

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Data Perencanaan

Gedung Klinik Kecantikan ERHA Central Kota Semarang dirancang ulang dengan terlebih dahulu mengidentifikasi berbagai data yang diperlukan dalam proses perencanaan, sebelum kemudian dilanjutkan ke tahap perhitungan desain awal (*preliminary design*). Perencanaan ini memanfaatkan sejumlah data pendukung yang dijadikan dasar acuan dalam proses analisis, yang dapat diuraikan sebagai berikut:

Kegunaan Bangunan	: Layanan Klinik Kecantikan
Lokasi	: Kota Semarang
Total Lantai	: 6 Lantai
Tinggi Bangunan	: +16.070
Total Luas Bangunan	: $\pm 13.470 \text{ m}^2$
Mutu beton (f_c')	: 30 MPa
Mutu baja (f_y)	: 420 MPa

4.2 Perencanaan Awal

Penentuan dimensi awal (*preliminary design*) pada setiap elemen struktur menjadi prasyarat pokok yang harus dipenuhi sebelum melangkah lebih jauh dalam proses perancangan gedung.

4.2.1 Penentuan Dimensi Penampang Balok

a. Balok Induk

- Data perencanaan balok induk 1 (B1) :

Tipe Balok	= B1
Dimensi Panjang Bentangan	= 8000mm
Tegangan leleh baja tulangan lentur, f_y	= 420 Mpa
Kuat tekan beton, f_c'	= 30 Mpa

- Analisis Perancangan Struktur :

$$h = \frac{L}{12}$$

Persamaan 4. 1

$$h = \frac{8000}{12}$$

$$h = 666,666667 \text{ mm} \cong 700 \text{ mm}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{666,666667}{2}$$

$$b = 333,33333 \cong 400 \text{ mm}$$

- Data perencanaan balok induk 3 (B3) :

$$\text{Tipe Balok} = \text{B3}$$

$$\text{Dimensi Panjang Bentangan} = 4800 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat leleh tulangan lentur} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat tekan beton, } f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

- Perhitungan perencanaan :

$$h = \frac{L}{12}$$

Persamaan 4. 2

$$h = \frac{4800}{12}$$

$$h = 400 \text{ mm} \cong 500 \text{ mm}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{400}{2}$$

$$b = 200 \text{ mm} \cong 300 \text{ mm}$$

Sehingga diperoleh hasil perencanaan balok induk B1 berukuran 400x700 dan balok B3 berukuran 300x500. Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil perhitungan awal balok induk dari lantai GWT hingga lantai atap pada perancangan kembali struktur

Setelah diperoleh hasil perhitungan awal preliminary, tahap berikutnya adalah melakukan verifikasi berdasarkan ketentuan tinggi serta lebar efektif sesuai dengan SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1, sebagaimana dijelaskan pada penjabaran berikut.

- Balok Induk B1

$$L_n = L - \frac{h}{2} - \frac{h}{2}$$

Persamaan 4. 3

$$= 8000 - \frac{400}{2} - \frac{700}{2}$$

$$= 7450 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h \text{ balok} - \text{cover} - \phi_{\text{sengkang}} - (\phi_{\text{tul. utama}}/2) \\
 &= 700 - 30 - 13 - (28/2) \\
 &= 643 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$1. L_n > 4d \quad \text{Persamaan 4. 4}$$

$$7450 > 4 \times 643$$

$$7450 > 2572$$

$$2. b \geq 250 \quad \text{Persamaan 4. 5}$$

$$400 \geq 250$$

$$3. b \geq 0,3 h \quad \text{Persamaan 4. 6}$$

$$400 \geq 0,3 \times 700$$

$$400 \geq 210$$

- Balok Induk B3

$$L_n = L - \frac{h}{2} - \frac{h}{2} \quad \text{Persamaan 4. 7}$$

$$= 4800 - \frac{300}{2} - \frac{500}{2}$$

$$= 4400 \text{ mm}$$

$$d = h \text{ balok} - \text{cover} - \phi_{\text{sengkang}} - (\phi_{\text{tul. utama}}/2)$$

$$= 500 - 30 - 13 - (28/2)$$

$$= 443 \text{ mm}$$

$$1. L_n > 4d \quad \text{Persamaan 4. 8}$$

$$4400 > 4 \times 443$$

$$4400 > 1772$$

$$2. b \geq 250 \quad \text{Persamaan 4. 9}$$

$$300 \geq 250$$

$$3. b \geq 0,3 h \quad \text{Persamaan 4. 10}$$

$$300 \geq 0,3 \times 500$$

$$300 \geq 150$$

Dengan demikian, dapat disimpulkan bahwa balok induk B1 berukuran 400x700 dan balok induk B3 berukuran 300x500 telah memenuhi ketentuan tinggi serta lebar efektif sesuai SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1.

a) Balok Anak

- Data perencanaan balok anak 1 (BA1) :

Tipe Balok	= BA1
Dimensi Panjang Bentangan	= 6000mm
Tegangan leleh baja tulangan lentur, f_y	= 420 Mpa
Kuat tekan beton, f_c'	= 30 Mpa

- Perhitungan Perencanaan

$$h = \frac{L}{16} \quad \text{Persamaan 4. 11}$$

$$h = \frac{6000}{16}$$

$$h = 375\text{mm} \approx 500\text{mm}$$

$$b = \frac{h}{2}$$

$$b = \frac{375}{2}$$

$$b = 187,5\text{mm} \approx 250 \text{ mm}$$

- Data perencanaan balok anak 2 (BA2) :

Tipe Balok	= BA2
Dimensi Panjang Bentangan	= 4800mm
Tegangan leleh baja tulangan lentur, f_y	= 420 Mpa
Kuat tekan beton, f_c'	= 30 Mpa

- Analisis Perancangan Struktur :

$$h = \frac{4800}{16} \quad \text{Persamaan 4. 12}$$

$$h = 300\text{mm} \approx 350\text{mm}$$

$$b = \frac{h}{2}$$

$$b = \frac{300}{2}$$

$$b = 150\text{mm} \approx 200\text{ mm}$$

Dengan demikian, diperoleh hasil perencanaan balok anak BA1 berukuran 250x500mm dan BA2 berukuran 200x350mm. Berikut adalah gambar denah perencanaan :



Gambar 4. 1 Denah Perencanaan Balok Lantai 2

Berikut merupakan Rekapitulasi Perhitungan Preliminary Balok:

Tabel 4. 1 Rekapitulasi Perhitungan Preliminary Balok

No	Tipe Balok	Bentang	Dimensi				Tipe Balok Realisasi
			Tinggi Kebutuhan	Lebar Kebutuhan	Tinggi Realisasi	Lebar Realisasi	
a	b	c	$d = c/12$	$e = d/2$	f = Pembulatan d	g = pembulatan e	i
1	B1	8000	666,6666667	333,3333333	700	400	400x700
2	B2	8000	666,6666667	333,3333333	600	300	300x600
3	B3	4800	400	200	500	300	300x500
4	BA1	6000	375	187,5	500	250	250x500
5	BA2	4800	300	150	350	200	200x350
6	CB1	2400	200	100	500	250	250x500
7	CB2	8000	666,6666667	333,3333333	400	250	250x400
8	RB1	8000	666,6666667	333,3333333	600	300	300x600
9	RB2	6000	500	250	500	300	300x500

Tabel 4. 2 Pengecekan Syarat Tinggi dan Lebar Balok

No	Tipe Balok	Bentang	Ln	d	Syarat Tinggi Efektif Balok SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1	Syarat Lebar Efektif Balok SNI 2847:2019 Pasal 18.6.2.1
a	b	c	$k=c-f/2-g/2$	m	o	p
1	B1	8000	7450	643	OK	OK
2	B2	8000	7550	543	OK	OK
3	B3	4800	4400	443	OK	OK
4	BA1	6000	5625	443	OK	OK
5	BA2	4800	4525	293	OK	OK
6	CB1	2400	2025	443	OK	OK
7	CB2	8000	7675	343	OK	OK
8	RB1	8000	7550	543	OK	OK
9	RB2	6000	5600	443	OK	OK

4.2.2 Perancangan Pelat Lantai

Dalam perencanaan ulang ini, jenis pelat yang dijadikan acuan untuk contoh perhitungan pelat lantai dan atap adalah pelat dengan dimensi terbesar, yaitu 4000 x 6000 mm. Berikut disajikan data serta spesifikasi yang digunakan sebagai dasar dalam proses perhitungan.

Tipe Pelat	:	S15
Kuat Tekan Beton f_c'	:	30 Mpa
Tegangan leleh baja tulangan lentur, f_y	:	420 Mpa
Dimensi pelat hasil perencanaan	:	15 cm
L_y	:	6000 mm
L_x	:	4000 mm
Dimensi Balok Y1	:	B2 (300x600) mm
Dimensi Balok X1	:	B1 (400x700) mm
Dimensi Balok Y2	:	BA1 (250x500) mm
Dimensi Balok X2	:	B1 (400x700) mm

- **Perhitungan Dimensi Pelat**

Ketika balok menerima beban, terjadi interaksi struktural yang menyebabkan deformasi pada area pelat lantai di atasnya. Tingkat partisipasi pelat dalam menahan deformasi ini akan menurun seiring dengan bertambahnya jarak dari garis as balok. Mengacu pada standar SNI 2847:2019, perhitungan untuk

sistem pelat yang ditumpu pada keempat sisinya dilakukan menggunakan koefisien momen yang tercantum dalam tabel berikut:

Tabel 4. 2 Ketebalan pelat dua arah yang disyaratkan sebagai nilai minimum

Kondisi tumpuan	$h^{[1]}$ Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

^[1]Angka ini berlaku untuk beton berat normal dan $f_y = 420$ MPa. Untuk kasus lain, ketebalan minimum harus dimodifikasi sesuai 7.3.1.1.1 hingga 7.3.1.1.3.

