kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal kolom yang merangka pada hubungan balok kolom tersebut. Kuat lentur kolom harus dihitung dari gaya aksial terfaktor, yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau, yang menghasilkan nilai kuat lentur yang terkecil.

$\sum Mg$ = jumlah momen pada pusat hubungan balok kolom, sehubungan dengan kuat lentur nominal balok-balok yang merangka pada hubungan balok kolom tersebut. Pada konstruksi balok T, dimana pelat dalam keadaan tertarik pada muka kolom, tulangan pelat yang berada dalam daerah lebar efektif pelat sesuai pasal 10.10 harus diperhitungkan dalam menentukan kuat lentur nominal balok bila tulangan tersebut terangkur dengan baik pada penampang kritis lentur.



Gambar 4.7 Strong columns weak beams.

Titik yang ditinjau adalah titik 212, dengan data sebagai berikut (Staad.Pro) :

- Mu, k 213 = 57810 kgm
- Mn, k 213 = 57810/0,65 = 88938,5 kgm
- Mu, k 455 = 59577 kgm
- Mn, k 455 = 59577/0,65 = 91656,9 kgm
- Mu, b 391 = 57585 kgm
- Mn, b 391 = 57585/0,8 = 71981,3 kgm
- Mu, b 276 = 32823 kgm
- Mn, b 276 = 32823/0,8 = 41028,7 kgm

Kuat nominal kolom yang bertemu di hubungan balok kolom titik 282:

$$\begin{aligned} \sum Me &= Mn, k 213 + Mn, k 455 \\ &= 88938,5 + 91656,9 \\ &= 180595,4 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kuat nominal balok yang bertemu di hubungan balok kolom titik 282:

$$\begin{aligned} \sum Mg &= Mn, b 391 + Mn, b 276 \\ &= 71981,3 + 41028,7 \\ &= 113010 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Kontrol desain kapasitas :

$$\begin{aligned} \sum Me &> (6/5) \sum Mg \\ 180595,4 \text{ kg.m} &> 6/5 \times 113010 \text{ kg.m} \\ 180595,4 \text{ kg.m} &> 135612 \text{ kg.m} \rightarrow \text{terpenuhi} \end{aligned}$$



Karena persyaratan Pasal 23.4(2.(2)) SNI 03-2847-2002 di atas terpenuhi, maka kolom pada hubungan balok kolom tidak direncanakan dengan memberikan tulangan transversal seperti ditentukan dalam 23.4(4(1)) sampai dengan 23.4(4(3)) yang dipasang di sepanjang tinggi kolom, untuk perhitungan tulangan geser (transversal) berdasarkan gaya geser saja.

b. Penulangan geser kolom

1. Penulangan geser di dalam sendi plastis

Contoh perhitungan yang dilakukan adalah penulangan geser pada kolom 213, direncanakan tulangan geser $\emptyset 10$ mm, yang mana data penampang kolom 213 tersebut adalah sebagai berikut :

$$\text{Panjang kolom (h)} = 900 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar kolom (b)} = 500 \text{ mm}$$

$$d' = 59,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom (L)} = 4000 \text{ mm}$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu tulangan (fy ulir)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu tulangan (fy polos)} = 240 \text{ MPa}$$

Jarak untuk lokasi sengkang pada sendi plastis l_o , yaitu :

$$l_o \geq h = 900 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 l_n = 533,33 \text{ mm}$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

diambil $l_o = 900 \text{ mm}$

$$\text{Gaya Aksial (Pu)} = 581059 \text{ kg}$$

$$\text{Gaya geser (Vu)} = 29461 \text{ kg}$$

Gaya geser rencana kolom (Ve) :

($M_{pr1} = M_{pr2}$) Tulangan terpasang adalah 6-D22, $A_s = 2320 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \times 1,25 f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{2320 \times 1,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 500} = 90,98 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2320 \times (1,25 \times 400) \times \left(840,5 - \frac{90,98}{2} \right)$$

$$M_{pr} = 921631600 \text{ Nmm}$$

$$V_e = \frac{2xM_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 921631600}{3200} = 576019,75 \text{ N}$$

