

PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG GEDUNG PERKANTORAN DIRA 10 LANTAI DENGAN METODE SRPMK DI KABUPATEN ENDE

Dimas Irawan¹, Soerjandani Priantoro Machmoed^{2*}

^{1,2}*Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Wijaya Kusuma Surabaya*

Jl. Dukuh Kupang XXV no.54, Kota Surabaya, Jawa Timur, Indonesia, 62205

E-mail: dimasirawan232@gmail.com¹ & soerjandani@uwks.ac.id^{2}*

(*) Penulis Koresponden

ABSTRAK: Kabupaten Ende, Provinsi Nusa Tenggara Timur termasuk daerah yang memiliki resiko gempa tinggi. Oleh karena itu, digunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) untuk merencanakan struktur tahan gempa pada daerah tersebut, karena pada sistem ini memiliki tingkat daktilitas penuh. Tujuan perencanaan ini untuk menghasilkan komponen struktur gedung beton bertulang yang tahan gempa serta struktur yang berperilaku daktil sehingga, dapat mengurangi resiko akibat gempa berkekuatan tinggi. Perencanaan dengan SRPMK mengacu pada konsep *Strong Column Weak Beam*, dimana kapasitas desain kolom lebih besar 1,2 kali kapasitas desain balok sesuai dengan SNI 2847-2019. Metode perhitungan pembebanan gaya gempa menggunakan analisa respon spektrum dan pembebanan gaya gravitasi yang dikombinasikan, peraturan gempa yang digunakan adalah SNI 1726-2019. Sedangkan, untuk perhitungan beban mati dan beban hidup sesuai dengan PPPURG 1987. Analisa struktur menggunakan program bantu untuk mendapatkan gaya dalam, reaksi perletakan serta simpangan antar lantai. Dari hasil pendetailan diperoleh bahwa, struktur balok induk dengan dimensi 350x500 mm dan 400x600 mm, serta struktur kolom dengan dimensi 600x600 mm telah memenuhi persyaratan. Hubungan Balok Kolom (HBK) pada struktur tersebut baik terkekang 4 balok maupun terkekang 3 atau 2 balok telah memenuhi persyaratan, dan struktur ini juga telah memenuhi persyaratan *Strong Column Weak Beam*.

Kata Kunci: *Beton Bertulang, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus, Strong Column Weak Beam, Struktur Gedung, Tahan Gempa*

1. PENDAHULUAN

Berdasarkan data kegempaan yang diterbitkan oleh Badan Standardisasi Nasional Indonesia (SNI 1726-2019), dimana akibat kondisi pergerakan batuan dasar atau *Peak Ground Acceleration* (PGA) dari banyak lokasi di Indonesia, yang jika diklasifikasikan dapat masuk kedalam kategori desain seismik D, E atau F, yang berarti Indonesia termasuk kedalam negara yang rawan terhadap bencana gempa berkekuatan tinggi.

Tanggal 12 Desember 1992 merupakan hari terjadinya gempa bumi berkekuatan 7,8 pada skala richter dilepas pantai Flores, Indonesia. Gempa bumi ini menyebabkan tsunami setinggi 36 meter yang menghancurkan rumah dipesisir pantai flores, memakan banyak korban jiwa, serta banyak infrastruktur yang rusak berat. Gempa berkekuatan 7,8 SR terjadi pukul 13.29 Wita dengan pusat gempa di kedalaman 35 kilometer barat laut Kota Maumere. Tsunami hebat terjadi karena gempa tersebut memicu longsor di bawah laut. Banyak kabupaten yang terkena gempa tersebut termasuk kabupaten Ende (Kurniawan, 2022).

Kabupaten Ende merupakan salah satu wilayah di Provinsi Nusa Tenggara Timur yang pertumbuhan penduduk serta infrastrukturnya berkembang sangat pesat. Secara geografis Kabupaten Ende yang terletak ditengah Pulau Flores termasuk wilayah yang rawan terhadap bencana gempa bumi di Indonesia, karena berbatasan oleh 2 zona penyebab gempa bumi pada pertemuan lempeng Eurasia dan IndoAustralia yakni zona wilayah selatan merupakan tempat secara subduksi, dan bagian disebelah utara terdapat patahan naik busur belakang (*back arc thrust*) (Suku, *et al.*, 2022). Berdasarkan Peta Gempa Indonesia (SNI 1726-2019) Kabupaten Ende Provinsi Nusa Tenggara Timur telah diklasifikasi kedalam daerah yang telah memiliki resiko gempa tinggi yang memiliki percepatan 1.35 g. Oleh karena itu, diperlukan adanya perencanaan struktur bangunan tahan gempa yang dapat mengurangi resiko akibat bencana gempa yang tinggi. Perencanaan bangunan gedung perkantoran 10 lantai ini menggunakan rangka beton bertulang dengan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan konsep *strong coloumn weak beam*, yaitu kapasitas kolom lebih

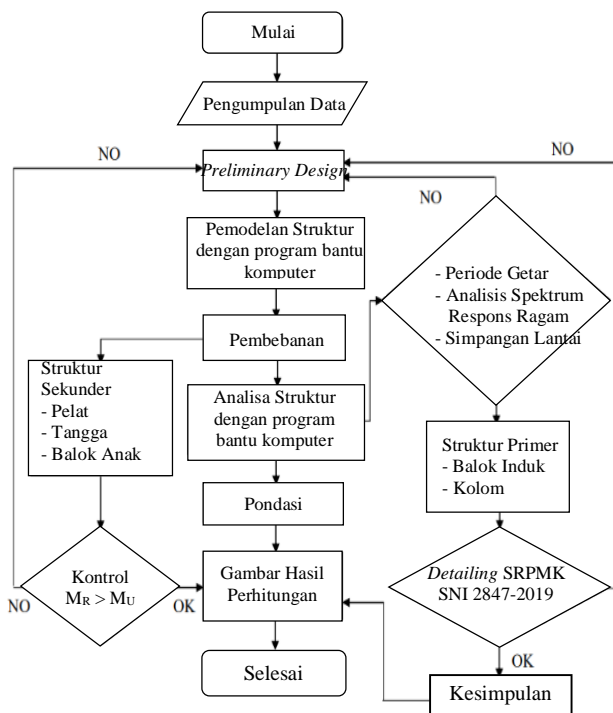
PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG GEDUNG PERKANTORAN DIRA 10 LANTAI DENGAN METODE SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS DI KABUPATEN ENDE

