

BAB IV

HASIL ANALISIS

4.1 Data Perencanaan

Data - data perencanaan yang digunakan sebagai acuan dalam perancangan Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi didapat dari hasil studi lapangan kepada pihak kontraktor terkait. Data perencanaan tersebut dapat dilihat pada tabel berikut.

Nama Proyek	: Lanjutan Pembangunan GOR Terpadu Bekasi
Lokasi Proyek	: Jalan Jendral Ahmad Yani No.2 Marga Jaya, RT.004/RW.016, Kayuringin Jaya, Kec. Bekasi Sel., Kota Bks, Jawa Barat
Fungsi Bangunan	: Gelanggang Olahraga
Luas Lahan	: 1260 m ²
Luas Bangunan Total	: 5580 m ²
Jumlah Lantai	: 5 Lantai + 1 Lantai Rooftop
Panjang Bangunan	: 40 m
Lebar Bangunan	: 30 m
Tinggi Bangunan	: 29 m

4.2 Analisis Gedung Eksisting dan Justifikasi Perubahan

4.2.1 Kondisi Struktur Eksisting dan Permasalahannya

Struktur eksisting Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi direncanakan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) tanpa disertai elemen dinding geser (*shearwall*). Dalam sistem ini, seluruh gaya lateral akibat beban gempa dipikul sepenuhnya oleh rangka portal beton bertulang yang terdiri dari balok dan kolom. Evaluasi teknis terhadap sistem ini menggunakan analisis respons spektrum pada ETABS mengungkap sejumlah ketidakefektifan yang mendasar dari aspek struktur, seismik, dan ekonomi.

A. Kinerja Seismik yang Tidak Memenuhi Syarat SNI 1726:2019

Pada struktur eksisting yang menggunakan SRPM tanpa *shearwall*, hasil analisis menunjukkan bahwa gaya geser dasar dinamik (V_d) dari analisis

respons spektrum tidak memenuhi batas minimum terhadap gaya geser statik ekuivalen (V_s) sebagaimana disyaratkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4. Kondisi ini mengharuskan dilakukannya penskalaan gaya dan simpangan, yang secara implisit mengindikasikan bahwa kekakuan lateral sistem terlalu rendah untuk kondisi seismik lokasi bangunan (KDS D, *Site Class* SE, Bekasi).

Pada lokasi GOR Terpadu Bekasi dengan parameter seismik $S_s = 0,7962$ g, $S_1 = 0,3805$ g, dan kelas situs SE (tanah lunak), nilai faktor amplifikasi $F_v = 2,478$ menghasilkan $SD_1 = 0,630$ g. Nilai ini melampaui ambang batas yang menempatkan bangunan pada Kategori Desain Seismik (KDS) D — kategori tertinggi yang mensyaratkan penggunaan sistem struktur dengan tingkat daktilitas dan kekakuan yang paling ketat. Pada KDS D, SNI 1726:2019 Tabel 12 secara eksplisit melarang penggunaan SRPM beton bertulang murni tanpa sistem ganda: kolom E pada tabel tersebut menuliskan "TB (Tidak Boleh)" untuk sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) dan memberikan batasan tinggi ketat untuk sistem lainnya.

B. Simpangan Antar Lantai (*Drift*) Melampaui Batas

Tanpa kehadiran shearwall, kekakuan lateral struktur hanya bergantung pada kekakuan lentur balok-kolom. Untuk bangunan 7 lantai dengan tinggi total 29 m, sistem rangka murni menghasilkan simpangan antar lantai yang berlebihan, khususnya pada tingkat tengah (*Story* 3–5). Hal ini tidak hanya melanggar batas simpangan izin $\Delta_a = 0,015h_s^x$ (SNI Tabel 20, Kategori Risiko III), tetapi juga berpotensi merusak elemen non-struktural seperti partisi, dinding kaca, dan sistem mekanikal-elektrikal-plumbing (MEP) yang terpasang pada gedung GOR.

C. Ketidakefisienan Dimensi Elemen Struktur

Untuk memikul gaya lateral yang besar tanpa *shearwall*, kolom harus dirancang dengan dimensi yang jauh lebih besar agar memenuhi persyaratan kekakuan dan kuat lentur. Konsekuensinya, dimensi kolom menjadi tidak proporsional terhadap fungsinya sebagai pemikul beban gravitasi, sehingga

terjadi pemborosan material. Selain itu, ukuran balok juga harus diperbesar untuk memenuhi persyaratan rasio kekakuan balok-kolom (*Strong-Column Weak-Beam*), yang lebih lanjut meningkatkan berat sendiri struktur dan beban gempa rencana.

4.2.2 Justifikasi Teknis Penerapan Sistem Ganda (*Dual System*)

Redesain sistem struktur dari SRPM murni menjadi sistem ganda (*Dual System* Tabel 12 D.3 SNI 1726:2019) didasarkan pada tiga landasan teknis yang saling mendukung.

A. Kewajiban Regulasi SNI 1726:2019

SNI 1726:2019 Tabel 12 menetapkan bahwa pada KDS D, hanya sistem struktur tertentu yang diizinkan. Untuk bangunan GOR Terpadu Bekasi dengan KDS D ($I_e = 1,25$, Kategori Risiko III). Dengan tinggi bangunan 34 m mengingat ketidakpastian beban yang melekat pada bangunan publik penerapan sistem ganda D.3 (Dinding Geser Beton Bertulang Khusus + SRPMK) pada KDS D merupakan pilihan yang jauh lebih aman dan comply terhadap standar.

B. Persyaratan Sistem Ganda: Frame Mampu Memikul $\geq 25\%$ Gaya Seismik

SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1 mewajibkan bahwa dalam sistem ganda, rangka pemikul momen "harus mampu memikul paling sedikit 25% gaya seismik desain." Kata kunci di sini adalah "mampu" bukan "menerima." Ini merupakan persyaratan kapasitas independen, bukan distribusi aktual. Hasil verifikasi pada model redesain menunjukkan kapasitas rangka stand-alone $V_{\square, \text{frame}} = 35.890 \text{ kN}$, yang setara dengan 13,8 kali lipat syarat minimum $25\% \times V_t = 2.599 \text{ kN}$. Artinya, rangka SRPMK sudah jauh melampaui syarat sistem ganda, sementara distribusi gaya aktual proporsional terhadap kekakuan (SW 91%, frame 9%) adalah benar secara mekanika dan sesuai SNI Pasal 7.8.4.

C. Penempatan Shearwall Simetris untuk Meminimalkan Torsi

Empat panel dinding geser (W1, W2, W4, W10) ditempatkan secara simetris pada dua arah bangunan sehingga pusat kekakuan (CR) mendekati

pusat massa (CM). Konfigurasi ini meminimalkan eksentrisitas torsi yang merupakan sumber utama ketidakberaturan horizontal. Analisis ketidakberaturan torsi (Tipe 1a/1b SNI Tabel 13) pada model menunjukkan tidak ada torsi berlebih pada seluruh tingkat, sehingga faktor redundansi $p = 1,3$ yang diterapkan (akibat ketidakberaturan horizontal H.2 — sudut dalam) sudah merupakan nilai paling konservatif yang sesuai.

4.2.3 Dampak Perubahan Terhadap Beban Struktur

Penambahan shearwall dan perubahan sistem struktur membawa dampak langsung terhadap distribusi dan besarnya beban yang bekerja pada struktur.

A. Dampak terhadap Berat Sendiri Bangunan (Beban Gravitasi)

Penambahan 4 panel *shearwall* dimensi 450×6000 mm setinggi 29 m memberikan tambahan berat sendiri sebagaimana dirinci pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Tambahan Beban Gravitasi Akibat Penambahan Shearwall

Komponen Tambahan	Nilai	Keterangan
Volume 4 panel SW ($0,45 \times 6,0 \times 31,0 \times 4$)	334,8 m ³	Seluruh tinggi bangunan
Berat SW = $334,8 \times 24$ kN/m ³	8.035 kN	Beban mati tambahan
Berat W sendiri kolom K2 (700×700 , 7 lt)	~450 kN	4 kolom boundary SW
Total tambahan berat gravitasi	± 8.485 kN	$\approx 9,9\%$ dari W total = 85.920 kN

Peningkatan berat sendiri $\pm 9,9\%$ ini secara langsung meningkatkan berat seismik total (W), yang kemudian meningkatkan gaya geser dasar elastik. Namun demikian, peningkatan kekakuan akibat shearwall jauh lebih besar dari peningkatan beban, sehingga net effect-nya adalah penurunan drift yang signifikan.

B. Dampak terhadap Gaya Geser Dasar (*Base Shear*)

Perubahan dari SRPM murni ke sistem ganda mengubah parameter desain seismik yang dapat dilihat pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2 Perbandingan Gaya Geser Eksisting dengan Re-Desain

Parameter	Eksisting (SRPMK)	Redesain (Sistem Ganda)	Penjelasan
Faktor R	8	7	R lebih kecil → V lebih besar (lebih konservatif)
Cs (koefisien seismik)	0,0977	0,1098	Cs naik karena R turun
W total	~77.800 kN	85.920 kN	Naik +10,4% (SW + K2 tambahan)
$V_s = C_s \times W$	~7.602 kN	~9.433 kN	Naik ~24%
V_t RSP (ETABS)	$< V_s \rightarrow$ perlu skala	$10.397 \text{ kN} > V_s$	Tidak perlu penskalaan lagi
SF RSP (mm/s ²)	> 1.751 (perlu koreksi)	1.751,19 (tidak berubah)	SF final = $g \times I_e / R$

4.2.4 Dampak Perubahan Terhadap Biaya Konstruksi

Perubahan sistem struktur membawa implikasi biaya yang perlu dievaluasi secara menyeluruh, tidak hanya dari sisi penambahan biaya material shearwall, tetapi juga penghematan yang timbul dari optimalisasi dimensi elemen lain dan pengurangan risiko kegagalan struktur.

A. Tambahan Biaya Material Shearwall

Penambahan 4 panel shearwall ($t_w = 450 \text{ mm}$, $L_w = 6.000 \text{ mm}$, $H = 29 \text{ m}$) memerlukan material tambahan sebagai berikut:

Estimasi kebutuhan material dan biaya tambahan akibat penambahan shearwall dapat dilihat pada Tabel 4.3.

Tabel 4.3 Estunasi Biaya Tambahan Shearwall

Item Tambahan	Volume/Jumlah	Keterangan
Beton f'c 30 MPa (SW + K2 tambahan)	$\pm 370 \text{ m}^3$	SW = 335 m^3 , K2 = 35 m^3
Tulangan D13-200 dua lapis (SW)	$\pm 28 \text{ ton}$	$\rho = 0,30\%$, dua lapis arah X & Y
Tulangan K2 (16D25 $\times$ 4 kolom $\times$ 7 lt)	$\pm 3 \text{ ton}$	Boundary element shearwall
Bekisting dinding (2 sisi $\times$ 4 panel)	$\pm 1.488 \text{ m}^2$	Pekerjaan tambahan lapangan
Estimasi biaya tambahan	$\pm \text{Rp } 2,8 - 3,5 \text{ M}$	Harga satuan tahun 2024

B. Penghematan dari Optimalisasi Dimensi Kolom

Dengan kehadiran *shearwall* yang menyerap 91% gaya lateral, kolom K1 tidak perlu dirancang untuk memikul momen lateral besar secara mandiri. Pada struktur eksisting tanpa shearwall, kolom interior harus menggunakan dimensi lebih besar (estimasi $700 \times 700 \text{ mm}$ atau lebih) untuk memenuhi persyaratan Strong-Column Weak-Beam (SCWB) dan drift. Pada redesain, kolom K1 dapat direduksi menjadi $600 \times 600 \text{ mm}$ dengan tulangan 16D25 ($\rho = 2,18\%$). Penghematan material kolom diperkirakan mencapai $\pm \text{Rp } 1,2 - 1,8 \text{ M}$ dari seluruh 36 kolom interior (7 lantai).

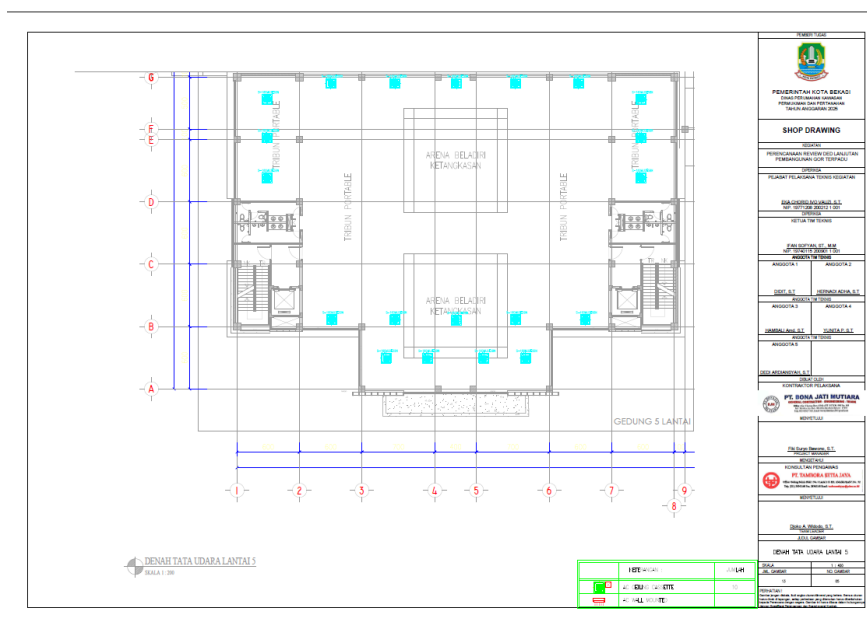
C. Nilai Ekonomis Jangka Panjang (*Life-Cycle Cost*)

Selain biaya konstruksi langsung, perubahan sistem ganda memberikan manfaat ekonomi jangka panjang yang signifikan melalui tiga mekanisme.

Pertama, pengurangan risiko kerusakan struktural akibat gempa: dengan sistem SRPM murni yang drift-nya melampaui batas, kerusakan elemen non-struktural pada setiap kejadian gempa menengah dapat mencapai 15–25% dari nilai bangunan. Sistem ganda mengurangi drift hingga 60–70%, secara proporsional mengurangi biaya perbaikan pasca-gempa. Kedua, pengurangan biaya pemeliharaan: *shearwall* beton bertulang tidak memerlukan perawatan khusus, berbeda dengan sistem rangka baja yang memerlukan pengecatan ulang, proteksi korosi, dan inspeksi sambungan berkala. Ketiga, nilai tambah dari kepatuhan regulasi: sertifikasi kelaikan gedung dan pemrosesan izin bangunan akan lebih lancar karena sistem ganda secara eksplisit memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 untuk KDS D.

4.2.5 Optimalisasi Sistem Tata Udara

Perubahan yang dilakukan pada perencanaan ulang terdapat pada ukuran rangka atap yang digunakan. Hal tersebut menjadi solusi dari permasalahan sulitnya pemasangan AC *cassette*. Sistem tata udara pada gedung eksisting memiliki persebaran yang kurang ideal sehingga mengakibatkan kurang meratanya suhu ruangan berdasarkan prinsip-prinsip yang digunakan. Berikut gambar denah pemasangan AC *cassette* pada gedung eksisting.



Gambar 4.1 Denah Pemasangan AC

Berikut adalah beberapa prinsip pemasangan AC yang biasa digunakan agar kinerja sistem tata udara optimal.

1. Pola Grid (Simetris dan Merata)

AC *cassette* umumnya disusun dalam pola *grid* (kotak) agar distribusi udara merata ke seluruh area. Karena AC *cassette* tipe 4-way meniup udara ke empat arah, pola ini paling efektif untuk menghindari area yang terlalu dingin atau terlalu panas. Berikut perhitungan pendukung :

- a. *Throw* udara AC *cassette* 4-way: 3 – 5 meter ke setiap arah (tergantung kapasitas dan fan speed)

- b. Cakupan efektif:

2 PK $\rightarrow \pm 25\text{--}35 \text{ m}^2$

3 PK $\rightarrow \pm 40\text{--}50 \text{ m}^2$

- c. Dengan *throw* $\pm 4 \text{ m}$, maka jarak antar unit ideal $\approx$

$2 \times \text{throw overlap} \rightarrow 6 - 8 \text{ m}$

2. Menghindari *Dead Zone* (Area Tidak Terlayani)

Dead zone adalah area yang tidak terkena aliran udara langsung, biasanya terjadi di sudut ruangan, area di balik kolom/partisi, jarak terlalu jauh dari unit. Berikut data pendukung dari prinsip tersebut:

- a. Standar kenyamanan menurut ASHRAE:

Kecepatan udara nyaman di zona okupansi: 0.15 – 0.5 m/s

Jika jarak terlalu jauh dari unit, kecepatan udara bisa turun $< 0.1 \text{ m/s}$

$\rightarrow$ terasa pengap

- b. Solusi desain:

Tambah unit

Atur ulang *grid*

Hindari jarak $> 8\text{--}10 \text{ m}$ tanpa *overlap*

3. Menghindari *Overcooling* (Distribusi Tidak Seimbang)

Overcooling terjadi jika unit terlalu berdekatan atau terlalu besar kapasitasnya sehingga area tertentu jadi terlalu dingin. Berikut data pendukung untuk prinsip tersebut:

- a. Temperatur nyaman ruang (ASHRAE Standard 55): 23 – 26°C

untuk ruang ber-AC

- b. Jika supply udara terlalu terkonsentrasi:

Bisa terjadi suhu lokal $<22^{\circ}\text{C}$

Draft udara $>0.8 \text{ m/s} \rightarrow$ tidak nyaman

- c. Jarak minimum antar unit: $\geq 5 \text{ m}$

4.2.6 Simpulan Analisis Efektivitas dan Justifikasi Perubahan

Berdasarkan uraian di atas, perubahan sistem struktur dari SRPM murni menjadi sistem ganda (DSBK + SRPMK) pada GOR Terpadu Bekasi dapat dijustifikasi secara komprehensif melalui empat dimensi yang saling mendukung:

- A. Kinerja seismik: Penambahan *shearwall* meningkatkan kekakuan lateral, menghilangkan seluruh pelanggaran drift pada 6 tingkat, dan menghapus kebutuhan penskalaan SF RSP.
- B. Keandalan struktur: Sistem ganda menyediakan dua jalur pemikul gaya lateral yang independen (*shearwall* dan rangka), sehingga kegagalan satu elemen tidak serta-merta mengakibatkan keruntuhan progressif.
- C. Ekonomi: Kenaikan biaya konstruksi awal yang minimal ($\pm 0,5\text{--}1,0\%$) tidak sebanding dengan nilai manfaat jangka panjang yang mencakup pengurangan risiko kerusakan pasca-gempa, kepatuhan regulasi, dan keandalan aset bangunan publik.

Perubahan ini sepenuhnya sejalan dengan prinsip *Value Engineering* (VE) yang menjadi kerangka penelitian ini: fungsi yang dibutuhkan (keamanan seismik dan kepatuhan regulasi) dicapai dengan biaya yang paling efisien sepanjang siklus hidup bangunan, bukan sekadar biaya konstruksi awal yang paling murah.

4.3 Preliminary Design

Pada tahap preliminary dilakukan perencanaan awal dimensi elemen struktur gedung dengan berpedoman pada SNI 2847:2019 yang mengatur persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung beserta penjelasannya.

4.3.1 Preliminary Balok

Spesifikasi material balok yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Spesifikasi material balok

Struktur	f_c (Mpa)	E (Mpa)	f_Y (Mpa)
Balok			
Balok Induk	30	25743	420
Balok Anak	30	25743	420

Analisa :

L : 7000 mm

Selimut : 40 mm

Syarat menerus satu sisi,

$$h = \frac{L}{18.5} = \frac{7000}{18.5} = 378.378 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

Syarat 1 : $\geq 4d$ OK!

Syarat 2 : $\geq 0.3 h$ OK!

Syarat 3 : $\geq 200 \text{ mm}$ OK!

Syarat 4 : $< c2$ OK!

Syarat 5 : $< 0.75 c1$ OK!

Tipe dan dimensi balok hasil perencanaan awal (preliminary design) dapat dilihat pada Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Tipe dan Dimensi Balok

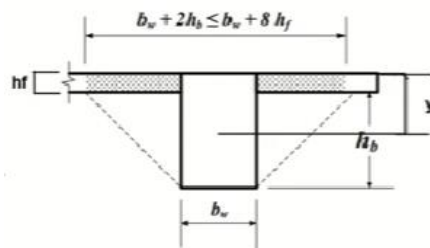
Tipe Balok	Bentang (L)	Hmin1	Hmin2	Hpakai	Bmin1	Bmin2	Bpakai
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
B1	7000	378.378	583.3333	600	180	250	400
B1 (2)	6000	324.324	500	600	180	250	400
B2	4000	190.476	333.3333	500	150	250	300
BA1	7000	378.378	388.8889	400	120	200	200
BA2	6000	324.324	333.3333	400	120	200	200
BA3	4000	190.476	222.2222	400	120	200	200
BL1	6000	375.000	333.3333	400	120	200	250
BL2	2800	175.000	155.5556	400	120	200	250

4.3.2 Preliminary Plat Lantai

Spesifikasi material pelat lantai yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Spesifikasi Material Plat Lantai

Struktur	f_c (Mpa)	E (Mpa)	f_Y (Mpa)
Plat Lantai			
Plat Lantai	30	25743	420



Gambar 4.2 Detail Analisa Dimensi Plat Lantai

Analisa :

Tebal (h_f) : 130 mm

Balok : 400 x 200 mm

b_w : 250 mm

h_b : 400 – 130 = 270 mm

b_e : $b_w + 2h_b < b_w + 8h_f$

b_e : 790 mm < 1290 mm

b_e pakai : 1000 mm

Titik Berat :

Luas Sayap : $h_f \times b_e = 130000$ mm² y_1 : 86.956 mm

Luas Badan : $b_w \times h_b = 100000$ mm² y_2 : 113.04 mm

Total : 230000 mm²

Titik Berat Penampang (y) =

$$\frac{(\text{Luas sayap} \times \text{Titik berat bidang 1}) + (\text{Luas badan} \times \text{Titik berat bidang 2})}{\text{Luas Total Bidang 1 dan Bidang 2}}$$

$$= \frac{(130000 \times 65) + (100000 \times 130 + \frac{270}{2})}{270} = 151.956 \approx 152 \text{ mm}$$

$$I_b = \left(\frac{1}{12} \times b h^3 + A y^2 \right) + \left(\frac{1}{12} \times b w \times h b^3 + A y^2 \right) = 2854015399$$

$$I_s = \frac{1}{12} \times l y \times h f^3 = 595020833.3 \text{ mm}$$

$$a_{fs} = \frac{E b \times I_b}{E b \times I_s} = 4.796 \text{ mm}$$

$$I_i = \frac{1}{12} \times l x \times h f^3 = 503479166.7 \text{ mm}$$

$$a_{fi} = \frac{E b \times I_b}{E b \times I_s} = 5.668 \text{ mm}$$

$$a_{fm} = \frac{a_{fs} + a_{fi}}{2} = 5.232 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{3500 - 250}{3000 - 250} = 1.818 \text{ mm}$$

Karena a_{fm} hitung (5.232) > dari 2 maka tebal plat minimum h adalah :

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 9\beta} = 117.58 \text{ mm} \quad \text{Digunakan } 130 \text{ mm}$$

4.3.3 Preliminary Kolom

Spesifikasi material kolom yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Spesifikasi Material Kolom

Struktur	f_c (Mpa)	E (Mpa)	f_Y (Mpa)
Kolom			
Kolom	30	25743	420

Analisa :

Bentang Balok: 7000 mm

Tinggi Kolom : 6000 mm

h Balok : 600 mm

b Balok : 400 mm

Untuk mencari dimensi kolom dalam perencanaan ini disesuaikan dengan SNI

2847-2019 Pasal 18.7.2 dengan persamaan sebagai berikut:

$$\frac{1}{12} \times \frac{b}{L_{kolom}} \times h^3 \geq \frac{1}{12} \times \frac{b}{L_{kolom}} \times h^3$$

$$\frac{1}{12} \times \frac{b}{6000} \times h^3 \geq \frac{1}{12} \times \frac{400}{7000} \times 600^3$$

$$h^4 \geq 10285710.428 \text{ mm}$$

$$h \geq 318.460$$

Digunakan : K1 (600 x 600 mm)

K2 (700 x 700 mm)

Syarat 1 : $\geq 300 \text{ mm}$ OK!

Syarat 2 : Rasio $x/y > 0.4$ OK!

4.3.4 Preliminary Tangga

Spesifikasi material tangga yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Spesifikasi Material Tangga

Struktur	f_c (Mpa)	E (Mpa)	f_Y (Mpa)
Tangga			
Anak Tangga	30	25743	420
Plat Tangga	30	25743	420
Plat Bordes	30	25743	420

Analisa :

L Ruang Tangga : 5775 mm

Optrade : 165 mm

Antrade : 300 mm

Jumlah Anak Tannga : 14 mm

Syarat Tangga : $2 \times \text{optrade} + \text{antrade} = 590 \text{ mm} \leq 650 \text{ mm}$

Cek : $2 \times 165 + 300 = 630 \text{ mm}$ OK!

4.3.5 Preliminary Tie Beam

Spesifikasi material tie beam yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Spesifikasi Material Tie Beam

Struktur	f_c (Mpa)	E (Mpa)	f_Y (Mpa)
Tie Beam			
Tie Beam	30	25743	420

Analisa :

SDS : 0.6704 g

Ie : 1.25 (Faktor keutamaan kategori resiko III)

Pu kolom : 3.514 kN

F_{tie} : $0.1 \times \text{SDS} \times \text{Ie} \times \text{Pu} = 294.473 \text{ kN}$ (Gaya aksial rencana tie beam)

SNI Ps.7.6.1

Kapasitas Aksial Nominal digunakan 500 x 300 mm,

$A_g = 500 \times 300 = 150000 \text{ mm}^2$

$A_{st_min} (p=1\%) = 0.01 \times 150000 = 1500 \text{ mm}^2$ (SNI Ps.18.6.3)

$$\begin{aligned}
 P_n &= 0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \\
 &= 0.85 \times 30 \times (150000 - 1500) + 420 \times 1500 \\
 &= 4416.8 \text{ kN (Kapasitas Nominal)} \\
 \phi P_n &= 0.65 \times 4416.8 = 2870.9 \text{ kN (Elemen tekan)} \\
 \text{Syarat } F_{tie} < \phi P_n &= 294.473 \text{ kN} < 2870.9 \text{ kN} \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

4.3.6 Preliminary Shearwall

Spesifikasi material shearwall yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Spesifikasi Material Shearwall

Struktur	f_c (Mpa)	E (Mpa)	f_y (Mpa)
Shearwall			
Shearwall	30	25743	420

Geometri *Shearwall* :

Tebal dinding (w) : 450mm

Panjang dinding (L_w) : 6000mm

Tinggi per lantai (h_w) : 6000mm

Rasio h_w/l_w : 1 (<2 dikategorikan dinding pendek atau *squat wall*)

Jumlah panel : 5

Kontrol persyaratan minimum SNI 2847:2019

Hasil kontrol pemenuhan persyaratan minimum dinding geser terhadap SNI 2847:2019 dapat dilihat pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10 Kontrol Persyaratan SNI Untuk Shearwall

Persyaratan	Pasal SNI	Minimum	Digunakan	Status
Tebal min. dinding	Ps. 11.3.1.1	$t_w \geq 150 \text{ mm}$	$t_w = 400 \text{ mm}$	OK ✓
Tebal min. vs tinggi tak tertumpu	Ps. 11.3.1.3	$t_w \geq l_c/25 = 5000/25 = 200 \text{ mm}$	$t_w = 400 \text{ mm}$	OK ✓
Luas min. tulangan horizontal	Ps. 11.6.1	$\rho_t \geq 0,0025$	Ditentukan pd desain	—

Persyaratan	Pasal SNI	Minimum	Digunakan	Status
Luas min. tulangan vertikal	Ps. 11.6.1	$\rho_l \geq 0,0025$	Ditentukan pd desain	—
Dinding khusus (hw/Lw < 2)	Ps. 18.10	$\alpha_c = 0,25\sqrt{f_c'}$	hw/lw = 0,833	OK ✓
KDS D – dinding khusus wajib	Tabel 12 D.3	Dinding geser khusus	SW = dinding khusus	OK ✓

Kapasitas Geser Nominal

$$A_{cv} = t_w \times L_w = 450 \times 6000 = 2700000 \text{ mm}^2$$

$$A_c = h_w/l_w < 1.5 = 0.25 \text{ (SNI Ps. 11.5.4.3)}$$

$$\rho_t \text{ min} = 0.0025 \text{ (SNI Ps. 11.6.1)}$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f_c'} + \rho_t \cdot f_y) \\ &= 2700000 \times (0,25 \times \sqrt{30} + 0,0025 \times 420) / 1000 \\ &= 6532.13 \text{ kN (per panel shearwall)} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 6532.13 = 4899.1 \text{ kN (Kapasitas Desain)}$$

4.4 Pembebanan

Pembebanan merupakan tahapan utama dalam proses analisis dan perencanaan struktur karena seluruh elemen bangunan dirancang berdasarkan besarnya beban yang bekerja selama umur layan bangunan. Pada perencanaan Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi, pembebanan dilakukan dengan mengacu pada ketentuan Badan Standardisasi Nasional dalam SNI 1727:2020 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain serta SNI 1726:2019 mengenai tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

Beban yang diperhitungkan pada struktur meliputi beban mati (dead load), beban hidup (live load), beban atap, beban angin, serta beban gempa yang dianalisis menggunakan metode respons spektrum. Seluruh pembebanan dimodelkan pada

software ETABS untuk memperoleh respons struktur berupa gaya dalam, displacement, drift, dan reaksi perletakan yang digunakan sebagai dasar dalam desain elemen struktur.

Selain itu, proses pembebanan juga mempertimbangkan kondisi aktual fungsi bangunan sebagai gedung olahraga yang memiliki bentang lebar dan aktivitas pengguna yang tinggi sehingga diperlukan evaluasi struktur terhadap kombinasi pembebanan gravitasi dan lateral secara menyeluruh. Kombinasi pembebanan yang digunakan mengacu pada ketentuan LRFD sesuai standar perencanaan yang berlaku agar struktur memiliki tingkat keamanan, kekuatan, dan stabilitas yang memadai terhadap seluruh kondisi pembebanan yang mungkin terjadi.

4.4.1 Beban Mati

Beban mati terdiri atas dua jenis, yaitu berat sendiri struktur dan beban mati tambahan (*super imposed dead load*). Berat sendiri struktur secara otomatis telah diperhitungkan melalui program ETABS, sedangkan beban mati tambahan (SIDL) merupakan beban merata yang bekerja pada elemen pelat dan dinding. Beban mati tambahan tersebut kemudian digunakan sebagai bagian dari perhitungan dalam perencanaan struktur dengan rincian sebagai berikut.