Gaya geser yang disumbang beton

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'_c} \times b \times d}{6}\right)$$

$$V_c = \left(1 + \frac{5810590 \text{ N}}{14 \times 450000 \text{ mm}^2}\right) \times \left(\frac{\sqrt{30 \text{ Mpa}} \times 500 \times 840,5}{6}\right)$$

$$V_c = 737027,04 \text{ N}$$

Berdasarkan A_v 4- \emptyset 10 mm² dan $s = 150$ mm (pengekangan tulangan), maka:

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{314 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \times 840,5 \text{ mm}}{150 \text{ mm}}$$

$$V_s = 633024 \text{ N}$$

Perhitungan kapasitas geser yang tersedia (V_n):

$$\emptyset (V_s + V_c) = 0,75 (633024 \text{ N} + 737027,04 \text{ N})$$

$$\emptyset (V_s + V_c) = 1027538 \text{ N} > V_e = 576019,75 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi sepanjang lo dipasang tulangan geser \emptyset 10-150mm.

2. Penulangan geser di luar sendi plastis

Sisa panjang kolom tetap harus dipasang tulangan transversal dengan spasi tulangan (s) tidak melebihi SNI 03-2847-2002 Pasal 23.3(3(2):

$$\text{a) } s = \frac{1}{2} d$$

$$= \frac{1}{2} \times 840,5 = 420,25 \text{ mm}$$

$$\text{b) } s = 8 \times \text{diameter terkecil tulangan longitudinal}$$

$$= 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$\text{c) } s = 24 \times \text{diameter sengkang}$$

$$= 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$$

$$\text{d) } s = 300 \text{ mm}$$

Berdasarkan A_v 4- \emptyset 10 mm² dan $s = 200$ mm (pengekangan tulangan), maka:

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

$$V_s = \frac{314 \times 240 \times 840,5}{200}$$

$$V_s = 316700 \text{ N}$$

$$\phi (V_s + V_c) = 0,75 (633024 + 316700)$$

$$\phi V_n = 712293 \text{ N} > V_e = 576019 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

dari s yang disyaratkan min 176 mm, dalam pelaksanaan dipakai $\phi 10$ -200 mm, karena control ϕV_n masih aman.

3. Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Kolom

Sambungan lewatan tidak boleh dihentikan di lokasi lo, yang kemungkinan besar akan terjadi pelupasan dan tegangan tinggi, tetapi harus diletakkan di tengah tinggi kolom. Sambungan tersebut harus didesain sebagai sambungan tarik dan harus dikekang oleh tulangan transversal yang cukup.

Sesuai Pasal 14.2(3) SNI 03-2847-2002, panjang sambungan lewatan tulangan D22 dari kolom tengah harus dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9f_y}{10\sqrt{f'_c}} \times \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)}$$

Keterangan :

ℓ_d = panjang penyaluran (mm)

α = faktor lokasi penulangan = 1,0

β = fektor pelapis = 1,0

γ = faktor ukuran batang tulangan = 1,0

λ = faktor beton agregat ringan = 1,0

c = spasi atau dimensi selimut beton (mm)

d_b = diameter nominal batang tulangan (mm)

K_{tr} = indeks tulangan transversal

c = $40 + 10 + \frac{1}{2} 22 = 61 \text{ mm}$

$$\frac{c+K_{tr}}{d_b} = \frac{61 + 0}{22} = 2,77 > 2,5 \text{ maka dipakai } 2,5$$