(Dimas Irawan, Soerjandani Priantoro Machmoed)

besar 20% dari balok, sehingga diharapkan struktur memiliki tingkat daktilitas penuh. Tujuan dari perencanaan struktur gedung Perkantoran “DIRA” 10 lantai di kabupaten Ende ini yaitu untuk menghasilkan rencana komponen struktur gedung beton bertulang tahan gempa yang sesuai dengan peraturan SNI 2847-2019 dan SNI 1726-2019, serta struktur yang berperilaku daktil, sehingga dapat mengurangi resiko gempa yang tinggi. Manfaat dari perencanaan struktur gedung Perkantoran “DIRA” 10 lantai di kabupaten Ende ini yaitu Memberikan informasi atau pengetahuan secara lebih detail mengenai tata cara perencanaan struktur beton bertulang gedung bertingkat tinggi tahan gempa dengan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), sehingga nantinya pembaca mampu dalam merencanakan struktur gedung bertingkat tinggi pada daerah dengan intensitas gempa tinggi menggunakan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

2. METODOLOGI PERENCANAAN

Dalam merencanakan struktur gedung perkantoran "DIRA" di kawasan rawan gempa tinggi dengan metode SRPMK ini, dibutuhkan tahapan pengerjaan yang teratur dan sistematis. Berikut **Gambar 1.** menyajikan diagram alir perencanaan.



Gambar 1. Diagram Alir

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1. Preliminary Design

Preliminary design adalah suatu tahapan awal dalam perencanaan struktur gedung yaitu perhitungan memperkirakan dimensi masing-masing komponen struktur primer dan struktur sekunder (Hilario & Machmoed, 2023).

Dimensi awal struktur yang dipergunakan dalam Perencanaan struktur gedung Perkantoran “DIRA” ini adalah :

Kolom	: 600x600 mm
Balok Induk B1 & B3	: 400x600 mm
Balok Induk B2	: 350x500 mm
Balok Anak BA1 & BA2	: 300x400 mm
Balok Anak BA3	: 200x300 mm
Balok Bordes	: 200x350 mm
Pelat Atap	: 120 mm
Pelat Lantai	: 120 mm

Mutu beton yang digunakan dalam perencanaan 35 MPa, mutu tulangan baja utama 400 MPa, dan mutu tulangan baja geser 280 MPa. Semua komponen struktur dalam *preliminary design* ini telah dikontrol sesuai dengan persyaratan.

3.2. Pembebanan

3.2.1. Pembebanan Struktur Sekunder

1) Beban Mati

PPPURG 1987 menjelaskan beban mati adalah “berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin, serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu”. Beban mati dalam perencanaan ini mengacu pada Pasal 2.1.1 PPPURG 1987.

2) Beban Hidup

PPPURG 1987 menjelaskan beban hidup adalah “semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut”. Beban hidup dalam perencanaan ini mengacu pada pasal 2.1.2 PPPURG 1987.

3.2.2. Pembebanan Struktur Primer

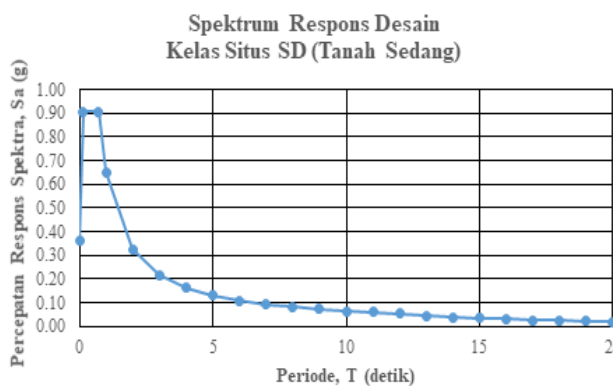
Perencanaan beban mati maupun beban hidup struktur primer yaitu dengan pendistribusian beban pelat terhadap balok dengan menggunakan metode amplop. Untuk beban dinding pada perencanaan ini mengacu pada Pasal 2.1.1 PPPURG 1987.

1) Beban Gempa

Rencana beban gempa yang digunakan pada perencanaan struktur ini yaitu analisis respon spektrum. Kelas situs tanah harus diketahui untuk menentukan spektrum respon desain dari hasil pengujian tanah.

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} = \frac{30}{1,17} = 25,64$$

Didapat klasifikasi situs merupakan kelas situs SD (tanah sedang) dengan nilai $\bar{N} = 15$ sampai 50. Setelah jenis tanah diketahui, spektrum respon desain dapat dihitung berdasarkan pasal 6.4 SNI 1726-2019. Dari hasil perhitungan dapat dilihat grafik spektrum respon desain pada **Gambar 2**.



Gambar 2. Respon Spektrum Kab. Ende

3.3. Analisa Struktur

3.3.1. Kontrol Periode Fundamental

Periode fundamental struktur (T), tidak boleh lebih besar dari hasil perkalian koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung (C_u) dan periode fundamental pendekatan (T_a).

$$T_a = C_t h_n^x \quad (1)$$

Dimana :

h_n = ketinggian struktur

$x = 0,9$ (Tabel 18 SNI 1726–2019)

$C_t = 0,0466$ (Tabel 18 SNI 1726–2019), maka :

$$T_a = C_t h_n^x = T_a = 0,0466 \times 36^{0,9} = 1,1724 \text{ d}$$

$S_{D1} = 0,6510$ diperoleh koefisien $C_u = 1,4$ (Tabel 17 SNI 1726-2019), maka :

$$C_u \times T_a = 1,4 \times 1,1724 = 1,6414 \text{ d}$$

Dari hasil analisa program bantu komputer didapatkan periode fundamental struktur (T) sebesar 1,6893 detik, maka :

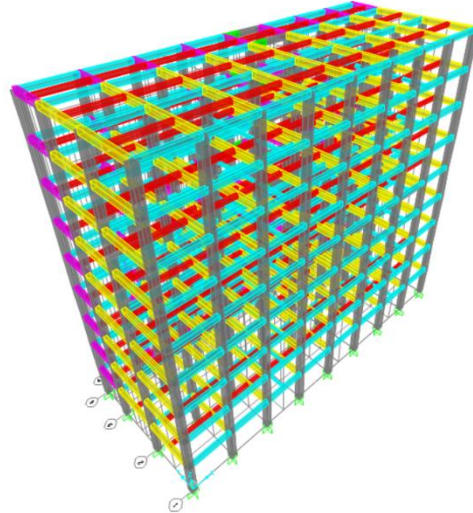
$$T_a < T < (C_u \times T_a) \quad (2)$$

$$1,1724 < 1,6893 > 1,6414$$

Nilai periode yang dipakai adalah 1,6414 detik.