Sumber : SNI 2847:2019

Perhitungan ukuran pelat dua arah berikut ini disusun berdasarkan acuan tabel pada SNI 2847:2019.

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal min} &= \frac{L}{28} && \text{Persamaan 4. 13} \\
 &= \frac{400}{28} \\
 &= 14,3 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisis struktur yang mencakup area basement hingga atap, diperoleh kebutuhan tebal pelat teoretis sebesar 14,3 cm. Mengacu pada hasil tersebut, maka dimensi ketebalan pelat yang ditetapkan untuk pelaksanaan adalah 15 cm.

- **Menentukan Jenis Pelat Lantai**

Klasifikasi sistem pelat didasarkan pada komputasi rasio aspek bentang bersih, yaitu hasil pembagian antara sisi terpanjang L_y terhadap sisi terpendek L_x . Parameter ini, yang dinotasikan sebagai β_n menjadi penentu utama perilaku struktur; nilai $\beta_n > 2$ mendefinisikan elemen tersebut sebagai pelat satu arah (*One Way Slab*), sedangkan rasio di bawah ambang batas tersebut menempatkan struktur dalam kategori pelat dua arah (*Two Way Slab*).

$$\beta_n = \frac{L_n}{S_n} < 2 \quad \text{Persamaan 4. 14}$$

$$B_n = < 2$$

Dengan demikian, pelat tersebut tergolong ke dalam kategori elemen pelat lantai dengan mekanisme sistem dua arah.

- **Perancangan Dimensi Pelat**

Ketika balok memikul beban, sebagian dari penampang pelat lantai di atasnya turut mengalami deformasi. Kontribusi pelat ini terhadap perubahan bentuk yang terjadi pada balok akan berkurang secara progresif seiring dengan meningkatnya jarak dari garis pusat balok.

4.2.3 Perencanaan Kolom

Persyaratan utama untuk dimensi kolom yang direncanakan ulang adalah kemampuannya menahan beban aksial terfaktor yang ditransfer dari semua lantai hingga atap. Kolom juga harus dapat mengantisipasi momen maksimum yang ditimbulkan oleh beban terfaktor pada bentang yang paling berdekatan dengan tingkat yang tengah dihitung. Data untuk perencanaan awal kolom (*preliminary design*) dirangkum sebagai berikut:

Kategori kolom	=	K1
Lokasi yang ditinjau	=	Lantai 2
Dimensi Panjang Bentangan (L)	=	8 m
Tinggi Bentangan Kolom (H)	=	4 m
Dimesi Elemen Balok	=	B1
• h	=	400 mm
• b	=	700 mm
Kuat Tekan Beton, f_c'	=	30 Mpa
Tegangan leleh baja tulangan lentur, f_y	=	420 Mpa

Setelah merujuk pada Tabel 9.5 (a) SNI 2847:2013, telah diputuskan bahwa dimensi kolom yang akan diaplikasikan adalah 60 cm x 60 cm. Persyaratan teknis tambahan terkait perancangan dimensi ini dirincikan di bawah:

$$\frac{I_{Kolom}}{L_{Kolom}} > \frac{I_{Balok}}{L_{Balok}} \quad \text{Persamaan 4. 15}$$

$$\begin{aligned}
\frac{1/2 \times 2 \times b \times h^3}{432} &> \frac{1/2 \times 40 \times 70^3}{800} \\
\frac{b^4}{432} &> \frac{40 \times 70^3}{800} \\
b^4 &> \frac{40 \times 70^3 \times 432}{800} \\
b &> 7408800 \\
b &> 52,172 \\
b &= 60
\end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan tersebut, rancangan awal kolom telah memenuhi batas minimum yang diperkenankan dan dapat diterapkan.

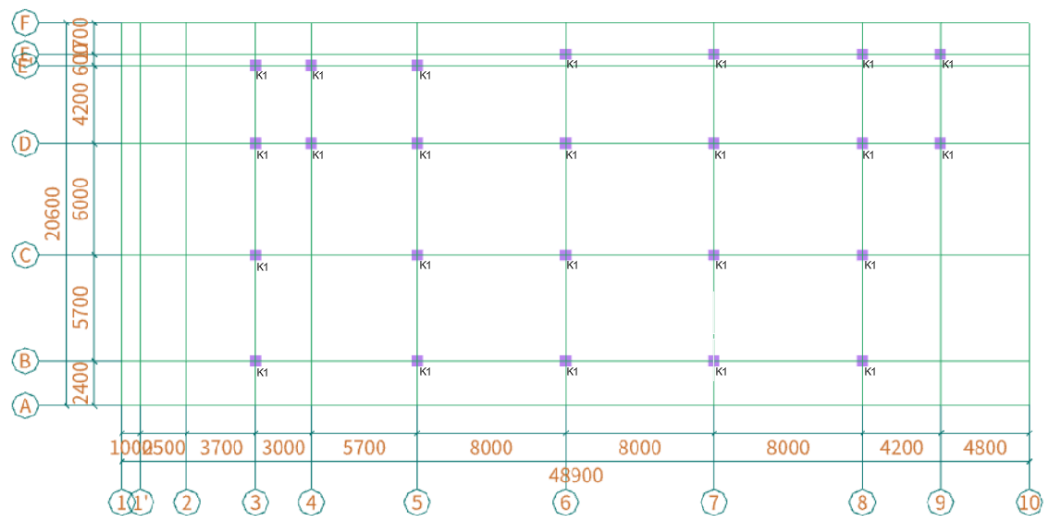
Keterangan :

1. Berdasarkan SNI 2847:2019 Pasal 10.3.1 yang mengatur batasan dimensi, tidak ditemukan adanya persyaratan minimal ukuran kolom secara eksplisit. Hal ini memungkinkan penggunaan elemen kolom beton bertulang dengan dimensi penampang kecil pada struktur yang menanggung beban ringan, seperti pada hunian atau perkantoran bertingkat rendah. Meskipun demikian, penggunaan penampang yang ramping memerlukan presisi pelaksanaan yang lebih tinggi, sebab berpotensi meningkatkan tegangan akibat susut secara substansial.
2. Penentuan dimensi kolom dapat dilakukan dengan memanfaatkan panduan praktis awal (*rule of thumb*) sebagaimana diuraikan berikut:

$$A_g \geq \frac{P_u}{0,3 \times f'_c} \quad \text{Persamaan 4. 16}$$

Dimana :

- A_g = Area penampang bruto kolom (mm)
 P_u = keseluruhan beban yang diterima kolom (Nmm)
 f'_c = Nilai kekuatan tekan beton (MPa)



Gambar 4. 2 Denah Preliminary Kolom

4.3 Analisa Pembebanan Struktur

4.3.1 Analisa Beban Mati (Dead Load)

Keseluruhan beban yang timbul dari berat material konstruksi yang melekat secara permanen, baik itu merupakan bagian struktural atau arsitektural, disebut sebagai beban mati. Analisis dari beban mati ini pada perencanaan ulang Gedung Klinik Kecantikan ERHA Central Kota Semarang disajikan sebagai berikut:

Beban Mati Plat Lantai

Beban Plat	$= 0,18 \times 2400$
	$= 432 \text{ Kg/m}^2 \text{ (DL)}$
Beban Keramik	$= 0,012 \times 2563$
	$= 30,756 \text{ Kg/m}^2 \text{ (SDL)}$
Beban Spesi	$= 2,5 \times 21$
	$= 52,5 \text{ Kg/m}^2 \text{ (SDL)}$

4.3.2 Analisa Beban Hidup (Dead Load)

Berdasarkan SNI 1727:2020, muatan hidup (*live load*) didefinisikan sebagai beban yang dihasilkan oleh aktivitas atau kehadiran penghuni di dalam struktur. Beban ini tidak mencakup berat material konstruksi, muatan mati, ataupun gaya alamiah seperti gempa. Hasil kalkulasi beban hidup untuk perencanaan ini dirincikan sebagai berikut:

- Beban Hidup (Fungsi Store Area) = 193,1 Kg/m²
- Beban Hidup (Gudang penyimpanan) = 603,3 Kg/m²
- Beban Hidup (Fungsi Ruang Pengelola) = 60,5 Kg/m²
- Beban Lantai Atap = 9,7 Kg/m²

4.3.3 Analisa Beban Gempa (Earthquake Load)

Analisis beban gempa untuk perancangan ini didasarkan pada regulasi terkini, yaitu SNI 1726:2019. Lokasi proyek berada di zona seismik Kecamatan Semarang Selatan, Kota Semarang, Provinsi Jawa Tengah. Dalam analisis ini, parameter yang dipakai adalah fungsi respons spektrum, di mana nilainya ditetapkan sesuai dengan posisi geografis bangunan tersebut. Rincian kalkulasi desain respons spektrum dipaparkan di bawah ini:

a. Gempa desain

Mengacu pada standar SNI 1726:2019, parameter gempa rencana didefinisikan berdasarkan analisa statistik, yakni peristiwa gempa dengan peluang terlampaui 2% selama masa layanan bangunan 50 tahun. Definisi ini menjadi landasan pokok dalam penetapan Kategori Risiko Struktur serta Faktor Keutamaan Bangunan.