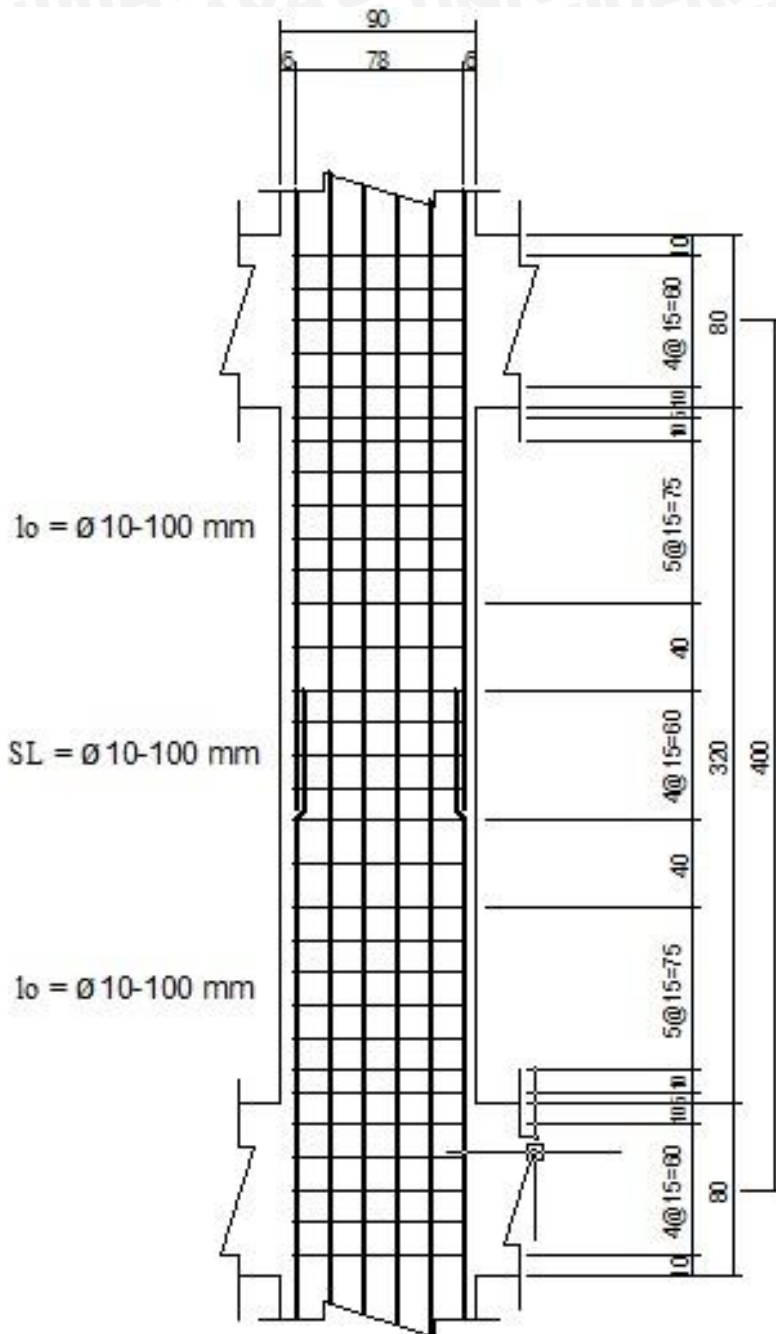
Sehingga :

$$\frac{\ell_d}{d_b} = \frac{9f_y}{10\sqrt{f'_c}} \times \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)} = \frac{9 \times 400}{10\sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1 \times 1 \times 1}{2,5} = 26,29$$

$$\ell_d = 26,29 \times 22 = 578,38 \text{ mm}$$

$$\text{Sambungan Lewatan} = 1,3 \ell_d = 1,3 \times 578,38 = 752 \text{ mm}$$

dipakai 600 mm.



Gambar 4.8 Detail penulangan kolom 213 pada portal F line 6.

4. Desain Hubungan Balok Kolom

Pada pertemuan balok dan kolom akan terjadi interaksi tegangan yang sangat tinggi, hal ini di karenakan adanya momen berbalik arah pada balok-balok disisinya akibat beban gempa yang cukup besar. Bila tidak direncanakan dengan tepat justru di daerah pertemuan ini akan terjadi retak diagonal akibat gaya geser horizontal yang bekerja.

Pada Pasal 23.5(30) SNI 03-2847-2002 untuk wilayah gempa 3 dan 4 tidak disyaratkan adanya tulangan transversal, tetapi ada baiknya dikontrol kuat geser HBK, dengan gaya horizontal memanjang tulangan balok digunakan $1,0 f_y$. (Rachmat Purwono, 2005)

5. Hubungan Balok Kolom Tengah

Kuat geser nominal kolom yang diperiksa adalah di arah Utara-Selatan pada titik 304. Gaya geser yang mungkin terjadi di potongan x-x adalah $T_1 + T_2 - V_h$. T_1 dan T_2 diperoleh dari tulangan tarik balok-balok yang menyatu di HBK arah U-S.

$$T_1 = A_{s1} \times 1,0 f_y = 2710 \times 400 = 1084000 \text{ N} = 1084 \text{ kN}$$

$$T_2 = A_{s2} \times 1,0 f_y = 1160 \times 400 = 464000 \text{ N} = 464 \text{ kN}$$