3.3.2. Permodelan Struktur

Permodelan perencanaan struktur gedung ini dilakukan dengan memodelkan secara 3D menggunakan program bantu komputer seperti yang ditampilkan pada **Gambar 3**.



Gambar 3. Portal 3D Permodelan Struktur

3.3.3. Kontrol Geser Dasar

Berat struktur gedung terdiri dari beban mati dan beban hidup yang bekerja pada setiap lantai, untuk berat total gedung lantai 1-10 adalah :

$$W_{\text{total}} = W_{\text{m.lt. 1-10}} + W_{\text{h.lt. 1-10}} = 8070928,00 \text{ kg}$$

Selanjutnya, akan dilakukan perhitungan gaya geser dasar seismik total (V) dengan rumus :

$$V = C_s \times W$$

Dimana :

$C_s = 0,0496$ (koefisien respons seismik)

$W = 8070928,00 \text{ kg}$

$$V = C_s \times W = 0,0496 \times 8070928,00 = 400318 \text{ kg}$$

Gaya geser dasar seismik (V) yang telah diketahui selanjutnya akan di disebarkan ke setiap lantai dengan disimbolkan F_i .

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \times V \quad (3)$$

Dimana :

F_i = geser dasar seismik pada tingkat ke- i

W_i = berat seismik total struktur lantai ke- i

V = gaya geser dasar seismik total

k = eksponen periode, $T \leq 0,5$ maka $k = 1$, $T \geq 2,5$ maka $k = 2$, tetapi jika $0,5 \leq T \leq 2,5$, $k = 2$

atau ditentukan menggunakan interpolasi linier dengan perumusan sebagai berikut :

$$k = 1 + \left(\frac{1,6414 - 0,5}{2,5 - 0,5} \right) \times (2 - 1) = 1,5707$$

Setelah dilakukan perhitungan didapat hasil seperti yang disajikan pada **Tabel 1**.

PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG GEDUNG PERKANTORAN DIRA 10 LANTAI DENGAN METODE SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS DI KABUPATEN ENDE

(Dimas Irawan, Soerjandani Priantoro Machmoed)

Tabel 1. Gaya Gempa Terdistribusi Perlantai

Lantai	Tinggi (h) m	Berat (W) T	Faktor (k)	Momen $W_i h_x^k$ T.m	Lateral $F_{ix} = F_{iy}$ T
10	36	674	1.5707	187560	77,952
9	32	924	1.5707	213684	88,810
8	28	925	1.5707	173404	72,069
7	24	925	1.5707	136115	56,571
6	20	925	1.5707	102220	42,484
5	16	925	1.5707	71998	29,923
4	12	925	1.5707	45823	19,044
3	8	925	1.5707	24238	10,074
2	4	925	1.5707	8160	3,391
			$\Sigma W_i h_x^k$	963200	400,318

Gaya geser dasar dinamik (V_t) diharuskan lebih besar dari 100% gaya geser dasar statik (V). Dirumuskan sebagai $V_t \geq V$. Gaya geser dasar dinamik yang diperoleh dari analisa program bantu sebesar :

Gempa arah X :

$$V_t = 425392,33 \text{ kg} > V = 400318 \text{ kg (Memenuhi)}$$

Gempa arah Y :

$$V_t = 429213,51 \text{ kg} > V = 400318 \text{ kg (Memenuhi)}$$

3.3.4. Kontrol Simpangan Antar Lantai

Simpangan yang direncanakan tidak diijinkan melebihi dari simpangan ijin (Δa), sehingga kemungkinan benturan yang terjadi antar struktur dan kemungkinan keruntuhan yang mengakibatkan korban jiwa dapat diminimalisir. Untuk kontrol simpangan dapat dilihat pada **Tabel 2** dan **Tabel 3**.

Tabel 2. Simpangan Arah X

Lt.	δe (mm)	$\delta x e$ (mm)	Δx (mm)	Δa (mm)	Ket.
Atap	56.12	1.74	9.54	80	OK
9	54.38	3.25	17.89	80	OK
8	51.13	4.82	26.52	80	OK
7	46.31	6.23	34.25	80	OK
6	40.08	7.46	41.06	80	OK
5	32.62	8.53	46.93	80	OK
4	24.08	9.30	51.16	80	OK
3	14.78	9.19	50.58	80	OK
2	5.58	5.58	30.71	80	OK
1	0	0	0	0	

Tabel 3. Simpangan Arah Y

Lt.	δe (mm)	$\delta y e$ (mm)	Δy (mm)	Δa (mm)	Ket.
Atap	41.75	1.66	9.16	80	OK
9	40.08	2.72	14.97	80	OK
8	37.36	3.78	20.79	80	OK
7	33.58	4.69	25.84	80	OK
6	28.88	5.48	30.15	80	OK
5	23.39	6.13	33.73	80	OK
4	17.26	6.59	36.24	80	OK
3	10.67	6.53	35.91	80	OK
2	4.14	4.14	22.79	80	OK
1	0	0	0	0	

3.4. Struktur Sekunder

Struktur sekunder merupakan struktur yang direncanakan meskipun hanya dimaksudkan untuk menahan gaya gravitasi dan bukan gaya gempa, namun struktur sekunder tersebut tetap berdampak dan membebani bangunan utama. (Tiasmoro & Machmoed, 2021).

3.4.1. Perencanaan Pelat

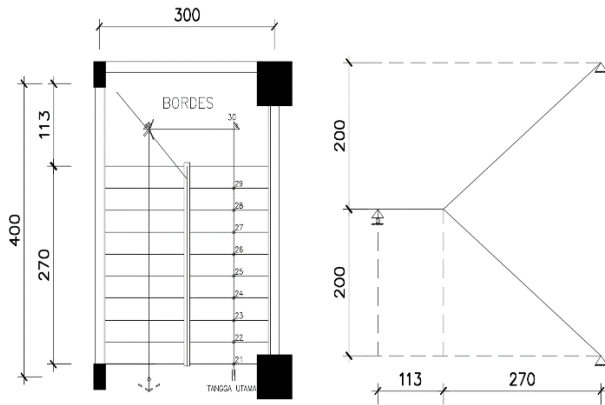
Pelat atap yang direncanakan dengan peraturan PPPURG 1987 dengan tebal pelat = 120 mm dan perhitungan nilai momen yaitu menggunakan PBI 1971, untuk arah X didapat tulangan sebesar D10 – 200 mm dan arah Y didapat tulangan sebesar D10 – 200 mm.