b. Klasifikasi risiko struktur serta penentuan faktor keutamaan bangunan

Penetapan kategori risiko dan faktor keutamaan gempa dilakukan dengan mengacu pada ketentuan SNI 1726:2019 (Tabel 4.4 dan 4.5), dikarenakan klasifikasi bangunan ini adalah perkantoran. Hasil analisis terhadap parameter tersebut disajikan sebagai berikut:

Tabel 4. 3 Klasifikasi Risiko Seismik pada Struktur Gedung dan Non-Gedung

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap 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	I
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 perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung 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 Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan 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 nongedung 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 di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Sumber : (SNI 1726 : 2019 Tabel 3)

Tabel 4. 4 Parameter Keutamaan Beban Seismik

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber : (SNI 1726 : 2019 Tabel 3)

Mengacu pada Tabel 3 dan Tabel 4 dalam SNI 1726:2019, serta menyesuaikan dengan fungsi bangunan yang direncanakan sebagai bangunan

Gedung perkantoran, maka struktur tersebut termasuk dalam kategori risiko II dengan nilai faktor keutamaan gempa sebesar 1,0.

b) Menentukan Kelas Situs

Klasifikasi situs merupakan tahapan yang esensial untuk menetapkan kriteria perancangan seismik yang akan diterapkan pada struktur bangunan yang akan didirikan. Penetapan kategori situs ini didasarkan pada karakteristik kondisi tanah di lokasi serta bagaimana kondisi tersebut akan merespons pengaruh beban gempa. Untuk melaksanakan penentuan ini, data yang diperoleh dari uji tanah harus digunakan. Data ini kemudian diolah untuk menghitung rata-rata nilai *Standard Penetration Test* (SPT), sebagaimana yang diwajibkan oleh standar yang tertera dalam SNI 1726:2019.

Tabel 4. 5 Klasifikasi Situs

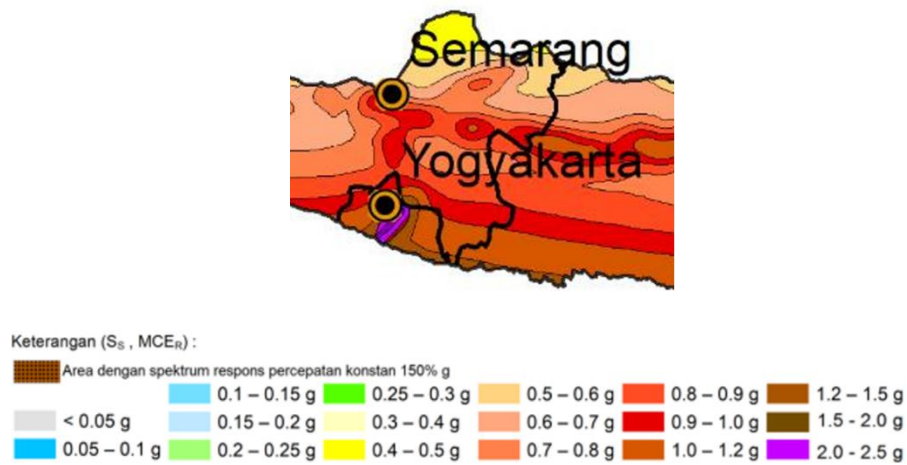
Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ 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 $H > 3$ m)		

Sumber : SNI 1726 : 2019 Tabel 5

c) Analisis Gaya Seismik Respons Spektrum

- Menetapkan nilai parameter S_s

S_s (Spectral Acceleration, Short Period) adalah nilai percepatan spektral maksimum dengan periode pendek (0,2 detik) yang digunakan untuk mempertimbangkan risiko gempa, dinyatakan dalam satuan percepatan gravitasi (g) dengan redaman kritis sebesar 5%, sebagaimana dijelaskan dalam SNI 1726:2019.



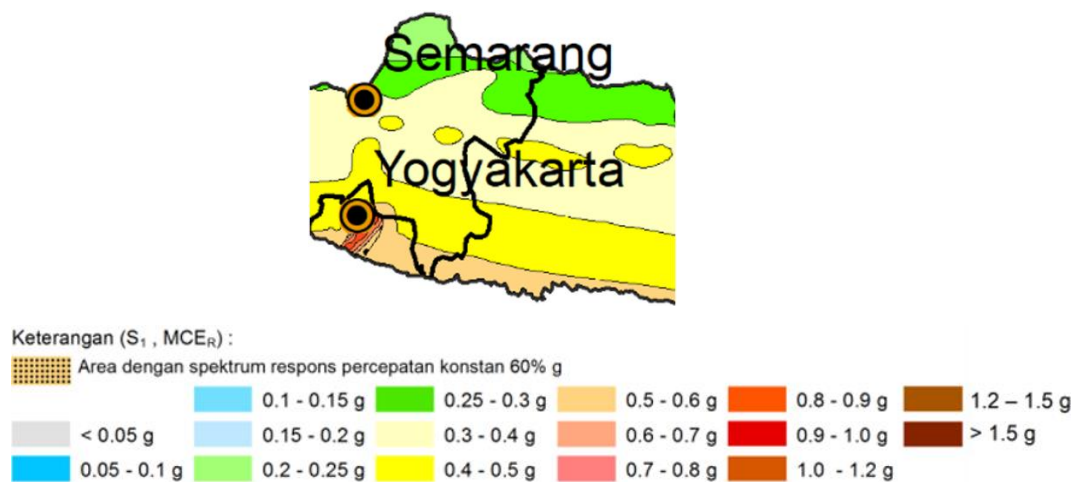
Gambar 4. 3 Parameter Penentuan Nilai S_s

Sumber : SNI 1726:2019

Berdasarkan gambar di atas dapat dilihat bahwa wilayah Kota Semarang berada di angka 0,7 – 0,8 sehingga didapatkan nilai $S_s = 0,7974$.

- Penetapan Koefisien S_I

S_I (Spectral Acceleration, Long Period) adalah nilai percepatan spektral maksimum dengan periode panjang (1 detik) yang digunakan dalam analisis risiko gempa, dinyatakan dalam satuan percepatan gravitasi (g) dengan redaman kritis sebesar 5%, sesuai dengan ketentuan pada SNI 1726:2019.



Gambar Kriteria Acuan Respons Spektral (S_s)

(Sumber : SNI 1726:2019 Gambar 16)

Berdasarkan ilustrasi pada gambar di atas, dapat diketahui bahwa area Kota Semarang berada pada rentang nilai 0,3 hingga 0,4, sehingga diperoleh nilai S_1 sebesar 0,386.

- e. Parameter respons puncak percepatan spektral gempa dan koefisien situs harus ditentukan dengan mempertimbangkan risiko tertarget (MCER).

Analisis respons spektral percepatan gempa wajib menyertakan dua faktor amplifikasi seismik untuk periode 0,2 detik dan 1 detik. Kedua faktor ini diklasifikasikan sebagai (F_a), yaitu faktor amplifikasi getaran untuk periode percepatan pendek, dan (F_v), yang mendeskripsikan amplifikasi percepatan untuk respons pada periode 1 detik.

Tabel 4. 6 Koefisien situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF			SS(a)			

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 6)

Keterangan :

- Untuk mendapatkan nilai yang berada di antara parameter SS, digunakan teknik interpolasi linier.
- S_s merupakan Kriteria situs yang menuntut dilakukannya kajian khusus serta perhitungan respons situs yang ditargetkan secara spesifik.

Dimana :

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai SS} &= 0,911 \\
 \text{Tabel nilai SS} &= 0,75 - 1 \\
 \text{Nilai kelas situs} &= 1,2 - 1,1 \\
 F_a &= 1,2 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan dengan metode interpolasi linier, diperoleh nilai koefisien situs (F_a) sebesar 1,2 g

Tabel 4. 7 Koefisien situs Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_I					
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I = 0,5$	$S_I \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF						

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 7)

Keterangan :

- Nilai di antara parameter S_I dapat ditentukan dengan menggunakan metode interpolasi linier.
- S_I = Jenis lokasi yang memerlukan pemeriksaan khusus serta analisis respons situs secara terperinci.