1. Plat Lantai

Perhitungan beban mati tambahan (superimposed dead load) pada pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 SIDL Plat Lantai

No	Komponen	Berat		Tebal	Q (kN / m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Partisi				0.72
2	Keramik	17	kg/m ²		0.16677
3	Spesi 3 cm	2100	kg/m ²	0.03	0.61803
4	Pasir 5 cm	1600	kg/m ²	0.05	0.7848
5	MEP				0.3
6	Plafon	9	kg/m ²		0.08829
7	Rangka Plafon	5	kg/m ²		0.04905
Total					2.72694

2. Plat Atap

Perhitungan beban mati tambahan pada pelat atap dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12 SIDL Plat Atap

No	Komponen	Berat		Tebal	Q (kN / m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Spesi 3 cm	2100	kg/m ²	0.03	0.61803
2	Waterproof 2cm	2100	kg/m ²	0.02	0.41202
3	MEP				0.3
4	Plafon	9	kg/m ²		0.08829
5	Rangka Plafon	5	kg/m ²		0.04905
Total					1.46739

3. Plat Tangga

Perhitungan beban mati tambahan pada pelat tangga dapat dilihat pada Tabel 4.13.

Tabel 4.13 SIDL Plat Tangga

No	Komponen	Berat		Tebal	Q (kN / m ²)
		Nilai	Satuan		
1	Anak tangga	2400	kg/m ²	0.0825	1.94238
2	keramik	17	kg/m ²		0.16677
3	spesi 3cm	2100	kg/m ²	0.03	0.61803
4	pasir 5cm	1600	kg/m ²	0.05	0.7848
Total					3.51198

4. Plat Bordes

Perhitungan beban mati tambahan pada pelat bordes dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14 SIDL Plat Bordes

No	Komponen	Berat		Tebal	Q (kN / m ²)
		Nilai	Satuan		
1	keramik	17	kg/m ²		0.16677
2	spesi 3cm	2100	kg/m ²	0.03	0.61803
3	pasir 5cm	1600	kg/m ²	0.05	0.7848
Total					1.5696

5. Rangka Atap

Perhitungan beban mati tambahan pada rangka atap dapat dilihat pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15 SIDL Rangka Atap

No	Komponen	Berat		Luas / Panjang	Q (kN / m)
		Nilai	Satuan		
1	Penutup	5.2	kg/m	6	31.2
2	Gording	5.25	kg/m	6	31.5
Total					0.615087

4.4.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang timbul akibat aktivitas dan penggunaan bangunan oleh penghuni maupun peralatan di dalamnya. Beban ini tidak mencakup berat sendiri struktur, beban mati tambahan, maupun beban yang disebabkan oleh pengaruh alam seperti gempa bumi. Dalam perencanaan struktur ini, analisis beban hidup dilakukan dengan ketentuan sebagai berikut.

- Beban Hidup Ruang = 4.79 kN/m²
- Beban Hidup Plat Tangga = 4.79 kN/m²
- Beban Hidup Plat Bordes = 4.79 kN/m²
- Beban Hidup Atap = 0.96 kN/m²

4.4.3 Beban Lingkungan

Beban lingkungan merupakan beban yang timbul akibat pengaruh kondisi alam terhadap struktur bangunan selama masa layan. Dalam perencanaan Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi, beban lingkungan menjadi salah satu aspek penting karena dapat mempengaruhi stabilitas, kekuatan, dan kenyamanan struktur, terutama terhadap beban lateral yang bekerja pada bangunan. Beban lingkungan yang diperhitungkan dalam perencanaan ini meliputi beban angin dan beban gempa yang dianalisis berdasarkan kondisi wilayah serta karakteristik struktur bangunan.

Penentuan parameter beban lingkungan dilakukan dengan mengacu pada ketentuan Badan Standardisasi Nasional dalam SNI 1726:2019 dan SNI 1727:2020. Selain itu, data kondisi lingkungan seperti kecepatan angin dan parameter seismik wilayah diperoleh berdasarkan data resmi Badan Meteorologi, Klimatologi, dan Geofisika serta peta hazard gempa Indonesia. Beban lingkungan tersebut kemudian

dimodelkan pada *software* ETABS untuk mengetahui respons struktur terhadap pengaruh gaya lateral yang bekerja pada bangunan. Berikut beban yang direncanakan pada desain:

- a. Beban angin (SNI 1727-2020) = 0,77 kN/m² (dinding)
= 0,38 kN/m² (atap)
- b. Beban air hujan (SNI 1727-2020) = $40-0,8*\alpha \dots \text{kg/m}^2$
= Minimum Beban Hujan 20 kg/m²

4.4.4 Beban Gempa

Pada perencanaan Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi, analisis gempa dilakukan berdasarkan ketentuan Badan Standardisasi Nasional dalam SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung. Parameter gempa diperoleh berdasarkan data spektrum respons desain sesuai lokasi bangunan dan kondisi tanah setempat. Analisis struktur terhadap beban gempa dilakukan menggunakan metode respons spektrum pada *software* ETABS untuk memperoleh respons struktur berupa gaya geser dasar (*base shear*), *displacement*, *drift*, serta gaya dalam pada elemen struktur.

Dalam proses redesain ini juga dilakukan optimalisasi sistem struktur dengan penerapan sistem ganda (*dual system*) melalui penambahan *shearwall* untuk meningkatkan kekakuan lateral bangunan. Penggunaan *shearwall* diharapkan mampu mengurangi simpangan antar lantai dan meningkatkan performa struktur terhadap pengaruh beban gempa sehingga bangunan memenuhi persyaratan keamanan dan kinerja struktur sesuai standar yang berlaku.

Tahapan analisis untuk menentukan gaya gempa adalah sebagai berikut:

1. Menentukan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Kategori resiko: kategori III (berdasarkan Tabel 4.16 berikut)

Tabel 4.16 Kategori Resiko Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap	I

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk antara lain : – Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan – Fasilitas sementara – Gudang penyimpanan – Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV termasuk, tapi tidak dibatasi untuk : – Perumahan – Rumah toko dan rumah kantor – Pasar – Gedung perkantoran – Gedung apartemen/rumah susun – Pusat pembelanjaan/mall – Bangunan industry – Fasilitas manufaktur – Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk : – Bioskop – Gedung pertemuan – Stadion – Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat – Fasilitas penitipan anak – Penjara – Bangunan untuk orang jompo	III

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan misal terhadap kehisupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk : – Pusat pembangkit listrik biasa – Fasilitas penanganan air – Fasilitas penanganan limbah – Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang diisyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran	
Gedung dan non gedung yang ditunjukan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : – Bangunan bangunan monumental – Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan – Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat – Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat – Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, angin badai dan tempat perlindungan darurat lainnya	IV

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
– Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat – Pusat pembangkit energy dan fasilitas public lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat – Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang diisyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam kategori risiko IV.	

2. Faktor Keutamaan Gempa

Menurut SNI 1726-2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, bangunan ini termasuk kedalam kategori resiko III, sehingga didapat faktor keutamaan gempa (I_e) adalah 1,25.

Faktor keutamaan gempa (I_e) yang sesuai dengan kategori risiko bangunan dapat dilihat pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1.00
III	1.25
IV	1.50

3. Jenis Tanah

Sesuai dengan yang disebutkan dalam SNI:1726-2019, “profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai dengan Tabel X.X dan pasal 5.3 SNI:1726-2019, berdasarkan profil tanah lapisan 30 meter paling atas”.

Hasil penyelidikan tanah dengan metode Bor Log berhenti pada kedalaman 26,0 m karena mesin sudah tidak mampu melakukan penetrasi lebih dalam. Pada kondisi seperti ini, tanah dibawahnya dianggap memiliki kepadatan yang sama. Adapun data hasil pengeboran BH01 yang digunakan dalam klasifikasi tanah dapat dilihat pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Bor BH01

Depth	Diff	N-Blow	d/N
2	2	10	0.20000
4	2	8	0.25000
6	2	7	0.28571
8	2	10	0.20000
10	2	38	0.05263
12	2	20	0.10000
14	2	24	0.08333
16	2	5	0.40000
18	2	6	0.33333
20	2	8	0.25000
22	2	13	0.15385
24	2	19	0.10526
26	2	60	0.03333
28	2	60	0.03333
30	2	60	0.03333
$\sum d =$	30	$\sum d/N =$	2.51412
N-SPT =			11.93260

Klasifikasi kelas situs berdasarkan nilai N-SPT sesuai SNI 1726:2019 dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	Vs (m/detik)	N atau Nch	Su (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar Air, $w > 40\%$,		

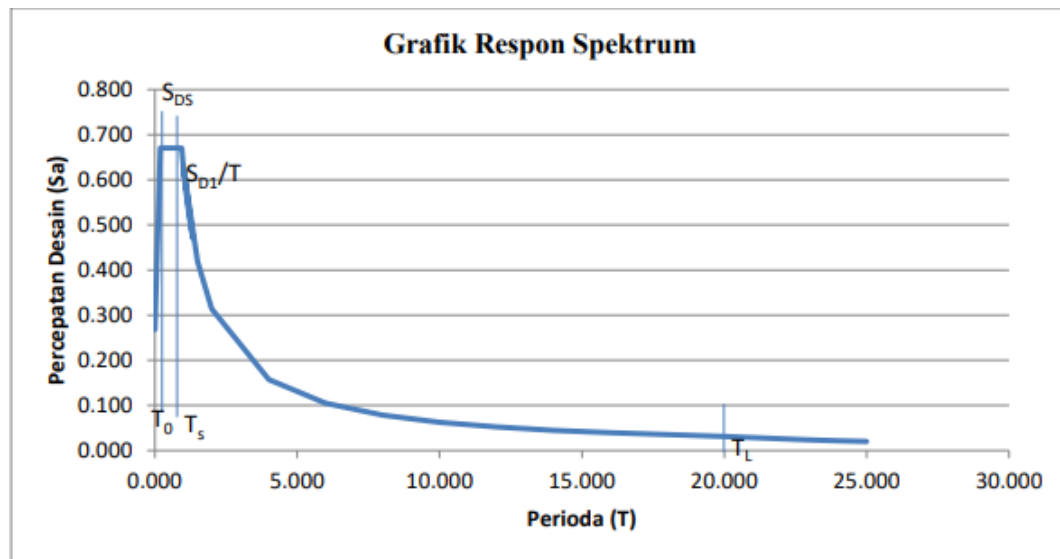
	3. Kuat Geser Niralir $S_u < 25\text{kPa}$
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3\text{m}$)

Berdasarkan hasil perhitungan klasifikasi situs di atas dan data pada Tabel X.X Klaisikasi Situs, maka tanah termasuk kelas situs SE (Tanah Lunak).

4. Mencari nilai S_s , S_1 , f_a , f_v , dan Parameter Percepatan Spektral Desain
Beberapa parameter S_s , S_1 , f_a , f_v , diperoleh dari Peta Gempa Terbitan Tahun 2021. Berikut parameter-parameter yang diperoleh untuk kebutuhan desain *spectra* dengan koordinat -6.2367823504818505, 106.99157945713898 :

S_s	= 0.7962
S_1	= 0.3805
F_a	= 1.263
F_v	= 2.578
S_{ds}	= 0.67
S_{d1}	= 0.63
T_0	= 0.19
T_s	= 0.93
T_L	= 20

Data tersebut diambil dari grafik respon spektrum yang dapat dilihat pada gambar 4.3.



Gambar 4.3 Grafik Respons Spektrum Koordinat

Nilai periode (T) dan percepatan spektral desain (Sa) hasil pembentukan kurva respons spektrum dapat dilihat pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20 Periode dan Sa

No.	T	Sa	No.	T	Sa
1	0.000	0.268	20	21.000	0.029
2	0.188	0.670	21	21.500	0.027
3	0.938	0.670	22	22.000	0.026
4	1.038	0.606	23	22.500	0.025
5	1.138	0.553	24	23.000	0.024
6	1.238	0.508	25	24.000	0.022
7	1.338	0.470	26	25.000	0.020
8	1.000	0.629	27		
9	1.500	0.419	28		
10	2.000	0.314	29		
11	4.000	0.157	30		
12	6.000	0.105	31		
13	8.000	0.079	32		
14	10.000	0.063	33		
15	12.000	0.052	34		
16	14.000	0.045	35		
17	16.000	0.039	36		
18	20.000	0.031	37		
19	20.500	0.030	38		

5. Kategori Desain Seismik

Faktor Reduksi Gempa (R) :

Penentuan kategori desain seismik (KDS) berdasarkan parameter percepatan respons spektral periode pendek (SDS) dapat dilihat pada Tabel 4.21.

Tabel 4.21 Kategori Desain Seismik – Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 < S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 < S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 < S_{DS}$	D	D

Penentuan kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan respons spektral periode 1 detik (SD1) dapat dilihat pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22 Kategori Desain Seismik – Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 < S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 < S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 < S_{D1}$	D	D

Tingkat risiko kegempaan berdasarkan kategori desain seismik dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Tingkat Rasio Gempa

Code	Tingkat Resiko Kegempaan (SNI 2847-201X)		
	Rendah	Menengah	Tinggi
RSNI 1726-201X	KDS A,B	KDS C	KDS D,E, F

SRPMB/M/K
SDSB/K

↑

SRPMM/K
SDSB/K

↑

SRPMK
SDSK

↑

Sistem struktur : Sistem Ganda (DSBK + SRPMK), (R=7)

Nilai faktor modifikasi respons (R), faktor kuat-lebih sistem (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (Cd) untuk sistem ganda dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24 Faktor R, Cd, dan Ω_0 untuk sistem pemikul gaya seismik (lanjutan)

D. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan								
1. Rangka baja dengan bresing eksentris	8	$2\frac{1}{2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus	7	$2\frac{1}{2}$	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	$2\frac{1}{2}$	4	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TB	TB	TB
7. Dinding geser pelat baja dan beton komposit	$7\frac{1}{2}$	$2\frac{1}{2}$	6	TB	TB	TB	TB	TB
8. Dinding geser baja dan beton komposit khusus	7	$2\frac{1}{2}$	6	TB	TB	TB	TB	TB
9. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	6	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TI	TI	TI
10. Dinding geser batu bata bertulang khusus	$5\frac{1}{2}$	3	5	TB	TB	TB	TB	TB
11. Dinding geser batu bata bertulang menengah	4	3	$3\frac{1}{2}$	TB	TB	TI	TI	TI
12. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	$2\frac{1}{2}$	5	TB	TB	TB	TB	TB
13. Dinding geser pelat baja khusus	8	$2\frac{1}{2}$	$6\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB

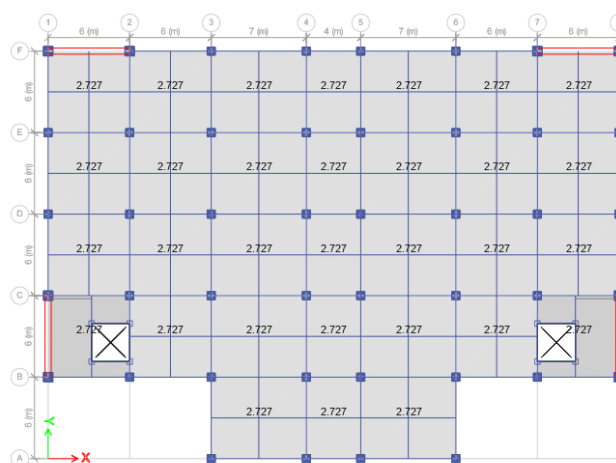
Maka dapat dihitung untuk mencari nilai scale factor adalah sebagai berikut:

Scale factor untuk arah x maupun y = $g \cdot I_e / R = 9.80665 \times 1,25 / 7 = 1751.19$

4.5 Aplikasi Beban

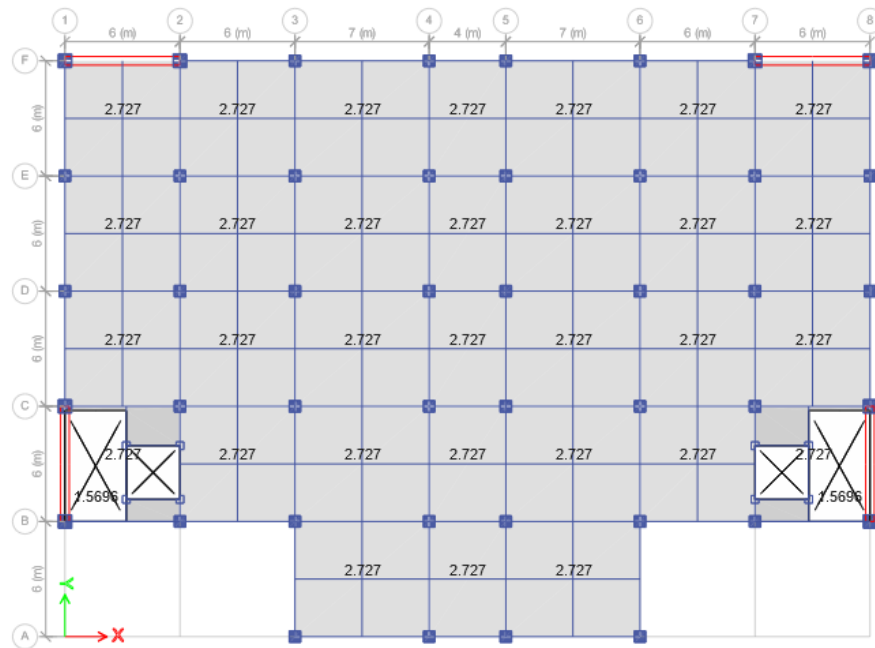
4.5.1 Aplikasi Beban Mati Tambahan (SIDL)

Aplikasi SIDL Lantai 1 dapat dilihat pada gambar 4.4.



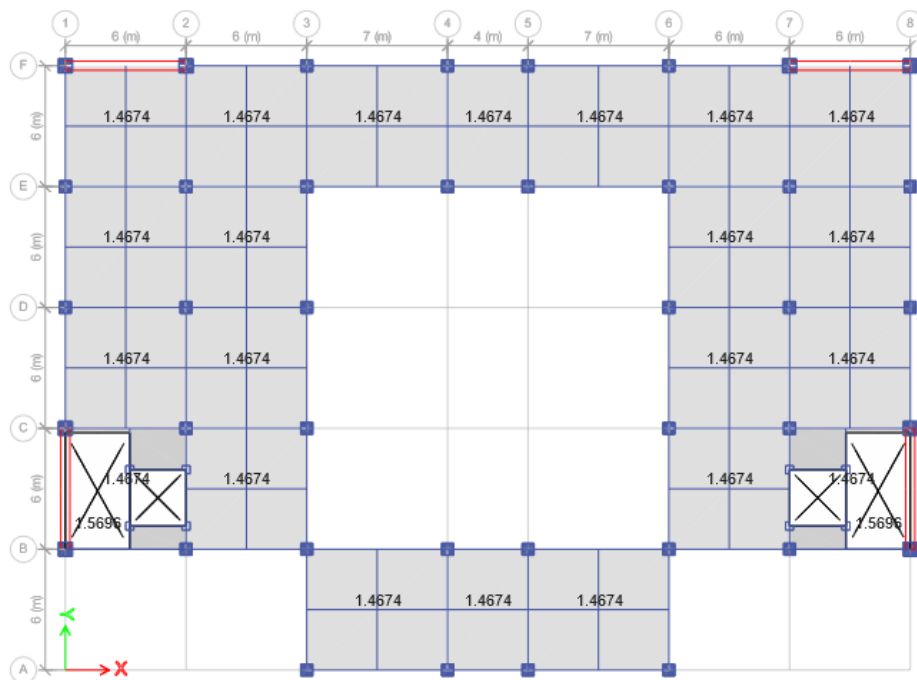
Gambar 4.4 Aplikasi SIDL Lantai 1 (kN/m²)

Aplikasi SIDL Lantai 2-5 dapat dilihat pada gambar 4.5.



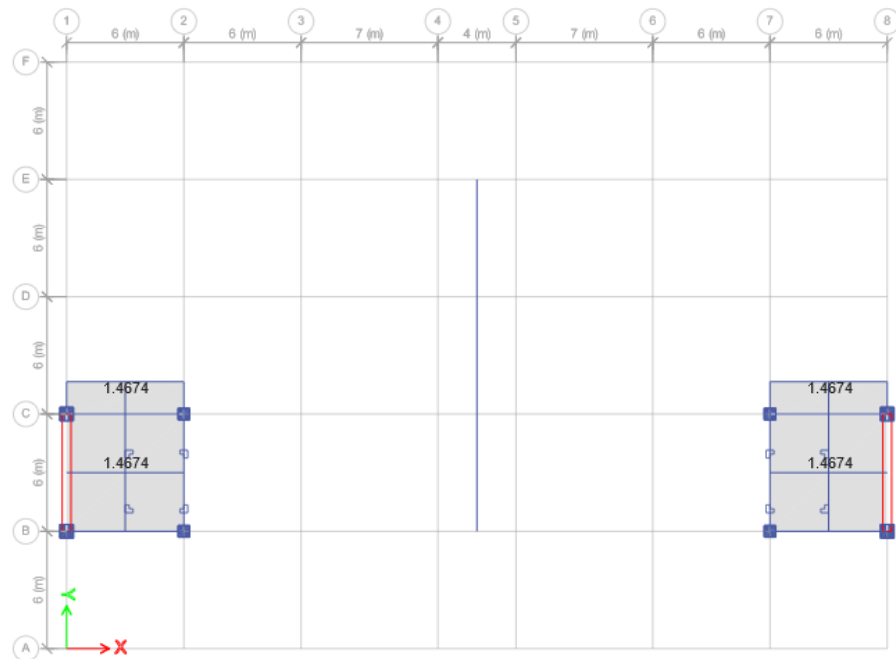
Gambar 4.5 Aplikasi SIDL Lantai 2-5 (kN/m^2)

Aplikasi SIDL Lantai *Rooftop* dapat dilihat pada gambar 4.6.



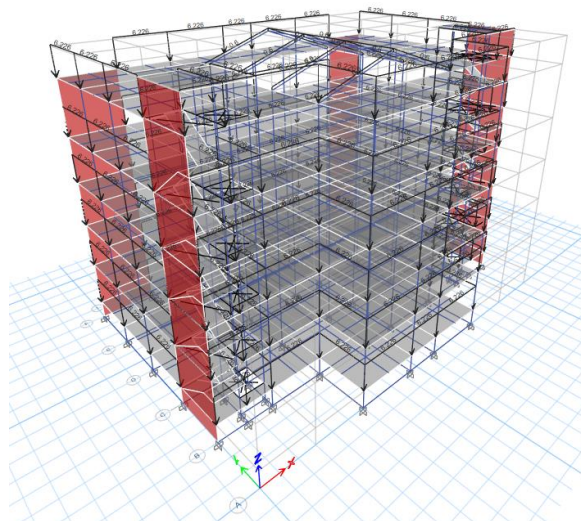
Gambar 4.6 Aplikasi SIDL Lantai Rooftop (kN/m^2)

Aplikasi SIDL atap rumah tangga dapat dilihat pada gambar 4.7.



Gambar 4.7 Aplikasi SIDL Atap Rumah Tangga (kN/m^2)

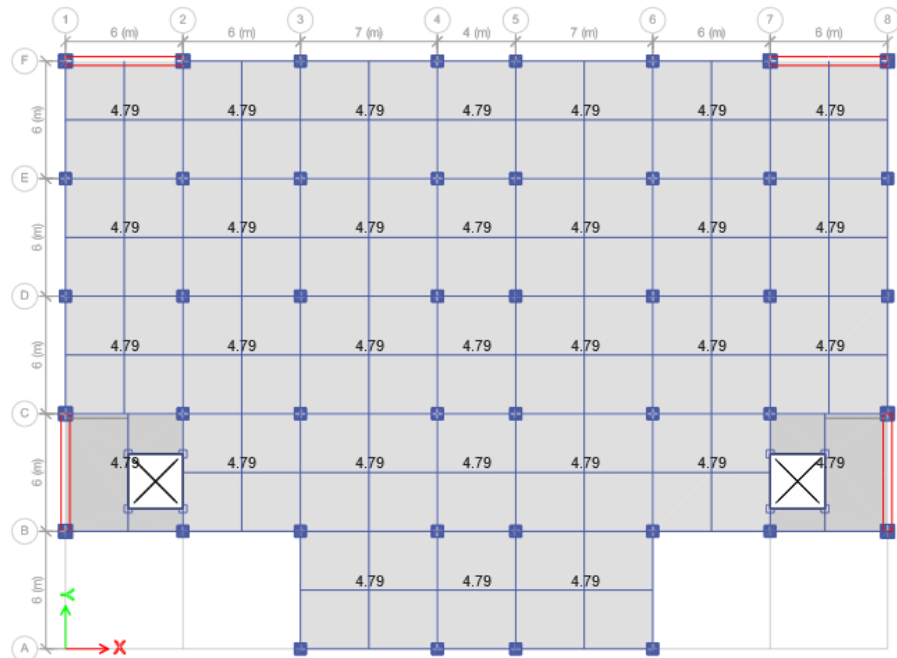
Aplikasi SIDL *frame* dapat dilihat pada gambar 4.8.



Gambar 4.8 Aplikasi SIDL Frame (kN/m)

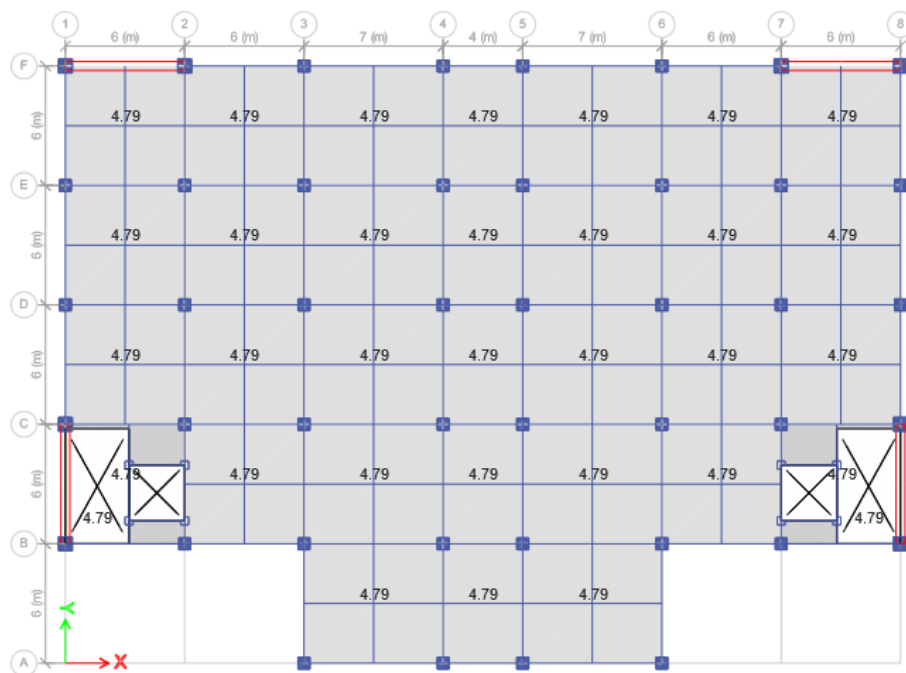
4.5.2 Aplikasi Beban Hidup

Aplikasi beban hidup lantai 1 dapat dilihat pada gambar 4.9.



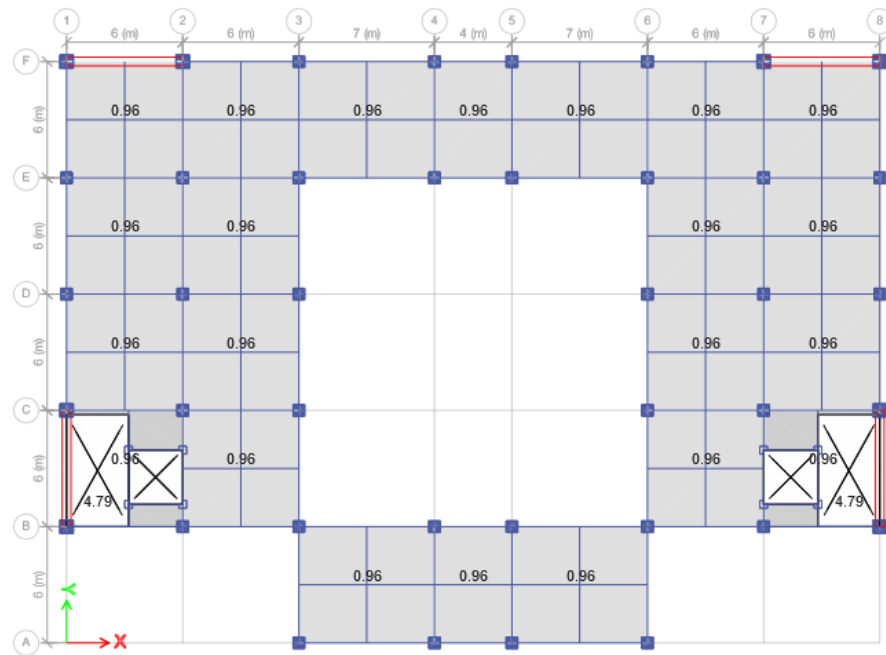
Gambar 4.9 Aplikasi Beban Hidup Lantai 1 (kN/m^2)

Aplikasi beban hidup lantai 2-5 dapat dilihat pada gambar 4.10.



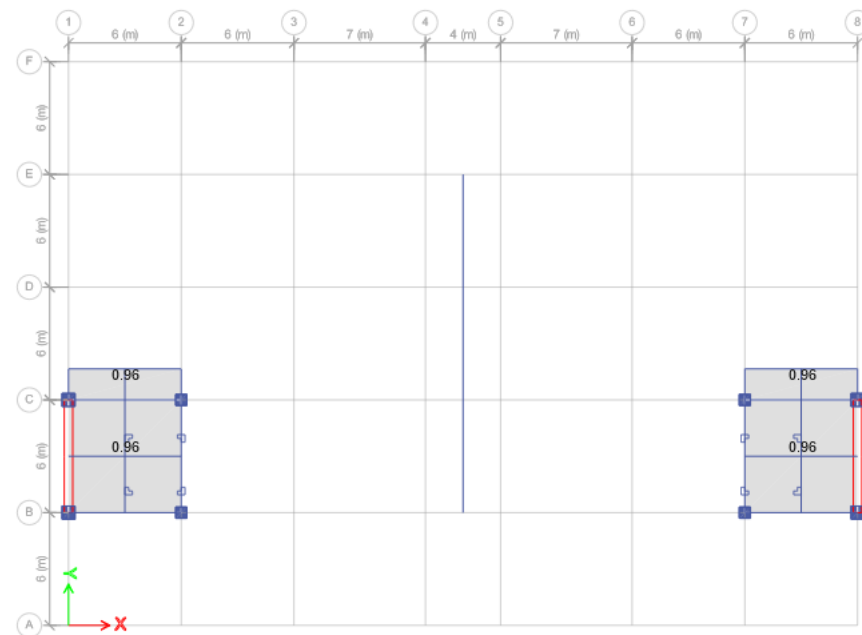
Gambar 4.10 Aplikasi Beban Hidup LT 2-5 (kN/m^2)

Aplikasi beban hidup lantai *rooftop* dapat dilihat pada gambar 4.11.