Pelat lantai yang direncanakan dengan peraturan PPPURG 1987 dengan tebal pelat = 120 mm dan perhitungan nilai momen yaitu menggunakan PBI 1971, untuk arah X didapat tulangan sebesar

D10 – 200 mm dan arah Y didapat tulangan sebesar D10 – 200 mm.

3.4.2. Perencanaan Tangga

Direncanakan tinggi tiap lantai 4 m, tinggi bordes per lantai 2 m, lebar bordes 1,13 m, tinggi untuk injakan 20 cm, dan lebar untuk injakan 30 cm dan tebal pelat 15 cm. Untuk denah dan sketsa konstruksi tangga dapat dilihat pada **Gambar 4**.



Gambar 4. Denah dan Sketsa Konstruksi Tangga

Untuk mencari gaya dalam tangga digunakan program bantu komputer didapatkan momen pelat bordes tangga sebesar 3428,80 kgm dan pelat miring tangga sebesar 4043,86 kgm dan diperoleh tulangan pelat bordes dan miring tangga sebesar D16 – 150 mm, serta balok bordes didapat hasil seperti pada **Gambar 5**.

TYPE	BALOK BB	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
DIMENSI	200 x 350	200 x 350
TUL. ATAS	3 #12	3 #12
TUL. BAWAH	3 #12	3 #12
SENGKANG	Ø8-100	Ø8-150

Gambar 5. Detail Balok Bordess

3.4.3. Perencanaan Balok Anak

Pembebanan dalam perencanaan balok anak ini yaitu meliputi beban mati dan beban hidup yang mengacu pada PPPURG 1987.

Data yang digunakan pada perencanaan Balok anak sebagai berikut :

- Mutu beton = 35 MPa
 - Mutu tul. baja utama = 400 MPa
 - Mutu baja tul. geser = 280 MPa
 - Diameter tulangan = Ø12
 - Diameter sengkang = Ø8
 - Dimensi Balok Anak BA1 = 300 x 400 mm
 - Dimensi Balok Anak BA2 = 300 x 400 mm
 - Dimensi Balok Anak BA3 = 200 x 300 mm
- Setelah dilakukan perhitungan diperoleh detail struktur balok anak yang dapat dilihat pada **Gambar 6**, **Gambar 7**, **Gambar 8**, serta **Gambar 9**.

TYPE	BALOK (BA1 ATAP)	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
DIMENSI	300 x 400	300 x 400
TUL. ATAS	5 #12	3 #12
TUL. BAWAH	3 #12	5 #12
SENGKANG	Ø8-100	Ø8-150

Gambar 6. Detail BA1 (Atap)

TYPE	BALOK (BA1 LANTAI)	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
DIMENSI	300 x 400	300 x 400
TUL. ATAS	7 #12	3 #12
TUL. BAWAH	4 #12	5 #12
SENGKANG	Ø8-100	Ø8-150

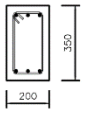
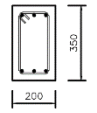
Gambar 7. Detail BA1 (Lantai)

TYPE	BALOK BA2	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
DIMENSI	300 x 400	300 x 400
TUL. ATAS	4 #12	3 #12
TUL. BAWAH	3 #12	4 #12
SENGKANG	Ø8-100	Ø8-150

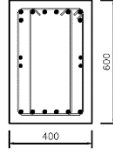
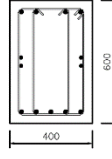
Gambar 8. Detail BA2

PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG GEDUNG PERKANTORAN DIRA 10 LANTAI DENGAN METODE SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS DI KABUPATEN ENDE

(Dimas Irawan, Soerjandani Priantoro Machmoed)

TYPE	BALOK BB	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
DIMENSI	200 x 350	200 x 350
TUL. ATAS	3 Ø12	3 Ø12
TUL. BAWAH	3 Ø12	3 Ø12
SENGKANG	Ø8-100	Ø8-150

Gambar 9. Detail BA3

TYPE	BALOK B1 & B3	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
DIMENSI	400 x 600	400 x 600
TUL. ATAS	8 D22	4 D22
TUL. TENGAH	4 D16	4 D16
TUL. BAWAH	6 D22	5 D22
SENGKANG	2D13-100	2D13-150

Gambar 10. Detail B1 & B3

3.5. Struktur Primer

Struktur primer merupakan elemen utama yang meliputi struktur balok dan kolom utama, dimana perilaku suatu bangunan sangat dipengaruhi oleh kekakuannya. Untuk mengurangi atau meminimalisir resiko keruntuhan akibat beban gempa, maka struktur utama harus dibangun tahan gempa. (Yuliana & Machmoed, 2021).

3.5.1. Perencanaan Balok Induk

Balok induk pada struktur gedung perkantoran ini direncanakan yaitu dengan cara memeriksa momen yang terjadi pada setiap balok induk dengan program bantu komputer. Momen yang digunakan pada perencanaan yaitu momen terbesar balok induk yang dapat dilihat pada **Tabel 4** dan **Tabel 5**.

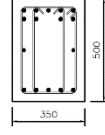
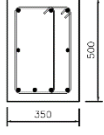
Tabel 4. Gaya Dalam B1

Gaya Dalam	Besar	Sat.
Mu tumpuan (-)	41832,33	kgm
Mu tumpuan (+)	23410,54	kgm
Mu lapangan (+)	17905,26	kgm
Torsi	6368,45	kgm
Geser	21113,05	kg

Tabel 5. Gaya Dalam B2

Gaya Dalam	Besar	Sat.
Mu tumpuan (-)	28938,87	kgm
Mu tumpuan (+)	11366,78	kgm
Mu lapangan (+)	9222,38	kgm
Torsi	1667,10	kgm
Geser	19059,36	kg

Setelah dilakukan perhitungan, pengontrolan, dan pendetailan balok induk sesuai dengan Pasal 18.6 SNI 2847-2019 diperoleh detail tulangan balok induk yang dapat dilihat pada **Gambar 10** dan **Gambar 11**.