Dimana :

$$\text{Nilai } S_I = 0,391$$

$$\text{Tabel nilai } S_I = 0,3 - 0,4$$

$$\text{Nilai kelas situs} = 2,0 - 1,9$$

$$F_v = 2$$

Berdasarkan hasil perhitungan dengan metode interpolasi linier, diperoleh nilai koefisien situs (F_v) sebesar 2g

Dengan demikian, hasil data yang diperoleh dari perhitungan di atas dapat disajikan sebagai berikut:

$$F_a = 1,2$$

$$F_v = 2$$

$$\begin{aligned} S_{MS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,2 \times 0,91 \\ &= 1,09 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{M1} &= F_v \times S_I \\ &= 2 \times 0,39 \end{aligned}$$

$$= 0,782 \text{ g}$$

d) Menentukan Parameter Percepatan Spektral Desain

Penetapan besaran koefisien spektral desain, baik (SDS) maupun (SD1) sepenuhnya merujuk pada regulasi teknis yang tertuang dalam SNI 1726:2019 Pasal 6.3 melalui persamaan di bawah ini:

$$SDS = \frac{2}{3} S_s \quad (\text{SNI 2726:2019 Pers 6.2})$$

$$= \frac{2}{3} \times 1,09$$

$$= 0,7288 \text{ g}$$

$$SD1 = \frac{2}{3} S_1 \quad (\text{SNI 2726:2019 Pers 6.2})$$

$$= \frac{2}{3} \times 0,78$$

$$= 0,521 \text{ g}$$

e) Perhitungan Spektrum Respons Desain

Sesuai dengan ketentuan yang diatur dalam Pasal 6.4 SNI 1726:2019, penyusunan spektrum respons untuk tujuan desain harus dilaksanakan dengan merujuk pada pedoman yang diuraikan berikut ini:

- Apabila respons struktur belum melampaui batas T_0 , penentuan nilai S_a merujuk pada persamaan di bawah ini. Dengan demikian dirancang secara khusus untuk merepresentasikan perilaku struktur pada fase periode pendek.

$$S_a = SDS \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{Persamaan 4. 17}$$

$$= 0,7288 \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,143066} \right)$$

$$= 0,7288 (0,4)$$

$$= 0,292$$

- Spektrum respons percepatan desain (S_a) akan bernilai sama dengan SDS ketika periode struktur berada pada atau di atas T_0 hingga batas T_S . Sebaliknya, jika periode melampaui T_S tetapi masih berada pada rentang hingga T_L , maka nilai S_a harus dihitung menggunakan rumus sebagai berikut:

$$S_a = SDS = 0,7288 \text{ g}$$

$$T_0 = 0,2 \times \frac{SD1}{SDS} \quad \text{Persamaan 4. 18}$$

$$= 0,2 \times \frac{0,521}{0,729}$$

$$= 0,143066$$

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} \quad \text{Persamaan 4. 19}$$

$$= \frac{0,521}{0,7288}$$

$$= 0,715331$$

- Nilai respons spektral percepatan desain (S_a) ditentukan dengan mengaplikasikan persamaan berikut apabila periode struktur berada di atas nilai T_L :

$$S_a = \frac{SD1}{T} \quad \text{Persamaan 4. 20}$$

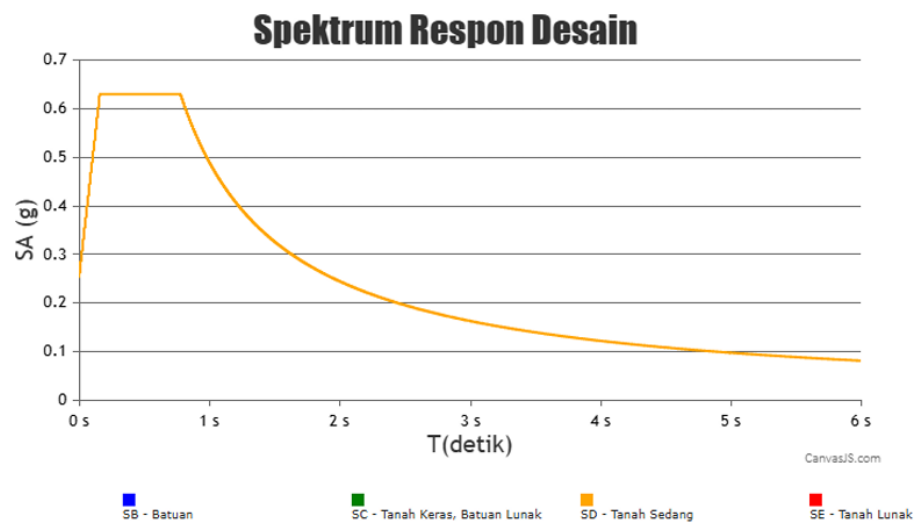
$$T = T_s + 0,1$$

$$= 0,715331 + 1$$

$$= 1,715331$$

$$S_a = \frac{0,521}{1,715331}$$

$$= 0,3037$$



Gambar 4. 4 Grafik Respons Spektral Desain
(Sumber : RSA Cipta Karya, 2025)

f) Menentukan Klasifikasi Desain Seismik

Berdasarkan hasil perhitungan, diperoleh nilai SDS sebesar 0,7288 g dan SD1 sebesar 0,521 g, yang menempatkan bangunan pada kategori risiko II sekaligus masuk dalam klasifikasi desain seismik D. Perencanaan struktur dilakukan dengan menerapkan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) yang dipadukan dengan Dinding Beton Bertulang pada area GWT dan STP. Proses perancangannya mengacu pada ketentuan dalam SNI 1726:2019, yaitu sebagai berikut:

Tabel 4. 8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 8)

Tabel 4. 9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 9)

g) Penetapan nilai-nilai parameter desain seismik R, Cd, dan Ω_0 bersamaan dengan penentuan Sistem Struktur yang akan digunakan.

Perencanaan sistem struktur wajib mampu menyangga beban lateral dan vertikal. Proses perancangan ini harus selaras dengan ketentuan mengenai batas ketinggian yang berlaku dan memenuhi ketentuan SNI 1726:2019. Dalam proses perhitungan, tiga parameter esensial harus diidentifikasi yaitu faktor modifikasi respons (R), faktor kuat lebih (Ω_0), serta koefisien amplifikasi simpangan (Cd). Nilai-nilai ini diperlukan untuk menentukan

gaya lateral utama, beban yang akan didesain untuk elemen struktur, dan defleksi antar tingkat.

Tabel 4. 10 Parameter R, Cd, dan Ω_0 pada Sistem Penahan Beban Seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons R^a	Faktor kuat lebih sistem Ω^b	Faktor pembesaran defleksi C^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D	E	F
C. Sistem rangka pemikul momen								
Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10	TI	TI
Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
Rangka beton pemikul momen khusus		3	5.5	TB	TB	TB	TB	TB

(Sumber : SNI 1726:2019 Tabel 12)

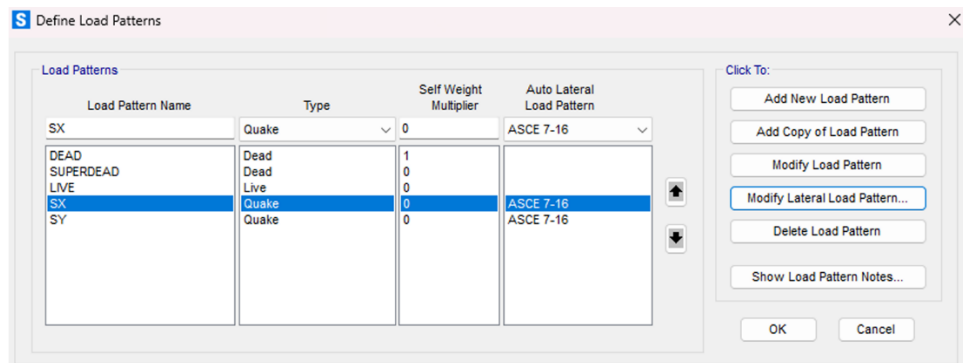
Mengacu pada tabel sebelumnya, diperoleh hasil data seperti yang ditunjukkan berikut ini:

- Faktor Reduksi Gempa (R) = 0
- Faktor Kuat Lebih Sistem (Ω_0) = 3
- Koefisien Pembesaran Defleksi (Cd) = 5,5

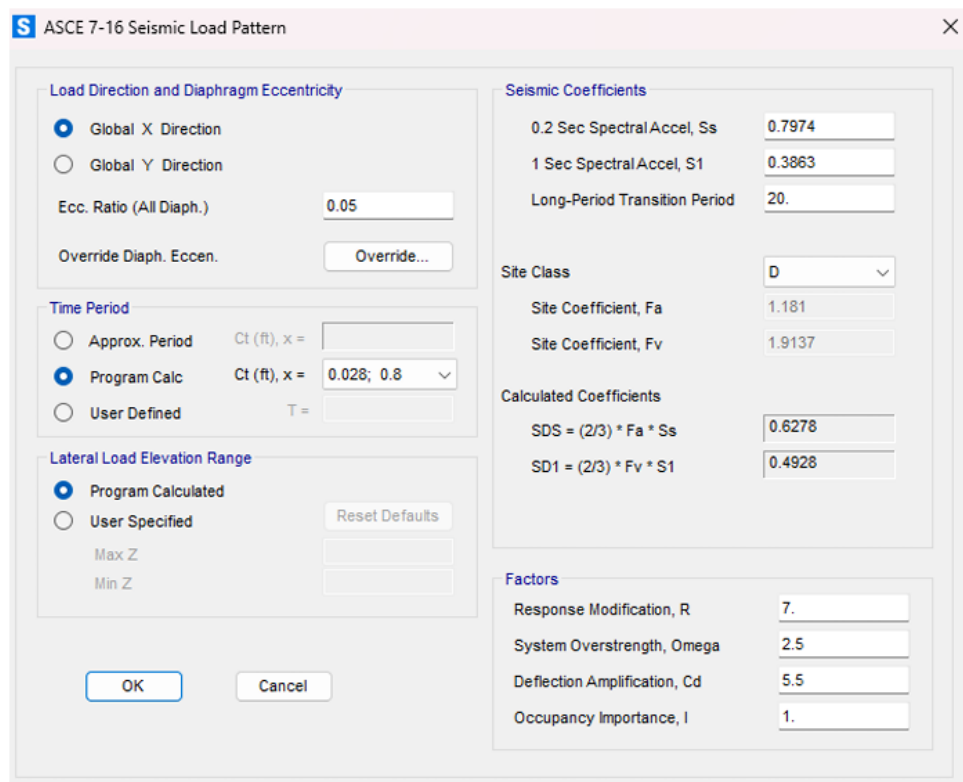
Untuk memenuhi batasan struktur dan ketinggian yang disyaratkan bagi Kategori Desain Seismik D, telah diputuskan bahwa Sistem penahan beban seismik yang dianggap paling optimal adalah penggunaan rangka beton bertulang dengan kemampuan pemikul momen khusus. Dengan demikian, Gedung Klinik Kecantikan ERHA Central Kota Semarang direncanakan untuk dibangun menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) berbahan beton bertulang.