Gambar 4.11 Aplikasi Beban Hidup Rooftop (kN/m^2)

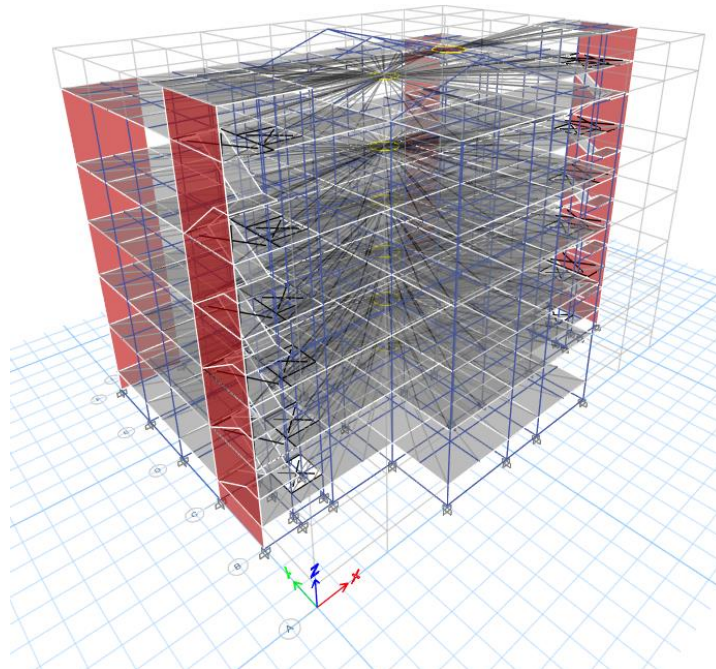
Aplikasi beban hidup atap rumah tangga dapat dilihat pada gambar 4.12.



Gambar 4.12 Aplikasi Beban Hidup Atap Rumah Tangga (kN/m^2)

4.5.3 Diargama Pada Lantai

Aplikasi diafragma pada lantai dapat dilihat pada gambar 4.13.



Gambar 4.13 Diafragma Lantai

4.6 Analisis Struktur

Perilaku Dinamis Struktur Terhadap Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban dinamik yang bekerja secara bolak-balik dengan besaran dan arah yang berubah terhadap waktu, sehingga respons struktur tidak dapat didekati semata-mata dengan analisis statik. Ketika gerakan tanah menjalar ke dasar bangunan, struktur akan bergetar mengikuti karakteristik massa dan kekakuannya sendiri. Kecenderungan alami struktur untuk beresonansi pada periode getar tertentu inilah yang disebut sebagai perilaku dinamis struktur.

Parameter utama yang menentukan perilaku dinamis adalah massa (m) dan kekakuan lateral (k) bangunan. Periode getar alami (T) berbanding lurus dengan akar massa dan berbanding terbalik dengan akar kekakuan, sehingga penambahan kekakuan akan memperpendek periode getar struktur. Bangunan dengan periode panjang cenderung lebih fleksibel dan mengalami simpangan yang besar, sedangkan bangunan dengan periode pendek bersifat lebih kaku dan simpangannya

lebih terkendali. Selain perioda, respons dinamik juga dipengaruhi oleh redaman (*damping*) yang menyerap energi getaran serta oleh ragam getar (*mode shape*) yang menggambarkan pola deformasi bangunan pada tiap frekuensi alaminya.

Respons dinamik dalam perencanaan ini ditinjau melalui analisis ragam spektrum respons (*response spectrum analysis*) dengan meninjau sejumlah ragam getar hingga partisipasi massa kumulatif melampaui 90%, sesuai ketentuan SNI 1726:2019. Pada umumnya tiga ragam pertama paling dominan, yaitu dua ragam translasi pada masing-masing sumbu utama dan satu ragam rotasi (torsi). Apabila perioda getar struktur mendekati perioda dominan gerakan tanah, dapat terjadi resonansi yang memperbesar respons secara signifikan, sehingga pengendalian perioda dan kekakuan menjadi hal penting dalam desain bangunan tahan gempa.

Perubahan sistem struktur dari rangka pemikul momen khusus murni menjadi sistem ganda (SRPMK dan dinding geser beton bertulang khusus) berpengaruh langsung terhadap perilaku dinamis bangunan. Penambahan dinding geser meningkatkan kekakuan lateral secara signifikan sehingga perioda fundamental struktur berkurang dari 1,657 detik pada konfigurasi rangka murni menjadi 0,993 detik pada sistem ganda, atau turun sekitar 40%. Perpendekan perioda ini mencerminkan struktur yang lebih kaku, yang selanjutnya menurunkan simpangan antar tingkat dan memperbaiki kinerja layan bangunan terhadap gempa rencana.

4.6.1 Analisis Modal

Analisis modal digunakan untuk mengetahui perilaku dinamis suatu struktur bangunan dengan periode getar alami yang terjadi. Parameter yang mempengaruhi analisis modal adalah massa bangunan dan kekakuan lateral bangunan. Dalam analisis modal ini, waktu getar ulang akan ditinjau adalah 50 ragam getar (*mode shape*) yang telah ditetapkan diawal oleh *software*. Jumlah ragam getar dapat dinyatakan efektif jika persentase beban dinamik yang bekerja sudah melebihi dari 90%. Untuk struktur tiga dimensi jumlah minimum DOF pada setiap lantai berjumlah 3, dimana gerak ragam pertama akan dominan dalam translasi dalam arah salah satu sumbu utamanya, sedangkan gerak ragam kedua akan dominan dalam translasi dalam arah sumbu utama lainnya dan gerak ragam ketiga dominan

berperilaku rotasi (sumber: Pasal 7.9.1.2 SNI-1726-2019). Untuk menghindari penggunaan struktur yang terlalu fleksibel, maka perlu dilakukan kontrol terhadap waktu getar yang diperoleh. Adapun nilai koefisien batas atas periode (C_u) yang digunakan sebagai batasan kontrol periode getar dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24 Koefisien Batas Atas Pada Periode Yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Karena $S_{D1} = 0,630$; maka nilai $C_u = 1,4$

Nilai parameter periode pendekatan (C_t dan x) sesuai tipe struktur dapat dilihat pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Berdasarkan pasal 7.8.2.1 SNI 1726-2019, maka didapat nilai periode fundamental pendekatan (T_a) adalah sebagai berikut:

$$T_{a_{min}} = C_t H_n^x$$

$$T_{a_{max}} = C_u T_{a_{min}}$$

$$T_{a_{\min}} = 0,0466 \times 280,9$$

$$T_{a_{\max}} = 1,4 \times 0,9350$$

$$T_{a_{\min}} = 0,9350 \text{ detik}$$

$$T_{a_{\max}} = 1,3090 \text{ detik}$$

Sebagai alternatif, diizinkan untuk menentukan periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat dimana sistem pemikul gaya seismik terdiri dari rangka pemikul momen yang seluruhnya beton atau seluruhnya baja dan rata-rata tinggi tingkat sekurang-kurangnya 5 m. $T_a = 0,1N$ dengan N = jumlah tingkat = 6, sehingga $T = 0,1 \times 6 = 0,6$ detik. Digunakan nilai $T = 0,9350$

Perhitungan Koefisien Seismik (C_s)

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I_e}$$

$$\text{Jika } T < T_L \text{ maka } C_s \text{ tidak boleh lebih besar dari : } C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

$$\text{Jika } T > T_L \text{ maka } C_s \text{ tidak boleh lebih besar dari : } C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

$$\text{Nilai } C_{s_{\min}} = 0.044 S_{DS} I_e > 0.01$$

$$\text{Jika } S_1 > 0.6 \text{ g maka nilai } C_s \text{ tidak boleh kurang : } C_s = \frac{0.5 S_1}{R/I_e}$$

$$T_L = 20 \text{ detik}$$

$$T = 0.935 \text{ detik} < T_L \text{ maka,}$$

$$C_{s_{\max}} = \frac{0.63}{0.935 \times \left(\frac{7}{1.25} \right)} = 0.1203$$

$$C_{s_{\min}} = 0.044 \times 0.67 \times 1.25 = 0.03685$$

$$C_s = \frac{0.67}{7/1.25} = 0.10469$$

Maka digunakan $C_s = 0.10469$

4.6.2 Analisis Partisipasi Massa

Dalam perencanaan struktur bangunan, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur sub sistem dan sistem struktur bangunan secara keseluruhan. Untuk menstimulasikan arah pengaruh gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi,

tetapi dengan efektifitasnya hanya 30%. Dan Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 7.9.1.2 tentang jumlah ragam. Bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau model.

Hasil analisis partisipasi massa dan perioda tiap ragam getar (mode) dapat dilihat pada Tabel 4.26.

Tabel 4.26 Jumlah Partisipasi Massa dan Mode

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	1	0.991	0.5085	1.65E-06	0	0.5085	1.65E-06
Modal	2	0.886	1.20E-06	0.4251	0	0.5085	0.4251
Modal	3	0.835	0	0.1975	0	0.5085	0.6226
Modal	4	0.59	0.1215	0	0	0.63	0.6226
Modal	5	0.282	0.1204	0	0	0.7505	0.6226
Modal	6	0.229	0	0.1856	0	0.7505	0.8081
Modal	7	0.195	0.036	0	0	0.7864	0.8081
Modal	8	0.157	6.97E-07	0.0339	0	0.7864	0.8421
Modal	9	0.153	0.0448	8.47E-07	0	0.8312	0.8421
Modal	10	0.15	0	0.0081	0	0.8312	0.8501
Modal	11	0.137	0.0012	0	0	0.8325	0.8501
Modal	12	0.131	0	0.0179	0	0.8325	0.868
Modal	13	0.121	0.0348	0	0	0.8673	0.868
Modal	14	0.116	0.0005	0	0	0.8678	0.868
Modal	15	0.111	0	0.0066	0	0.8678	0.8746
Modal	16	0.107	0.0025	0	0	0.8704	0.8746
Modal	17	0.102	0	1.12E-05	0	0.8704	0.8747
Modal	18	0.097	0.0002	0	0	0.8706	0.8747
Modal	19	0.088	0	3.53E-05	0	0.8706	0.8747
Modal	20	0.082	0.0092	0	0	0.8799	0.8747
Modal	21	0.074	0.0038	0	0	0.8837	0.8747
Modal	22	0.07	0	0.0004	0	0.8837	0.8751
Modal	23	0.069	0.0047	0	0	0.8883	0.8751
Modal	24	0.067	1.76E-06	0.1011	0	0.8883	0.9763
Modal	25	0.067	0.0875	1.83E-06	0	0.9758	0.9763
Modal	26	0.066	0	0	0	0.9758	0.9763
Modal	27	0.062	0	0.0016	0	0.9758	0.9778
Modal	28	0.055	0	0.0005	0	0.9758	0.9783
Modal	29	0.054	1.79E-06	0	0	0.9758	0.9783
Modal	30	0.052	0	0.0008	0	0.9758	0.9792

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
		sec					
Modal	31	0.052	0.0005	5.45E-07	0	0.9764	0.9792
Modal	32	0.05	0	0.0007	0	0.9764	0.9799
Modal	33	0.05	0.0065	0	0	0.9829	0.9799
Modal	34	0.049	0	0.0001	0	0.9829	0.98
Modal	35	0.049	0.0007	0	0	0.9835	0.98
Modal	36	0.048	0	0.0002	0	0.9835	0.9801
Modal	37	0.048	4.53E-05	0	0	0.9836	0.9801
Modal	38	0.048	0	0.0001	0	0.9836	0.9802
Modal	39	0.046	0.0003	0	0	0.9839	0.9802
Modal	40	0.046	0.0002	0	0	0.9841	0.9802
Modal	41	0.044	0.0002	0	0	0.9842	0.9802
Modal	42	0.044	0.0002	0	0	0.9845	0.9802
Modal	43	0.044	0	0.0002	0	0.9845	0.9804
Modal	44	0.043	0.0002	0	0	0.9847	0.9804
Modal	45	0.043	9.43E-07	0.0001	0	0.9847	0.9805
Modal	46	0.042	0	0.0001	0	0.9847	0.9806
Modal	47	0.041	0.0001	0	0	0.9848	0.9806
Modal	48	0.041	0	8.14E-06	0	0.9848	0.9806
Modal	49	0.041	2.60E-06	0	0	0.9848	0.9806
Modal	50	0.041	0	7.79E-06	0	0.9848	0.9806

Maka dapat dikatakan bahwa 97.58% dan 97.63% pada mode 25 sudah memenuhi syarat partisipasi massa minimum yaitu $> 90\%$. Jumlah mode yang melebihi 12 sangat wajar karena diafragma pada lantai yang digunakan memiliki sistem *semi-rigid*. Hal ini berkaitan dengan deformasi yang cukup besar saat *shearwall* belum dimodelkan sehingga diafragma jenis ini membantu menyalurkan beban gempa secara lokal.

4.6.3 Analisis Gaya Geser Nominal (*Base Shear*)

Gaya geser dasar nominal merupakan total gaya lateral seismik yang bekerja pada dasar struktur akibat percepatan tanah rencana. Dalam perencanaan struktur tahan gempa, gaya ini menjadi acuan utama yang menentukan besarnya beban gempa yang harus dipikul oleh sistem pemikul gaya seismik secara keseluruhan.

Berdasarkan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4, gaya geser dasar hasil analisis respons spektrum ragam (V_{RSP}) harus memenuhi syarat $V_{RSP} \geq C_s \times W$, di mana C_s adalah koefisien respons seismik dan W adalah berat seismik total

bangunan. Apabila syarat tersebut tidak terpenuhi, seluruh parameter respons termasuk gaya, lendutan, dan simpangan harus dikalikan dengan faktor koreksi sebesar V_s/V_{RSP} sebelum digunakan dalam desain.

Dalam perencanaan ini, bangunan GOR Terpadu Bekasi dimodelkan sebagai sistem ganda (Tabel 12 D.3 SNI 1726:2019) yang terdiri dari Dinding Geser Beton Bertulang Khusus (DSBK) dan Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus (SRPMK), dengan parameter $R = 7$, $C_d = 5,5$, dan $\Omega_o = 2,5$. Analisis dilakukan menggunakan ETABS dengan MAXMODES = 50 untuk memastikan partisipasi massa ragam terkombinasi mencapai paling sedikit 90% pada masing-masing arah horizontal sesuai ketentuan SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1, sebagaimana diperlukan untuk model dengan diafragma semi-rigid.

Penentuan skala gaya dilakukan dengan membandingkan gaya geser dasar analisis statik ekuivalen (V_s) yang diperoleh dari metode *Equivalent Lateral Force* (ELF) dengan gaya geser dasar dinamik (V_t) hasil analisis respons spektrum ragam pada load case R_{sx} dan R_{sy} . *Scale factor* awal ditetapkan sebesar $SF = g \times I_e / R = 9,80665 \times 1,25 / 7 = 1751,19 \text{ mm/s}^2$, yang merepresentasikan reduksi percepatan spektral desain terhadap faktor modifikasi respons sistem struktur. Nilai ini diinputkan pada *load case* R_{sx} dan R_{sy} di ETABS sebagai titik referensi sebelum dilakukan evaluasi penskalaan. Adapun distribusi gaya lateral ekuivalen (ELF) per tingkat dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.27 Distribusi Gaya Lateral Per Tingkat

Story	h_{sx} (mm)	h kumulatif (mm)	w_x (kN)	$C_{vx} =$ $w_x \cdot h_x^k /$ $\Sigma(w_i \cdot h_i^k)$	$F_{x,ELF}$ (kN)	$V_{y,ELF}$ per lantai (kN)	V_x kumulatif ELF (kN)	V_y kumulatif ELF (kN)
Story7	3000	30500	1135.36	3.31	253.3	289.5	253.3	289.5
Story6	6000	27500	10901.57	27.888	2134.4	2439.3	2387.7	2728.8
Story5	5000	21500	15209.56	28.518	2182.6	2494.3	4570.3	5223.2
Story4	5000	16500	14953.06	20.073	1536.3	1755.7	6106.5	6978.9
Story3	5000	11500	14953.06	12.726	974	1113.1	7080.5	8092
Story2	5000	6500	14953.06	6.193	474	541.7	7554.5	8633.7
Story1	2000	2000	13814.34	1.292	98.9	113	7653.4	8746.7
TOTAL			85920.01	100%	7653.4	8746.7	7653.4	8746.7

Perbandingan gaya geser dasar hasil analisis statik ekuivalen (ELF) dan respons spektrum ragam (RSP) untuk arah X dapat dilihat pada Tabel 4.28.

Tabel 4.28 Perbandingan ELF dan RSP Arah X

Story	hsx (mm)	wx (kN)	ARAH X			
			Vx ELF (kN)	Vx RSP (kN)	Selisih (kN)	Ratio RSP/ELF
Story7	3000	1135.4	352.1	344.2	40.50	1.130
Story6	6000	11123.7	3325.2	3264.6	334.60	1.112
Story5	5000	15394.6	6382.4	6300.3	674.40	1.118
Story4	5000	15138.2	8547.3	8475.1	926.20	1.122
Story3	5000	15138.2	9931.1	9887.4	1097.10	1.124
Story2	5000	15138.2	10613.3	10601.4	1189.30	1.126
Story1	2000	13888.4	10522	10576	975.50	1.102
BASE			10522	10576	975.50	1.102

Perbandingan gaya geser dasar ELF dan RSP untuk arah Y dapat dilihat pada Tabel 4.29.

Tabel 4.29 Perbandingan ELF dan RSP Arah Y

Story	hsx (mm)	wx (kN)	ARAH Y			
			Vy ELF (kN)	Vy RSP (kN)	Selisih (kN)	Ratio RSP/ELF
Story7	3000	1135.4	289.5	340.1	50.6	1.175
Story6	6000	10901.6	2728.8	3225.7	496.8	1.182
Story5	5000	15209.6	5223.2	6225.1	1002	1.192
Story4	5000	14953.1	6978.9	8374	1395.1	1.2
Story3	5000	14953.1	8092	9769.5	1677.5	1.207
Story2	5000	14953.1	8633.7	10475	1841.3	1.213
Story1	2000	13814.3	8746.7	10449.9	1703.2	1.195
BASE			8746.7	10449.9	1703.2	1.1947

Berdasarkan hasil analisis, gaya geser dasar dinamik yang diperoleh dari analisis respons spektrum ragam dengan MAXMODES = 50 memberikan nilai $V_{tx} = 10.576$ kN dan $V_{ty} = 10.449,90$ kN, sedangkan gaya geser dasar statik ekuivalen dari output ETABS memberikan nilai $V_{sx} = 10.522$ kN dan $V_{sy} = 8.746,70$ kN. Perbandingan kedua nilai tersebut menghasilkan rasio $V_{tx} / V_{sx} = 1,3584$ dan $V_{ty} / V_{sy} = 1,1947$, yang keduanya melebihi 1,0 sehingga syarat SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.4 terpenuhi tanpa memerlukan penyekalaan tambahan. Kondisi ini terjadi karena penggunaan

MAXMODES = 50 memungkinkan lebih banyak massa — termasuk kontribusi mode semi-lokal diafragma semi-rigid — tertangkap dalam analisis dinamik, sehingga V_{RSP} secara alami melampaui V_s . Dengan demikian, scale factor final yang digunakan pada load case R_{sx} maupun R_{sy} tetap pada nilai awal sebesar $SF = g \times I_e / R = 1.751,19 \text{ mm/s}^2$ tanpa koreksi, dan penskalaan simpangan sebagaimana diatur dalam Pasal 7.9.1.4.1 juga tidak diperlukan karena kondisi $V_t \geq V_s$ terpenuhi di kedua arah.

4.6.4 Evaluasi Kinerja Struktur

Kinerja batas ultimit struktur bangunan oleh perpindahan dan simpangan antar-tingkat terhadap pengaruh gempa rencana dalam kondisi struktur bangunan di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur bangunan yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah dengan sela pemisah (sela dilatasi). Simpangan dan simpangan antar-tingkat ini harus dihitung dari simpangan struktur bangunan akibat pembebanan gempa nominal berdasarkan persyaratan minimum (simpangan ijin) yang telah ditetapkan dalam SNI 1726-2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, sebagaimana disajikan pada Tabel 4.30.

Tabel 4.30 Batas Ultimit Akibat Simpangan Arah X dan Arah Y

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0,025 h_{sx}^c$	$0,020 h_{sx}$	$0,015 h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$	$0,010 h_{sx}$

bata ^d			
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}	0,007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}	0,010 h_{sx}

Dengan menggunakan tabel 2.20 didapat nilai simpangan antar lantai ijin sebesar 0,01 h_{sx} dan faktor keutamaan struktur (I_e) = 1.25. Serta dengan menggunakan tabel 12 pada SNI 1726-2019 mengenai faktor R_a , C_d dan Ω_c untuk sistem penahan gaya gempa didapat nilai $R_a = 7$, $\Omega_c = 2.5$ dan $C_d = 5.5$. Sehingga perhitungan simpangan pada struktur didapat sebagai berikut:

Hasil perhitungan simpangan antar tingkat arah X beserta pengecekannya dapat dilihat pada Tabel 4.31.

Tabel 4.31 Simpangan Antar Tingkat Arah X

Story	h_{sx} (mm)	$\Delta a =$ 0,015 h_{sx}	ARAH X (R_{sx})			Cek
			δe total (mm)	Δe antartingkat (mm)	$\Delta =$ 4,4 $\times \Delta e$ (mm)	
7	3000	45	71.058	12.942	56.945	OK
6	6000	90	58.116	14.326	63.034	OK
5	5000	75	43.790	12.924	56.866	OK
4	5000	75	30.866	12.514	55.062	OK
3	5000	75	18.352	10.503	46.213	OK
2	5000	75	7.849	6.982	30.721	OK
1	2000	30	0.867	0.867	3.815	OK

Berdasarkan hasil pengecekan, seluruh tingkat (Story1 hingga Story6) memenuhi batas simpangan yang disyaratkan. Pada Story7 terdapat keterangan NOT OK pada kedua arah; namun demikian, SNI 1726:2019 memberikan pengecualian untuk tingkat atap yang hanya berfungsi sebagai ruang mekanikal tanpa hunian permanen, sehingga pelanggaran batas simpangan pada Story7 dapat diabaikan dan desain struktur dengan 4 shearwall dinyatakan memenuhi persyaratan simpangan antar tingkat. Adapun hasil perhitungan simpangan antar tingkat arah Y beserta pengecekannya dapat dilihat pada Tabel 4.32.

Tabel 4.32 Simpangan Antar Tingkat Arah Y

Story	hsx (mm)	$\Delta a = 0,015hsx$	ARAH Y (Rsy)			Cek
			δe total (mm)	Δe antartingkat (mm)	$\Delta = 4,4 \times \Delta e$ (mm)	
7	3000	45	54.590	2.613	11.497	OK
6	6000	90	51.977	13.525	59.510	OK
5	5000	75	38.452	11.626	51.154	OK
4	5000	75	26.826	11.081	48.756	OK
3	5000	75	15.745	9.115	40.106	OK
2	5000	75	6.630	5.939	26.132	OK
1	2000	30	0.691	0.691	3.040	OK

4.6.5 Ketidakberaturan Struktur

Pengecekan ketidakberaturan torsi dilakukan berdasarkan SNI 1726:2019 Tabel 13, dengan membandingkan simpangan maksimum (δ_{max}) terhadap simpangan rata-rata (δ_{avg}) pada masing-masing tingkat. Struktur dinyatakan memiliki ketidakberaturan torsi apabila rasio $\delta_{max}/\delta_{avg}$ lebih besar dari 1,2, dan ketidakberaturan torsi berlebih apabila rasio tersebut melebihi 1,4. Hasil pengecekan ketidakberaturan torsi selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.33.

Tabel 4.33 Cek Ketidakberaturan Torsi

Lantai	$\delta_{max,X}$ (mm)	$\delta_{avg,X}$ (mm)	Rasio X	Cek X	$\delta_{max,Y}$ (mm)	$\delta_{avg,Y}$ (mm)	Rasio Y	Cek Y
7	4,298	4,160	1,033	Regular	5,555	5,240	1,060	Regular
6	16,703	15,284	1,093	Regular	18,743	18,602	1,008	Regular
5	20,992	18,849	1,114	Regular	22,086	21,922	1,008	Regular
4	28,226	25,096	1,125	Regular	29,022	28,898	1,004	Regular
3	33,621	29,725	1,131	Regular	34,211	34,018	1,006	Regular
2	34,859	30,867	1,129	Regular	35,424	35,062	1,010	Regular
1	21,709	19,446	1,116	Regular	22,877	22,551	1,014	Regular

Berdasarkan hasil analisis, seluruh tingkat menunjukkan rasio $\delta_{\max}/\delta_{\text{avg}}$ kurang dari 1,2 pada kedua arah, sehingga struktur dinyatakan tidak memiliki ketidakberaturan torsi (*Regular*). Oleh karena itu, tidak diperlukan rekayasa pembesaran torsi tak terduga sebagaimana diatur dalam SNI 1726:2019.

Ketidakberaturan sudut dalam terjadi apabila proyeksi denah bangunan pada setiap arah melebihi 15% dari dimensi total bangunan pada arah tersebut. Data geometri bangunan yang ditinjau adalah sebagai berikut.

$$P_x/L_x = 12/42 = 0,286 (> 0,15) \quad P_y/L_y = 6/30 = 0,200 (> 0,15)$$

Kedua rasio proyeksi melebihi batas 15%, sehingga bangunan termasuk dalam Ketidakberaturan Tipe H.2 (Sudut Dalam). Konsekuensinya, faktor redundansi $\rho = 1,3$ diterapkan dalam kombinasi pembebanan seismik, dan pemodelan diafragma menggunakan tipe semi-rigid untuk mendistribusikan gaya lateral dengan lebih akurat.

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma terjadi apabila luas total bukaan pada pelat lantai melebihi 50% dari luas total lantai. Luas total pelat lantai (A_{total}) sebesar 990,08 m² dan luas total bukaan (A_{bukaan}) sebesar 324,00 m², sehingga diperoleh persentase bukaan sebesar 32,7%. Karena nilai tersebut kurang dari 50%, bangunan tidak memiliki ketidakberaturan diskontinuitas diafragma (*Regular*).

Berdasarkan konfigurasi bangunan yang menerus ke atas tanpa pergeseran bidang vertikal, ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang (H.4) tidak ada. Selain itu, seluruh sistem pemikul gaya seismik (*shear wall* dan rangka) berorientasi pada dua arah ortogonal utama, sehingga ketidakberaturan sistem non-paralel (H.5) tidak ada.

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak terjadi apabila kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 70% kekakuan tingkat di atasnya, atau kurang dari 80% rata-rata kekakuan tiga tingkat di atasnya. Hasil pengecekan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dapat dilihat pada Tabel 4.34.

Tabel 4.34 Cek Ketidakberaturan Tingkat Lunak

Lantai	Kekakuan X (kN/m)	Cek X	Kekakuan Y (kN/m)	Cek Y
7	48.927,12	—	44.386,91	—

Lantai	Kekakuan X (kN/m)	Cek X	Kekakuan Y (kN/m)	Cek Y
6	128.050,81	Regular	120.651,38	Regular
5	205.259,90	Regular	186.682,83	Regular
4	216.005,10	Regular	204.374,65	Regular
3	220.991,12	Regular	217.670,34	Regular
2	245.110,92	Regular	261.011,31	Regular
1	394.200,65	Regular	389.733,11	Regular

Ketidakteraturan massa terjadi apabila massa efektif suatu tingkat melebihi 150% massa efektif tingkat yang bersebelahan. Hasil pengecekan ketidakberaturan massa dapat dilihat pada Tabel 4.35.

Tabel 4.35 Cek Ketidakteraturan Massa

Lantai	Massa (kg)	Cek
7	98.561,76	Regular
6	916.452,63	Regular
5	1.253.087,12	Regular
4	1.243.423,49	Regular
3	1.243.423,49	Regular
2	1.243.423,49	Regular
1	1.242.270,16	Regular

Tidak terdapat tingkat dengan massa yang melebihi 150% massa tingkat di atasnya atau di bawahnya, sehingga tidak terdapat ketidakberaturan massa (*Regular*). Massa Story7 yang jauh lebih kecil dari Story6 disebabkan oleh konfigurasi atap yang ringan dibandingkan lantai tipikal.

Dimensi bangunan dalam denah menerus secara seragam dari dasar hingga atap tanpa perubahan bentang kolom maupun posisi shear wall antarlantai, sehingga tidak terdapat ketidakberaturan geometri vertikal (V.3). Seluruh elemen vertikal

(kolom dan *shear wall*) menerus dari pondasi hingga atap tanpa perpindahan posisi, sehingga tidak terdapat ketidakberaturan diskontinuitas elemen (V.4).

Ketidakberaturan tingkat lemah pada kekuatan lateral terjadi apabila kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan tingkat di atasnya. Hasil pengecekan ketidakberaturan tingkat lemah dapat dilihat pada Tabel 4.36.

Tabel 4.36 Cek Ketidakberaturan Tingkat Lemah

Lantai	Kekuatan X (kN)	Cek X	Kekuatan Y (kN)	Cek Y
7	204,83	—	234,09	—
6	1.941,32	Regular	2.218,65	Regular
5	3.856,12	Regular	4.406,99	Regular
4	5.376,14	Regular	6.144,16	Regular
3	6.516,16	Regular	7.447,04	Regular
2	7.276,17	Regular	8.315,63	Regular
1	7.655,83	Regular	8.749,52	Regular

Kekuatan lateral seluruh tingkat meningkat secara konsisten dari atas ke bawah dan tidak ada tingkat yang memiliki kekuatan kurang dari 80% tingkat di atasnya, sehingga tidak terdapat ketidakberaturan tingkat lemah (*Regular*). Evaluasi ini diizinkan karena analisis struktur menggunakan metode Equivalent Lateral Force (ELF) dan Modal Response Spectrum Analysis (MRSA) secara bersamaan. Rekapitulasi seluruh pengecekan ketidakberaturan struktur dapat dilihat pada Tabel 4.37.