TYPE	BALOK B2	
	TUMPUAN	LAPANGAN
POTONGAN		
DIMENSI	350 x 500	350 x 500
TUL. ATAS	9 D19	3 D19
TUL. TENGAH	2 D16	2 D16
TUL. BAWAH	5 D19	4 D19
SENGKANG	2D13-100	1,5D13-150

Gambar 11. Detail B2

3.5.2. Perencanaan Kolom

Dimensi kolom yang direncanakan adalah 600x600 mm dengan bentang antar kolom 6 m dan tinggi kolom antar lantai adalah 4 m. Berikut merupakan tahapan dalam perencanaan struktur kolom :

1) Menentukan Kolom Sway atau Non Sway

$$P_u = 374947,76 \text{ kg}$$

$$V_u = 13557,30 \text{ kg}$$

$$M_2 = 38704,18 \text{ kgm}$$

$$M_1 = 15546,64 \text{ kgm}$$

$$\Delta_o = 5,55 \text{ mm}$$

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} l_c} \leq 0,05 \quad (4)$$

$$Q = \frac{374947,76 \times 5,55}{13557,30 \times 4000} \leq 0,05$$

$$Q = 0,038 < 0,05$$

Maka termasuk struktur kolom *non sway*.

2) Kontrol Kelangsingan Kolom

Panjang tekuk terhadap kolom :

$$E_c = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ N/mm}^2$$

$$I_g = 0,7 \times 1/12 \times 600 \times 600^3 = 756 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Panjang tekuk terhadap balok arah x :

$$E_c = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ N/mm}^2$$

$$I_g = 0,35 \times 1/12 \times 350 \times 500^3 = 127,6 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Panjang tekuk terhadap balok arah y :

$$E_c = 4700\sqrt{35} = 27805,6 \text{ N/mm}^2$$

$$I_g = 0,35 \times 1/12 \times 400 \times 600^3 = 252 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Selanjutnya, dilakukan perhitungan untuk faktor panjang tekuk kolom.

Kekakuan kolom atas :

$$\psi_A = \frac{\frac{E_c \times I_{kolom}}{l_{bawah}} + \frac{E_c \times I_{kolom}}{l_{atas}}}{\frac{E_c \cdot I_{blk X}}{l_{kiri}} + \frac{E_c \cdot I_{blk X}}{l_{kanan}} + \frac{E_c \cdot I_{blk Y}}{l_{kiri}} + \frac{E_c \cdot I_{blk Y}}{l_{kanan}}}$$

$$\psi_A = 2,81$$

Kekakuan kolom bawah :

$$\psi_B = 1,00 \text{ (Karena terjepit penuh)}$$

Selanjutnya, dari nomogram faktor kekakuan kolom untuk struktur tidak bergoyang didapat faktor kekakuan kolom (k) sebesar 0,83.

Pengaruh kelangsingan kolom boleh diabaikan jika memenuhi persamaan sebagai berikut :

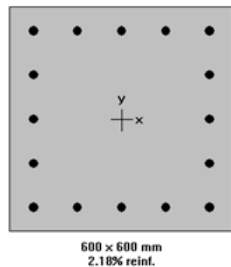
$$\frac{kl_u}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$\frac{0,83 \times 4}{0,18} \leq 34 - 12 \left(\frac{15546,64}{38704,18} \right) \leq 40$$

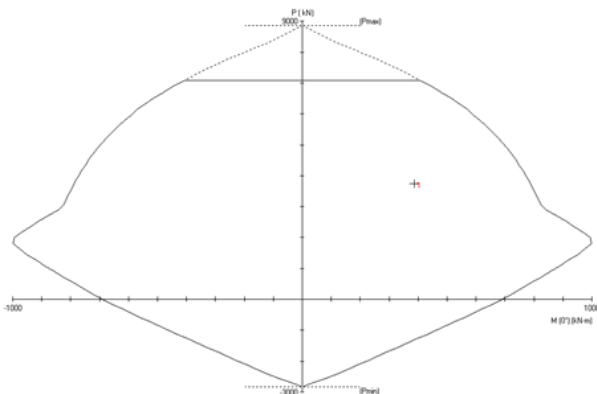
$$18,4 \leq 29,18 \leq 40 \rightarrow OK$$

Maka, kelangsingan kolom dapat diabaikan.

Selanjutnya, dilakukan perhitungan dengan menggunakan *software PCA Column* dan didapat hasil seperti pada **Gambar 12** dan **Gambar 13**.



Gambar 12. Konfigurasi Penulangan Kolom



Gambar 13. Diagram Interaksi Kolom

Dari hasil menggunakan *PCA Column* dengan dimensi kolom yang digunakan adalah 600 × 600 mm, didapatkan konfigurasi penulangan 16D25.

Berdasarkan konfigurasi tersebut didapatkan rasio tulangan $\rho = 2,18\% = 0,0218$, sehingga nilai $0,01 < \rho < 0,06 \rightarrow 0,01 < 0,0218 < 0,06$ terpenuhi.

3) Strong Column Weak Beam

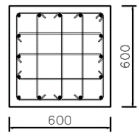
Menurut Pasal 18.7.3.2 SNI 2847-2019 mengenai *Capacity Design* menyatakan $\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb}$, M_{nc} harus dicari gaya-gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kekuatan lentur terendah yang konsisten dengan arah gempa yang ditinjau. Oleh karena itu, hanya kombinasi beban gempa yang digunakan untuk pengecekan. Pasal 18.7.3.2 SNI 2847-2019 menjelaskan Persyaratan *strong coloum weak beam* sebagai berikut :

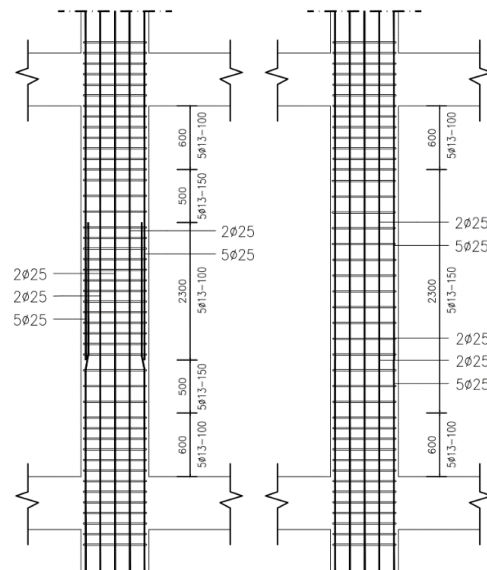
$$\Sigma M_{nc} \geq (1,2)\Sigma M_{nb} \tag{5}$$

$$2453,85 \text{ kNm} \geq (1,2)658,11 \text{ kNm}$$

$$2453,85 \text{ kNm} \geq 789,74 \text{ kNm}$$

Persyaratan *strong coloum weak beam* terpenuhi. Untuk detail tulangan kolom dapat dilihat pada **Gambar 14**.