Gaya geser (V_h) di kolom dihitung dari M_{pr} kedua ujung balok yang menyatu di HBK, masing-masing ujung kolom memikul jumlah M_{pr} balok-balok sama besarnya (M_u), yaitu sebagai berikut :

$$M_u = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{2} = \frac{57583,02 + 32822,40}{2} = 45202,71 \text{ kgm} = 452,03 \text{ kNm}$$

$$V_h = \frac{M_u}{l_n} = \frac{452,03}{3,2} = 141,26 \text{ kN}$$

Gaya geser di potongan x-x :

$$V_{x-x} = T_1 + T_2 - V_h$$

$$V_{x-x} = 1084 + 464 - 141,26$$

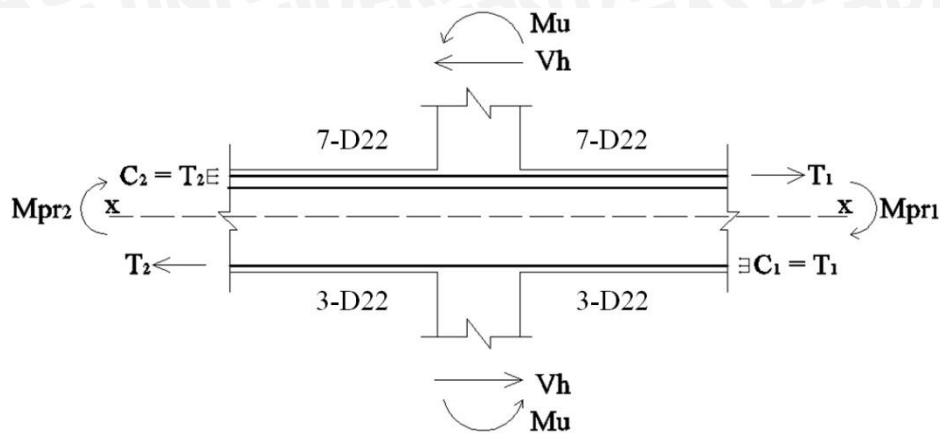
$$V_{x-x} = 1046,74 \text{ kN}$$

Kuat geser nominal :

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \times 1,7 \times A_g \times \sqrt{f'_c}$$

$$\phi \cdot V_c = 0,75 \times 1,7 \times (400 \times 800) \times \sqrt{30}$$

$$\phi \cdot V_c = 2234,71 \text{ kN} > V_{x-x} = 1046,74 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$



Gambar 4.9 Analisa geser hubungan balok kolom (HBK) tengah pada titik 212

6. Hubungan Balok Kolom Tepi

Kuat geser HBK tepi yang diperiksa adalah arah Utara-Selatan pada kolom tepi titik 447, HBK tersebut hanya dikekang oleh tiga balok sehingga sesuai Pasal 23.5(2(2)) SNI 03-2847-2002, tulangan transversal di ujung kolom perlu dipasang dalam HBK.

Gambar 4.10 menunjukkan analisis momen kolom (M_n) dari gaya geser di ujung kolom (V_h), kuat tarik tulangan atas balok (T_1) sama dengan kuat tekan (C_1). Dengan cara yang sama seperti pada HBK tengah akan diperoleh :

$$T_1 = A_{s1} \times 1,0 f_y = 2320 \times 400 = 928000 \text{ N} = 928 \text{ kN}$$

$$M_u = \frac{M_{pr}}{2} = \frac{20556,44}{2} = 10278,22 \text{ kgm} = 102,78 \text{ kNm}$$

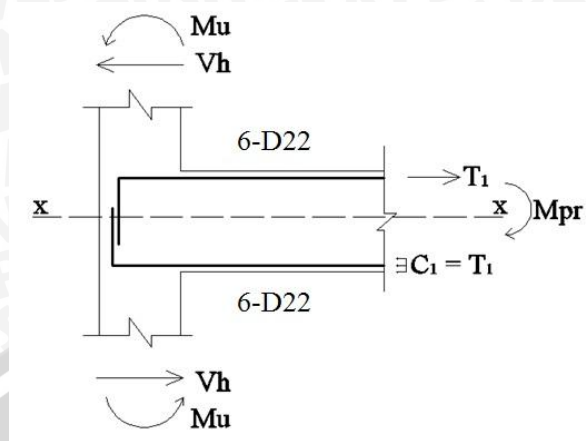
$$V_h = \frac{M_u}{l_n} = \frac{102,78}{3,2} = 32,12 \text{ kN}$$