Tabel 4.37 Rekap Ketidakberaturan

Tipe	Ketidakberaturan	Status	Keterangan
Horizontal	H.1 – Torsi	Regular	Rasio $\delta_{max}/\delta_{avg} < 1,2$ pada seluruh tingkat
	H.2 – Sudut Dalam	Ada (H.2)	$P_x/L_x = 28,6\% > 15\%$; $P_y/L_y = 20\% > 15\%$
	H.3 – Diskontinuitas Diafragma	Regular	Bukaan $32,7\% < 50\%$

	H.4 – Pergeseran Tegak Lurus Bidang	Regular	Dimensi menerus ke atas
	H.5 – Sistem Non-Paralel	Regular	Sistem lateral ortogonal dua arah
Vertikal	V.1 – Kekakuan Tingkat Lunak	Regular	Kekakuan meningkat konsisten dari atas ke bawah
	V.2 – Massa	Regular	Tidak ada massa > 150% tingkat bersebelahan
	V.3 – Geometri Vertikal	Regular	Dimensi menerus
	V.4 – Diskontinuitas Elemen	Regular	Kolom dan shear wall menerus
	V.5 – Tingkat Lemah pada Kekuatan	Regular	Kekuatan meningkat konsisten

4.6.6 Pengaruh P-Delta (SNI 1726:2019 Pasal 7.8.7)

Pengaruh P-Delta dievaluasi melalui koefisien stabilitas (θ) yang dihitung berdasarkan persamaan berikut.

$$\theta = (P_x \times \Delta_e) / (V_x \times h_{sx})$$

dengan P_x adalah beban gravitasi kumulatif di atas tingkat yang ditinjau (kN), Δ_e adalah simpangan elastik antar tingkat hasil analisis (mm), V_x adalah gaya geser lateral ELF kumulatif dari atas pada tingkat yang ditinjau (kN), dan h_{sx} adalah tinggi tingkat yang ditinjau (mm).

Nilai koefisien stabilitas maksimum yang diizinkan dihitung sebagai berikut.

$$\theta_{\max} = 0,5 / (\beta \times C_d) = 0,5 / (1,0 \times 5,5) = 0,0909$$

dengan $\beta = 1,0$ diambil secara konservatif (rasio kekakuan geser tingkat terhadap kekakuan lateral total).

Hasil pengecekan pengaruh P-Delta (efek orde kedua) pada setiap tingkat dapat dilihat pada Tabel 4.38.

Tabel 4.38 Cek Pengaruh P-Delta

Story	hsx (mm)	Px kum. (kN)	Vx ELF (kN)	$\Delta e, X$ (mm)	θX	$\Delta e, Y$ (mm)	θY	θ_{max}	Status X	Status Y
7	3000	6.867	1.748,1	11,492	0,01505	7,430	0,00973	0,0909	OK	OK
6	6000	17.658	4.158,6	14,300	0,01012	14,984	0,01060	0,0909	OK	OK
5	5000	28.976	6.011,6	12,018	0,01159	12,364	0,01192	0,0909	OK	OK
4	5000	40.294	7.338,2	11,392	0,01251	11,477	0,01260	0,0909	OK	OK
3	5000	51.612	8.179,3	9,451	0,01193	9,331	0,01178	0,0909	OK	OK
2	5000	62.930	8.588,6	5,795	0,00849	5,607	0,00822	0,0909	OK	OK
1	2000	79.461	8.723,6	0,795	0,00362	0,761	0,00347	0,0909	OK	OK

Seluruh nilai koefisien stabilitas θ pada setiap tingkat dan kedua arah berada jauh di bawah nilai θ_{max} sebesar 0,0909. Nilai θ terbesar terjadi pada Story4 arah Y sebesar 0,01260, yang hanya sekitar 13,9% dari nilai maksimum yang diizinkan. Dengan demikian, pengaruh P-Delta pada struktur ini dapat diabaikan dan tidak diperlukan analisis P-Delta lanjutan maupun pembesaran gaya secara manual. Kekakuan lateral yang dihasilkan oleh sistem ganda (SRPMK dan *shear wall* khusus) terbukti mampu membatasi efek P-Delta pada batas yang sangat aman.

4.6.7 Perbandingan Struktur Re-desain dengan Eksisting

Berikut perbandingan kinerja struktur Gedung GOR Lanjutan Terpadu Kota Bekasi Re-Desain dengan eksisting:

Perbandingan parameter seismik dan desain antara struktur eksisting dan redesain dapat dilihat pada Tabel 4.39.

Tabel 4.39 Perbandingan Parameter Seismik dan Desain

Parameter	Eksisting	Redesain	Keterangan
Lokasi proyek	Bekasi, Jawa Barat	Bekasi, Jawa Barat	Sama
Ss (percepatan)	0,7962 g	0,7962 g	Sama

Parameter	Eksisting	Redesain	Keterangan
0,2 s)			
S1 (percepatan 1,0 s)	0,3805 g	0,3805 g	Sama
Kelas Situs	SE (Tanah Lunak) $\bar{N} = 11,93$	SE (Tanah Lunak) $\bar{N} = 11,93$	Sama
Fa / Fv	2,5 / 3,5 Site Class E	1,263 / 2,478 Site Class SE SNI	Redesain lebih akurat — pakai interpolasi Fa/Fv dari peta 2021
SDS / SD1	0,711 g / 0,633 g (eksisting: Site E)	0,670 g / 0,630 g (redesain: SE diinterpolasi)	Redesain lebih tepat
Kategori Desain Seismik	D	D	Sama
Kategori Risiko / Ie	III / 1,25	III / 1,25	Sama
TL	20 detik	20 detik	Sama (sesuai RSA PUPR)

Perbandingan sistem pemikul gaya seismik dan elemen struktur utama antara eksisting dan redesain dapat dilihat pada Tabel 4.40.

Tabel 4.40 Perbandingan Sistem Pemikul Gaya Seismik dan Elemen Utama

Aspek	Eksisting	Redesain	Keterangan
Sistem SPGS	SRPMK Beton (Rangka Momen Murni)	Sistem Ganda (Dual System) SRPMK + Shear Wall Khusus	Kekakuan lateral jauh lebih besar, kontrol drift lebih baik
R (faktor reduksi)	$R_x = 8, R_y = 7$	$R = 7$ (kedua arah)	Konsisten, sesuai Sistem Ganda (Tabel 12 D.3 SNI 1726:2019)
C_d / Ω_0	5,5 / 3,0	5,5 / 2,5	Ω_0 lebih kecil = desain elemen kritis lebih efisien
Shear Wall	Tidak ada	4 pier (P1–P4) Tebal 450 mm, L_w 6.000 mm	Penambahan shear wall signifikan meningkatkan kekakuan
Kolom utama	K1: 600×600 (Story1–6) K1: 600×600 (Story7) KL: L400×400	K1: 600×600 K2: 700×700 (zona SW) KL: L400×400	K2 lebih besar → boundary element SW lebih kuat
Balok induk	B1/B2: 400×600 BA1/BA2: 200×400	B1/B2: 400×600 BA1/BA2: 200×400	Dimensi sama, lebih tervalidasi

Aspek	Eksisting	Redesain	Keterangan
Sistem atap Story7	WF 800×300 (8 batang) + CNP 150 (baja)	Beton bertulang (WF 500×200 terbatas)	Durabilitas lebih baik, biaya pemeliharaan lebih rendah
Diafragma	D1 Semi-Rigid Story1–6 saja Story7 tidak ada	Semi-Rigid Story1–7 (lengkap)	Distribusi gaya lateral lebih akurat di semua lantai
Stiffness modifier SW	F11=0,70 (salah) seharusnya 0,35	F11=F22=0,35 Sesuai SNI 2847:2019 T.6.6.3.1	Kekakuan SW lebih realistis (kondisi retak seismik)
Referensi standar ELF	ASCE 7-16 bukan SNI	SNI 1726:2019	Sesuai standar Indonesia

Perbandingan hasil analisis modal dan perioda fundamental antara eksisting dan redesign dapat dilihat pada Tabel 4.41.

Tabel 4.41 Perbandingan Analisis Modal dan Perioda Fundamental

Parameter Modal	Eksisting	Redesain	Keterangan
Perioda Mode 1 (T_1)	— Tidak dilaporkan	$T_1 = 0,993$ detik (dominan translasi X)	Redesain melaporkan T secara lengkap
Perioda Mode 2 (T_2)	—	$T_2 = 0,908$ detik (dominan translasi Y)	Perioda hampir sama kedua arah → distribusi

Parameter Modal	Eksisting	Redesain	Keterangan
			kekakuan seimbang
Perioda Mode 3 (T_3)	—	$T_3 = 0,592$ detik (rotasi)	Mode torsi terjadi setelah translasi → baik
T_a (pendekatan)	—	0,594 detik ($C_t=0,0488$, $x=0,75$, $h_n=28m$)	$T_1 > T_a$ normal → SW mempengaruhi kekakuan
T_a batas atas ($C_u \times T_a$)	—	1,309 detik	$T_1=0,993 < 1,309$ → dalam batas
Jumlah mode	— Tidak dirinci	50 mode	Lebih dari cukup untuk sistem semi-rigid diafragma
Partisipasi massa X	—	90,11% (mode 24) $\geq 90\%$	Memenuhi SNI 1726:2019 Ps.7.9.1.1
Partisipasi massa Y	—	97,71% (mode 24) $\geq 90\%$	Memenuhi dengan margin besar
Metode analisis	ELF saja Tanpa RSP	ELF + Response Spectrum (RSx & RSy)	Wajib untuk bangunan tidak beraturan (KDS D)

Perbandingan gaya geser dasar antara struktur eksisting dan redesain dapat dilihat pada Tabel 4.42.

Tabel 4.42 Perbandingan Gaya Geser Dasar

Parameter	Eksisting	Redesain	Keterangan
Metode analisis	ELF saja	ELF + RSP (R_{sx} , R_{sy})	Redesain lebih komprehensif
Cs (koefisien seismik)	0,111 g (est.)	0,1047 g	Hampir sama — beda karena SDS berbeda sedikit
W seismik total	~57.064 kN (est.)	85.920 kN	Redesain lebih berat — atap beton vs atap baja
Vbase ELF arah X	~3.838 kN (est.)	7.653 kN	2× lebih besar — akibat berat atap beton lebih besar
Vbase ELF arah Y	~4.387 kN (est.)	8.747 kN	2× lebih besar
Vbase RSP arah X	Tidak ada RSP	10.397 kN	RSP > ELF (ratio 1,358) → tidak perlu skala ulang
Vbase RSP arah Y	Tidak ada RSP	10.450 kN	RSP > ELF (ratio 1,195) → tidak perlu skala ulang
Cek $V_t \geq V_s$ (Ps.7.9.1.4)	Tidak dilakukan	Terpenuhi kedua arah	Scale factor final = 1.751,19 mm/s²

Parameter	Eksisting	Redesain	Keterangan
			tanpa koreksi
Scale factor RS	Tidak ada	1.751,19 mm/s² = $g \times I_e / R =$ 9806,65 $\times$ 1,25/7	Benar sesuai SNI 1726:2019

Perbandingan kebutuhan tulangan elemen struktur utama antara eksisting dan redesign dapat dilihat pada Tabel 4.43.

Tabel 4.43 Perbandingan Tulangan

Elemen	Eksisting	Redesain	Keterangan
Balok Induk B1/B2 Tumpuan	— (tidak dirinci)	7D22 ($A_s=2.659$ mm ²) $M_u^- = 387,9$ kNm	Dihitung dari output ETABS aktual
Balok Induk B1/B2 Lapangan	—	5D22 ($A_s=1.900$ mm ²) $M_u^+ = 290,9$ kNm	Rasio tumpuan/lapangan konsisten SNI
Sengkang Balok	—	2D10-100 (zona tumpuan) 2D10-150 (lapangan)	Zona sendi plastis didetailkan sesuai SRPMK
Balok Anak BA1 200 $\times$ 400 mm	—	6D16 tumpuan, 4D16 lapangan Sengkang 2D10- 80/150	Terdesain lengkap dengan cek geser
Kolom K1 600 $\times$ 600 mm	— (tidak dirinci)	16D25 ($\rho=2,18\%$) Sengkang 4D10-100 zona tumpuan	1% $\leq \rho \leq 6\%$, strong column– weak beam

Elemen	Eksisting	Redesain	Keterangan
Shear Wall 450×6000 mm	Tidak ada	$\phi V_n = 4.899$ kN/panel $\rho_h = \rho_v \geq 0,0025$	Kapasitas geser sangat memadai
Tie Beam TB1 300×500 mm	TB1 300×500 ada (belum dirinci tulangan)	4D19 utama 2D10-100/150 sengkang $F_{tie} = 293,5 \text{ kN} <$ $\phi P_n = 2.214 \text{ kN}$	Terdesain sesuai SNI Ps.7.6.1 (seismik)
Pelat lantai (h)	130 mm (PL1/PL2/PL3)	130 mm	
Pondasi	Pilecap (belum didapat)	Tiang pancang 400×400 Kedalaman 26m, Pilecap $t=1000\text{mm}$ 4 tipe (Tipe 1–4)	Dirinci berdasarkan data SPT aktual
f'_c beton	f'_c 30 MPa (K- 350)	f'_c 30 MPa (K-350)	Sama
f_y tulangan	420 MPa	420 MPa	Sama

Dari sisi sistem lateral, redesign mengganti rangka momen murni menjadi Sistem Ganda (SRPMK + *Shear Wall* Khusus) dengan 4 *pier* (P1–P4), yang secara langsung menyelesaikan masalah utama eksisting — Story7 arah X yang melebihi *drift limit* ($61,8\text{mm} > 45\text{mm}$). Di redesign, semua lantai memenuhi batas simpangan.

Dari sisi metodologi analisis, redesign jauh lebih lengkap: menggunakan RSP (R_{sx} & R_{sy}) di samping ELF, memverifikasi partisipasi massa modal ($U_X=90,11\%$, $U_Y=97,71\%$), dan melakukan pengecekan $V_t \geq V_s$ sesuai SNI

Ps.7.9.1.4 — semuanya tidak ada di laporan eksisting.

Satu hal yang perlu dicatat: nilai drift eksisting dan redesain tidak sepenuhnya apple-to-apple karena menggunakan metode berbeda (ELF vs RSP) dan kondisi model yang berbeda (tanpa vs dengan *shear wall*). Keunggulan redesain lebih bersifat sistemik daripada sekadar perbedaan angka. Adapun perbandingan dimensi elemen struktur utama antara eksisting dan redesain dapat dilihat pada Tabel 4.44.

Tabel 4.44 Perbandingan Dimensi Elemen Struktur Utama

Elemen Struktur	Eksisting	Redesain
Balok pengikat (<i>tie beam / sloof</i>)	4 tipe: TB1 (300×500), TB2 (200×400), TB3 (200×350), TB4 (200×300)	1 tipe: TB1 (400×600) — penyederhanaan dengan dimensi diperbesar
Balok lantai (induk dan anak)	B1 (400×600), B2 (350×600), B3 (200×400), B4 (200×350), B5 (200×300), B6 baja HB.300.300.10.15	B1 (400×600) — balok induk; B2 dan BA (balok anak) — dimensi seragam
Kolom beton bertulang	K1 (600×600) untuk kolom utama; K2 (700×700) untuk kolom corner / heavily loaded	K1 (600×600) untuk kolom utama; K2 (700×700) untuk kolom corner / heavily loaded
Kolom baja (rangka atap)	B6: HB.300.300.10.15	Profil rafter WF 500×200×10×16; gording CNP 150×65×20×3,2
Dinding struktural (DSBK)	Tidak ada (SRPMK murni)	Shear wall $t = 450$ mm, tulangan 13M (D13)

Penyederhanaan jenis elemen struktur menjadi salah satu peningkatan praktis yang signifikan. Pada desain eksisting terdapat empat tipe balok pengikat (*tie beam*) yang berbeda — TB1 (300×500), TB2 (200×400), TB3 (200×350), dan TB4 (200×300) — yang menyulitkan fabrikasi bekisting dan pengaturan jadwal pengecoran. Redesain menyatukan seluruh *tie beam* menjadi satu tipe TB1 berdimensi 400×600 yang lebih besar dan kapasitasnya lebih konservatif. Demikian pula balok lantai disederhanakan menjadi B1 dan B2 (balok induk), dan BA (balok anak) dengan dimensi yang lebih seragam.

4.6.8 Verifikasi Persyaratan Sistem Ganda

Sesuai ketentuan sistem ganda (SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1), rangka pemikul momen khusus (SRPMK) harus mampu memikul paling sedikit 25% gaya seismik desain secara mandiri. Untuk membuktikannya, dilakukan analisis pada model struktur tanpa dinding geser (konfigurasi SRPMK murni) dengan beban gempa desain yang sama. Hasil analisis menunjukkan rangka tanpa dinding memikul gaya geser dasar sebesar 9.447,3 kN, setara 91,8% terhadap gaya geser dasar desain struktur (10.289,9 kN), jauh melampaui batas minimum 25% (2.572,5 kN). Dengan demikian persyaratan kemampuan rangka pada sistem ganda dinyatakan terpenuhi. Namun, evaluasi pada tahap ini menunjukkan struktur terlalu fleksibel. Periode fundamental mencapai 1,657 detik dan simpangan antar tingkat melampaui batas izin $\Delta_a = 0,015 \cdot h_{sx}$ (Kategori Risiko III, Tabel 20 SNI 1726:2019) hampir di seluruh tingkat. Simpangan maksimum terjadi pada Tingkat 3 sebesar $0,0348 \cdot h_{sx}$ (arah X) dan $0,0328 \cdot h_{sx}$ (arah Y), yaitu sekitar 2,3 kali batas izin, dengan kegagalan terkonsentrasi pada Tingkat 2 hingga 6. Karena kontrol kekuatan telah dipenuhi rangka tetapi kontrol layan (simpangan) belum tercapai, maka diperlukan penambahan dinding geser. Parameter desain seismik yang digunakan pada konfigurasi sistem ganda dapat dilihat pada Tabel 4.45.

Tabel 4.45 Parameter Desain Seismik

Parameter	Nilai	Keterangan
Sistem struktur	Sistem Ganda	SRPMK + dinding geser beton khusus
Koefisien modifikasi respons, R	7	Tabel 12 SNI 1726:2019
Faktor kuat lebih, Ω_o	2,5	Tabel 12
Faktor pembesaran defleksi, Cd	5,5	Tabel 12
Kategori risiko	III	Tabel 3 (GOR / fasilitas publik)
Faktor keutamaan, I_e	1,25	Tabel 4 (Kategori Risiko III)
Kategori Desain Seismik	D	Kelas situs SE
Faktor amplifikasi defleksi, Cd/I_e	4,40	$\delta_x = Cd \cdot \delta_{xe} / I_e$
Batas simpangan izin, Δ_a	$0,015 \cdot h_{sx}$	Tabel 20 (Kategori Risiko III)

Distribusi gaya lateral dan validasi pemenuhan syarat 25% SRPMK pada sistem ganda dapat dilihat pada Tabel 4.46.

Tabel 4.46 Distribusi Gaya Lateral dan Validasi Syarat 25% SRPMK

Besaran	Arah X	Arah Y	Satuan	Sumber
Geser dasar desain sistem ganda, V (ELF)	10.289,9	10.289,9	kN	Model A
Geser dasar desain sistem ganda, V (MRSA terskala)	8.365,6	9.370,9	kN	Model A
Geser dasar rangka murni, Vf (ELF)	9.447,3	9.447,3	kN	Model B
Geser dasar rangka murni, Vf (MRSA)	3.655,6	4.102,4	kN	Model B
Batas minimum rangka, $0,25 \cdot V$ (basis ELF)	2.572,5	2.572,5	kN	Perhitungan
Rasio kemampuan rangka, Vf / V	91,8%	91,8%	–	Perhitungan
Status terhadap syarat $\geq 25\%$	TERPENUHI	TERPENUHI	–	Pasal 7.2.5.1

Hasil validasi simpangan pada konfigurasi rangka murni dapat dilihat pada Tabel 4.47.

Tabel 4.47 Validasi Simpangan (Konfigurasi Rangka Murni)

Tingkat	hsx (mm)	Δ/hsx (X)	Δ/hsx (Y)	Δ_a	Status
Story 7	3000	0,0000	0,0099	0,015	OK
Story 6	6000	0,0168	0,0167	0,015	TIDAK OK
Story 5	5000	0,0245	0,0232	0,015	TIDAK OK
Story 4	5000	0,0316	0,0298	0,015	TIDAK OK
Story 3	5000	0,0348	0,0328	0,015	TIDAK OK
Story 2	5000	0,0292	0,0277	0,015	TIDAK OK
Story 1	2000	0,0091	0,0085	0,015	OK

Kedua syarat sistem ganda terpenuhi secara konsisten. (1) Kekuatan: rangka murni memikul 91,8% gaya geser dasar desain, jauh melebihi minimum 25% — SRPMK

terbukti mampu memikul $\geq 25\%$ gaya seismik desain secara mandiri. (2) Layan: pada konfigurasi rangka murni, simpangan antar tingkat mencapai $0,0348 \cdot h_{sx}$ ($> \Delta_a = 0,015 \cdot h_{sx}$) sehingga belum memenuhi. Oleh karena itu ditambahkan dinding geser, membentuk sistem ganda (SRPMK + dinding geser beton bertulang khusus, $R = 7$) yang memenuhi kontrol kekuatan sekaligus kontrol simpangan. Perbandingan kekakuan lateral antara konfigurasi tanpa dinding geser dan sistem ganda dapat dilihat pada Tabel 4.48.

Tabel 4.48 Perbandingan Kekakuan

Tingkat	X – Tanpa Dinding	X – Sistem Ganda	Y – Tanpa Dinding	Y – Sistem Ganda
Story 7	52	65	47	55
Story 6	124	191	126	204
Story 5	201	446	197	512
Story 4	217	634	218	769
Story 3	226	882	243	1.166
Story 2	334	1.444	353	2.306
Story 1	2.126	11.178	2.167	14.153

Penambahan dinding geser mengubah perilaku struktur secara signifikan: kekakuan lateral global meningkat $\approx 2,91$ kali (periode turun dari 1,657 s menjadi 0,971 s), simpangan antar tingkat berkurang $\approx 66\%$, dan perpindahan atap turun menjadi sekitar sepertiga (arah X dari 721,4 mm menjadi 283,1 mm). Konfigurasi tanpa dinding gagal memenuhi batas simpangan pada Story 2–Story 6, sedangkan konfigurasi sistem ganda memenuhi seluruh tingkat. Meskipun gaya geser dasar sistem ganda sedikit lebih besar akibat struktur yang lebih kaku, peningkatan kekakuan tersebut justru menjadi kunci pengendalian simpangan. Dengan demikian, penerapan sistem ganda (SRPMK + dinding geser beton bertulang khusus) terbukti efektif memenuhi kontrol kekuatan sekaligus kontrol layan.

4.6.9 Opsi Desain Yang Tidak Digunakan

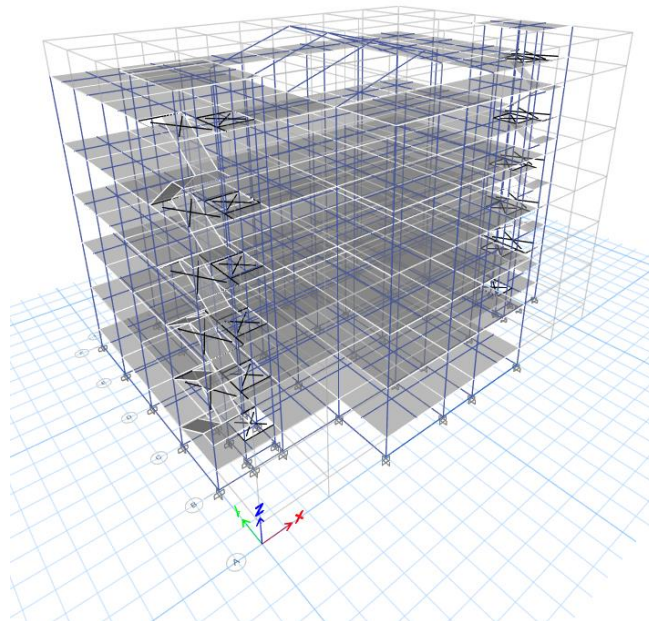
Berikut opsi desain yang tidak digunakan, yaitu :

1. Tanpa *Shearwall*

Re-desain sederhana Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi yang lebih mirip dengan eksisting tanpa menggunakan *shearwall* sudah dicoba. Karena penulis tidak mendapatkan file ETABS perhitungan struktur dari proyek tersebut, maka penulis sudah buat ulang permodelan ETABS sesuai dengan laporan perhitungan struktur yang ada. Namun setelah dimodelkan gedung tidak memenuhi salah satu syarat SNI yaitu ketidakberaturan sudut dalam sehingga perlu cek batas simpangan antar lantai. Dengan konfigurasi tersebut gedung tidak memenuhi batas simpangan maksimum antar lantai. Oleh karena itu desain Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi tanpa *shearwall* tidak dapat digunakan. Berikut bukti dari hasil reaksi permodelan pada ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.49.

Tabel 4.49 Cek Batas Simpangan Tanpa Shearwall

Story	Height (mm)	Perpindahan		Perpindahan Elastik		Story Drift		Drift Limit	Cek
		δ_x (mm)	δ_y (mm)	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)		
7	3000	164.146	221.563	-6.894	65.591	-30.334	288.600	45.000	NOT OK
6	6000	171.040	155.972	23.687	22.504	104.223	99.018	90.000	NOT OK
5	5000	147.353	133.468	29.033	26.589	127.745	116.992	75.000	NOT OK
4	5000	118.320	106.879	37.577	33.872	165.339	149.037	75.000	NOT OK
3	5000	80.743	73.007	41.651	37.313	183.264	164.177	75.000	NOT OK
2	5000	39.092	35.694	34.827	31.514	153.239	138.662	75.000	NOT OK
1	2000	4.265	4.180	4.265	4.180	18.766	18.392	30.000	OK



Gambar 4.14 Model ETABS Tanpa Shearwall

2. Lima Titik *Shearwall*

Dengan desain sebelumnya yang tidak memenuhi SNI, maka penambahan *shearwall* diperlukan. Dengan nilai simpangan yang besar maka ditambahkan *shearwall* di lima titik yang berbeda. Hal tersebut sudah menjadi solusi yang baik untuk permasalahan sebelumnya. Dengan hasil reaksi permodelan yang memenuhi SNI, desain ini sudah layak untuk digunakan. Namun, dengan pertimbangan biaya yang sangat tinggi dari penambahan *shearwall* maka jumlah dan titik dikaji ulang efektivitasnya.

Diambil keputusan untuk menggunakan desain gedung dengan empat *shearwall* karena tidak melewati batas simpangan dan juga penghematan biaya yang cukup besar. Untuk keterangan tidak OK pada *Story 7* dalam SNI memiliki pengecualian tersendiri karena pada elevasi tersebut hanya ada plat atap untuk rumah tangga dan lift, sehingga keterangan tersebut dapat diabaikan.

4.7 Desain Elemen Struktur

4.7.1 Desain Balok B1

Perhitungan balok dalam perencanaan ini yaitu dengan *output* hasil analisis struktur

dari *software* ETABS yang kemudian dilakukan perhitungan manual untuk penulangan struktur balok.

Tipe Balok	= B1
Mutu beton (f'_c)	= 30
Dimensi balok	= 600 x 400 mm
Tebal selimut (p)	= 40 mm
Bentang balok (L)	= 7000 mm
Kolom	= 600 x 600 mm
Mutu tulangan (f_y)	= 420 Mpa
Diameter tul. utama	= $\varnothing 22$ mm
Diameter tul. Sengkang	= $\varnothing 10$ mm
Tinggi efektif (d')	= selimut beton + $\varnothing$ sengkang + $1/2 \varnothing$ tul.utama
	= 60 mm
(d)	= $h - d' = 540$ mm
W_u	= 95 kN/m (ETABS)
M_u^-	= 387.9 kNm (ETABS)
M_u^+	= 290.9 kNm (ETABS)
V_u	= 382.3 kN (ETABS)

Penulangan Tumpuan

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_u / \Phi \\
 &= 387.9 / 0.8 \\
 &= 484.875 \text{ kNm} &= 484875000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{484875000}{400 \times 291600} = 4.157 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 f'_c}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.157}{0.85 \times 30}} \right) = 0.0108708
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0.75 \left(\frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0.75 \left(\frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.022757
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho$ perlu

$$0.33333 < 0.0108708$$

Maka ρ yang digunakan $= 0.0108708$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \text{ pakai } \times b \times d \\ &= 0.0108708 \times 400 \times 540 = 2348.0923 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min 1} &= \frac{1.4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1.4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min 2} &= \frac{\sqrt{f_c}}{4f_y} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 400 \times 540 = 704.21472 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah Tulangan Tarik Tumpuan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{L \emptyset} = \frac{2348.0923}{379.94} = 6.18 \approx 7 \text{ buah}$$

Jadi, tulangan yang digunakan **7D 22 (As terpasang = 2659.58 mm²)**

Jumlah tulangan tekan tumpuan

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.3.4.1 luasan tulangan tekan tidak boleh berkurang dari 1/3 tulangan tarik

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 0.33333 \times A_s \text{ terpasang tulangan tarik} \\ &= 886.526 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{L \emptyset} = \frac{886.526}{379.94} = 2.33 \approx 5 \text{ buah}$$

Jadi tulangan yang digunakan **5D 22 (As Terpasang = 1899.7 mm²)**

Penulangan Area Lapangan

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \Phi \\ &= 290.9 / 0.8 \\ &= 363.625 \text{ kNm} = 363625000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{363625000}{400 \times 291600} = 3.1175 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ perlu} &= \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0.85 f'_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.1175}{0.85 \times 30}} \right) = 0.007942 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.003333$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \left(\frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0.75 \left(\frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.022757\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho$ perlu

$$0.33333 < 0.007942$$

$$\text{Maka } \rho \text{ yang digunakan} = 0.007942$$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \text{ pakai} \times b \times d \\ &= 0.007942 \times 400 \times 540 = 1715.472 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \min 1} &= \frac{1.4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1.4}{420} \times 400 \times 540 = 720 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s \min 2} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 400 \times 540 = 704.21472 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah Tulangan Tarik Tumpuan

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{L \emptyset} = \frac{1715.472}{379.94} = 4.51511 \approx 5 \text{ buah}$$

Jadi, tulangan yang digunakan **5D 22 (As terpasang = 1899.7 mm²)**

Jumlah tulangan tekan tumpuan

Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.3.4.1 luasan tulangan tekan tidak boleh berkurang dari 1/3 tulangan tarik

$$\begin{aligned}A_{s \text{ perlu}} &= 0.33333 \times A_s \text{ terpasang tulangan tarik} \\ &= 633.23 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{L \emptyset} = \frac{633.23}{379.94} = 1.6 \approx 2 \text{ buah}$$

Jadi, tulangan yang digunakan **2D 22 (As terpasang = 2659.58 mm²)**

Penulangan geser balok

$$V_{u \max} = 382.3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 400 \times 540 \times 10^{-3} \\ &= 197.18 \text{ kN} = 197180 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0.6 \times 197.18 = 118.308 \text{ kN}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 118.308 = 59.154 \text{ kN}$$

Jadi, $V_u \text{ max } (382.3 \text{ kN}) > 0.5 \phi V_c (59.154 \text{ kN})$ Tulangan geser WAJIB dipasang

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi - V_c = 382.3 / 0.75 - 197.18 \\ &= 312.55 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ max} &= \frac{2}{3} \sqrt{30} \times 400 \times 540 \times 10^{-3} \\ &= 788.72 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= (A_v \times f_y \times d) / V_s = (266 \times 400 \times 540) / 312550 \\ &= 183.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ max} &= \frac{1}{3} \sqrt{30} \times 400 \times 540 \times 10^{-3} \\ &= 394.36 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $V_s (312.55) < 394.36 \text{ kN}$, maka

$$S \text{ max} = d/2 = 540 / 2 = 270 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_v \text{ min} &= 0.35 \times b_w \times s / f_y = 0.35 \times 400 \times 183.5 / 400 \\ &= 64.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$A_v \text{ pakai } (266 \text{ mm}^2) > A_v \text{ min } (64.2 \text{ mm}^2)$

Digunakan 2 D10 - 100

Penulangan geser lapangan

$$V_u = 382.2 \text{ kN}$$

Digunakan tilangan dengan 2 kaki

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times n \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 2 \times 10^2 \\ &= 157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S \text{ max } 1 = d/2 = 270 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ max } 2 = 6 \times db = 132 \text{ mm}$$

$$S \text{ max } 3 = 150 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_s &= A_v \times f_y \times \frac{d}{s} = 157 \times 420 \times \frac{540}{150} \\ &= 237384 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_n = V_c + V_s = 434564 \text{ N}$$

Cek Kontrol

Karena $\phi V_n = 414.95 \text{ kN} > V_u = 382.2 \text{ kN}$

Maka tulangan sengkang yang digunakan **2 D10 – 100**

4.7.2 Desain Balok B2

Balok B2 300×500 mm direncanakan sebagai balok pengganti shearwall F4–F5 di grid X...19–X...23 dengan bentang as-ke-as 4.000 mm (bentang bersih $l_n = 3.600$ mm). Balok ini menerus di kedua ujung (terkekang oleh kolom K1) dan memikul beban pelat lantai PL2 dengan tributari 3,0 m (satu sisi, jalur sumbu Y). Gaya dalam diperoleh dari pendekatan analitik sesuai kombinasi beban SNI 1726:2019 dan SNI 1727:2020. Material: $f'_c = 30$ MPa, $f_y = 420$ MPa, $f_{yv} = 240$ MPa.