TYPE	KOLOM K1
POTONGAN	
DIMENSI	600 × 600
TUL. ATAS	5 D25
TUL. TENGAH	6 D25
TUL. BAWAH	5 D25
SENGKANG	SD13-100



Gambar 14. Detail K1

PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG GEDUNG PERKANTORAN DIRA 10 LANTAI DENGAN METODE SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS DI KABUPATEN ENDE

(Dimas Irawan, Soerjandani Priantoro Machmoed)

4) Hubungan Balok Kolom

Kontrol HBK dalam perencanaan ini yaitu kontrol HBK pada terkekang 4 balok, dan HBK pada terkekang 3 ataupun 2 balok dengan mengacu pada Pasal 18.8 SNI 2847-2019. Kontrol HBK terkekang 4 balok, dan 3 ataupun 2 balok akan dijelaskan sebagai berikut :

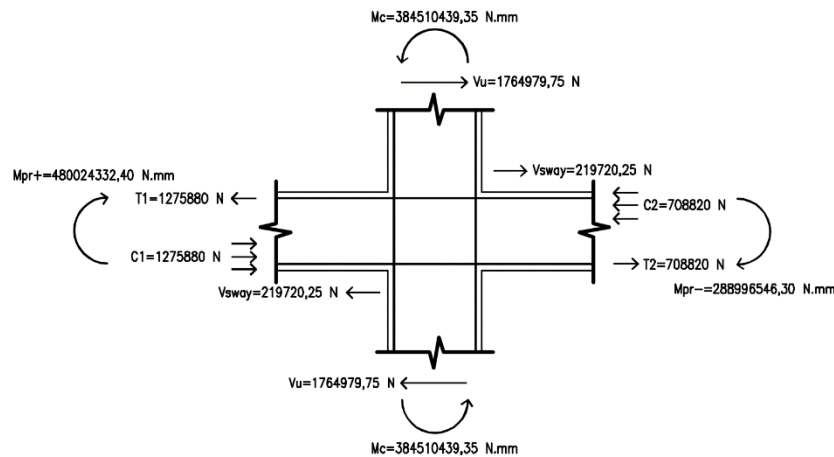
a. Kontrol HBK terkekang 4 balok

$T1 + T2 - Vu$, dengan nilai $T1$ dan $T2$ didapat dari tulangan tarik dan tulangan tekan pada balok yang melekat pada kolom merupakan gaya geser

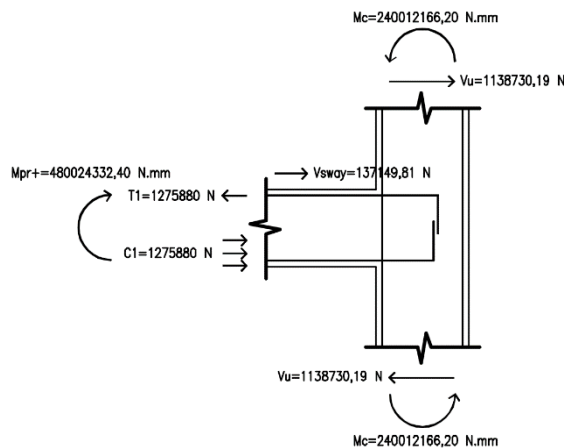
yang telah terjadi pada HBK yang terkekang 4 balok. Hasil perhitungan kontrol HBK terkekang 4 balok dapat dilihat pada **Gambar 15**.

b. Kontrol HBK terkekang 3 atau 2 balok

$T1 - Vu$, dengan nilai $T1$ didapat dari tulangan tarik pada balok yang melekat pada kolom merupakan gaya geser yang terjadi pada HBK terkekang 3 ataupun 2 balok. Hasil perhitungan kontrol HBK terkekang 3 atau 2 balok dapat dilihat pada **Gambar 16**.



Gambar 15. HBK Terkekang 4 Balok



Gambar 16. HBK Terkekang 3 atau 2 Balok

3.6. Perencanaan Pondasi

Pondasi adalah struktur bawah dari suatu gedung yang memiliki fungsi untuk meneruskan dan mempertahankan beban yang ditempatkan pada struktur atas bangunan tersebut agar bangunan tersebut dapat tetap berdiri dan kuat dalam menghadapi tekanan gaya lateral dan gravitasi. (Tiasmoro & Machmoed, 2021). Perencanaan struktur bawah gedung kantor ini menggunakan pondasi tiang pancang dimensi 50x50 cm.

3.6.1. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

Daya dukung 1 tiang dapat ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah pada tempat tiang tersebut akan ditanam. Setelah dilakukan perhitungan, maka didapat nilai daya dukung untuk 1 tiang pancang berdasarkan data CPT (*Cone Penetration Test*) dengan Pijin 1 tiang = 114,725 ton.

Jumlah untuk kebutuhan tiang pancang pada setiap tipe pondasi sebagai berikut :

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1 :

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin}} = \frac{362,08}{114,725} = 3,16 \text{ buah} \approx 6 \text{ buah}$$

Pondasi Tiang Pancang Tipe 2 :

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin}} = \frac{391,35}{114,725} = 3,41 \text{ buah} \approx 7 \text{ buah}$$

Pondasi Tiang Pancang Tipe 3 :

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin}} = \frac{513,13}{114,725} = 4,47 \text{ buah} \approx 9 \text{ buah}$$

Berikut merupakan Langkah-langkah dalam perencanaan pondasi kelompok tiang :

1) Perencanaan Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan didapat 3 tipe konfigurasi tiang pancang berdasarkan satu berat kolom yang telah dipikulnya.