j. Menambahkan Jenis Beban Gempa Statis

Berikut merupakan pembebanan gempa statis yang diterapkan pada arah X dan Y menggunakan aplikasi SAP 2000:



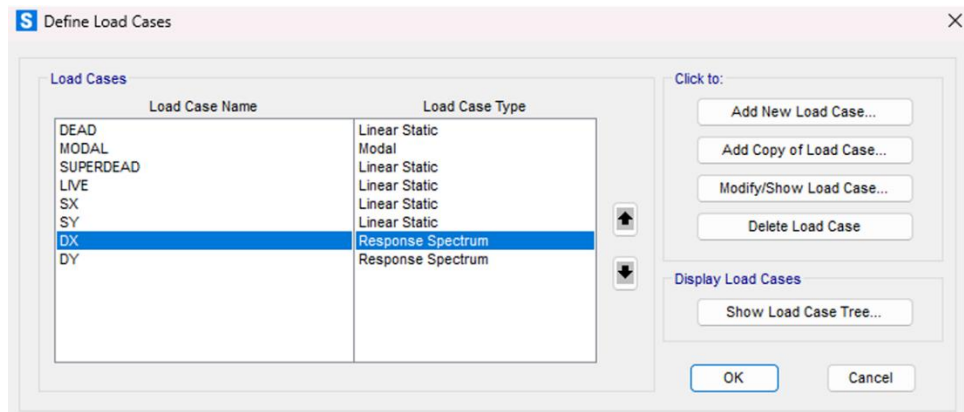
Gambar 4. 5 Implementasi gaya gempa statis yang diaplikasikan di SAP2000



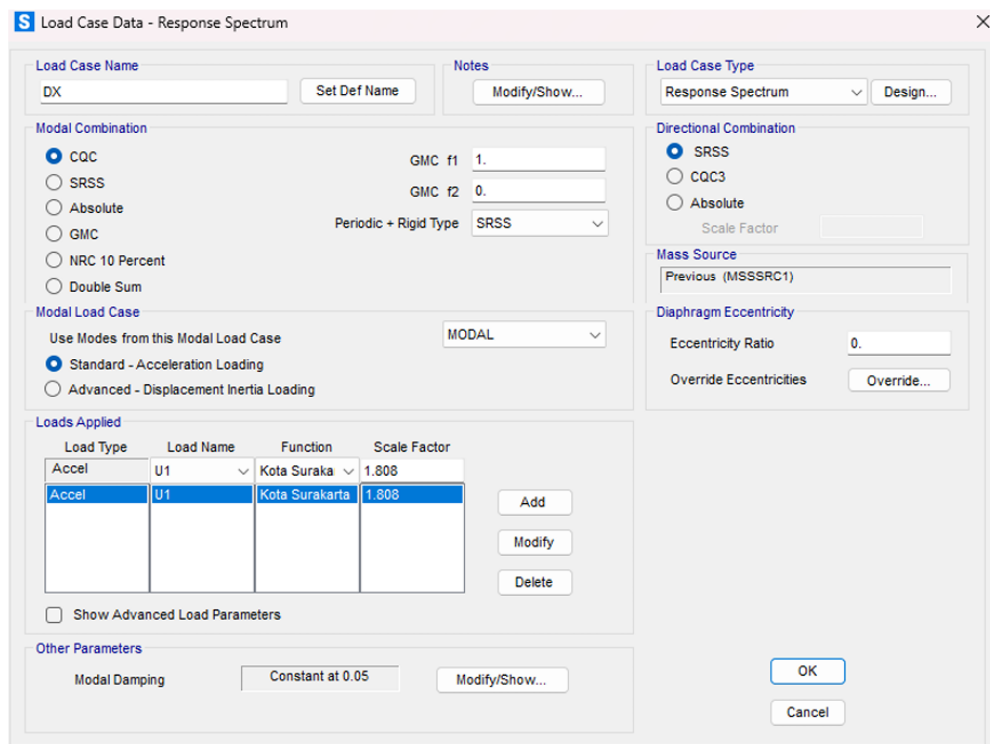
Gambar 4. 6 Parameter Pembebanan Gempa Statik Ekuivalen

h) Menambahkan Jenis Beban Gempa Dinamis

Beban gempa dinamis diterapkan pada arah X dan Y menggunakan aplikasi SAP 2000 dengan rincian sebagai berikut:



Gambar 4. 7 Implementasi gaya gempa dinamis yang diaplikasikan di SAP2000



Gambar 4. 8 Parameter Pembebanan Seismik Dinamik

i) Modal Analysis

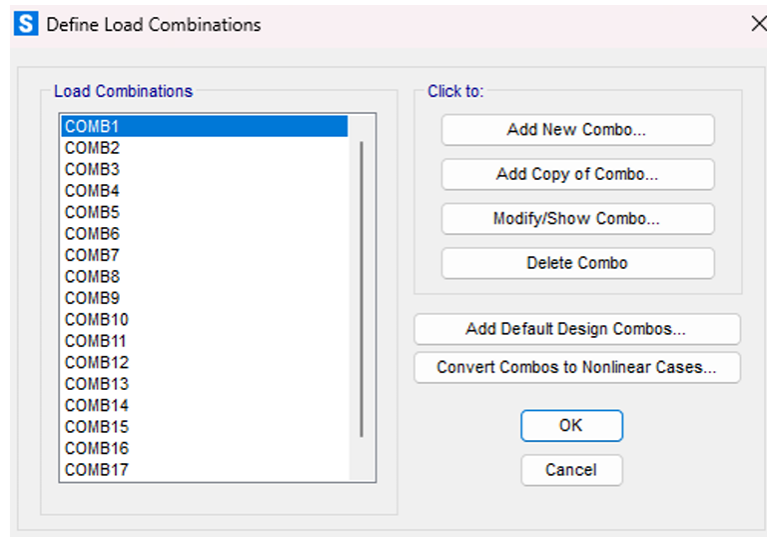
Untuk mengidentifikasi perilaku struktur saat menerima eksitasi beban gempa, metode analisis modal diterapkan sebagai instrumen evaluasi utama. Prosedur ini mensyaratkan urutan logis yang dimulai dari idealisasi model struktur, diikuti oleh komputasi matriks massa dan kekakuan. Data tersebut kemudian diolah menjadi persamaan modal untuk menganalisis dinamika

struktur, yang pada akhirnya menghasilkan evaluasi respons yang menyeluruh.

j) Persiapan Analisis

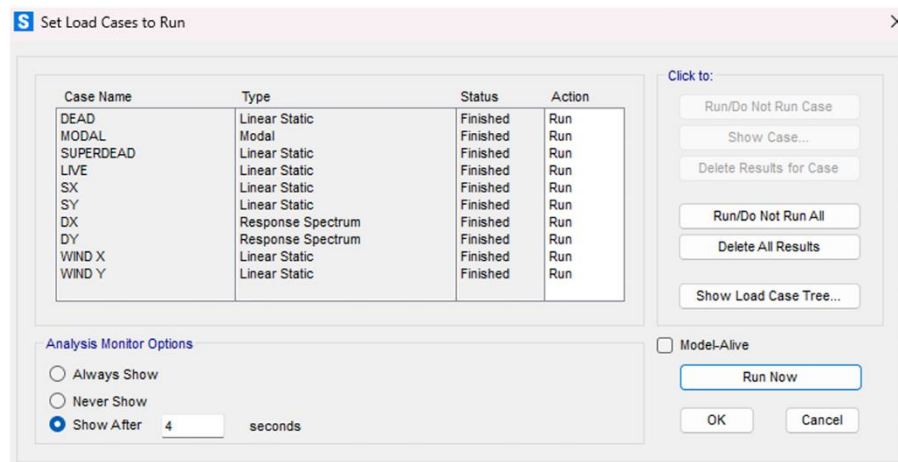
Sebelum melakukan analisis model menggunakan SAP2000, langkah awal yang dilakukan adalah menganalisis model portal tiga dimensi dengan memasukkan beberapa kombinasi pembebanan sebagai berikut:

1. $COMB1 = 1,4D + 1,4SDL$
2. $COMB2 = 1,2D + 1,2SDL + 1,6LL$
3. $COMB3 = 1,32D + 1,32SDL + 1LL + 1EDx + 0,3EDy$
4. $COMB4 = 1,32D + 1,32SDL + 1LL + 1EDx - 0,3EDy$
5. $COMB5 = 1,32D + 1,32SDL + 1LL - 1EDx + 0,3EDy$
6. $COMB6 = 1,32D + 1,32SDL + 1LL - 1EDx - 0,3EDy$
7. $COMB7 = 1,32D + 1,32SDL + 1LL + 0,3EDx + 1EDy$
8. $COMB8 = 1,32D + 1,32SDL + 1LL + 0,3EDx - 1EDy$
9. $COMB9 = 1,32D + 1,32SDL + 1LL - 0,3EDx + 1EDy$
10. $COMB10 = 1,32D + 1,32SDL + 1LL - 0,3EDx - 1EDy$
11. $COMB11 = 0,78D + 0,78SDL + 1EDx + 0,3EDy$
12. $COMB12 = 0,78D + 0,78SDL + 1EDx - 0,3EDy$
13. $COMB13 = 0,78D + 0,78SDL - 1EDx + 0,3EDy$
14. $COMB14 = 0,78D + 0,78SDL - 1EDx - 0,3EDy$
15. $COMB15 = 0,78D + 0,78SDL + 0,3EDx + 1EDy$
16. $COMB16 = 0,78D + 0,78SDL + 0,3EDx - 1EDy$
17. $COMB17 = 0,78D + 0,78SDL - 0,3EDx + 1EDy$
18. $COMB18 = 0,78D + 0,78SDL - 0,3EDx - 1ED$



Gambar 4. 9 Konfigurasi *Load Combination* SAP2000

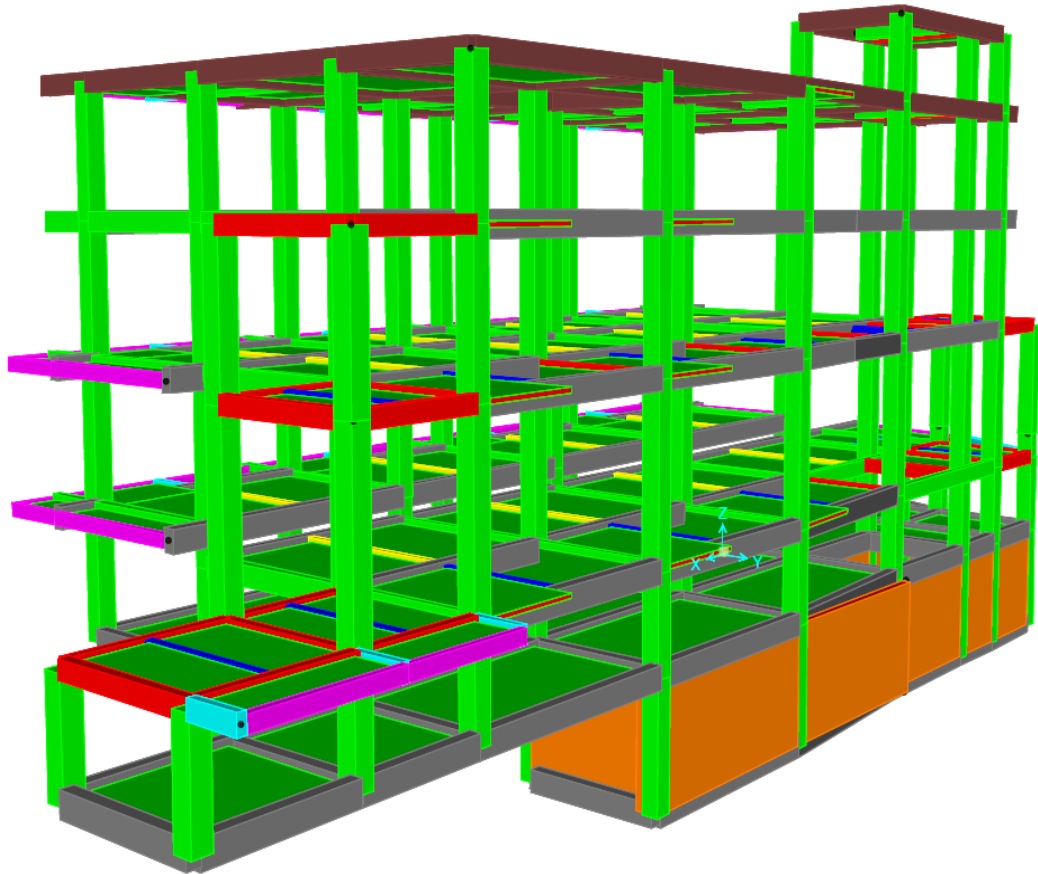
Setelah seluruh beban dimasukkan ke dalam SAP2000, tahap selanjutnya adalah menjalankan proses Run Analysis.



Gambar 4. 10 Konfigurasi Run Analisis Pembebanan

4.4 Output Visualisasi Pemodelan Struktur Atas Menggunakan SAP2000

Berikut ditampilkan hasil pemodelan struktur Gedung Klinik Kecantikan ERHA Central Kota Semarang yang dibuat menggunakan SAP2000.



Gambar 4. 11 Visualisasi Pemodelan Struktur Atas Menggunakan SAP2000

4.5 Pemeriksaan Hasil Analisa Struktur

Proses analisa struktur dilakukan melalui beberapa tahapan pemeriksaan, di antaranya sebagai berikut:

- a. Pemeriksaan Hasil Analisis Beban Gempa
- b. Pemeriksaan terhadap Rasio Elemen Struktur
- c. Pemeriksaan besaran gaya geser, momen lentur, serta gaya aksial.

4.5.1 Pemeriksaan Hasil Analisis Beban Gempa

Berikut adalah hasil pemeriksaan Analisa besaran beban gempa dinamis yang dievaluasi mengacu pada parameter berikut:

- Pemeriksaan terhadap ragam getar pada struktur (*Mass Ratio*)
- Komparasi Gaya Geser Statis dan Dinamis
- Pemeriksaan Perpindahan Lateral Relatif (Simpangan Antar Lantai)

4.5.1.1 Analisis Jumlah Ragam atau Partisipasi Massa

Merujuk SNI 1726:2019 Pasal 7.9.1.1, kecukupan jumlah ragam getar dalam simulasi menjadi prasyarat mutlak agar respons struktur terpetakan secara akurat. Indikator kuantitatif yang harus dicapai adalah terpenuhinya nilai partisipasi massa gabungan hingga menyentuh angka 100% dari total massa gedung. Namun, dalam pasal yang sama dijelaskan bahwa analisis dapat diterima apabila menghasilkan minimal 90% partisipasi massa, dengan jumlah mode yang cukup untuk mencapai nilai tersebut pada masing-masing arah horizontal model. Nilai partisipasi massa hasil analisis menggunakan SAP2000 disajikan pada Tabel berikut.

Tabel 4. 11 Output *Mass RatioParticipation Factors*

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	40	0,106232	0,001322	0,00134	0,000000806	0,859	0,865	0,196	0,0004181	0,0004481	0,0008842	0,535	0,283	0,841
MODAL	Mode	41	0,106035	0,01	0,017	0,0004157	0,869	0,882	0,197	0,007467	0,002777	0,009333	0,542	0,286	0,85
MODAL	Mode	42	0,104648	0,0006565	0,004794	0,0008598	0,87	0,887	0,197	0,007785	0,00487	0,0001025	0,55	0,29	0,85
MODAL	Mode	43	0,104403	0,001784	0,004455	0,001524	0,872	0,891	0,199	0,004573	0,004877	0,00000346	0,555	0,295	0,85
MODAL	Mode	44	0,104074	0,001662	0,00002588	0,071	0,873	0,891	0,27	0,0000294	0,001885	0,0004941	0,555	0,297	0,851
MODAL	Mode	45	0,104048	0,023	0,00599	0,003347	0,896	0,897	0,274	0,0009453	0,016	0,002187	0,556	0,313	0,853
MODAL	Mode	46	0,103823	0,000477	0,0001211	0,001277	0,896	0,897	0,275	0,002702	0,002483	0,00003234	0,559	0,316	0,853
MODAL	Mode	47	0,102715	4,503E-08	0,00001314	0,042	0,896	0,897	0,317	0,023	0,005007	0,000004866	0,581	0,321	0,853
MODAL	Mode	48	0,102467	0,00007335	0,001602	0,008794	0,896	0,899	0,326	0,0007401	0,002662	0,0002229	0,582	0,323	0,853
MODAL	Mode	49	0,102194	0,000002009	0,002503	0,0008906	0,896	0,901	0,327	0,0001605	0,0004146	0,001042	0,582	0,324	0,854
MODAL	Mode	50	0,101966	0,00002054	0,00001913	0,002231	0,896	0,901	0,329	9,274E-07	0,0001653	0,000037	0,582	0,324	0,854
MODAL	Mode	51	0,101316	0,00001712	0,0001363	0,0002982	0,896	0,901	0,329	0,000253	0,004527	0,0001157	0,582	0,329	0,854
MODAL	Mode	52	0,101059	0,0008159	0,000461	0,001158	0,897	0,902	0,33	0,001084	0,00004846	0,0003588	0,583	0,329	0,855
MODAL	Mode	53	0,101019	0,001237	0,0006876	0,00003424	0,899	0,903	0,33	0,000233	0,00002333	0,0002869	0,584	0,329	0,855
MODAL	Mode	54	0,100158	0,0009752	0,0004916	0,0008541	0,9	0,903	0,331	0,0034	2,371E-07	0,0001073	0,587	0,329	0,855
MODAL	Mode	55	0,097375	0,001365	0,00002915	0,00000344	0,901	0,903	0,331	0,00007253	0,0009998	0,002031	0,587	0,33	0,857