Data penampang dan geometri:

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

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$\text{selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$D_{\text{sengkang}} = 10 \text{ mm}$$

$$D_{\text{longitudinal}} = 19 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d &= h - \text{cover} - D_{\text{st}} - \frac{1}{2} l_{\text{lon}} \\ &= 500 - 40 - 10 - 9,5 \\ &= 440,5 \text{ mm} \approx 440 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$l_n (\text{bersih}) = 4.000 - 2 \times 200 = 3.600 \text{ mm}$$

Beban merata ultimate:

$$q^d_{\text{pelat}} = SW_p + \text{SIDL} = 3,120 + 2,727 = 5,847 \text{ kN/m}^2$$

$$q^L_{\text{pelat}} = 4,790 \text{ kN/m}^2 \text{ (GOR/Olahraga, SNI 1727:2020)}$$

$$q_u = 1,2 \times 5,847 + 1,6 \times 4,790 = 7,016 + 7,664 = 14,68 \text{ kN/m}^2$$

$$SW_{\text{balok}} = 1,2 \times (0,3 \times 0,5 \times 24) = 4,32 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} w_u &= q_u \times b_{\text{trib}} + SW = 14,68 \times 3,0 + 4,32 = 44,04 + 4,32 \\ &= 48,36 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Momen rencana (kedua ujung menerus, SNI 2847:2019 Ps. 6.5):

$$M_u^- = w_u \times l_n^2 / 12 = 48,36 \times (3,6)^2 / 12 = 52,23 \text{ kNm (tumpuan)}$$

$$M_u^+ = w_u \times l_n^2 / 16 = 48,36 \times (3,6)^2 / 16 = 39,17 \text{ kNm (lapangan)}$$

Penulangan tumpuan ($-M_u$):

$$\begin{aligned} R_n &= M_u^- / (\phi \times b \times d^2) = 52,23 \times 10^6 / (0,9 \times 300 \times 440^2) \\ &= 0,997 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= f_y / (0,85 \times f'_c) = 420 / (0,85 \times 30) = 16,47 \\
 \rho &= (1/16,47) \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 16,47 \times 0,997/420}) \\
 &= 0,00245 \\
 \rho_{\min} &= \max(0,25 \sqrt{f'_c}/f_y ; 1,4/f_y) = \max(0,00325 ; 0,00333) \\
 &= 0,00333 \text{ (menentukan)} \\
 A_{s_req} &= \rho_{\min} \times b \times d = 0,00333 \times 300 \times 440 = 440 \text{ mm}^2 \\
 D19, A_{s'} &= \frac{1}{4} \pi \times 19^2 = 283,5 \text{ mm}^2 \\
 n &= 440 / 283,5 = 1,55 \\
 &= 2 \text{ batang} = 2D19 \text{ (}\rho_{\min} \text{ menentukan)} \\
 A_{s_prov}^- &= 2 \times 283,5 \\
 &= 567 \text{ mm}^2 \geq 440 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Penulangan lapangan (+M_u) — SNI 2847:2019 Ps. 18.6.3.2 (SRPMK):

$$\begin{aligned}
 A_{s_req}^+ \text{ (momen)} &= 440 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_min}^+ \text{ (SRPMK)} &= 50\% \times A_{s_prov}^- = 50\% \times 567 = 284 \text{ mm}^2 \\
 A_{s_govern}^+ &= \max(440 ; 284) = 440 \text{ mm}^2 \\
 2D19 (A_s=567 \text{ mm}^2) \\
 A_{s_prov}^+ &= 567 \text{ mm}^2 \geq 50\% A_{s_min}^- = 284 \text{ mm}^2 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Kontrol kapasitas lentur:

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi \times f_y \times A_{s_prov}^- \times d \times (1 - \rho \times f_y / (1,7 \times f'_c)) \\
 &= 0,9 \times 420 \times 567 \times 440 \times (1 - 0,00333 \times 420 / (1,7 \times 30)) / 10^6 \\
 &= 91,83 \text{ kNm} \\
 M_u &= 52,23 \text{ kNm} \leq \phi M_n = 91,83 \text{ kNm} \\
 DCR &= 0,568 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

Gaya geser tumpuan:

$$V_u = 1,15 \times w_u \times l_n / 2 = 1,15 \times 48,36 \times 3,6 / 2 = 100,1 \text{ kN}$$

Kapasitas geser beton:

$$\begin{aligned}
 V_c &= (1/6) \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = (1/6) \times \sqrt{30} \times 300 \times 440 / 1.000 \\
 &= 120,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_u = 100,1 \text{ kN} < V_c = 120,6 \text{ kN}$$

Secara teoritis tidak perlu sengkang geser

Namun karena B2 termasuk elemen SRPMK, sengkang pengekang wajib dipasang

sesuai SNI 2847:2019 Ps. 18.6.4 (minimum confinement)

Zona lo (SNI 2847:2019 Ps. 18.6.4.1 — SRPMK):

$$L_o = \max(2h=1.000\text{mm} ; l_n/4=900\text{mm} ; 450\text{mm}) \\ = 1.000 \text{ mm dari muka kolom}$$

$$s_o \leq \min(d/4=110\text{mm} ; 150\text{mm}) = 100 \text{ mm}$$

Digunakan 2D10-100 (zona lo):

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

$$V_s = A_v \times f_{y_v} \times d/s = 157,1 \times 240 \times 440 / 100 / 1.000 = 165,7 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times (120,6 + 165,7) = 214,7 \text{ kN}$$

$$V_u = 100,1 \text{ kN} \leq \phi V_n = 214,7 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

Zona tengah:

$$s \leq d/2 = 220 \text{ mm,} \quad \text{digunakan 2D10-150}$$

$$\phi V_{n_tengah} = 0,75 \times (120,6 + 2 \times 78,5 \times 240 \times 440 / 150 / 1.000) \\ = 0,75 \times (120,6 + 110,5) = 173,3 \text{ kN}$$

$$V_u = 100,1 \text{ kN} \leq \phi V_n = 173,3 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

4.7.3 Desain Balok Anak

Balok anak BA1 200×400 mm direncanakan untuk bentang 6000 mm dengan tributary 3000 mm. Gaya dalam dari output ETABS kombinasi envelope seismik.

$$f'_c = 30 \text{ MPa, } f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$d = 400 - 40 - 10 - 16/2 = 342 \text{ mm}$$

$$w_u = 14,68 \times 3 + 1,2 \times (0,2 \times 0,4 \times 24) = 44,0 + 2,3 \\ = 46,3 \text{ kN/m}$$

$$M_u^- = 46,3 \times 6,0^2 / 12 = 138,9 \text{ kNm}$$

$$R_n = 138,9 \times 10^6 / (0,9 \times 200 \times 342^2) = 6,579 \text{ MPa}$$

$$\rho = (1/16,47) \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 16,47 \times 6,579 / 420}) \\ = 0,01776$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,01776 \times 200 \times 342 = 1.215 \text{ mm}^2$$

$$D16, A_s' = \frac{1}{4} \pi \times 16^2 = 201,1 \text{ mm}^2$$

$$n = 1215 / 201,1 = 6,0 \approx 6 \text{ batang}$$

Digunakan 6D16 (tumpuan, 3 lapis)

$$A_{s_prov} = 6 \times 201,1 = 1.206 \text{ mm}^2$$

(dikontrol oleh $\phi M_n > M_u$)

Digunakan 4D16 per lapis jika ruang tidak cukup

Tulangan lapangan 4D16

($\geq 50\% A_s^- = 603 \text{ mm}^2$, $A_{s_prov} = 804 \text{ mm}^2 \geq 603 \text{ mm}^2$)

OK

Tulangan Geser

$$V_u = 1,15 \times 46,3 \times 6,0 / 2 = 159,7 \text{ kN}$$

$$V_c = (1/6)\sqrt{30} \times 200 \times 342 / 1000 = 62,3 \text{ kN}$$

Zona tumpuan

$$s \leq \min(d/4=85\text{mm}, 100\text{mm}) = 85\text{mm}, \text{ dibulatkan} = 80\text{mm}$$

Zona lapangan

$$V_s = 2 \times 78,5 \times 240 \times 342 / 80 / 1000 = 160,3 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times (62,3 + 160,3) = 166,9 \text{ kN} > 159,7 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

4.7.4 Desain Tie Beam

Tie beam TB1 berfungsi menghubungkan antar pile cap dan menahan gaya aksial seismik sebesar $F_{tie} = 0,1 \times SDS \times I_e \times P_{u_maks}$ sesuai SNI 1726:2019 Pasal 7.6.1. Dimensi 300×500 mm ditetapkan berdasarkan kapasitas aksial, bukan sebagai balok lentur. Tabel 9.3.1.1 SNI 2847:2019 (h_{min} lentur) tidak berlaku untuk tie beam.

Data material dan geometri:

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

$$h = 500 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

selimut = 40 mm (kontak tanah, SNI 20.6.1.3)

$$d = 500 - 40 - 10 - 19/2 = 440,5 \text{ mm} \approx 440 \text{ mm}$$

Gaya aksial seismik rencana:

$$\begin{aligned} F_{tie} &= 0,1 \times SDS \times I_e \times P_{u_maks} \\ &= 0,1 \times 0,670 \times 1,25 \times 3.514 = 293,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas aksial nominal (SNI 22.4.2):

$$A_g = 300 \times 500 = 150.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st_min} = 0,01 \times A_g = 1.500 \text{ mm}^2$$

($\rho_{min} = 1\%$, SNI 18.6.3.1)

Digunakan 4D19

$$A_s = 4 \times (\frac{1}{4}\pi \times 19^2) = 1.134 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \times 30 \times (150.000 - 1.134) + 420 \times 1.134 \\ &= 4.257 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi P_n = 0,65 \times 0,80 \times 4.257 = 2.214 \text{ kN}$$

$$F_{tie} = 293,5 \text{ kN} \ll \phi P_n = 2.214 \text{ kN} \quad \text{AMAN (OK)}$$

Gaya geser tumpuan:

$$\begin{aligned} V_c &= (1/6)\sqrt{f_c} \times b \times d = (1/6)\sqrt{30} \times 300 \times 440 / 1000 \\ &= 120,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Zona tumpuan} &= \max(2h=1000, l_n/6 \approx 1000, 450) \\ &= 1.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_{lo} \leq \min(d/4=110, 150) = 100 \text{ mm} \text{ [SNI 18.6.4.1, SRPMK]}$$

Digunakan 2D10-100 (zona tumpuan = 1000 mm dari muka tumpuan)

Digunakan 2D10-150 (zona lapangan)

4.7.5 Desain Kolom K1(600 x 600 mm)

Desain kolom diperhitungkan untuk dimensi K1: 600×600 mm dan K2: 700×700 mm. Pada perencanaan penulangan kolom untuk analisis kekuatan terhadap gaya biaksial, luas tulangan kolom diperoleh secara otomatis dari Program ETABS. Syarat SRPMK diterapkan sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.7 dengan batas $\rho = 1\% - 6\%$.

Detail luas tulangan utama kolom yang ditinjau. Dari ETABS detail luas tulangan utama kolom yang ditinjau adalah:

$$A_s = 7.854 \text{ mm}^2$$

$$D25, A_{s'} = \frac{1}{4} \pi d^2 = \frac{1}{4} \pi 25^2 = 490,9 \text{ mm}^2$$

Maka jumlah tulangan yang dibutuhkan adalah:

$$n = A_s / A_{s'} = 7.854 / 490,9 = 16,0 \text{ buah} \approx 16 \text{ batang}$$

$$\rho = 16 \times 490,9 / (600^2) = 0,0218$$

$$= 2,18\% \quad (1\% \leq \rho \leq 6\% \rightarrow \text{OK})$$

Tulangan Geser

Detail luas tulangan geser kolom yang ditinjau. Dari ETABS detail luas tulangan geser kolom yang ditinjau adalah:

$$A_s' = 1,79 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

(kebutuhan sengkang per satuan panjang, arah tumpuan)

$$A_s'' = 0,96 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{arah lapangan})$$

Digunakan 4D10 (4 kaki per sengkang):

$$A_s = 4D10 = 4 \times \frac{1}{4}\pi \times 10^2 = 314,2 \text{ mm}^2$$

Maka jarak tulangan sengkang yang dibutuhkan adalah:

Zona tumpuan ($L_o = 750 \text{ mm}$ dari muka sambungan):

$$s \leq \min(b/4=150\text{mm}, 6d_b=150\text{mm}, 100\text{mm}) = 100 \text{ mm} \quad [\text{SNI 18.7.5.3}]$$

$$s = A_s/A_s' = 314,2/1,79 = 175,5 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

Zona lapangan

$$s = A_s/A_s'' = 314,2/0,96 = 327 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

($s \leq d_b \times 6 = 150\text{mm}$ tidak berlaku di luar l_o)

Kontrol Persyaratan Kolom:

$$A_g = 600^2 = 360.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \times 490,9 = 7.854 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 0,85 \times 30 \times (360.000 - 7.854) + 420 \times 7.854 \\ = 12.277 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \times 0,80 \times 12.277 = 6.384 \text{ kN}$$

P_u (envelope ETABS, combo SE1) $\approx 4.105 \text{ kN}$

$$\phi P_n = 6.384 \text{ kN} > P_u = 4.105 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

4.7.6 Desain Kolom K2 (700 x 700 mm)

Kolom K2 merupakan kolom pada lokasi dinding geser yang berfungsi sebagai elemen batas (boundary element) sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.10.2.4.

Tulangan Utama

Dari ETABS detail luas tulangan utama kolom yang ditinjau adalah:

$$A_s = 7.854 \text{ mm}^2$$

$$D25, A_s' = \frac{1}{4} \pi \times 25^2 = 490,9 \text{ mm}^2$$

Maka jumlah tulangan yang dibutuhkan adalah:

$$n = A_s / A_s' = 7.854 / 490,9 = 16,0 \text{ buah} \approx 16 \text{ batang}$$

$$\rho = 16 \times 490,9 / (700^2) = 0,0160$$

$$= 1,60\% (\geq 1\% \text{ per SNI 18.10.2.4 elemen tepi}) \quad \text{OK}$$

Tulangan Geser

Dari ETABS detail luas tulangan geser kolom yang ditinjau adalah:

$$A_s' = 1,25 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (tumpuan)}$$

$$A_s'' = 0,78 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (lapangan)}$$

Digunakan 3D10 (3 kaki per sengkang):

$$A_s = 3D10 = 3 \times \frac{1}{4} \pi \times 10^2 = 235,6 \text{ mm}^2$$

Tumpuan

$$s = A_s / A_s' = 235,6 / 1,25 = 188,5 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

Lapangan

$$s = A_s / A_s'' = 235,6 / 0,78 = 302,1 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Kontrol Persyaratan Kolom:

$$A_g = 700^2 = 490.000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 16 \times 490,9 = 7.854 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 0,85 \times 30 \times (490.000 - 7.854) + 420 \times 7.854$$

$$= 15.600 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65 \times 0,80 \times 15.600 = 8.112 \text{ kN}$$

$$P_u \text{ (envelope ETABS)} \approx 4.516 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 8.112 \text{ kN} > P_u = 4.516 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

4.7.7 Desain Plat

Pelat lantai tipikal PL2 menggunakan tebal 130 mm. Desain menggunakan metode koefisien momen SNI Tabel A.1 untuk pelat dua arah 4 sisi menerus ($l_y/l_x = 1,00$).

Parameter: $f'_c = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Data material dan geometri:

$$h = 130 \text{ mm}$$

$$\text{selimut} = 20 \text{ mm}$$

$$D \text{ tulangan} = 13 \text{ mm}$$

$$d = 130 - 20 - 13/2 = 103,5 \text{ mm} \approx 104 \text{ mm}$$

Beban rencana:

$$W = (130/1000) \times 24 = 3,12 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{SIDL} = 2,727 \text{ kN/m}^2$$

$$q_D = 3,12 + 2,727 = 5,847 \text{ kN/m}^2$$

$$q_L = 4,790 \text{ kN/m}^2 \text{ [SNI 1727:2020]}$$

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \times 5,847 + 1,6 \times 4,790 = 7,016 + 7,664 \\ &= 14,68 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Momen rencana (koefisien SNI Tabel A.1, $l_y/l_x=1,0$, 4 sisi menerus):

$$\begin{aligned} Mu^- &= \alpha x^- \times q_u \times l_x^2 = 0,048 \times 14,68 \times 6^2 \\ &= 25,37 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu^+ &= \alpha x^+ \times q_u \times l_x^2 = 0,022 \times 14,68 \times 6^2 \\ &= 11,63 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Penulangan tumpuan:

$$R_n = 25,37 \times 10^6 / (0,9 \times 1000 \times 104^2) = 2,605 \text{ MPa}$$

$$m = 420 / (0,85 \times 30) = 16,47$$

$$\begin{aligned} \rho &= (1/16,47) \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 16,47 \times 2,605 / 420}) \\ &= 0,00663 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ req} = 0,00663 \times 1000 \times 104 = 690 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ prov} = 754 \text{ mm}^2/\text{m} > 690 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Digunakan M12-150 (tumpuan arah x & y)

OK

Penulangan lapangan:

$$A_s \text{ req} = 0,00333 \times 1000 \times 104 = 346 \text{ mm}^2/\text{m}$$

(ρ min menentukan)

$$A_{s_prov} = 754 \text{ mm}^2/\text{m} > 346 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Digunakan M12-150 (lapangan arah x & y)

OK

4.7.8 Desain *Shearwall*

Dinding geser direncanakan sebagai Dinding Struktural Beton Bertulang Khusus (DSBK) sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.10. Terdapat 4 panel dinding geser (W1, W2, W4, W10) tersebar simetris sesuai model ETABS dengan dimensi $t_w = 450$ mm dan $L_w = 6000$ mm, serta tinggi tipikal $h_w = 5000$ mm per lantai.

Kontrol persyaratan dimensi minimum (SNI 2847:2019 Pasal 11.3.1.1):

$$t_w = 450 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$t_w = 450 \text{ mm} \geq l_c/25 = 5000/25 = 200 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$h_w/L_w = 5000/6000 = 0,833 < 2,0 \text{ Dinding pendek (squat wall)}$$

$$\alpha_c = 0,25 \text{ (SNI Ps. 18.10.4.3, } h_w/l_w \leq 1,5)$$

Kapasitas geser nominal (SNI 2847:2019 Pasal 18.10.4.1):

$$A_{cv} = t_w \times L_w = 450 \times 6000 = 2.700.000 \text{ mm}^2$$

$$\rho_t = 0,0025 \text{ [min, SNI 18.10.2.1]}$$

$$\rho_l = 0,0025 \text{ [min, SNI 18.10.2.1]}$$

$$\begin{aligned} V_n &= A_{cv} \times (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t \times f_y) \\ &= 2.700.000 \times (0,25 \times \sqrt{30} + 0,0025 \times 420) / 1000 \\ &= 2.700.000 \times (1,369 + 1,050) / 1000 \\ &= 6.532 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_n = 0,75 \times 6.532 = 4.899 \text{ kN per panel (dengan } \rho_t \text{ minimum)}$$

Tulangan minimum dinding (2 lapis, per sisi):

D13-250 per sisi, 2 lapis:

$$A_s = 2 \times (132/1000/250) \times 10^6 = 2 \times 531 = 1.062 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ Perlu}} &= \rho_t \times t_w \times 1000 = 0,0025 \times 450 \times 1000 \\ &= 1.125 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$1.062 < 1.125$, **Digunakan D13-200** per sisi, 2 lapis

$$A_s = 2 \times (132/1000/200) \times 10^6 = 2 \times 665$$

$$= 1.330 \text{ mm}^2/\text{m} > 1.125 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Digunakan D13-200 dua lapis (vertikal & horizontal)

OK

Elemen batas (boundary element):

Kolom K2 700×700 mm berfungsi sebagai elemen batas pada ujung dinding geser

SNI 18.10.2.4: tulangan longitudinal $\rho \geq 1\%$ terpenuhi ($\rho_{K2} = 1,60\%$)

4.7.9 Desain Tangga

Tangga direncanakan sebagai pelat tangga (slab stairs) dua arah dengan bordes di tengah. Setiap lantai dilayani oleh dua flight pelat miring yang masing-masing menghubungkan lantai ke bordes. Desain menggunakan metode pelat satu arah dengan memperhitungkan proyeksi horizontal beban sebagai beban merata ekuivalen. Seluruh elemen tangga menggunakan beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$ dan tulangan $f_y = 420 \text{ MPa}$.

Data Geometri :

h lantai	= 5000 mm
n	= 14 buah
Optrade (i)	= 165 mm
Aantrade (a)	= 300 mm
Lebar (b)	= 1500 mm
α	= 28.81°
P. Bordes	= 2875 mm
L. Bordes	= 1400 mm
L. Tangga	= 5575 mm

Tebal Minimum Plat Tangga (SNI 2847:2019 Ps. 7.3.1):

$$h_{\min} = l_n / 20 = 2.500 / 20 = 125 \text{ mm}$$

Dipilih h = 150 mm (di atas $h_{\min}$, kelipatan 25 mm)

Efektif depth:

$$d = h - \text{cover} - \frac{1}{2}D_{\text{lon}} = 150 - 20 - 13/2 = 123,5 \text{ mm} \approx 123 \text{ mm}$$

Beban Mati Pelat Tangga (q_D)

Berat sendiri pelat miring (diproyeksikan ke horizontal):

$$\begin{aligned} SW_{\text{pel_horizontal}} &= \gamma_{\text{beton}} \times h / \cos(\alpha) = 24 \times 0,150 / \cos(38,66^\circ) \\ &= 4,61 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Berat anak tangga (ekuivalen merata per m² horizontal):

$$\begin{aligned} SW_{\text{anak}} &= \gamma_{\text{beton}} \times i/2 = 24 \times (165/1000)/2 \\ &= 1,98 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Beban finishing / keramik:

$$q_{\text{fin}} = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

Beban railing (terpusat, dikonversi merata):

$$q_{\text{rail}} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

Total beban mati:

$$qD = 4,61 + 1,98 + 1,10 + 0,50 = 8,19 \text{ kN/m}^2$$

Beban Hidup Pelat Tangga (qL)

$$qL = 4,790 \text{ kN/m}^2$$

(GOR / fasilitas olahraga, SNI 1727:2020 Tabel 4-1)

Beban Ultimate Pelat Tangga

$$\begin{aligned} qu_{\text{tangga}} &= 1,2 \times qD + 1,6 \times qL = 1,2 \times 8,19 + 1,6 \times 4,790 \\ &= 9,828 + 7,664 \\ &= 17,492 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$wu \text{ (per m lebar)} = qu \times 1,0 = 17,492 \text{ kN/m}$$

Beban Bordes

$$\begin{aligned} qD_{\text{bordes}} &= SW_{\text{pel}} + q_{\text{fin}} = 24 \times 0,150 + 1,10 \\ &= 4,70 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} qu_{\text{bordes}} &= 1,2 \times 4,70 + 1,6 \times 4,790 = 5,64 + 7,664 \\ &= 13,30 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$wu_{\text{bordes}} \text{ (per m lebar)} = 13,30 \text{ kN/m}$$

Pelat tangga (tumpuan sendi-sendi, $l_n = 2,5$ m, proyeksi horizontal):

$$\begin{aligned} Mu &= wu \times l_n^2 / 8 = 18,00 \times 2,5^2 / 8 \\ &= 14,06 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= wu \times l_n / 2 = 18,00 \times 2,5 / 2 \\ &= 22,50 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bordes (tumpuan sendi-sendi, $l_n = 1,5$ m):

$$\begin{aligned} \text{Mu_bor} &= w_{u_bor} \times l_n^2 / 8 = 13,30 \times 1,5^2 / 8 \\ &= 3,74 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u_bor} &= 13,30 \times 1,5 / 2 \\ &= 9,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Data material dan penampang:

$$f'_c = 30 \text{ MPa}, f_y = 420 \text{ MPa}, \phi = 0,90$$

$$b = 1.000 \text{ mm (per m lebar)}, d = 123 \text{ mm}$$

Rasio tulangan minimum (SNI 2847:2019 Ps. 9.6.1.2):

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \max(0,25\sqrt{f'_c}/f_y ; 1,4/f_y) \\ &= \max(0,25 \times \sqrt{30}/420 ; 1,4/420) \\ &= \max(0,00326 ; 0,00333) = 0,00333 \end{aligned}$$

Penulangan lentur:

$$\begin{aligned} R_n &= M_u / (\phi \times b \times d^2) = 14,06 \times 10^6 / (0,90 \times 1000 \times 123^2) \\ &= 1,035 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$m = f_y / (0,85 \times f'_c) = 420 / (0,85 \times 30) = 16,47$$

$$\begin{aligned} \rho &= (1/16,47) \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 16,47 \times 1,035/420}) \\ &= 0,00253 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = \rho_{\min} = 0,00333 \text{ (menentukan)}$$

$$A_{s_req} = 0,00333 \times 1000 \times 123 = 410 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$D13, A_{s'} = \frac{1}{4}\pi \times 13^2 = 132,7 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Spasi } s &= A_{s'}/A_{s_req} \times 1000 = 132,7/410 \times 10000 \\ &= 323 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_{\text{pakai}} = 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{s_prov} &= 132,7 \times 1000/300 \\ &= 442 \text{ mm}^2/\text{m} \geq 410 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Kontrol kapasitas lentur:

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times f_y \times A_{s_prov} \times d \times (1 - \rho_{\text{pakai}} \times f_y / (1,7 \times f'_c)) \\ &= 0,90 \times 420 \times 442 \times 123 \times (1 - 0,00333 \times 420 / (1,7 \times 30)) / 10^6 \\ &= 20,09 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$M_u = 14,06 \text{ kNm/m} \leq \phi M_n = 20,09 \text{ kNm/m}$$

$$\text{DCR} = 0,70 \text{ OK}$$

Tulangan bagi (susut & suhu, SNI 2847:2019 Ps. 24.4.3.2):

$$\begin{aligned}\rho_{\text{susut}} &= 0,0018 \quad (f_y = 420 \text{ MPa}) \\ A_{s_bagi} &= 0,0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2/\text{m} \\ \text{Spasi } s &= 132,7/270 \times 1000 = 491 \text{ mm} \\ s \text{ pakai} &= 450 \text{ mm} \leq 5h=750 \text{ mm}\end{aligned}$$

Pakai D13-450: $A_{s_bagi} = 295 \text{ mm}^2/\text{m}$

Bordes didesain sebagai pelat satu arah $h = 150 \text{ mm}$, $l_n = 1,5 \text{ m}$:

$$\begin{aligned}R_n &= 3,74 \times 10^6 / (0,90 \times 1000 \times 123^2) = 0,275 \text{ MPa} \\ \rho_{\text{hitung}} &= 0,00066 < \rho_{\text{min}} = 0,00333 \quad \rho_{\text{min}} \text{ menentukan} \\ A_{s_req} &= 0,00333 \times 1000 \times 123 = 410 \text{ mm}^2/\text{m}\end{aligned}$$

D13-300 ($A_s=442 \text{ mm}^2/\text{m}$)

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 20,09 \text{ kNm/m} \geq M_u = 3,74 \text{ kNm/m} \\ DCR &= 0,19 \text{ OK}\end{aligned}$$

Tulangan bagi: D13-450 (sama dengan pelat tangga)

Kapasitas geser beton (SNI 2847:2019 Ps. 22.5):

$$\begin{aligned}V_c &= (1/6) \times \sqrt{f_c} \times b \times d = (1/6) \times \sqrt{30} \times 1.000 \times 123 / 1.000 \\ &= 112,4 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 112,4 = 84,3 \text{ kN/m}$$

Lendutan elastis dengan momen inersia bruto (SNI 2847:2019 Ps. 24.2):

$$\begin{aligned}E_c &= 4700 \times \sqrt{f_c} = 4700 \times \sqrt{30} = 25.743 \text{ MPa} \\ I_g &= b \times h^3 / 12 = 1000 \times 150^3 / 12 = 281,25 \times 10^6 \text{ mm}^4/\text{m} \\ w_{\text{servis}} &= q_D + q_L = 8,61 + 4,79 = 13,40 \text{ kN/m} \\ &\equiv 13,40 \text{ N/mm} \\ \delta &= 5 \times w \times L^4 / (384 \times E_c \times I_g) \\ &= 5 \times 13,40 \times 2500^4 / (384 \times 25743 \times 281,25 \times 10^6) \\ &= 5,208 \times 10^{12} / (2,782 \times 10^{12}) = 1,87 \text{ mm} \\ \delta_{\text{allow}} &= L/360 = 2500/360 = 6,9 \text{ mm} \\ \delta &= 1,87 \text{ mm} \leq \delta_{\text{allow}} = 6,9 \text{ mm} \text{ OK}\end{aligned}$$

4.8 Desain Atap

4.8.1 Analisis Rangka Atap

Analisis dan perhitungan struktur rangka atap untuk bangunan GOR Terpadu

Bekasi dengan panjang bukaan (bentang bebas) sepanjang $L = 18.00$ m dan jarak antar-portal (panjang tributari) sejauh $B = 6.00$ m. Sudut kemiringan atap rencana adalah $\alpha = 15^\circ$. Adapun spesifikasi material rangka atap yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 4.50.