$$V_{x-x} = T_1 - V_h = 928 - 32,12 = 895,88 \text{ kN}$$

$$\phi.V_c = 0,75 \times 1,25 \times A_g \times x\sqrt{f'_c}$$

$$\phi.V_c = 0,75 \times 1,25 \times (400 \times 800) \times \sqrt{30}$$

$$\phi.V_c = 1643,17 \text{ kN} > V_{x-x} = 895,88 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$



Gambar 4.10 Analisa geser hubungan balok kolom (HBK) tepi pada titik 447.

4.7.3 Desain Dinding Geser (diambil dinding geser GRS-4)

Muz	=	670,27	kNm
Muy	=	67664,38	kNm
Mu	=	67667,70	kNm
Vu	=	159500	N
Pu	=	4799780	N
Dimensi dinding geser	=	250 × 9000	mm
Selimut beton	=	40	mm
L dinding geser	=	4500	mm
E baja	=	200000	MPa
Mutu beton (f'c)	=	30	MPa
Mutu Tulangan (fy ulir)	=	400	MPa
Mutu Tulangan (fy polos)	=	240	MPa

Cek ketebalan dinding (SNI 2847 pasal 13.10(4))

$$d = 0,8 lw = 0,8 \times 9.000 = 7200 \text{ mm}$$

Kuat geser Vn pada sembarang penampang horisontal terhadap geser yang sejajar bidang dinding berdasarkan SNI 2847 pasal 13.10(3)

$$V_n = \frac{5}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h \cdot d$$



$$V_n = \frac{5}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 4500 \cdot 7200$$

$$V_n = 147885090,53 \text{ N} > 159500 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

$$V_c = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{f_c} \cdot h \cdot d + \frac{P_u d}{4 l_w}$$

$$V_c = \frac{1}{4} \cdot \sqrt{30} \cdot 4500 \cdot 7200 + \frac{4799780 \times 7200}{4 \times 9000}$$

$$V_c = 45325483 \text{ N}$$

$$V_c = \left(\frac{1}{2} \cdot \sqrt{f_c} + \frac{l_w \sqrt{f_c} + 2 \cdot \frac{P_u}{l_w \cdot h}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) \cdot \frac{h \cdot d}{10}$$

$$V_c = \left(\frac{1}{2} \cdot \sqrt{30} + \frac{9000 \sqrt{30} + 2 \cdot \frac{479980}{9000 \cdot 4500}}{\frac{67667700000}{159500} - \frac{9000}{2}} \right) \cdot \frac{4500 \cdot 7200}{10}$$

$$V_c = 9270075 \text{ N} > V_c = 45325483 \text{ N} \rightarrow \text{diambil } V_c = 9270075 \text{ N}$$

$$\phi V_c / 2 = 2549270,65 \text{ N} > V_u = 159500 \text{ N}$$

Jadi tulangan geser dihitung sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 13.10(9).

a. Analisa Tulangan Geser Horisontal

Dicoba tulangan : $\phi 10 - 400 \text{ mm}$ (2 lapis)

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.10(9(3)) spasi sengkang :

$$\begin{aligned} s_1 &\leq l_w / 5 \\ &\leq \frac{9000}{5} \\ &\leq 1800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_1 &\leq 3 h \\ &\leq 3 \cdot 4500 \\ &\leq 13500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_1 \leq 500 \text{ mm}$$

jadi $s_1 = 400 \text{ mm}$ dipakai

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$p_n = \frac{40 \cdot A_v}{250 \cdot 3700} = \frac{40 \cdot 157}{250 \cdot 3700} = 0,0061$$

$$p_n > 0,0025 \rightarrow \text{OK}$$

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s_1} = \frac{157 \times 240 \times 7200}{400} = 678240 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \\ &= 9270075,10 + 678240 \\ &= 9948315,1 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,55 \times 9948315,1 \\ &= 5471573,3 \text{ N} > V_u = 159500 \text{ N} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

b. Analisa Tulangan Geser Vertikal

Dicoba tulangan : $\emptyset 10 - 400 \text{ mm}$ (2 lapis)