4.5.1.2 Analisis Perbandingan Geser Dasar Statis dan Dinamis

Mengacu pada Pasal 7.9.1.4.1 mengenai penskalaan gaya, jika periode struktur T lebih besar dari CuTa, maka nilai T harus disesuaikan menjadi sama dengan CuTa. Apabila hasil kombinasi gaya geser dari analisis modal menunjukkan nilai kurang dari 100% gaya geser yang diperoleh melalui metode statik ekuivalen, maka gaya tersebut perlu dikalikan dengan rasio V/Vt. Jika kondisi tersebut belum terpenuhi, maka perlu dilakukan penyesuaian dengan faktor skala (load case). Proses analisis ini dilakukan menggunakan perangkat lunak SAP2000 dengan tahapan sebagai berikut:

Tabel 4. 12 Base Reactions Output SAP2000

TABLE: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf	Kgf-m	Kgf-m	Kgf-m
SY	LinStatic		7,539E-09	-156675,7	-1,15E-10	2441797,9	1,406E-07	-3599158,7
SX	LinStatic		-171429,8	-3,07E-09	8,868E-12	7,814E-08	-2658130,9	1747015,2
DX	LinRespSpec	Max	82,44	4,89	0,8	64,92	1350,95	1052,61
DY	LinRespSpec	Max	4,89	86,95	2,83	1419,88	105,25	1991,38

GlobalMZ	GlobalX	GlobalY	GlobalZ	XCentroidFX	YCentroidFX	ZCentroidFX	XCentroidFY	YCentroidFY	ZCentroidFY	XCentroidFZ	YCentroidFZ	ZCentroidFZ
Kgf-m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
-3599158,7	0	0	0	0	0	0	22,91866	7,50401	4,69444	0	0	0
1747015,2	0	0	0	23,09974	11,35137	3,02575	0	0	0	0	0	0
1052,61	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1991,38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabel 4. 13 Perbandingan Gaya Geser Statis dan Dinamis

Tabel Hasil Penjumlahan Geser Dasar untuk masing-masing					
Geser Dasar	Dinamik (V_D) (kN)	Statis (V_S) (kN)	Kontrol ($V_D > 100\%V_S$)	(V_D / V_S)	Faktor Skala (F_s)
X - Direction	82,440	0,0000000075390	MEMENUHI	10935137286,112	0,000
Y - Direction	86,950	0,000	MEMENUHI	-28359425962,166	0,000

4.5.1.3 Analisa Simpangan Antar Lantai (*Story Drift*)

Mengacu pada Pasal 7.12.1 SNI 1726:2019, nilai simpangan antar lantai (Δ) tidak diperbolehkan melampaui simpangan antar tingkat yang diizinkan (Δ_a) sebagaimana telah ditetapkan dalam Tabel 20 berikut:

Tabel 4. 14 Simpangan antar tingkat izin

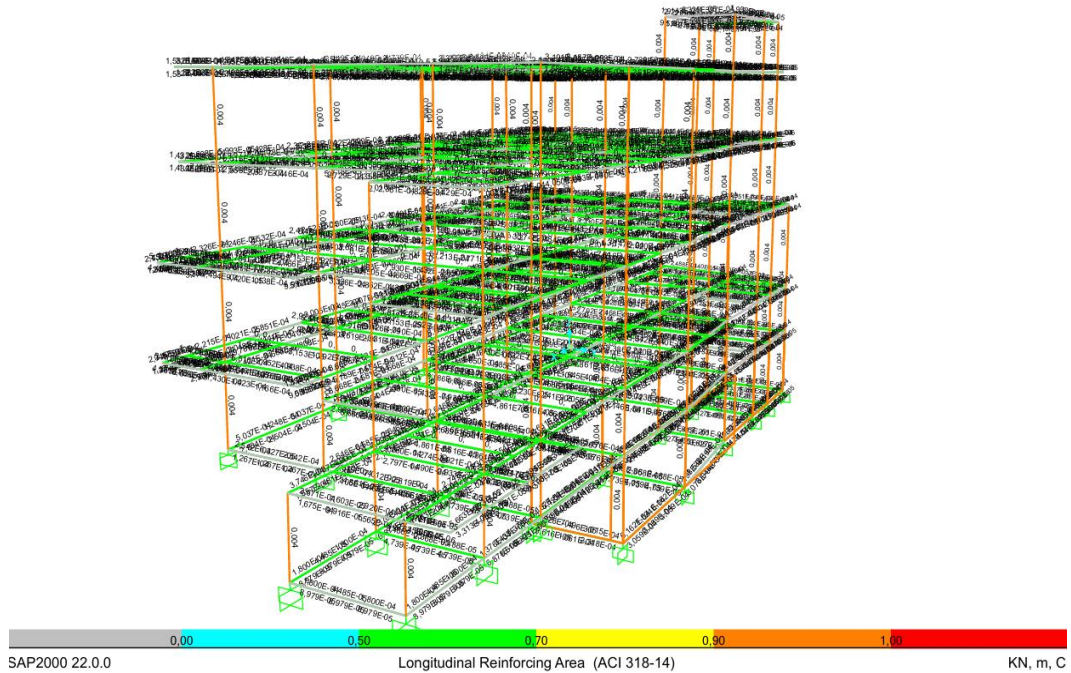
Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,02h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

Sumber : (SNI 1726 : 2019, Tabel 20)

4.5.2 Kontrol Analisis Rasio Batang

Dilakukan verifikasi terhadap efisiensi penampang serta kesesuaian jenis material yang digunakan, dan diperoleh hasil bahwa kombinasi penampang dan material yang direncanakan telah sesuai tanpa adanya ketidaksesuaian. Setelah itu, dilakukan pula evaluasi kelayakan struktur untuk memastikan bahwa tidak terjadi kondisi overstressed pada elemen balok maupun kolom. Berdasarkan hasil

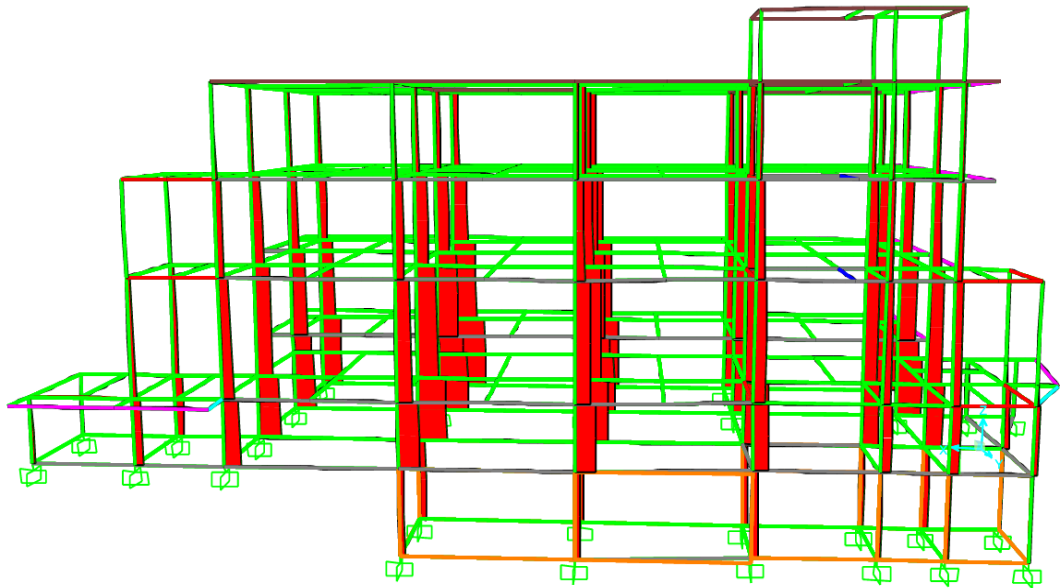
pemeriksaan, seluruh penampang rencana, baik kolom maupun balok, dinyatakan aman dan tidak mengalami kelebihan tegangan. Hasil pengecekan setiap frame dapat dilihat pada Gambar di bawah ini.