Rencana jarak antar tiang pancang dihitung sesuai dengan yang diijinkan seperti berikut :

Jarak antar tiang :

$$2,5D \leq S \leq 3D \tag{6}$$

$$2,5(50) \leq S \leq 3(50)$$

$$125 \leq S \leq 150$$

Digunakan jarak antar tiang = 125 cm

Jarak tepi tiang :

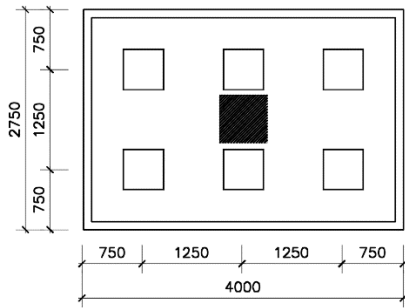
$$1,5D \leq S \leq 2D \tag{7}$$

$$1,5(50) \leq S \leq 2(50)$$

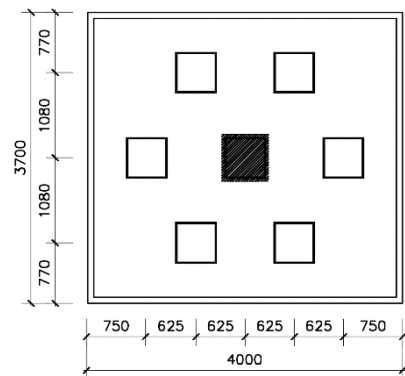
$$75 \leq S \leq 100$$

Digunakan jarak tepi tiang = 75 cm

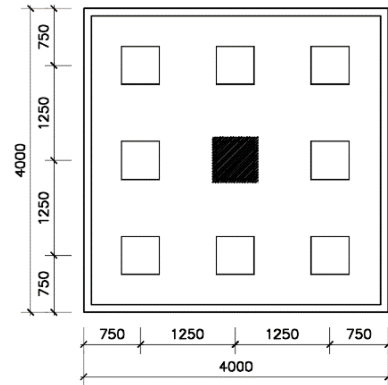
Dari hasil perhitungan, untuk 3 tipe pondasi tiang kelompok dapat dilihat pada **Gambar 17**, **Gambar 18**, dan **Gambar 19**.



Gambar 17. Denah Kelompok Tiang Tipe 1



Gambar 18. Denah Kelompok Tiang Tipe 2



Gambar 19. Denah Kelompok Tiang Tipe 3

Tiang pancang yang bekerja dalam kelompok kekuatannya akan terkoreksi sehingga tidak akan sebesar tiang pancang yang bekerja sendiri. Sehingga efisiensi (E_g) bisa dihitung dengan rumusan :

$$E_g = 1 - \text{arc. tg } D/S \frac{m(n-1) + n(m-1)}{90mn}$$

Dimana :

m = Jumlah untuk baris tiang pancang

n = Jumlah untuk kolom tiang pancang

Sehingga diperoleh besar daya dukung tiang kelompok adalah :

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1 :

$$P_{ijin \text{ grub}} = P_{ijin \text{ 1 tiang}} \times E_g$$

$$P_{ijin \text{ grub}} = 114,725 \times 0,7174 = 82,305 \text{ ton}$$

Pondasi Tiang Pancang Tipe 2 :

$$P_{ijin \text{ grub}} = P_{ijin \text{ 1 tiang}} \times E_g$$

$$P_{ijin \text{ grub}} = 114,725 \times 0,7174 = 82,305 \text{ ton}$$

Pondasi Tiang Pancang Tipe 3 :

$$P_{ijin \text{ grub}} = P_{ijin \text{ 1 tiang}} \times E_g$$

$$P_{ijin \text{ grub}} = 114,725 \times 0,6770 = 77,673 \text{ ton}$$

Berdasarkan perencanaan kelompok tiang, hasil kontrol tegangan maksimum 1 tiang pancang dimana P_{maks} harus lebih kecil dari $P_{ijin \text{ grub}}$ dapat dilihat pada **Tabel 6**.

Tabel 6. Kontrol P_{max}

Tipe	P (T)	Mx (Tm)	My (Tm)	Pmax (T)	Pijin grub (T)	Ket
1	362.1	32.82	33.85	75.87	82.31	OK
2	391.4	39.71	35.19	74.46	82.31	OK
3	513.1	36.66	36.40	66.76	77.67	OK

2) Penulangan Pile Cap

Perencanaan tebal pile cap harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal tidak boleh kurang dari geser pile cap yang telah terjadi (Brawijaya, 2021).

Data perencanaan untuk menghitung tulangan pilecap sebagai berikut :

PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG GEDUNG PERKANTORAN DIRA 10 LANTAI DENGAN METODE SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS DI KABUPATEN ENDE

(Dimas Irawan, Soerjandani Priantoro Machmoed)

Mutu Beton	= 35 MPa
Mutu Tulangan Baja	= 400 MPa
Dimensi pile cap tipe 1	= 2750 x 4000 mm
Dimensi pile cap tipe 2	= 3700 x 4000 mm
Dimensi pile cap tipe 3	= 4000 x 4000 mm
Tebal pile cap tipe 1	= 800 mm
Tebal pile cap tipe 2	= 800 mm
Tebal pile cap tipe 3	= 1000 mm
Dimensi kolom	= 600 x 600 mm
Selimut betonn	= 75 mm

Dari perhitungan penulangan pilecap diperoleh hasil sebagai berikut :

Pondasi Tiang Pancang Tipe 1 :

Tulangan arah X	= D22 – 150 mm
Tulangan arah Y	= D22 – 250 mm

Pondasi Tiang Pancang Tipe 2 :

Tulangan arah X	= D22 – 150 mm
Tulangan arah Y	= D22 – 200 mm

Pondasi Tiang Pancang Tipe 3 :

Tulangan arah X	= D25 – 250 mm
Tulangan arah Y	= D25 – 250 mm

3.6.2. Perencanaan Sloof

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur maka tulangan sloof dapat dihitung seperti tulangan kolom (Fajar, 2021).

Data perencanaan sloof sebagai berikut :

Mutu beton	= 35 MPa
Mutu baja	= 400 MPa
Panjang sloof tipe S1	= 600 cm
Dimensi sloof	= 300 x 600 mm
Tulangan utama	= D19 mm
Tulangan geser	= Ø10mm
Selimut beton	= 50 mm

1) Penulangan Lentur Sloof

Beban yang akan diterima sloof meliputi berat sendiri sloof, beban mati tambahan di atas sloof, dan beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom :

$$P_u \text{ sloof} = 10\% \times 5131,28$$

$$P_u \text{ sloof} = 513,128 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri} = 0,6 \times 0,3 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat dinding} = 4 \times 250 = 1000 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 1432 \text{ kg/m}$$