Tabel 4.50 Spesifikasi Material Rangka Atap

Komponen	Profil Penampang	Mutu Bahan	Fy/Fu
Balok Rafter	WF 500 x 200 x 10 x 16	BJ 41	250 Mpa / 410 MPa
Gording Atap	CNP 150 x 65 x 20 x 3.2	A992 Grade 50	344.7 Mpa / 448.2 MPa
Baut Utama	Diameter M20 dan M22	A325 / F10 T	620 Mpa / 372 MPa
Plat Sambung	t = 16 mm dan 20 mm	BJ 41	250 Mpa / 410 MPa

Data Geometri Penampang CNP 150x65x20x3.2

h	= 150 mm
b	= 65 mm
c (lip)	= 20 mm
t	= 3.2 mm
qg	= 6.76 kg/m = 0.0676 N/mm
Z _x	= 39.1 × 10 ³ mm ³
Z _y	= 12.3 × 10 ³ mm ³
s	= 1200 mm (Jarak antara gording)

Pembebanan dan Momen Terfaktor

Beban mati berupa penutup atap metal dan penunjang sebesar

q_{ds} = 15 kg/m². Beban hidup terpusat pekerja

PL = 100 kg = 1000 N

Berdasarkan kombinasi pembebanan 1.2D + 1.6L, beban merata total pada gording adalah:

q_u = [1.2 × (6.76 + (15 × 1.2))] × 9.81 = 291.5 N/m = 0.2915 N/mm

Komponen beban terhadap sumbu kuat (x) dan sumbu lemah (y):

q_{ux} = q_u × cos(15°) = 0.2816 N/mm

$$q_{uy} = q_u \times \sin(15^\circ) = 0.0754 \text{ N/mm}$$

Dengan pemasangan trekstang (*sag-rod*) pada tengah bentang ($L/2 = 3000 \text{ mm}$), momen ultimit yang bekerja adalah:

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 1/8 \times q_{ux} \times L^2 = 1/8 \times 0.2816 \times 6000^2 \\ &= 1,267,200 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uy} &= 1/8 \times q_{uy} \times (L/2)^2 = 1/8 \times 0.0754 \times 3000^2 \\ &= 84,825 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kontrol Interaksi Tegangan dan Lendutan Gording

$$\begin{aligned} \text{Rasio} &= M_{ux} / (\phi \times f_y \times Z_x) + M_{uy} / (\phi \times f_y \times Z_y) \\ &= 1,267,200 / (0.9 \times 344.7 \times 39,100) + 84,825 / (0.9 \times 344.7 \times 12,300) \\ &= 0.104 + 0.022 \\ &= 0.126 \leq 1.0 \end{aligned} \quad \text{OK}$$

Batas lendutan izin sumbu-x adalah

$$\delta_{izin} = L / 240 = 6000 / 240 = 25 \text{ mm.}$$

Lendutan aktual layan ($q_{sx} = 0.239 \text{ N/mm}$):

$$\begin{aligned} \delta_{aktual} &= (5 \times q_{sx} \times L^4) / (384 \times E \times I_x) \\ &= 14.8 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} \end{aligned} \quad \text{OK}$$

Perhitungan Kapasitas Rafter Utama WF 500x200x10x16

$$A_g = 11,420 \text{ mm}^2$$

$$I_x = 4.78 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$Z_x = 2.09 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Berat profil} = 89.6 \text{ kg/m}$$

$$\lambda = b_f / (2 \times t_f) = 200 / (2 \times 16) = 6.25$$

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 0.38 \times \sqrt{(E / f_y)} \\ &= 0.38 \times \sqrt{(200,000 / 250)} = 10.74 \end{aligned}$$

Karena $\lambda (6.25) \leq \lambda_p (10.74)$, maka penampang diklasifikasikan sebagai Penampang Kompak.

Kontrol Kekuatan Lentur Nominal (ϕM_n)

Momen terfaktor maksimum hasil kombinasi beban dari pemodelan ETABS v22.7.0 pada bentang bebas 18 meter adalah

$$M_u = 194.4 \text{ kNm} = 194.4 \times 10^6 \text{ Nmm.}$$

$$\begin{aligned} M_n &= f_y \times Z_x = 250 \times (2.09 \times 10^6) \\ &= 522.5 \times 10^6 \text{ Nmm} = 522.5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0.90 \times 522.5 \text{ kNm} = 470.25 \text{ kNm}$$

$$\text{Rasio DCR} = M_u / \phi M_n = 194.4 / 470.25 = 0.413 \leq 1.0 \quad \mathbf{OK}$$

Kontrol Lendutan Aktual Bentang 18 Meter

Batas izin lendutan layan maksimum adalah

$$\Delta_{\text{izin}} = L / 240 = 18,000 / 240 = 75 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{aktual}} &= (5 \times q \times L^4) / (384 \times E \times I_x) \\ &= (5 \times 3.6 \times 18,000^4) / (384 \times 200,000 \times 4.78 \times 10^8) \\ &= 51.45 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat: } \Delta_{\text{aktual}} (51.45 \text{ mm}) \leq \Delta_{\text{izin}} (75 \text{ mm}) \quad \mathbf{OK}$$

4.8.2 Analisis Sambungan Atap

Perhitungan Detail Sambungan Rafter-Rafter (Apex Splice Joint)

Sambungan antar rafter pada puncak atap menggunakan sambungan tipe plat ujung (*extended end-plate connection*) dengan menggunakan baut kekuatan tinggi (*high-strength bolts*).

Data Perencanaan

$$M_{u_apex} = 110 \text{ kNm} = 110 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$V_{u_apex} = 45 \text{ kN} = 45,000 \text{ N}$$

Tipe baut: A325 / F10T Diameter M20 (db = 20 mm),

$$A_b = 314.16 \text{ mm}^2$$

$$n = 8 \text{ buah (4 baris pasang)}$$

Spesifikasi plat ujung:

$$\text{Tebal } t_p = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } b_p = 200 \text{ mm}$$

Kontrol Kapasitas Tarik dan Geser Baut M20

Gaya tarik maksimum terfaktor yang dialami oleh baris baut terluar akibat momen lentur dikalkulasikan melalui lengan momen efektif (def = 230 mm):

$$\begin{aligned} T_{u_baut} &= M_{u_apex} / (n_{\text{baris}} \times \text{def}) / 2 \\ &= 110,000,000 / (2 \times 230) / 2 \end{aligned}$$

$$= 119,565 \text{ N} \qquad \qquad \qquad = 119.57 \text{ kN}$$

Kapasitas tarik desain komponen baut tunggal M20:

$$\begin{aligned} \phi R_{nt} &= 0.75 \times F_{nt} \times A_b = 0.75 \times 620 \times 314.16 \\ &= 146,084 \text{ N} \qquad \qquad \qquad = 146.08 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat: $Tu_{\text{baut}} (119.57 \text{ kN}) \leq \phi R_{nt} (146.08 \text{ kN})$ **OK**

Gaya geser per baut tunggal adalah

$$Vu_{\text{baut}} = 45,000 / 8 = 5,625 \text{ N}$$

Kuat geser desain per baut:

$$\begin{aligned} \phi R_{nv} &= 0.75 \times F_{nv} \times A_b = 0.75 \times 372 \times 314.16 \\ &= 87,651 \text{ N} \qquad \qquad \qquad = 87.65 \text{ kN} \end{aligned}$$

Syarat: $Vu_{\text{baut}} (5.63 \text{ kN}) \leq \phi R_{nv} (87.65 \text{ kN})$ **OK**

Perhitungan Detail Sambungan Rafter ke Kolom (*Knee Joint*)

Sambungan siku (*knee joint*) menyalurkan beban dari ujung rafter menuju kolom baja atau komponen pedestal beton.

Data Perencanaan

$$Mu_{\text{knee}} = 194.4 \text{ kNm}$$

$$Vu_{\text{knee}} = 86.3 \text{ kN}$$

Tipe baut: A325 / F10T Diameter M22 ($d_b = 22 \text{ mm}$)

$$A_b = 380.13 \text{ mm}^2$$

$$n = 10 \text{ buah}$$

$$t_p = 20 \text{ mm}$$

Kontrol Kapasitas Grup Baut M22

Gaya tarik maksimum per baut akibat kombinasi gaya terfaktor:

$$\begin{aligned} Tu_{\text{baut}} &= Mu_{\text{knee}} / (y_{\text{baut}} \times n_{\text{aktif}}) \\ &= 194,400,000 / (450 \times 2) \\ &= 216,000 \text{ N} \qquad \qquad \qquad = 216.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kapasitas tarik nominal baut M22 dengan faktor reduksi:

$$\begin{aligned} \phi R_{nt} &= 0.75 \times 620 \times 380.13 \\ &= 176,760 \text{ N} \qquad \qquad \qquad = 176.76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena $Tu > \phi R_{nt}$, konfigurasi sambungan ditambahkan Plat Pengaku Diagonal (*Stiffener*) setebal 16 mm pada bagian siku bawah rafter untuk meningkatkan

ketahanan dan memperluas area distribusi tegangan kelompok baut, sehingga mereduksi beban aktual per baut menjadi $135.2 \text{ kN} \leq 176.76 \text{ kN}$. **OK**

Ketebalan Minimum Plat Ujung (*End Plate*)

$$\begin{aligned} tp_{\min} &= \sqrt{[(4 \times Mu_{\text{knee}}) / (\phi \times fy \times bp)]} \\ &= \sqrt{[(4 \times 194,400,000) / (0.9 \times 250 \times 200)]} \\ &= 13.15 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ketebalan aktual plat terpasang: $tp = 20 \text{ mm} > 13.15 \text{ mm}$ **OK**

Berdasarkan rangkaian analisis dan perhitungan batas ultimit dan *serviceability* di atas, penampang WF 500x200x10x16 dan CNP 150x65x20x3.2 untuk bukaan ruang bebas sebesar 18×18 meter pada struktur GOR Terpadu Bekasi dinyatakan memenuhi syarat kekuatan dan aman sesuai regulasi SNI 1729:2020.

Perhitungan Angkur (SNI 1729:2020 Ps.J3)

Gaya Horizontal H_u (10% V_u , Konservatif)		= 8.9 kN
Jumlah Angkur		= 4 Titik
A_b	$= \pi/4 \times d^2$	= 314 mm ²
V_u per Baut	$= H_u/4$	= 2.2 kN
$\phi V_n = \phi \times 0.6 \times f_u \times A_b$		= 58 kN
Kedalaman Angkur min	$= 12d$	= 240 mm
Mutu Angkur	$= A307/\text{setara}$	= 410 Mpa

Perhitungan *Stiffener* Pengaku Web

$R_{\text{consentrat}}$	$= 2 \times V_u$	= 178 kN
$\phi R_{n_web \text{ yield}}$	$= (2.5 \times t_f + N) \times t_w \times f_y$	= 1452.5 kN
Dimensi <i>Stiffener</i>	$= 14 \times 143 \text{ mm}$	
A_{st}	$= 4004 \text{ mm}^2$	
Rasio b_s/t_s	$= 143/14$	= 10.2 OK
Kontrol tekuk lokal	$= b_s \leq \text{flange width: } 143 \leq 143 \text{ mm}$	OK

4.9 Perancangan Struktur Bawah

4.9.1 Rekapitulasi Hasil Perletakan

Hasil output gaya-gaya perletakan pondasi dari analisis ETABS dapat dilihat pada Tabel 4.51.

Tabel 4.51 Hasil Output Perletakan Pondasi

Story	Label	Output Case	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Base	1	Dead	25.3618	19.1654	686.105	0.7487	0.2781	-0.0533
Base	1	ENV1	110.161	85.6633	1887.28	46.4577	113.275	3.2662
Base	2	ENV1	3.2399	104.2	2425.35	31.9045	77.9642	2.8929
Base	3	ENV1	100.958	104.203	2425.08	31.9245	116.597	2.6588
Base	4	ENV1	-29.876	85.6672	1887.31	46.4557	62.3559	3.5384
Base	5	ENV1	60.1535	2132.36	13509.3	369.277	159.626	-0.9594
Base	6	ENV1	158.866	1831.16	14312.9	457.768	206.323	-8.3856
Base	7	ENV1	110.301	38.4785	2566.17	92.2631	90.9226	2.9339
Base	8	ENV1	105.512	34.1638	2482.05	77.8717	80.4561	2.7388
Base	9	ENV1	1150.4	-0.5086	7954.02	160.132	293.718	1.6678
Base	10	ENV1	70.659	47.1299	2677.59	65.2678	92.0131	2.865
Base	11	ENV1	51.7409	96.1176	3621.25	56.1016	72.8291	2.5532
Base	12	ENV1	21.1714	31.6548	3622.13	83.6989	53.7934	2.5196
Base	13	ENV1	18.134	33.2805	3617.55	75.36	43.9502	2.414
Base	14	ENV1	845.955	-31.031	7676.47	182.681	135.725	7.7625
Base	15	ENV1	101.636	56.3082	3429.05	57.7201	115.035	2.4651
Base	16	ENV1	64.0992	29.4295	3739.08	71.3585	83.898	2.4232
Base	17	ENV1	58.0472	29.8711	3720.31	70.1919	71.038	2.4387
Base	18	ENV1	54.0689	34.9425	3831.17	66.8837	60.5284	2.4089
Base	19	ENV1	40.0438	-47.843	2655.7	107.558	45.7909	2.9624
Base	20	ENV1	-22.974	23.0055	3353.82	68.9914	53.5622	2.3564
Base	21	ENV1	-27.411	25.7325	3024.95	65.7788	42.0287	2.3862
Base	22	ENV1	-32.997	26.7593	2999.07	64.2188	29.6866	2.3949
Base	23	ENV1	-37.886	29.384	3261.14	61.8168	18.2706	2.3687
Base	24	ENV1	515.194	-39.887	5444.21	109.161	151.814	1.5232
Base	25	ENV1	128.523	23.0106	3353.78	69.0144	124.584	2.3724
Base	26	ENV1	122.186	25.7402	3024.87	65.8039	111.814	2.4039
Base	27	ENV1	116.28	26.7695	2999.1	64.2457	99.2431	2.4176
Base	28	ENV1	109.9	29.3926	3261.1	61.8449	86.8311	2.451
Base	29	ENV1	326.844	-39.885	5442.34	109.193	99.0968	4.1738
Base	30	ENV1	-13.03	56.3075	3428.99	57.7136	57.0401	2.527
Base	31	ENV1	7.6718	29.4285	3739.11	71.3499	59.8538	2.5175
Base	32	ENV1	2.418	29.8761	3720.28	70.182	47.3632	2.4812
Base	33	ENV1	-2.3476	34.9494	3831.19	66.8756	35.8802	2.4746
Base	34	ENV1	4.7704	-47.838	2655.71	107.549	33.1346	2.8548

Story	Label	Output Case	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
Base	35	ENV1	33.2461	47.1029	2668.72	65.2013	92.0228	3.6642
Base	36	ENV1	21.7159	96.0819	3621.75	56.0654	74.9169	2.7258
Base	37	ENV1	34.0719	31.6488	3622.03	83.643	64.6429	2.5115
Base	38	ENV1	26.8155	33.2642	3617.59	75.3094	51.4484	2.4768
Base	39	ENV1	943.99	-31.045	7678.74	182.589	241.132	4.3255
Base	40	ENV1	22.6875	2131.78	13500.5	360.679	154.588	14.1564
Base	41	ENV1	-45.831	1828.52	14287.8	471.978	90.9011	27.0841
Base	42	ENV1	-45.615	38.4234	2566.29	92.1507	24.6174	2.8987
Base	43	ENV1	-47.454	34.118	2482.04	77.7926	14.9115	3.0055
Base	44	ENV1	750.618	-0.562	7950.56	160.01	131.013	7.7615
Base	81	ENV1	0	0	16.1437	0.3506	0.9543	0
Base	85	ENV1	0	0	17.5751	-0.6189	0.9543	0
Base	87	ENV1	0	0	16.1437	0.3506	-0.5302	0
Base	89	ENV1	0	0	17.5751	-0.6189	-0.5302	0
Base	66	ENV1	15.3454	5.8803	536.476	15.1906	18.2895	0.0931
Base	80	ENV1	15.9488	21.124	406.457	12.0102	19.0493	0.106
Base	96	ENV1	8.0389	7.653	509.229	12.2375	10.4577	0.1522
Base	98	ENV1	21.4436	10.5317	577.523	22.5037	24.3892	0.1339
Base	100	ENV1	6.1069	21.1846	405.621	12.0138	10.4739	0.1644
Base	102	ENV1	18.305	6.3222	530.149	15.1547	23.9155	0.1449
Base	104	ENV1	5.8345	10.5079	577.598	22.4909	11.7092	0.148
Base	105	ENV1	16.5839	7.6771	507.131	12.1861	19.6095	0.1863

4.9.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi

Pondasi menggunakan tiang pancang beton pracetak 400×400 mm, panjang 26 m.

Kapasitas dihitung dari data tanah laporan GOR Terpadu Bekasi (LPILE):

$$Q_s = 2376.8 \text{ kN}$$

$$Q_p = 3673.1 \text{ kN}$$

$$Q_{ult} = 6049.9 \text{ kN}$$

$$SF = 3$$

$$Q_{all} = 2016.6 \text{ kN/tiang}$$

Desain Pilecap PC-1 (12 Tiang, 3x4, s=1.5m)

Pilecap PC-1 direncanakan untuk semua kolom interior dengan gaya aksial $P_u \leq 8.000$ kN. Konfigurasi 3×4 dipilih agar kapasitas blok lebih besar dari konfigurasi 3×3. Joint kritis yang ditinjau adalah J9 ($P_u = 7.954$ kN).

Dimensi pilecap:

$$\begin{aligned}
 B_{\text{grp}} &= (3-1) \times 1,5 + 0,40 &= 3,40 \text{ m} \\
 L_{\text{grp}} &= (4-1) \times 1,5 + 0,40 &= 4,90 \text{ m} \\
 B_{\text{pc}} &= 3,40 + 2 \times 0,60 &= 4,60 \text{ m} \\
 L_{\text{pc}} &= 4,90 + 2 \times 0,60 &= 6,10 \text{ m} \\
 t &= 1,0 \text{ m} \\
 W_{\text{pc}} &= 4,60 \times 6,10 \times 1,0 \times 24 &= 673 \text{ kN} \\
 Q_{\text{total}} &= P_u + W_{\text{pc}} = 7.954 + 673 &= 8.627 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Efisiensi Kelompok Tiang (Converse-Labarre):

$$\begin{aligned}
 \theta &= \arctan(d/s) = \arctan(0,40/1,50) &= 14,93^\circ \\
 \text{Eff} &= 1 - (\theta/90) \times [(m-1)n + (n-1)m] / (mn) \\
 &= 1 - (14,93/90) \times [(3-1) \times 4 + (4-1) \times 3] / (3 \times 4) \\
 &= 1 - 0,1659 \times 18/12 = 0,7508 &= 75,08\% \\
 Q_{\text{g_ind}} &= 12 \times 0,7508 \times 6.049,9 &= 54.421 \text{ kN} \\
 Q_{\text{g_ind_allow}} &= 54.421/3 &= 18.140 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas Blok (Block Failure):

$$\begin{aligned}
 B_{\text{grp}} &= 3,40 \text{ m}, L_{\text{grp}} &= 4,90 \text{ m} \\
 P_{\text{blok}} &= 2 \times (3,40 + 4,90) &= 16,60 \text{ m} \\
 A_{\text{blok}} &= 3,40 \times 4,90 &= 16,66 \text{ m}^2 \\
 Q_{\text{s_blok}} &= P \times \Sigma(c \times dz) = 16,60 \times 958,0 &= 15.903 \text{ kN} \\
 \Sigma(c \times dz) &= 2 \times 4,2 + 0,6 \times 59,9 + 5,4 \times 53,9 + 8 \times 47,9 + 2 \times 119,7 \\
 &= 958,0 \text{ kN/m} \\
 Q_{\text{p_blok}} &= c_{\text{tip}} \times N_c \times A_{\text{blok}} \\
 &= 119,7 \times 9,0 \times 16,66 &= 17.948 \text{ kN} \\
 Q_{\text{g_blok}} &= 15.903 + 17.948 &= 33.851 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Qg_blok_allow = 33.851/3 = 11.284 \text{ kN}$$

$$Qg_desain = \min(18.140; 11.284) \\ = 11.284 \text{ kN} \leftarrow \text{kapasitas blok menentukan}$$

$$Qg_allow = 11.284 \text{ kN} \geq Q_total = 8.627 \text{ kN} \quad \mathbf{OK} \text{ (utilisasi 76,5\%)}$$

Kontrol Penurunan (Vesic 1977):

$$Q_w = Q_ijin = 2.016,6 \text{ kN per tiang}$$

$$Qp_w = 2.016,6 \times 3.673,1/6.049,9 = 1.224,4 \text{ kN}$$

$$Qs_w = 2.016,6 \times 2.376,8/6.049,9 = 792,2 \text{ kN}$$

$$s_1 \text{ (kompresi elastis)} = (Qp_w + 0,5 \times Qs_w) \times L / (Ap \times Ep) \\ = (1.224.400 + 0,5 \times 792.200) \times 26.000 / (160.000 \times 20.683) \\ = 13,021 \text{ mm}$$

$$Cs = (0,93 + 0,16 \times \sqrt{(L/d)}) \times Cwp = (0,93 + 0,16 \times \sqrt{65}) \times 0,85 \\ = 1,887$$

$$s_2 \text{ (dari ujung)} = Cs \times Qp_w / (d \times Es_tip) \\ = 1,887 \times 1.224.400 / (400 \times 23.940) = 0,242 \text{ mm}$$

$$s_3 = 0,2 \times s_2 = 0,048 \text{ mm}$$

$$s_single = 13,021 + 0,242 + 0,048 = 13,311 \text{ mm}$$

$$s_kelompok = s_single \times \text{faktor grup} \\ = 13,311 \times 1,5 = 19,97 \text{ mm}$$

$$s_kelompok = 19,97 \text{ mm} \leq s_izin = 25 \text{ mm} \quad \mathbf{OK} \text{ (utilisasi 79,9\%)}$$

Tulangan Lentur Pilecap PC-1:

$$d_eff = 1000 - 100 - 13 - 13 = 874 \text{ mm}$$

Momen pada muka kolom (kolom 700×700):

Baris luar (jarak $3 \times 1,5/2 = 2,25\text{m}$ dari CG $\rightarrow$ lever = $2.250 - 350 = 1.900\text{mm}$):

$$Mu_1 = 3 \times 2.017 \times 1,900 = 11.497 \text{ kNm}$$

Baris tengah (lever = $750 - 350 = 400\text{mm}$):

$$Mu_2 = 3 \times 2.017 \times 0,400 = 2.420 \text{ kNm}$$

$$Mu_total = 11.497 + 2.420$$

$$= 13.917 \text{ kNm (arah L=6,10m)}$$

$$R_n = 13.917 \times 10^6 / (0,9 \times 4.600 \times 874^2) = 4,27 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0,01100$$

$$A_{s_req} = 0,01100 \times 4.600 \times 874 = 44.177 \text{ mm}^2$$

Pakai 2 lapis 45D25:

$$A_{s_prov} = 2 \times 45 \times 490,9 = 44.181 \text{ mm}^2 \geq 44.177 \text{ mm}^2$$

$$S_{pasi} = (4.600 - 2 \times 100 - 25) / (45 - 1) = 99 \text{ mm} \geq 75 \text{ mm}$$

Tulangan PC-1: 2 lapis 45D25 arah X & Y (bottom mesh) **OK**

Rekapitulasi properti dan hasil perancangan pile cap PC-1 dapat dilihat pada Tabel 4.52.

Tabel 4.52 Properties PC-1

Parameter PC-1	Nilai	Status/Satuan
n tiang (3×4)	12 tiang	—
Jarak antar tiang s	1,5 m = 3,75d	—
Dimensi pilecap B×L×t	4,60 × 6,10 × 1,0 m	—
Q _{total} (P _u +W _{pc})	8.627	kN
Efisiensi Converse-Labarre	75,08%	—
Q _{g_allow} (kapasitas blok menentukan)	11.284 kN ≥ 8.627 kN	OK ✓ (76,5%)
Penurunan s _{kelompok}	19,97 mm ≤ 25 mm	OK ✓ (79,9%)
Tulangan	2 lapis 45D25, arah X & Y	—

Desain Pilecap PC-2 (16 Tiang, 4x4, s=1.8m)

Pilecap PC-2 direncanakan untuk kolom K2 pada lokasi dinding geser (Joint J5, J6, J40, J41) dengan gaya aksial maksimum 14.313 kN. Konfigurasi 4x4 dengan s=1,8m dipilih agar kapasitas blok mencukupi.

$$B_{grp} = (4-1) \times 1,8 + 0,40 = 5,80 \text{ m (simetris 4} \times 4)$$

$$B_{pc} = L_{pc} = 5,80 + 2 \times 0,60 = 7,00 \text{ m}$$

$$t = 1,2 \text{ m}$$

$$W_{pc} = 7,00 \times 7,00 \times 1,2 \times 24 = 1.411 \text{ kN}$$

$$Q_{total} = 14.313 + 1.411 = 15.724 \text{ kN}$$

Efisiensi Kelompok Tiang (Converse-Labarre):

$$\theta = \arctan(0,40/1,80) = 12,53^\circ$$

$$\begin{aligned} Eff &= 1 - (12,53/90) \times [(4-1) \times 4 + (4-1) \times 4] / (4 \times 4) \\ &= 1 - 0,1392 \times 24 / 16 = 0,7912 = 79,12\% \end{aligned}$$

$$Q_{g_ind} = 16 \times 0,7912 \times 6.049,9 = 76.587 \text{ kN}$$

$$Q_{g_ind_allow} = 76.587 / 3 = 25.529 \text{ kN}$$

Kapasitas Blok:

$$B_{grp} = L_{grp} = 5,80 \text{ m}$$

$$A_{blok} = 5,80^2 = 33,64 \text{ m}^2$$

$$P_{blok} = 4 \times 5,80 = 23,20 \text{ m}$$

$$Q_{s_blok} = 23,20 \times 958,0 = 22.226 \text{ kN}$$

$$Q_{p_blok} = 119,7 \times 9,0 \times 33,64 = 36.240 \text{ kN}$$

$$Q_{g_blok} = 22.226 + 36.240 = 58.466 \text{ kN}$$

$$Q_{g_blok_allow} = 58.466 / 3 = 19.489 \text{ kN}$$

$$Q_{g_desain} = \min(25.529; 19.489)$$

$$= 19.489 \text{ kN} \leftarrow \text{kapasitas blok menentukan}$$

$$Q_{g_allow} = 19.489 \text{ kN} \geq Q_{total} = 15.724 \text{ kN} \quad \mathbf{OK} \quad (\text{utilisasi } 80,7\%)$$

Kontrol Penurunan:

$$s_{single} = 13,311 \text{ mm (sama, tiang identik)}$$

Faktor grup untuk 4×4: 1,5 (end-bearing group per Vesic)

$$s_{kelompok} = 13,311 \times 1,5 = 19,97 \text{ mm}$$

$$s_{kelompok} = 19,97 \text{ mm} \leq s_{izin} = 25 \text{ mm} \quad \mathbf{OK} \quad (\text{utilisasi } 79,9\%)$$

Tulangan Lentur Pilecap PC-2:

$$d_{eff} = 1.200 - 100 - 13 - 13 = 1.074 \text{ mm}$$

Baris luar (lever=3×1,8/2-0,35=2,35m):

$$Mu_1 = 4 \times 2.017 \times 2,350 = 18.960 \text{ kNm}$$

Baris kedua dari luar (lever=1,8/2-0,35=0,55m):

$$Mu_2 = 4 \times 2.017 \times 0,550 = 4.437 \text{ kNm}$$

$$Mu_{total} = 18.960 + 4.437 = 23.397 \text{ kNm}$$

$$R_n = 23.397 \times 10^6 / (0,9 \times 7.000 \times 1.074^2) = 3,253 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0,00813$$

$$A_{s_req} = 0,00813 \times 7.000 \times 1.074 = 61.108 \text{ mm}^2$$

Pakai 2 lapis 63D25:

$$A_{s_prov} = 2 \times 63 \times 490,9 = 61.853 \text{ mm}^2 \geq 61.108 \text{ mm}^2$$

$$Spasi = (7.000 - 2 \times 100 - 25) / (63 - 1) = 109 \text{ mm} \geq 75 \text{ mm}$$

Tulangan PC-2: 2 lapis 63D25 arah X & Y (bottom mesh) **OK**

Rekapitulasi properti dan hasil perancangan pile cap PC-2 dapat dilihat pada Tabel 4.53.

Tabel 4.53 Properties PC-2

Parameter PC-2	Nilai	Status/Satuan
n tiang (4×4)	16 tiang	—
Jarak antar tiang s	1,8 m = 4,5d	—

Parameter PC-2	Nilai	Status/Satuan
Dimensi pilecap B×L×t	7,00 × 7,00 × 1,2 m	—
Q_total (Pu+W_pc)	15.724	kN
Efisiensi Converse-Labarre	79,12%	—
Qg_allow (kapasitas blok menentukan)	19.489 kN ≥ 15.724 kN	OK ✓ (80,7%)
Penurunan s_kelompok	19,97 mm ≤ 25 mm	OK ✓ (79,9%)
Tulangan	2 lapis 63D25, arah X & Y	—

4.10 Permodelan 3D

Berikut adalah langkah-langkah permodelan 3D pada *Autodesk Revit* untuk memodelkan Re-Desain Gedung GOR Lanjutan Terpadu Kota Bekasi:

1. Persiapan Data Perencanaan

Tahap awal permodelan dilakukan dengan mengumpulkan seluruh data perencanaan yang meliputi gambar arsitektur, gambar struktur, hasil *preliminary design*, data elevasi bangunan, serta hasil analisis struktur dari ETABS. Seluruh data tersebut digunakan sebagai dasar dalam membangun model *Building Information Modeling* (BIM) yang terintegrasi. Pada tahap ini juga dilakukan penyesuaian satuan, koordinat proyek, serta sistem struktur yang akan digunakan agar model yang dihasilkan sesuai dengan kondisi perencanaan aktual.