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 13.10(9(3)) spasi sengkang :

$$\begin{aligned} s_2 &\leq lw/3 \\ &\leq 9000/3 \\ &\leq 3000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_2 &\leq 3 h \\ &\leq 3.4500 \\ &\leq 13500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_2 \leq 500 \text{ mm}$$

jadi $s_2 = 400 \text{ mm}$ dipakai

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$p_n = \frac{40 \cdot A_v}{250 \cdot 3700} = \frac{40 \cdot 157}{250 \cdot 8150} = 0,0031$$

$$p_n > 0,0025 \rightarrow \text{OK}$$

$$\begin{aligned} A_{cv} &= b \times d \\ &= 250 \times 7200 \\ &= 1800000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_n = A_{cv} \cdot [\alpha_c \cdot \sqrt{f'_c} + p_n \cdot f_y]$$

$$\alpha_c = \frac{1}{4} \text{ karena } hw/lw \leq 1,5 \text{ (SNI 03-2847-2002 pasal 23.6(2(1)))}$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,55 \times 1800000 [1/4 \cdot \sqrt{30} + 0,0031 \cdot 240] \\ &= 2087946,09 \text{ N} > V_u = 159500 \text{ N} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

4.8 Pembahasan

Perencanaan gedung Teknik Informatika Fakultas Teknik Universitas Brawijaya ini menggunakan interaksi antara dinding geser dengan rangka. Dinding geser yang menahan sepenuhnya beban lateral sedangkan rangka gedung (SRPM) hanya memikul beban gravitasi saja. Distribusi beban lateral akibat gempa pada portal melintang terletak pada dinding geser. Pada gedung Teknik Informatika ini terletak pada portal D dan portal G. Sedangkan pada portal memanjang distribusi beban gempa merata di seluruh portal dengan total beban lateral sebesar 30% dari beban lateral arah utama (portal melintang).

Pada perencanaan ini dilakukan beberapa perubahan terhadap desain awal yaitu perubahan dimensi struktur dan bentuk denah. Dimensi struktur yaitu perubahan terhadap dimensi balok, kolom dan penambahan dinding geser setebal 25 cm pada portal D dan portal G. Bentuk denah berubah dari desain gambar awal dengan menghilangkan balok kantilever pada portal A dan portal J arah memanjang bangunan.

Penulangan struktur gedung ini hanya meninjau penulangan balok, kolom dan dinding geser yang berada pada dua portal saja, yaitu portal F (SRPM) dan portal G (dinding geser) karena memiliki momen lentur dan aksial terbesar di antara portal-portal yang lain. Dari hasil perhitungan didapat tulangan lentur balok D22. Jumlah tulangan lentur tiap balok berbeda-beda tergantung dari besarnya momen yang ditahan balok. Penulangan balok dibedakan tiap dua lantai dengan maksud lebih memudahkan dalam pelaksanaan. Sedangkan untuk tulangan geser pada balok portal utama di dalam sendi plastis balok didapat $\emptyset 10-100$ (3 kaki) dan di luar sendi plastis didapat $\emptyset 10-200$ (2 kaki). Tulangan geser pada balok portal tambahan di dalam sendi plastis balok didapat $\emptyset 10-100$ (2 kaki) dan di luar sendi plastis didapat $\emptyset 10-200$ (2 kaki).

Desain penulangan kolom berdasarkan rasio penampang kolom yaitu diambil rasio tulangan $\rho = 2\%$ ($A_{st} = 2\%$). Tulangan lentur kolom didapat D22 dengan jumlah yang berbeda-beda sesuai luas penampang kolom. Sedangkan tulangan geser di dalam sendi plastis didapat $\emptyset 10-150$ dan di luar sendi plastis didapat $\emptyset 10-200$.

Desain penulangan dinding geser didapat tulangan geser horisontal $\emptyset 10-400$ (2 lapis) dan tulangan geser vertikal didapat $\emptyset 10-400$ (2 lapis).

Hasil perhitungan struktur (gaya-gaya yang didapat meliputi momen, gaya geser dan gaya aksial), penulangan dan gambar detail dijelaskan pada lampiran. Dari hasil penulangan struktur kemudian dipindahkan ke dalam gambar penulangan dengan tujuan agar lebih mempermudah pada pelaksanaan di lapangan.