Beban ultimit :

$$q_U = 1,4D = 1,4(1432) = 2004,80 \text{ kg/m}$$

Momen yang bekerja pada sloof :

$$M_u = \frac{1}{8} q_u \times l^2 = \frac{1}{8} (2004,80) \times 6^2$$

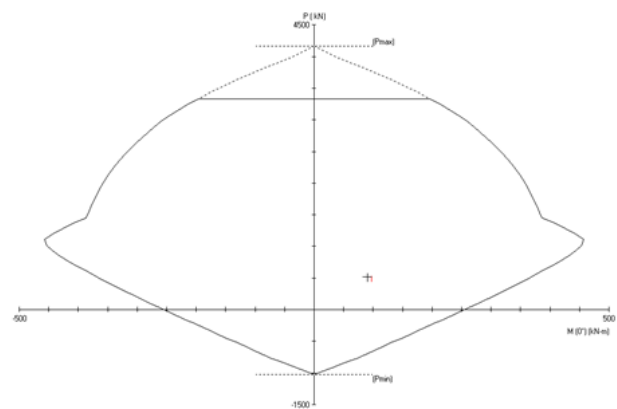
$$M_u = 9021,60 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 90,216 \text{ kN.m}$$

Selanjutnya, dilakukan perhitungan dengan menggunakan *software PCA Column* dan didapat hasil seperti pada **Gambar 20** dan **Gambar 21**.

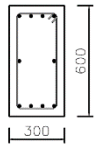


Gambarr 20 Konfigurasi Penulangan Sloof



Gambar 21. Diagram Interaksi Sloof

Dari hasil menggunakan *PCA Column* dengan dimensi sloof yang digunakan adalah 300 x 600 mm, didapatkan konfigurasi penulangan 10D19. Berdasarkan konfigurasi tersebut didapatkan rasio tulangan $\rho = 1,58\% = 0,0158$, sehingga nilai $0,01 < \rho < 0,06 \rightarrow 0,01 < 0,0158 < 0,06$ terpenuhi. Untuk detail tulangan sloof dapat dilihat pada **Gambar 22**.

TYPE	SLLOOF S1,S2,S3
POTONGAN	
DIMENSI	300 x 600
TUL. ATAS	4 D19
TUL. TENGAH	2 D19
TUL. BAWAH	4 D19
SENGKANG	Ø10-300

Gambar 22. Detail Sloof

4. KESIMPULAN

Berdasarkan hasil analisa yang telah dilakukan, dapat diambil kesimpulan yaitu Kontrol pendetailan untuk Balok SRPMK telah memenuhi persyaratan sesuai dengan Pasal 18.6 SNI 2847-2019, dan juga Kolom SRPMK telah memenuhi persyaratan sesuai dengan Pasal 18.7 SNI 2847-2019. Jadi struktur Gedung ini ini dapat menahan beban akibat gaya gempa yang terjadi. Dari hasil analisa, Pada HBK terkekang 4 balok maupun telah memenuhi persyaratan berdasarkan Pasal 18.8.4.1 SNI 2847-2019. Struktur gedung perkantoran DIRA ini dapat menahan gaya geser yang telah terjadi pada *joint* yang terkekang 4 balok dan 3 atau 2 balok. Kontrol *Strong Column Weak Beam* (SCWB) telah memenuhi persyaratan sesuai dengan Pasal 18.7.3.2 SNI 2847-2019. Rencana kolom kuat dengan kapasitas kolom lebih besar 1,2 kapasitas balok telah terpenuhi, sehingga jika terjadi gaya gempa keruntuhan bangunan akibat simpangan antar lantai telah diminimalkan.

6. DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional. (2019). "SNI 2847-2019 : Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung". *Jakarta: BSN*
- Badan Standarisasi Nasional. (2019). "SNI 1726-2019 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung". *Jakarta : BSN*
- Brawijaya, Ganteng. (2021). "Perencanaan Gedung Rusunawa 10 Lantai Di Kota Yogyakarta Dengan Struktur Beton Bertulang Menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)". *Surabaya : Universitas Wijaya Kusuma Surabaya*
- Dapertemen Pekerjaan Umum. (1987). "PPPURG 1987:Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung". *Jakarta : P.U.*
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan. (1971). "Peraturan Beton Bertulang Indonesia". *Bandung : DPMB*
- Fajar, Amaluddin. (2021). "Desain Struktur Dan Metode Pelaksanaan Gedung Perkuliahan Di Surabaya Menggunakan Balok Beton Pratekan". *Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember.*
- Hilario, J. Anson, & Soerjandani Priantoro Machmoed. (2023). "Perencanaan Struktur Gedung Hotel "Azona" Menggunakan Metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus Di Kota Yogyakarta". *axial, Jurnal Rekayasa dan Manajemen Konstruksi, Vol. 11, No. 1: 029-036.*
- Kurniawan, Sigit. (2022). "12 Desember 1992: Tsunami 36 meter landa Pulau Flores, 2.100 jiwa tewas". <URL: <https://elshinta.com/news/287476/2022/12/12/12-desember-1992-tsunami-36-meter-landa-pulau-flores-2100-jiwa-tewas>>.
- Suku, Y. L., Mikael W., Veronika M. R., Thomas A. A. S., Marselinus Y. N., Silvester M. S., & Ernesta A. A. (2022). "Optimalisasi Mitigasi Bahaya Gempa Bumi Melalui Penyuluhan Rumah Tahan Gempa Di Kelurahan Rewarangga Selatan Provinsi Nusa Tenggara Timur". *JMM (Jurnal Masyarakat Mandiri, Vol. 6, No. 2: 1030-1040.*
- Tiasmoro, Hendra & Soerjandani Priantoro Machmoed. (2021). "Perencanaan Gedung Apartemen Soedono 10 Lantai Dengan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa Menggunakan SRPMK". *axial, Jurnal Rekayasa dan Manajemen Konstruksi, Vol. 09, No. 1: 051-060.*
- Yuliana, Maria & Soerjandani Priantoro Machmoed. (2021). "Perencanaan Gedung Apartemen D'rini 10 Lantai Dengan Struktur Beton Ringan Bj 1760 Kg/M3 Bertulang Tahan Gempa Menggunakan SRPMK". *axial, Jurnal Rekayasa dan Manajemen Konstruksi, Vol. 09, No. 3: 163-172.*

PERENCANAAN STRUKTUR BETON BERTULANG GEDUNG PERKANTORAN DIRA 10 LANTAI DENGAN METODE SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS DI KABUPATEN ENDE

(Dimas Irawan, Soerjandani Priantoro Machmoed)

Halaman ini sengaja dikosongkan

Halaman ini sengaja dikosongkan