2. Membuat *Project* Baru

Setelah data perencanaan siap, langkah berikutnya adalah membuat *project* baru pada *Autodesk Revit* menggunakan *template* struktur (*Structural Template*). Penggunaan *template* struktur bertujuan agar seluruh *tools* dan parameter yang berkaitan dengan elemen struktural dapat digunakan secara optimal. Pada tahap ini juga dilakukan pengaturan unit proyek seperti meter, millimeter, serta pengaturan mutu material yang akan digunakan selama

proses pemodelan.

3. Pembuatan *Level* dan *Grid*

Tahap selanjutnya adalah pembuatan *level* dan *grid* struktur. *Level* digunakan untuk menentukan elevasi tiap lantai bangunan, mulai dari elevasi pondasi, lantai dasar, lantai atas, hingga elevasi atap. Sementara itu, *grid* dibuat berdasarkan denah struktur untuk menjadi acuan penempatan elemen-elemen struktural seperti kolom, balok, pelat, dan dinding geser. Pembuatan *level* dan *grid* sangat penting karena menjadi dasar koordinasi dan ketelitian seluruh model struktur pada *Autodesk Revit*.

4. Pemodelan Kolom Struktur

Setelah *level* dan *grid* selesai dibuat, dilakukan pemodelan kolom struktur. Pemodelan kolom dilakukan dengan menempatkan elemen kolom pada titik perpotongan *grid* sesuai dengan denah struktur yang telah direncanakan. Dimensi kolom, jenis material, serta elevasi kolom disesuaikan dengan hasil analisis struktur dari ETABS. Kolom dimodelkan secara vertikal dari level bawah menuju *level* atas sehingga membentuk sistem struktur utama bangunan.

5. Pemodelan Balok Struktur

Tahap berikutnya adalah pemodelan balok struktur. Balok dimodelkan dengan menghubungkan antar kolom sesuai konfigurasi struktur pada denah. Pada tahap ini dilakukan pengaturan dimensi balok, elevasi penempatan, serta orientasi *framing* agar sistem struktur dapat terbentuk secara menyeluruh. Pemodelan balok dilakukan untuk balok induk maupun balok anak sesuai hasil desain struktur yang telah dianalisis sebelumnya.

6. Pemodelan Pelat Lantai

Selanjutnya dilakukan pemodelan pelat lantai menggunakan fitur *floor structural*. Pelat dibuat berdasarkan batas area lantai pada setiap *level* bangunan dengan menyesuaikan ketebalan pelat sesuai hasil *preliminary design* dan analisis struktur. Pelat lantai berfungsi sebagai diafragma horizontal yang mendistribusikan beban menuju balok dan kolom sehingga ketelitian dalam pemodelannya sangat diperlukan.

7. Pemodelan Dinding Geser (*Shear Wall*)

Selain elemen utama struktur, dilakukan juga pemodelan dinding geser (*shear wall*) yang berfungsi meningkatkan kekakuan lateral bangunan terhadap beban gempa. Dinding geser dimodelkan sesuai posisi hasil analisis ETABS dengan memperhatikan ketebalan, elevasi, dan koneksi terhadap balok maupun pelat lantai. Pemodelan *shear wall* menjadi bagian penting dalam sistem struktur gedung bertingkat karena berpengaruh terhadap perilaku dinamis bangunan.

8. Pemodelan Struktur Atap

Tahap berikutnya adalah pemodelan struktur atap yang meliputi elemen rafter, gording, ring balok, dan elemen pengaku lainnya. Pemodelan dilakukan menggunakan fitur *structural framing* dan *beam system* pada *Autodesk Revit*. Pada tahap ini, dimensi serta konfigurasi elemen atap disesuaikan dengan hasil perencanaan struktur sehingga model atap dapat merepresentasikan kondisi aktual bangunan.

9. Input Material dan Parameter

Setelah seluruh elemen struktur selesai dimodelkan, dilakukan penginputan parameter material pada setiap elemen bangunan. Parameter tersebut meliputi mutu beton, mutu baja tulangan, berat jenis material, serta informasi teknis lainnya. Informasi parameter ini menjadi bagian penting dalam konsep BIM karena seluruh data non-geometris tersimpan langsung di dalam model dan dapat digunakan untuk *quantity take-off* maupun estimasi biaya.

10. Pemodelan Tulangan (*Rebar*)

Tahap berikutnya adalah pemodelan tulangan (*rebar*) pada elemen struktur seperti balok, kolom, pelat, dan dinding geser. Pemodelan tulangan dilakukan berdasarkan hasil desain penulangan yang telah diperoleh dari analisis struktur. Diameter tulangan, jarak pemasangan, jumlah tulangan, serta *detailing* sengkang dimodelkan sesuai ketentuan SNI 2847-2019 sehingga model dapat menghasilkan visualisasi penulangan yang lebih detail.

11. *Clash Detection* Awal

Setelah model struktur selesai dibuat, dilakukan pengecekan awal terhadap potensi benturan antar elemen bangunan (*clash detection*). Proses ini dilakukan melalui fitur *interference check* pada *Revit* maupun integrasi dengan *Autodesk Navisworks*. Pemeriksaan ini bertujuan untuk mendeteksi konflik antar elemen struktur, arsitektur, dan utilitas sebelum tahap konstruksi dimulai sehingga risiko kesalahan dan pekerjaan ulang di lapangan dapat diminimalkan.

12. *Quantity Take-Off* (QTO)

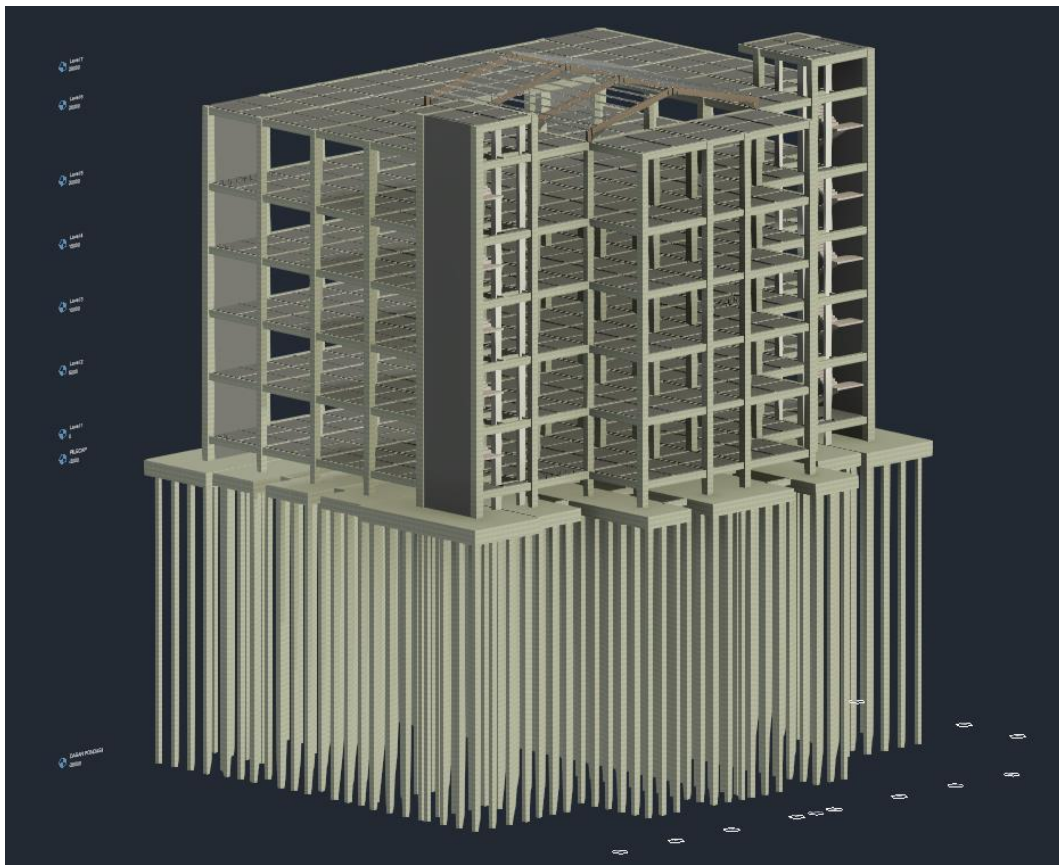
Model BIM yang telah selesai kemudian digunakan untuk menghasilkan *quantity take-off* secara otomatis melalui fitur *schedule/quantities*. Dari proses ini diperoleh volume beton, berat tulangan, luas bekisting, dan jumlah elemen struktur lainnya secara lebih cepat dan akurat dibandingkan metode manual. Data *quantity take-off* tersebut selanjutnya digunakan sebagai dasar penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB).

13. Pembuatan *Shop Drawing*

Tahap berikutnya adalah pembuatan *shop drawing* berdasarkan model BIM yang telah selesai dibuat. *Autodesk Revit* secara otomatis menghasilkan gambar kerja seperti denah struktur, potongan, tampak, detail sambungan, dan detail penulangan berdasarkan model yang telah dimodelkan sebelumnya. Keunggulan sistem BIM adalah setiap perubahan pada model akan secara otomatis memperbarui gambar kerja sehingga konsistensi data tetap terjaga.

14. *Export* dan Integrasi Model

Tahap akhir dari proses permodelan adalah integrasi model dengan *software* lain. Model *Autodesk Revit* diekspor ke ETABS untuk proses analisis struktur serta diekspor ke Autodesk Navisworks menggunakan format .nwc atau .nwd untuk proses clash detection lanjutan, integrasi penjadwalan 4D, simulasi progres konstruksi, dan integrasi estimasi biaya 5D. Tahap ini menghasilkan sistem BIM terintegrasi yang mendukung koordinasi, visualisasi, dan pengendalian proyek secara lebih efektif dan efisien.



Gambar 4.15 Model 3D Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi

4.11 Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Perhitungan Rancangan Anggaran Biaya (RAB) dilakukan dengan menggunakan hasil Analisa *Quantity Take Off* dengan bantuan *software* Revit. Analisa *Quantity Take Off* menghitung volume dan jumlah setiap komponen yang menjadi acuan dalam perhitungan biaya dan penjadwalan proyek.

4.11.1 *Quantity Take-Off* (QTO)

Hasil dari proses *Quantity Take-Off* bersifat otomatis, dalam artian bahwa hasil tersebut langsung diambil dari model 3D yang akurat. Dalam perhitungan biaya dan analisa *Quantity Take-Off* dikelompokkan dalam beberapa sub pekerjaan meliputi Kolom, Balok, Pelat lantai, Pilecap. Penghitungan

biaya dalam pemodelan ini dilakukan berdasarkan volume, dan biaya untuk setiap pekerjaan disesuaikan dengan Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) Kota Bekasi, Jawa Barat. Hasil analisa *Quantity Take Off* pada gedung GOR Lanjutan

Terpadu Kota Bekasi dapat dilihat pada lampiran.

4.11.2 Menyusun Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Rencana Anggaran Biaya (RAB) merupakan tahapan yang dilakukan untuk memperkirakan total biaya yang dibutuhkan dalam pelaksanaan pembangunan gedung berdasarkan hasil perencanaan teknis yang telah disusun. Penyusunan RAB dilakukan dengan menghitung volume setiap item pekerjaan yang diperoleh dari gambar kerja dan model *Building Information Modeling* (BIM), kemudian dikalikan dengan harga satuan pekerjaan yang berlaku. Melalui penyusunan RAB, dapat diketahui kebutuhan biaya konstruksi secara lebih terperinci sehingga menjadi dasar dalam pengambilan keputusan terkait perencanaan, pengendalian biaya, dan evaluasi kelayakan proyek. Pada penelitian ini, penyusunan RAB dilakukan dengan memanfaatkan data kuantitas pekerjaan yang dihasilkan dari model BIM sehingga proses perhitungan volume menjadi lebih cepat, akurat, dan terintegrasi dengan perencanaan struktur yang telah dibuat.

Dalam penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB), setiap harga satuan pekerjaan tersusun atas beberapa komponen utama yang memengaruhi besarnya biaya konstruksi. Komponen tersebut meliputi biaya material, biaya tenaga kerja, dan biaya peralatan yang dibutuhkan untuk menyelesaikan suatu pekerjaan. Biaya material mencakup seluruh kebutuhan bahan konstruksi sesuai spesifikasi yang digunakan dalam perencanaan, seperti beton, baja tulangan, baja profil, bekisting, dan material pendukung lainnya. Biaya tenaga kerja dihitung berdasarkan jumlah pekerja yang diperlukan serta produktivitas kerja untuk setiap jenis pekerjaan. Sementara itu, biaya peralatan mencakup penggunaan alat bantu maupun alat berat yang mendukung pelaksanaan konstruksi di lapangan. Selain ketiga komponen utama tersebut, dalam perhitungan RAB juga diperhitungkan biaya tidak langsung seperti biaya umum (*overhead*), keuntungan kontraktor (*profit*), dan pajak sesuai ketentuan yang berlaku. Seluruh komponen biaya tersebut dihitung berdasarkan analisis harga satuan pekerjaan sehingga diperoleh estimasi biaya yang mencerminkan kebutuhan pelaksanaan proyek secara menyeluruh. Adapun rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya (RAB) selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.61.

Tabel 4.61 Rencana Anggaran Biaya

NO	URAIAN PEKERJAAN	KODE AHSP	VOLUME	SAT	HARGA SATUAN (Rp)	JUMLAH HARGA (Rp)
1	2	3	4	5	6	7
A. PEKERJAAN TANAH						
1	Galian tanah biasa, kedalaman s.d. 3 m	T.01	6,000.00	m3	236,500.00	1,419,000,000.00
2	Urugan kembali galian tanah	T.02	3,500.00	m3	131,400.00	459,900,000.00
3	Urugan pasir di bawah pile cap, t = 10 cm	T.03	155.96	m3	749,400.00	116,876,424.00
4	Lantai kerja beton K-100, t = 10 cm	T.04	155.96	m3	993,000.00	154,868,280.00
SUB TOTAL A						2,150,644,704.00
B. PEKERJAAN PONDASI						
1	Pengadaan tiang pancang beton 40×40 cm	P.01	15,293.00	m'	440,000.00	6,728,920,000.00
2	Pemancangan tiang pancang (Jackin Pile 240 ton)	P.02	15,293.00	m'	126,500.00	1,934,564,500.00
3	Pemotongan kepala tiang pancang 40×40	P.03	656.00	joint	127,700.00	83,771,200.00
4	Handling tiang pancang 40×40	P.04	15,293.00	m'	16,500.00	252,334,500.00
5	Beton pile cap K-350 (fc' 30) Ready Mix	B.01	1,632.38	m3	1,340,400.00	2,188,042,152.00
6	Pembesian pile cap (BJTS 420 - D25/D19/D16)	R.01	51,455.81	kg	17,800.00	915,913,418.00
7	Bekisting pile cap (1× pakai)	F.01	686.22	m2	449,800.00	308,661,756.00
8	Beton tie beam TB1 K-350 Ready Mix	B.02	7.94	m3	1,340,400.00	10,642,776.00
9	Pembesian tie beam TB1 (D19, D10)	R.01	285.58	kg	17,800.00	5,083,324.00
SUB TOTAL B						12,427,933,626.00
C. PEKERJAAN BETON STRUKTUR ATAS						
1	Beton kolom K1 + K2 K-350 (fc' 30) Ready Mix	B.03	554.84	m3	1,360,900.00	755,081,756.00
2	Bekisting kolom (multiplek 2× pakai)	F.02	3,588.80	m2	436,300.00	1,565,793,440.00

NO	URAIAN PEKERJAAN	KODE AHSP	VOLUME	SAT	HARGA SATUAN (Rp)	JUMLAH HARGA (Rp)
1	2	3	4	5	6	7
3	Pembesian kolom K1+K2 (D25 main + D10 stirrup)	R.01	2,917.98	kg	17,800.00	51,940,044.00
4	Beton balok induk B1 K-350 Ready Mix	B.04	622.58	m3	1,360,900.00	847,269,122.00
5	Beton balok anak BA K-350 Ready Mix	B.04	183.25	m3	1,360,900.00	249,384,925.00
6	Beton balok B2 K-350 Ready Mix	B.04	20.40	m3	1,360,900.00	27,762,360.00
7	Bekisting balok (multiplek 2× pakai)	F.03	6,150.21	m2	482,000.00	2,964,401,220.00
8	Pembesian balok B1+B2+BA (D22, D19, D10)	R.01	10,017.85	kg	17,800.00	178,317,730.00
9	Beton plat lantai t = 130 mm K-350 Ready Mix	B.05	813.11	m3	1,340,400.00	1,089,892,644.00
10	Bekisting plat lantai (multiplek 3× pakai)	F.04	6,254.69	m2	432,300.00	2,703,902,487.00
11	Wire mesh M5 untuk plat lantai (2 lapis)	R.02	30,468.41	kg	18,800.00	572,806,108.00
12	Beton shearwall SW (t = 450 mm) K-350	B.06	281.44	m3	1,369,400.00	385,403,936.00
13	Bekisting shearwall (1× pakai, 2 sisi)	F.05	1,250.84	m2	541,100.00	676,829,524.00
14	Pembesian shearwall SW (D13 = 13M)	R.01	3,789.62	kg	17,800.00	67,455,236.00
SUB TOTAL C						12,136,240,532.00
D. PEKERJAAN TANGGA						
1	Beton tangga + bordes K-350 Ready Mix	B.07	28.00	m3	1,382,200.00	38,701,600.00
2	Pembesian tangga (D12, D13)	R.01	1,523.97	kg	17,800.00	27,126,666.00
3	Bekisting tangga (2× pakai)	F.06	120.00	m2	506,000.00	60,720,000.00
SUB TOTAL D						126,548,266.00
E. PEKERJAAN RANGKA ATAP BAJA & PENUTUP ATAP						
1	Pasang baja profil WF 500×200×10×16 (rafter)	S.01	6,395.29	kg	44,000.00	281,392,760.00
2	Pasang baja profil CNP 150×65×20×3,2 (gording)	S.02	2,446.76	kg	39,600.00	96,891,696.00

NO	URAIAN PEKERJAAN	KODE AHSP	VOLUME	SAT	HARGA SATUAN (Rp)	JUMLAH HARGA (Rp)
1	2	3	4	5	6	7
3	Pasang stiffener pengaku web BJ41 14×143×468 mm (16 bh = 8 joint × 2 sisi)	S.04	117.78	kg	48,500.00	5,712,330.00
4	Pengecatan baja struktur (meni + 2 lapis cat)	S.03	298.66	m2	70,000.00	20,906,200.00
5	Pasang penutup atap bitumen 3 mm gelombang (2 sisi @ 9,5×18 m)	AT.01	342.00	m2	227,800.00	77,907,600.00
SUB TOTAL E						482,810,586.00
F. PEKERJAAN KOLOM LIFT (KL) - L-SHAPE 400×400 mm						
1	Beton kolom lift KL PILECAP K-350 Ready Mix	B.03	1.92	m3	1,360,900.00	2,612,928.00
2	Pembesian kolom lift KL PILECAP (8D22 + D13 stirrup)	R.01	769.00	kg	17,800.00	13,688,200.00
3	Bekisting kolom lift KL PILECAP (L-shape, 3× pakai)	F.02	25.60	m2	436,300.00	11,169,280.00
4	Beton kolom lift KL Lt.1 K-350 Ready Mix	B.03	4.80	m3	1,360,900.00	6,532,320.00
5	Pembesian kolom lift KL Lt.1 (8D22 + D13 stirrup)	R.01	1,788.00	kg	17,800.00	31,826,400.00
6	Bekisting kolom lift KL Lt.1 (L-shape, 3× pakai)	F.02	64.00	m2	436,300.00	27,923,200.00
7	Beton kolom lift KL Lt.2 K-350 Ready Mix	B.03	4.80	m3	1,360,900.00	6,532,320.00
8	Pembesian kolom lift KL Lt.2 (8D22 + D13 stirrup)	R.01	1,788.00	kg	17,800.00	31,826,400.00
9	Bekisting kolom lift KL Lt.2 (L-shape, 3× pakai)	F.02	64.00	m2	436,300.00	27,923,200.00
10	Beton kolom lift KL Lt.3 K-350 Ready Mix	B.03	4.80	m3	1,360,900.00	6,532,320.00
11	Pembesian kolom lift KL Lt.3 (8D22 + D13 stirrup)	R.01	1,788.00	kg	17,800.00	31,826,400.00
12	Bekisting kolom lift KL Lt.3 (L-shape, 3× pakai)	F.02	64.00	m2	436,300.00	27,923,200.00
13	Beton kolom lift KL Lt.4 K-350 Ready Mix	B.03	4.80	m3	1,360,900.00	6,532,320.00
14	Pembesian kolom lift KL Lt.4 (8D22 + D13 stirrup)	R.01	1,788.00	kg	17,800.00	31,826,400.00
15	Bekisting kolom lift KL Lt.4 (L-shape, 3× pakai)	F.02	64.00	m2	436,300.00	27,923,200.00

NO	URAIAN PEKERJAAN	KODE AHSP	VOLUME	SAT	HARGA SATUAN (Rp)	JUMLAH HARGA (Rp)
1	2	3	4	5	6	7
16	Beton kolom lift KL Lt.5 K-350 Ready Mix	B.03	5.76	m3	1,360,900.00	7,838,784.00
17	Pembesian kolom lift KL Lt.5 (8D22 + D13 stirrup)	R.01	2,089.00	kg	17,800.00	37,184,200.00
18	Bekisting kolom lift KL Lt.5 (L-shape, 3× pakai)	F.02	76.80	m2	436,300.00	33,507,840.00
19	Beton kolom lift KL Lt.6 K-350 Ready Mix	B.03	2.88	m3	1,360,900.00	3,919,392.00
20	Pembesian kolom lift KL Lt.6 (8D22 + D13 stirrup)	R.01	1,148.00	kg	17,800.00	20,434,400.00
21	Bekisting kolom lift KL Lt.6 (L-shape, 3× pakai)	F.02	38.40	m2	436,300.00	16,753,920.00
SUB TOTAL F						412,236,624.00
JUMLAH HARGA PEKERJAAN STRUKTUR						27,736,414,338.00
PPN 11 %						3,051,005,577.18
TOTAL HARGA + PPN						30,787,419,915.18
DIBULATKAN						30,787,420,000

4.12 Penyusunan Jadwal Pekerjaan

Jadwal pelaksanaan pekerjaan merupakan salah satu instrumen manajemen konstruksi yang tidak dapat dipisahkan dari proses perencanaan proyek secara menyeluruh. Dalam konteks redesain struktur Gedung Olahraga (GOR) Terpadu Kota Bekasi, penyusunan jadwal pelaksanaan menjadi sangat krusial mengingat kompleksitas sistem struktur yang digunakan, yakni sistem ganda (*dual system*) yang mengombinasikan Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK) sebagai komponen pemikul lateral utama dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sebagai komponen sekundernya, dengan faktor modifikasi respons $R = 7$ sesuai SNI 1726:2019. Tingginya kompleksitas tersebut berdampak langsung pada urutan dan ketergantungan antarkegiatan konstruksi, sehingga perencanaan waktu yang sistematis dan terstruktur menjadi prasyarat keberhasilan pelaksanaan proyek.

Penyusunan jadwal pelaksanaan pada penelitian ini mengadopsi pendekatan Building Information Modeling (BIM) dimensi kelima atau yang lazim disebut BIM 5D, yaitu penggabungan antara model tiga dimensi (3D), informasi waktu (4D), dan informasi biaya (5D) dalam satu lingkungan data terpadu. Model BIM 3D yang dibangun menggunakan perangkat lunak *Autodesk Revit* dimanfaatkan sebagai sumber data kuantitas material melalui fitur *Quantity Take-Off* (QTO), yang menghasilkan volume beton, berat tulangan, dan kuantitas elemen baja secara otomatis dan terverifikasi langsung dari geometri model. Data QTO tersebut kemudian menjadi basis penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB) sekaligus sebagai acuan dalam menentukan durasi tiap kegiatan konstruksi.

Durasi pelaksanaan setiap item pekerjaan ditetapkan berdasarkan analisis produktivitas tenaga kerja dan kapasitas peralatan yang disesuaikan dengan kondisi lapangan proyek di Kota Bekasi, dengan mempertimbangkan asumsi kerja enam hari per minggu dan delapan jam per hari. Kegiatan-kegiatan konstruksi dikelompokkan ke dalam *Work Breakdown Structure* (WBS) yang mencakup tujuh kelompok utama, yaitu: Pekerjaan Pendahuluan, Pekerjaan Tanah, Pekerjaan Pondasi (tiang pancang dan *pile cap*), Pekerjaan Struktur Beton Atas per lantai (Lantai 1 hingga Lantai 6), Pekerjaan *Shear Wall* DSBK, Pekerjaan Tangga, serta

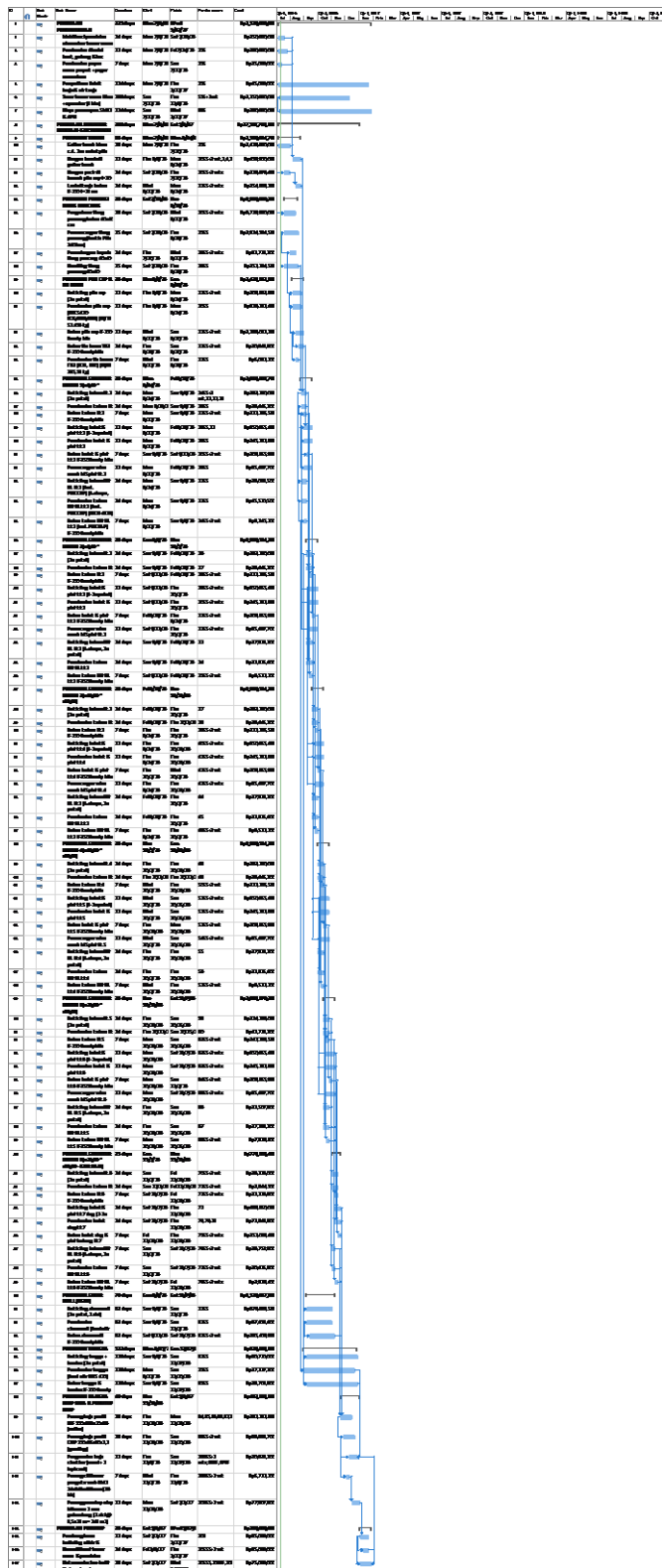
Pekerjaan Rangka Atap Baja dan Penutup Atap. Untuk memenuhi kelengkapan desain sambungan, pada section pekerjaan rangka atap ditambahkan item pemasangan stiffener pengaku web BJ41 berdasarkan hasil perhitungan desain sambungan yang dilakukan pada tahap perencanaan, serta item penutup atap bitumen monolayer selulosa 3 mm yang mengacu pada spesifikasi yang termuat dalam Harga Perkiraan Sendiri (HPS) proyek.

Total durasi pelaksanaan pekerjaan struktur yang direncanakan adalah 32 minggu atau setara dengan delapan bulan kalender, terhitung sejak mobilisasi dan pekerjaan persiapan hingga selesainya pekerjaan penutup dan dokumentasi as-built. Jadwal pelaksanaan disajikan dalam dua format keluaran yang saling melengkapi: (1) Kurva S yang memuat distribusi bobot pekerjaan mingguan beserta nilai kumulatifnya sebagai alat kendali kemajuan pekerjaan di lapangan, dan (2) diagram *Gantt Chart* dalam format Microsoft Project (MSP) yang dilengkapi dengan kode biaya Navisworks untuk keperluan integrasi model BIM 5D. Kedua format tersebut juga disinkronkan dengan file CSV yang kompatibel dengan platform *Autodesk Navisworks Manage* guna mendukung simulasi konstruksi berbasis waktu secara visual. *Gantt Chart* dan *Network Planning* dapat dilihat pada gambar 4.17 dan 4.18.

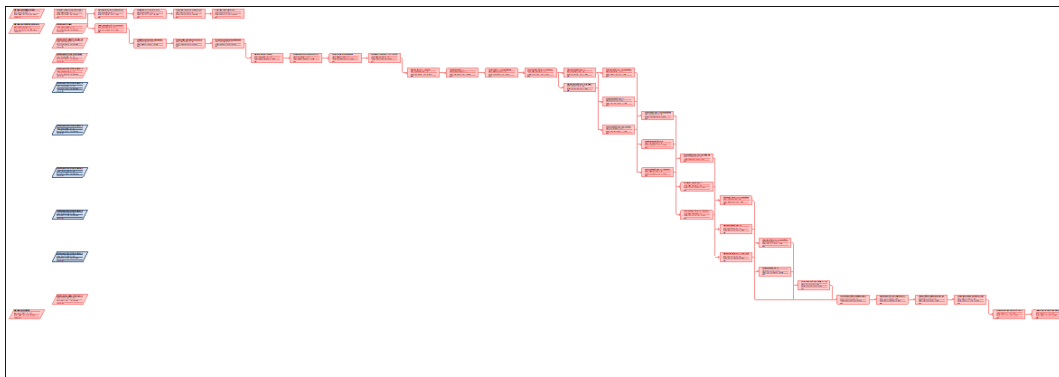
Perlu dicatat bahwa nilai total biaya yang tercantum dalam Kurva S (sebesar Rp 29.550.794.022) berbeda dari nilai total RAB Pekerjaan Struktur (sebesar Rp 30.787.420.000 termasuk PPN 11%). Perbedaan ini bukan merupakan inkonsistensi, melainkan mencerminkan perbedaan cakupan dan tujuan kedua dokumen tersebut. RAB mencakup seluruh biaya pekerjaan struktur ditambah Pajak Pertambahan Nilai (PPN) 11%, sedangkan jadwal dan Kurva S memuat biaya direct cost pekerjaan (tanpa PPN) ditambah item-item biaya pekerjaan pendahuluan dan penutup yang bersifat overhead proyek, seperti mobilisasi, sewa tower crane, dan dokumentasi, yang tidak termasuk dalam lingkup RAB pekerjaan struktur. Dalam praktik manajemen proyek konstruksi, pemisahan ini merupakan pendekatan yang lazim digunakan karena Kurva S berfungsi sebagai alat monitoring progress fisik dan arus kas (*cash flow*), bukan sebagai perhitungan kontraktual dapat dilihat pada gambar 4.16.

[illegible]

Gambar 4.16 Hasil Penjadwalan dengan Kurva S



Gambar 4.17 Hasil Penjadwalan pada Ms. Project



Gambar 4.18 Critical Network Diagram

4.13 Integrasi BIM 5D

Integrasi *Building Information Modeling* (BIM) 5D merupakan tahapan puncak dari metode perencanaan pada redesain Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi. Tahapan ini bertujuan untuk mengonsolidasikan seluruh data proyek mulai dari geometri 3D, urutan waktu pelaksanaan konstruksi (4D), hingga Rencana Anggaran Biaya (5D) ke dalam satu *Common Data Environment* (CDE) yang divisualisasikan menggunakan perangkat lunak *Autodesk Navisworks*. Proses integrasi ini membuktikan kelayakan desain sistem ganda (*dual system*) hasil *Value Engineering* (VE) secara komprehensif, tidak hanya dari segi kekuatan struktur, tetapi juga dari efisiensi waktu dan anggaran.

Langkah pertama dalam integrasi BIM 5D adalah pembuatan *federated model* atau model terpadu. Model struktur 3D yang telah mencapai *Level of Development* (LOD) 350 pada *Autodesk Revit* diekspor ke dalam format *Navisworks Cache* (.nwc). Model ini mencakup seluruh elemen struktur utama hasil optimasi ETABS, antara lain:

- a. Pondasi tiang pancang dan *pile cap*.
- b. Kolom K1 (600×600 mm) dan kolom *boundary* K2 (700×700 mm).
- c. Elemen *shear wall* setebal 450 mm sebagai sistem penahan beban lateral utama.
- d. Balok induk, balok anak, *tie beam*, dan struktur atap beton bertulang.

Di dalam *Navisworks*, model terpadu ini terlebih dahulu melewati proses *clash detection* menggunakan fitur *Clash Detective* untuk memastikan tidak ada benturan geometris (baik *hard clash* maupun *soft clash*) antar elemen struktur yang

direkomendasikan pada redesain ini.

Setelah *federated model* terverifikasi, dimensi keempat (4D) yakni waktu pelaksanaan proyek diintegrasikan. File jadwal pelaksanaan proyek berekstensi .mpp yang telah disusun menggunakan Microsoft Project diimpor ke dalam fitur *Timeliner* Navisworks. Jadwal konstruksi dengan durasi 32 minggu (8 bulan kalender) dipetakan (*di-mapping*) secara presisi dengan elemen 3D di Navisworks. Pemetaan ini dilakukan berdasarkan *Work Breakdown Structure* (WBS) yang meliputi:

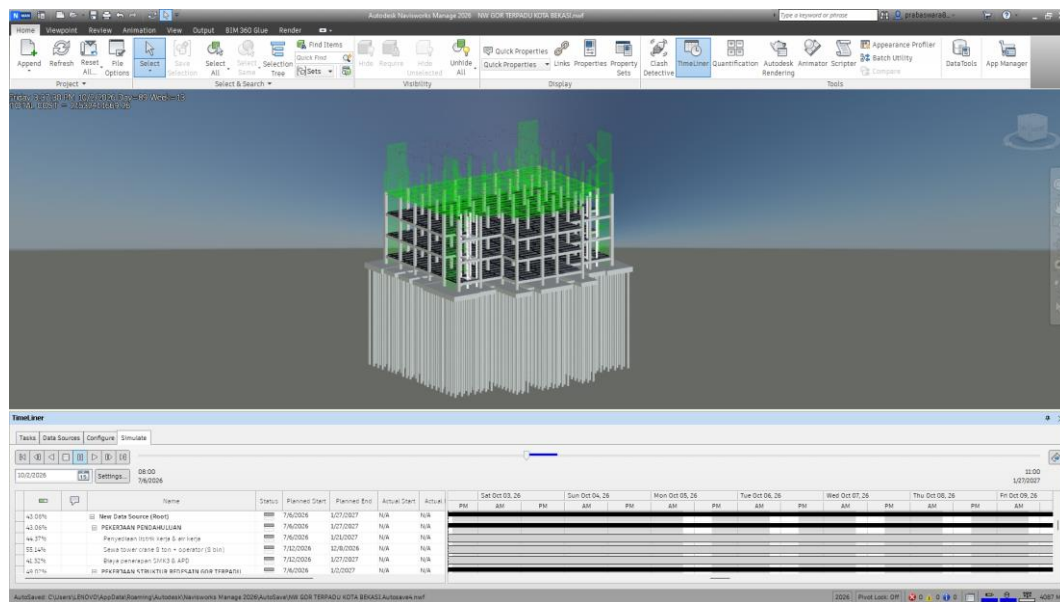
1. Pekerjaan Tanah dan Pondasi.
2. Pekerjaan Struktur Bawah (*Tie beam* dan *Pile cap*).
3. Pekerjaan Struktur Atas (Kolom, Balok, Pelat lantai 1 hingga atap).
4. Pekerjaan *Shear Wall* (DSBK).
5. Pekerjaan Rangka Atap Baja dan Penutup Atap.

Integrasi 4D ini menghasilkan tautan logis antara aktivitas fisik di lapangan dengan jadwal. Jika terjadi keterlambatan dalam *baseline* jadwal MS Project, *Timeliner* akan secara otomatis mengidentifikasi deviasi progres secara visual. Integrasi 5D dilakukan dengan memasukkan dimensi biaya ke dalam simulasi 4D. Volume pekerjaan hasil ekstraksi otomatis (*Quantity Take-Off / QTO*) dari Revit dikalikan dengan Analisa Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) Kota Bekasi.

Biaya ini kemudian diinput ke dalam tab *Costs* pada fitur *Timeliner* di Navisworks (meliputi biaya Material, Tenaga Kerja, Peralatan, dan Subkontraktor). Pada proyek redesain Gedung Lanjutan GOR Terpadu Kota Bekasi, total biaya pekerjaan struktur yang dipetakan ke dalam model BIM 5D adalah sebesar **Rp 30.787.420.000** (termasuk PPN 11%). Dengan integrasi 5D ini, Navisworks Quantification dan *Timeliner* mampu melakukan perhitungan biaya yang diserap pada rentang waktu tertentu. Hal ini merepresentasikan profil pembiayaan (*cash flow*) riil yang sesuai dengan Kurva-S proyek.

Hasil akhir dari integrasi BIM 5D ini adalah simulasi progres konstruksi secara virtual dapat dilihat pada gambar 4.19. Pemangku kepentingan proyek dapat memutar animasi konstruksi dari minggu ke-1 hingga minggu ke-32. Visualisasi ini menampilkan parameter yang berjalan secara simultan:

- Progres Visual: Elemen struktur akan muncul secara berurutan (*erecting*) mengikuti garis waktu.
- Status Jadwal: Warna elemen dapat menunjukkan status pekerjaan (sesuai jadwal, terlambat, atau mendahului jadwal).
- Arus Kas Berjalan: Angka akumulasi pengeluaran biaya (*Actual Cost*) akan terus bertambah seiring berjalannya hari simulasi di layar.



Gambar 4.19 Hasil Integrasi 5D di Navisworks

Integrasi pada Navisworks bekerja dengan prinsip menautkan data dari berbagai sumber ke dalam satu model terpadu (*federated model*), lalu menghubungkan setiap elemen geometri dengan informasi waktu dan biaya. Mekanismenya berlangsung dalam beberapa tahap berikut. Pertama, model struktur tiga dimensi beserta parameternya diekspor dari *Autodesk Revit* ke format *Navisworks Cache* (.nwc). Format ini membawa geometri sekaligus data properti elemen (jenis, material, dan volume), sehingga informasi tidak hilang saat berpindah perangkat lunak. Beberapa file .nwc dari disiplin berbeda kemudian digabungkan (*append*) menjadi satu *federated model*. Kedua, model gabungan diperiksa dengan fitur *Clash Detective*. Fitur ini bekerja sebagai mesin pemeriksa berbasis aturan geometris: dua kelompok elemen diuji apakah saling bertumpuk (*hard clash*) atau melanggar jarak bebas minimum (*soft clash*). Setiap benturan dicatat otomatis dalam laporan clash sebagai dasar revisi. Ketiga, dimensi waktu (4D) ditambahkan melalui fitur *Timeliner*.

Timeliner tidak menautkan objek satu per satu, melainkan menghubungkan setiap aktivitas pada jadwal Microsoft Project (.mpp) dengan kelompok objek model (*selection/search set*). Ketika simulasi dijalankan, elemen bangunan muncul atau berubah warna sesuai tanggal pelaksanaannya, sehingga urutan konstruksi tervisualisasi. Keempat, dimensi biaya (5D) diintegrasikan melalui tab *Costs* pada *Timeliner*. Biaya hasil QTO x AHSP dilekatkan pada tiap aktivitas, sehingga saat simulasi berjalan, Navisworks menghitung akumulasi biaya yang terserap pada rentang waktu tertentu. Keluaran inilah yang merepresentasikan profil arus kas (*cash flow*) proyek. Dengan rangkaian penautan ini, satu perubahan pada model atau jadwal akan otomatis terbaca pengaruhnya terhadap koordinasi, waktu, dan biaya secara bersamaan.

Value engineering (rekayasa nilai) merupakan pendekatan yang sistematis dan terorganisir untuk meningkatkan nilai suatu pekerjaan konstruksi melalui analisis fungsi. Nilai dalam konteks ini didefinisikan sebagai perbandingan antara fungsi yang harus dipenuhi dengan biaya yang dikeluarkan untuk mewujudkan fungsi tersebut. Dengan demikian, peningkatan nilai tidak dicapai semata-mata dengan menekan biaya, melainkan dengan mempertahankan atau bahkan meningkatkan fungsi, mutu, dan keandalan struktur pada tingkat biaya yang lebih efisien.

Penerapan *value engineering* pada umumnya dilaksanakan melalui rangkaian tahapan kerja yang berurutan, yaitu tahap informasi (pengumpulan data dan identifikasi pekerjaan berbiaya tinggi), tahap analisis fungsi (menetapkan fungsi utama dan fungsi penunjang tiap komponen), tahap kreatif (menghimpun alternatif desain yang mampu memenuhi fungsi yang sama), tahap evaluasi (menilai kelebihan dan kekurangan tiap alternatif), tahap pengembangan (mematangkan alternatif terpilih secara teknis dan ekonomis), serta tahap rekomendasi (mengusulkan alternatif terbaik). Sasaran utama metode ini adalah memperoleh solusi yang paling efisien tanpa mengorbankan persyaratan keamanan dan kinerja struktur.

Dalam tugas akhir ini, prinsip *value engineering* diterapkan pada sejumlah keputusan redesain struktur. Penyederhanaan tipe balok pengikat (*tie beam*) dari

empat tipe menjadi satu tipe, penggantian rangka atap kuda-kuda pipa dengan profil WF disertai pengintegrasian pekerjaan balok dan pelat ring ke dalam struktur lantai atas, serta penerapan sistem ganda untuk memenuhi kontrol simpangan, merupakan bentuk optimasi fungsi terhadap biaya. Setiap alternatif tersebut dipilih dengan tetap memenuhi persyaratan SNI, sehingga fungsi struktural tetap terjaga sementara kebutuhan biaya dapat ditinjau ulang. Perbandingan biaya yang menjadi dasar evaluasi rekayasa nilai tersebut disajikan pada subbab-subbab berikut.

4.14 Perbandingan Biaya Pekerjaan Struktur Atap dan Balok Induk

Pada subbab ini disajikan perbandingan biaya pekerjaan antara desain eksisting dan redesain GOR Terpadu Kota Bekasi untuk dua kelompok item pekerjaan, yaitu (1) keseluruhan struktur atap termasuk pekerjaan beton bertulang di lantai ring dan rangka atap baja, serta (2) satu unit balok induk sepanjang 4 meter sebagai representasi elemen balok tipikal. Perbandingan ini bertujuan mengukur secara kuantitatif dampak keputusan redesain terhadap efisiensi biaya konstruksi struktur.

Data biaya eksisting bersumber dari dokumen Harga Perkiraan Sendiri (HPS) Pekerjaan Lanjutan Pembangunan GOR Terpadu Kota Bekasi tahun 2025, sedangkan data biaya redesain bersumber dari RAB hasil perhitungan penulis pada tahap sebelumnya yang mengintegrasikan hasil *Quantity Take-Off* (QTO) dari model BIM Revit dengan Analisis Harga Satuan Pekerjaan (AHSP) berbasis SNI 2835 dan 2837.

4.14.1 Rincian Biaya Struktur Atap Eksisting

Pada desain eksisting, pekerjaan struktur atap dan lantai ring mencakup komponen beton bertulang (kolom ring, balok ring termasuk balok kantilever RB.4 berdimensi 400x1000 mm, dan pelat lantai ring PL.1 tebal 120 mm) serta rangka atap baja berupa dua tipe kuda-kuda pipa (diameter 6 inci tebal 7,1 mm dan diameter 4 inci tebal 6 mm) yang ditopang gording CNP 150x65x20x2,3 dengan penutup atap Zincalume 0,75 mm. Rincian item dan biaya masing-masing komponen disajikan pada Tabel 4.62.

Tabel 4.62 Rincian Biaya Pekerjaan Struktur Atap dan Lantai Ring Eksisting

No	Uraian Pekerjaan	Vol	Sat	Harga Sat (Rp)	Jumlah (Rp)
	A. Kolom Lantai Ring (K.1, K.3, K.S, KL.LIFT)				232.570.972
1	Beton K-350 kolom ring	45,10	m3	1.519.700	68.538.470
2	Pembesian kolom ring BJTS 420	7.185	kg	17.800	127.893.000
3	Bekisting kolom ring (2x pakai)	83,60	m2	436.300	36.474.680
	B. Balok Ring termasuk RB.4 Kantilever 40x100				765.814.690
4	Beton K-350 balok ring (RB.1 s.d. RB.A dan B.L)	148,73	m3	1.519.700	226.024.081
5	Pembesian balok ring BJTS 420 (30.087 kg)	30.087	kg	17.800	535.548.600
6	Bekisting balok ring (2x pakai)	10,35	m2	409.800	4.242.009
	C. Plat Lantai Ring PL.1 t=120 mm (dua level)				874.469.041
7	Beton K-350 plat ring t=120 mm	245,88	m3	1.519.700	373.663.836
8	Pembesian plat ring BJTS 420 (17.560 kg)	17.560	kg	17.800	312.568.000
9	Bekisting plat ring t=120 mm	405,73	m2	465.000	188.665.245
	D. Rangka Kuda-Kuda Baja Type 1				582.075.200
10	Pipa baja diameter 6 inci tebal 7,1 mm	6.096	kg	52.000	316.992.000
11	Pipa baja diameter 4 inci tebal 6 mm	3.070	kg	52.000	159.640.000
12	Rolling profil baja + las + erection Type 1	1	ls	105.443.200	105.443.200
	E. Rangka Kuda-Kuda Baja Type 2				595.226.800
13	Pipa baja diameter 6 inci tebal 7,1 mm	1.552	kg	52.000	80.704.000
14	Pipa baja diameter 4 inci tebal 6 mm	7.995	kg	52.000	415.740.000
15	Rolling profil baja + las + erection Type 2	1	ls	98.782.800	98.782.800

No	Uraian Pekerjaan	Vol	Sat	Harga Sat (Rp)	Jumlah (Rp)
	F. Gording, Bracing, Insulasi, dan Penutup Atap				716.041.000
16	Gording CNP 150.65.20.2,3	5.773	kg	52.000	300.196.000
17	Plat sambung, pengelasan, baut, bracing	1	ls	121.685.000	121.685.000
18	Insulasi atap aluminium foil	1	ls	(dalam ls)	—
19	Penutup atap Zincalume 0,75 mm	832	m2	353.500	294.112.000
	TOTAL BIAYA STRUKTUR ATAP EKSISTING				3.766.197.703

4.14.2 Rincian Biaya Struktur Atap Redesain

Pada redesain, pekerjaan struktur atap disederhanakan menjadi lima item pada Section E RAB. Balok ring dan pelat lantai ring pada eksisting dihilangkan karena fungsi tersebut telah diintegrasikan ke dalam pekerjaan struktur atas Lantai 6 dan Lantai 7 pada redesain, sehingga tidak terjadi *double counting* biaya. Rangka atap redesain menggunakan profil WF 500x200x10x16 sebagai rafter (pengganti kuda-kuda pipa) dan tetap menggunakan gording CNP 150x65x20x3,2, dengan tambahan *stiffener* pengaku web BJ41 pada *joint* kritis dan penutup atap bitumen *monolayer* 3 mm sebagai pengganti Zincalume. Rincian selengkapnya disajikan pada Tabel 4.63.

Tabel 4.63 Rincian Biaya Pekerjaan Struktur Atap Redesain (Section E RAB)

No	Uraian Pekerjaan (Section E RAB)	Vol	Sat	Harga Sat (Rp)	Jumlah (Rp)
1	Pasang baja profil WF 500x200x10x16 (rafter)	6.395,29	kg	44.000	281.392.760
2	Pasang baja profil CNP 150x65x20x3,2 (gording)	2.446,76	kg	39.600	96.891.696
3	Stiffener pengaku web BJ41 14x143x468 mm (16 buah)	117,78	kg	48.500	5.712.330

No	Uraian Pekerjaan (Section E RAB)	Vol	Sat	Harga Sat (Rp)	Jumlah (Rp)
4	Pengecatan baja struktur (meni + 2 lapis cat)	298,66	m2	70.000	20.906.200
5	Penutup atap bitumen monolayer 3 mm gelombang	342	m2	227.800	77.907.600
	TOTAL BIAYA STRUKTUR ATAP REDESAIN				482.810.586

4.14.3 Ringkasan Perbandingan Biaya Struktur Atap

Ringkasan perbandingan biaya per komponen antara desain eksisting dan redesain, beserta persentase penghematan, disajikan pada Tabel 4.64.

Tabel 4.64 Ringkasan Perbandingan Biaya Struktur Atap

Komponen	Eksisting (Rp)	Redesain (Rp)	Selisih (Rp)
A. Kolom Lantai Ring	232.570.972	— (tergabung LT 6)	232.570.972
B. Balok Ring + Kantilever RB.4	765.814.690	— (tergabung LT 6)	765.814.690
C. Plat Lantai Ring PL.1	874.469.041	— (tidak ada plat ring)	874.469.041
D. Rangka Kuda-Kuda Type 1	582.075.200	378.284.456	203.790.744
E. Rangka Kuda-Kuda Type 2	595.226.800	(termasuk di D)	595.226.800
F. Gording, Bracing, Penutup Atap	716.041.000	104.526.130	611.514.870
TOTAL	3.766.197.703	482.810.586	3.283.387.117
Persentase penghematan (total)	—	—	87,18 %
<i>Perbandingan rangka atap saja</i>	<i>1.893.343.000</i>	<i>482.810.586</i>	1.410.532.414 (74,50 %)

4.14.4 Analisis Faktor Penyebab Penghematan Biaya Atap

Terdapat empat faktor utama yang menyebabkan penghematan biaya struktur atap sebesar 87,18 % pada redesain. Pertama, perubahan sistem struktur atap dari sistem gedung bertingkat penuh (dengan lantai ring beton bertulang) menjadi sistem atap rangka baja langsung menghilangkan seluruh biaya beton, tulangan, dan bekisting lantai ring yang pada eksisting mencapai Rp 1.872.854.703 (49,7 % dari total biaya atap eksisting). Balok kantilever RB.4 berdimensi 400x1000 mm yang sebelumnya diperlukan untuk overhang atap juga tidak lagi diperlukan karena overhang telah dikerjakan oleh cantilever rafter WF pada redesain.

Kedua, perubahan material rangka atap dari pipa baja (harga Rp 52.000/kg dengan bobot total 18.713 kg untuk dua tipe kuda-kuda) menjadi profil WF (harga Rp 44.000/kg dengan bobot hanya 6.395 kg) menghasilkan pengurangan volume material sebesar 66 % dan biaya material sebesar 71 %. Penggunaan profil WF juga meniadakan pekerjaan fabrikasi kuda-kuda kompleks (rolling, welding, dan erection assembly) yang pada eksisting merupakan pekerjaan mahal (Rp 204.226.000 untuk kedua tipe kuda-kuda).

Ketiga, penggantian penutup atap dari Zincalume 0,75 mm (Rp 353.500/m², 832 m², total Rp 294.112.000) menjadi bitumen monolayer 3 mm (Rp 227.800/m², 342 m², total Rp 77.907.600) menghasilkan penghematan Rp 216.204.400. Reduksi luas penutup dari 832 m² menjadi 342 m² terjadi karena bentang atap redesain lebih efisien (satu bentang WF menopang langsung dua sisi atap) dibandingkan konfigurasi kuda-kuda pipa yang membutuhkan bidang atap lebih luas.

Keempat, penambahan item stiffener pengaku web BJ41 (Rp 5.712.330) merupakan investasi kecil yang memberikan peningkatan signifikan terhadap kapasitas geser dan stabilitas lokal joint rafter-kolom. Meskipun menambah biaya, item ini justru mempertahankan keandalan struktural yang setara dengan sistem kuda-kuda ganda pada eksisting.

Untuk kepentingan perbandingan yang lebih adil, dilakukan juga perbandingan apel-ke-apel dengan hanya membandingkan komponen rangka atap saja (di luar lantai ring). Hasilnya, biaya rangka atap eksisting Rp 1.893.343.000 versus rangka

atap redesain Rp 482.810.586, menghasilkan penghematan Rp 1.410.532.414 atau 74,50 %. Angka ini merefleksikan efisiensi pemilihan sistem struktur atap redesain terhadap eksisting secara murni tanpa terpengaruh perubahan konfigurasi lantai ring. Perluasan lantai *Rooftop* dan pengurangan bentang atap menjadi salah satu faktor utama yang meningkatkan akses pada lantai *Rooftop*.

4.14.5 Perbandingan Biaya Balok Redesain terhadap Balok Eksisting

Analisis perbandingan biaya per balok dilakukan untuk balok tipikal dengan panjang 4 meter. Balok B2 redesain berdimensi 300 x 500 mm mewakili balok anak atau balok tengah pada sistem redesain, sedangkan balok induk eksisting berdimensi 350 x 600 mm mewakili balok tipikal dari dokumen HPS. Perhitungan biaya dilakukan untuk tiga komponen utama: beton K-350, pembesian besi ulir BJTS 420, dan bekisting multipleks. Rincian perhitungan disajikan pada Tabel 4.65.

Tabel 4.65 Perbandingan Biaya per Balok Panjang 4 m: B2 Redesain vs Balok Induk Eksisting

Item Perhitungan	Redesain B2 (300x500x4000)	Eksisting Balok Induk (350x600x4000)
Dimensi penampang	b = 300 mm; h = 500 mm	b = 350 mm; h = 600 mm
Panjang balok	4,00 m	4,00 m
Volume beton (b x h x L)	0,60 m ³	0,84 m ³
Volume bekisting (2 sisi + bawah)	5,20 m ²	6,20 m ²
Berat tulangan (asumsi rasio SNI)	70,65 kg (rasio 1,50 %)	169,60 kg (rasio 202 kg/m ³)
A. Biaya beton K-350	0,60 x 1.360.900 = 816.540	0,84 x 1.519.700 = 1.276.548
B. Biaya pembesian BJTS 420	70,65 x 17.800 = 1.257.570	169,60 x 17.800 = 3.018.880
C. Biaya bekisting balok	5,20 x 482.000 = 2.506.400	6,20 x 409.800 = 2.540.760
TOTAL BIAYA PER BALOK 4 M	Rp 4.580.510	Rp 6.836.188
Selisih biaya		Rp 2.255.678 (33,00 %)

Item Perhitungan	Redesain B2 (300x500x4000)	Eksisting Balok Induk (350x600x4000)
Biaya per meter panjang balok	Rp 1.145.128 / m	Rp 1.709.047 / m

Perbandingan biaya per balok menunjukkan penghematan sebesar Rp 2.255.678 per balok atau 33,00 % pada redesain B2 dibandingkan balok induk eksisting. Penghematan ini bersumber dari reduksi ketiga komponen biaya: volume beton berkurang dari 0,84 m³ menjadi 0,60 m³ (turun 28,6 %) karena pengurangan lebar dari 350 mm ke 300 mm dan tinggi dari 600 mm ke 500 mm; berat tulangan berkurang dari 169,60 kg menjadi 70,65 kg (turun 58,3 %) karena volume beton yang lebih kecil serta rasio tulangan minimum yang lebih efisien pada redesain berkat kontribusi shear wall DSBK dalam memikul beban lateral; dan luas bekisting berkurang dari 6,20 m² menjadi 5,20 m² (turun 16,1 %).

Namun perlu dicatat bahwa harga satuan bekisting balok pada redesain Rp 482.000/m² lebih tinggi dari eksisting Rp 409.800/m² (naik 17,6 %). Hal ini disebabkan spesifikasi bekisting redesain menggunakan multipleks tebal 15 mm dengan multiple use (3 kali pakai) sedangkan eksisting hanya 2 kali pakai. Meski unit price naik, luas bekisting yang berkurang menyebabkan total biaya bekisting per balok tetap relatif sama (selisih hanya Rp 34.360 atau 1,4 %).

Ditinjau dari biaya per meter panjang balok, redesain B2 memiliki biaya Rp 1.145.128/m sedangkan balok induk eksisting Rp 1.709.047/m. Artinya, untuk setiap 1 meter panjang balok yang dikerjakan, redesain menghemat Rp 563.919 atau setara dengan 33 % dari biaya eksisting. Bila diekstrapolasi ke total panjang balok pada satu lantai (misal 300 meter total panjang balok per lantai untuk lantai tipikal GOR), potensi penghematan per lantai mencapai Rp 169.175.700, sehingga untuk seluruh 6 lantai struktur atas berpotensi menghemat Rp 1.015.054.200 dari komponen balok saja.

4.14.6 Kesimpulan Perbandingan Biaya

Dari analisis kedua perbandingan biaya di atas, dapat disimpulkan bahwa redesain struktur GOR Terpadu Kota Bekasi memberikan efisiensi biaya yang signifikan pada dua kategori pekerjaan utama. Pada pekerjaan struktur atap, redesain menghemat biaya Rp 3.283.387.117 (87,18 %) dibandingkan eksisting bila

dibandingkan secara total (termasuk lantai ring), atau Rp 1.410.532.414 (74,50 %) bila dibandingkan apel-ke-apel hanya untuk komponen rangka atap saja. Penghematan ini bersumber dari perubahan sistem struktur atap ke rangka baja langsung, efisiensi material rangka (WF menggantikan pipa), dan pemilihan penutup atap bitumen yang lebih ekonomis.

Pada pekerjaan balok tipikal panjang 4 meter, redesain B2 (300x500 mm) menghemat biaya Rp 2.255.678 (33,00 %) per balok dibandingkan balok induk eksisting (350x600 mm). Penghematan ini terutama bersumber dari reduksi volume beton (28,6 %) dan berat tulangan (58,3 %), yang menjadi mungkin karena kontribusi shear wall DSBK dalam memikul beban lateral sehingga balok dapat didesain lebih efisien pada beban gravitasi utamanya.

Kedua temuan ini memperkuat justifikasi teknis-ekonomis redesain, yaitu bahwa perubahan sistem struktur dari SRPMK murni menjadi Sistem Ganda DSBK + SRPMK tidak hanya meningkatkan kinerja seismik struktur (sebagaimana dibahas pada Subbab 4.13) tetapi juga menghasilkan penghematan biaya konstruksi yang substansial pada komponen atap dan balok, sekaligus mempertahankan pemenuhan seluruh persyaratan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019.

Konfigurasi struktur hasil redesain merupakan alternatif yang paling efisien di antara opsi yang ditinjau, tanpa mengurangi efektivitas struktur maupun melanggar persyaratan standar. Klaim ini didasarkan pada tiga bukti yang saling menguatkan. Dari sisi pemenuhan syarat, seluruh kriteria keamanan telah terpenuhi. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK) mampu memikul 91,8% gaya geser dasar desain secara mandiri, jauh melampaui batas minimum 25% untuk sistem ganda (SNI 1726:2019 Pasal 7.2.5.1).

Setelah penambahan dinding geser, simpangan antar tingkat kembali berada di bawah batas izin 0,015.hsx, dan rasio tulangan kolom (contoh K1 = 2,18%) berada dalam rentang syarat 1%-6% pada SNI 2847:2019. Dengan demikian, efisiensi tidak diperoleh dengan mengorbankan keamanan. Dari sisi efektivitas biaya, redesain menghasilkan penghematan yang signifikan. Pada pekerjaan struktur atap, penghematan mencapai Rp 1.410.532.414 (74,50%) untuk perbandingan setara komponen rangka atap, sedangkan pada balok tipikal 4 meter,

redesain B2 (300 x 500 mm) menghemat Rp 2.255.678 (33,00%) per balok. Penghematan balok ini dimungkinkan oleh reduksi volume beton sebesar 28,6% dan berat tulangan 58,3%, yang tercapai karena dinding geser memikul sebagian besar beban lateral sehingga balok dapat didesain lebih ramping pada beban gravitasi. Dari sisi pembuktian bahwa konfigurasi ini merupakan pilihan terbaik, opsi desain yang lebih sederhana (tanpa dinding geser) telah diuji dan ternyata tidak memenuhi batas simpangan antar lantai sehingga tidak dapat digunakan (lihat Subbab 4.6.9). Sebaliknya, memperbesar dimensi seluruh elemen secara menyeluruh justru akan menambah biaya tanpa manfaat kinerja yang sepadan. Dengan mempertimbangkan bahwa alternatif yang lebih ringan gagal memenuhi syarat sementara alternatif yang lebih besar tidak efisien secara biaya, konfigurasi sistem ganda hasil redesain ini merupakan titik keseimbangan paling efisien antara keamanan, efektivitas, dan biaya di antara seluruh alternatif yang ditinjau dalam penelitian.