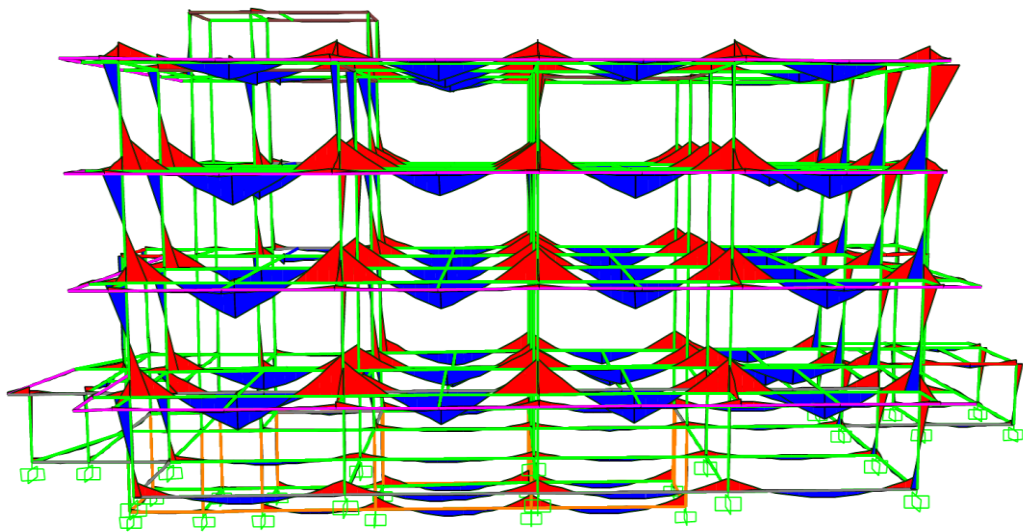
Gambar 4. 12 Output Visualisasi Tingkat Efisiensi Penampang

4.5.3 Kontrol Gaya Dalam : Geser, Momen, dan Aksial

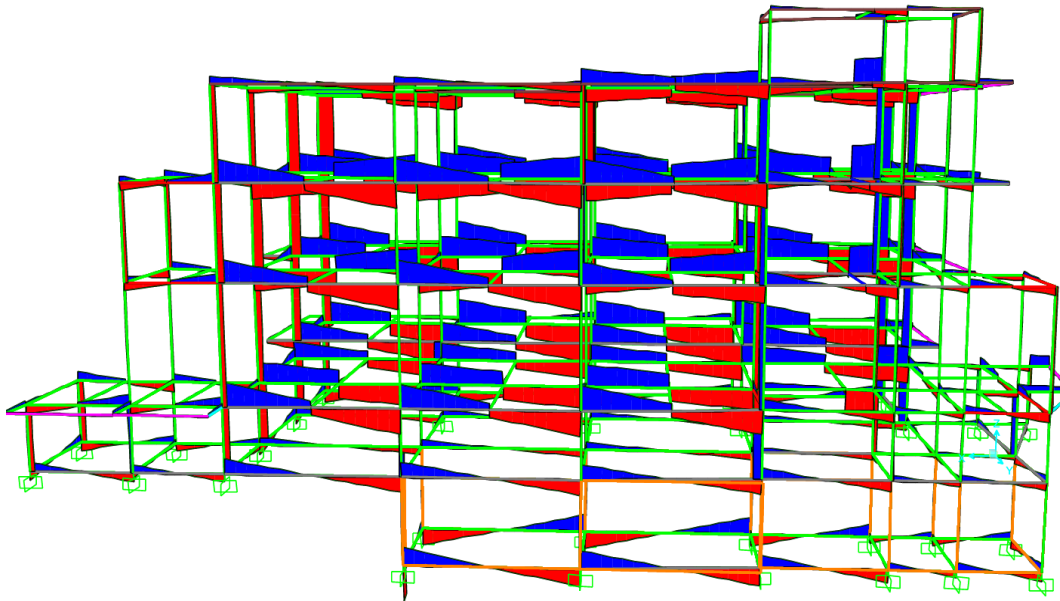
Dalam proses pemodelan ulang struktur Gedung Klinik Kecantikan ERHA Central Kota Semarang menggunakan aplikasi SAP2000, diperoleh hasil berupa gaya-gaya dalam pada struktur yang selanjutnya dijadikan acuan dalam perencanaan penulangan setiap elemen struktur. Hasil perhitungan tersebut dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



Gambar 4. 13 Visualisasi *Axial Forces*



Gambar 4. 14 Visualisasi Gaya Momen



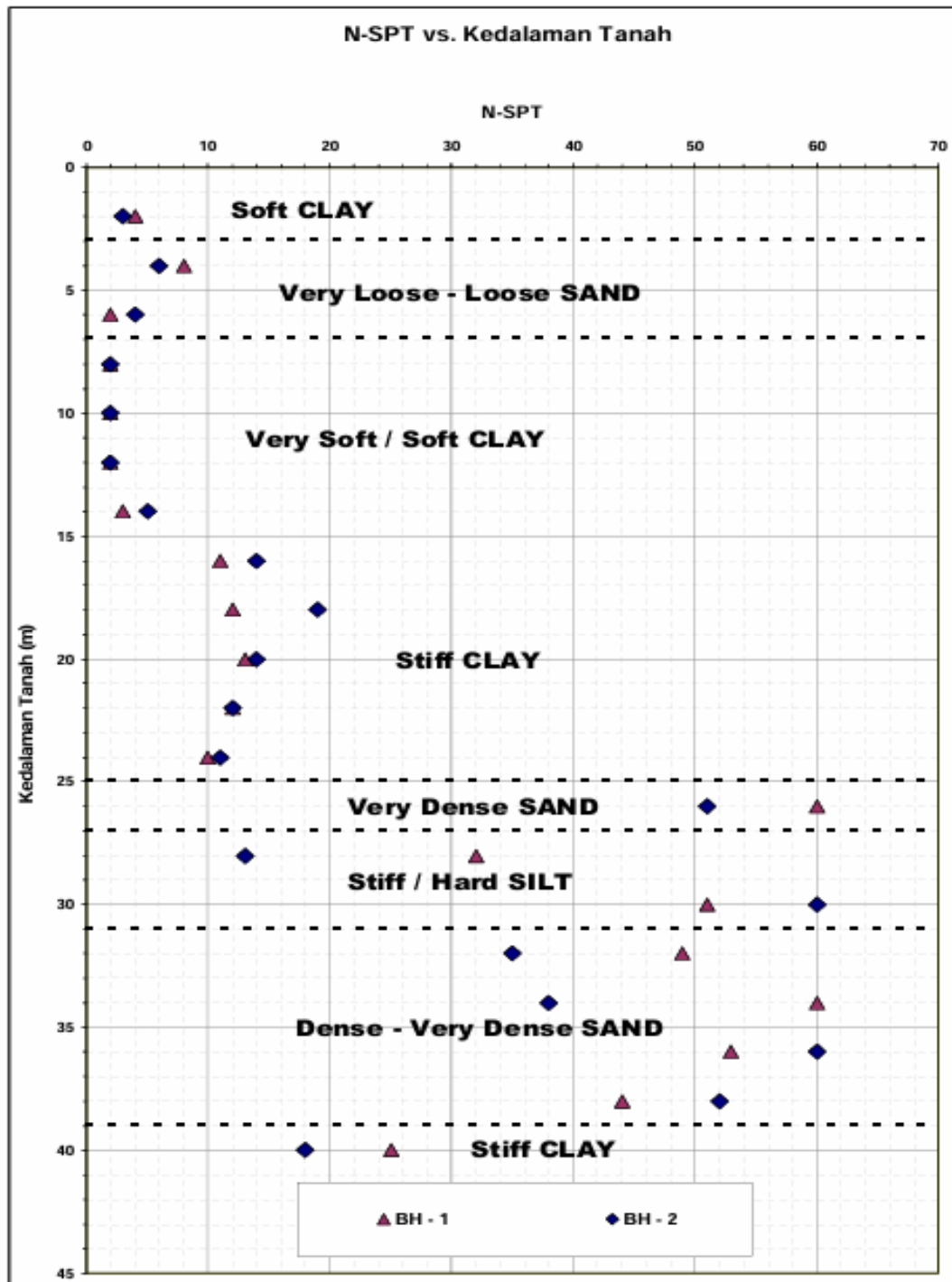
Gambar 4. 15 Visualisasi Gaya Geser

4.6. Perencanaan Struktur Bawah

4.6.1 Perencanaan Daya Dukung Pondasi

Pondasi direncanakan untuk mampu menopang seluruh beban struktur di atasnya secara aman dan efisien sesuai dengan ketentuan SNI 7.13.5.1 tentang daya dukung pondasi. Data hasil penyelidikan tanah (soil investigation test) digunakan sebagai tahap awal dan menjadi acuan dalam menentukan jenis, dimensi, serta perhitungan kekuatan pondasi dan kapasitas dukung tanah. Pada perencanaan ulang ini, digunakan hasil uji SPT (Standard Penetration Test) sebagai dasar dalam perhitungan pondasi dengan penjelasan sebagai berikut:

- 1) Hasil uji tanah pada proyek pembangunan Gedung Klinik Kecantikan ERHA Central Kota Semarang yang dilakukan pada dua titik bor oleh PT. Catur menghasilkan nilai N-SPT sebagaimana ditunjukkan pada data berikut:



Gambar 4. 16 Hasil N-SPT pada 2 Titik Bor Dalam
Sumber : Laporan Penyelidikan Tanah ERHA Central Kota Semarang, 2024

Tabel 4. 15 N-SPT pada 2 Titik Bor Dalam

Depth	Nilai N-SPT	
	BH 1	BH 2
2	4	3
4	8	6
6	2	4
8	2	2
10	2	2
12	2	2
14	3	5
16	11	14
18	12	19
20	13	14
22	12	12
24	10	11
26	60	51
28	32	13
30	51	60
32	49	35
34	60	38
36	53	60
38	44	52
40	25	18

Sumber : Laporan Penyelidikan Tanah ERHA Central Kota Semarang, 2024

2) Data Properties Tiang :

- Dimensi Tiang (D) = 50cm = 1,64ft
- Panjang Tiang (L) = 27 m = 88,58ft
- Mutu Bahan (fc') = 52 MPa = 530,244 kg/cm2
- Luas Ujung Tiang (Ap)

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot (0,5)^2 \\
 &= 1963 \text{ kg/cm}^2 = 2 \text{ ft}
 \end{aligned}$$

Persamaan 4. 21

- Keliling Tiang

$$\begin{aligned} \text{Kel} &= \pi D && \text{Persamaan 4. 22} \\ &= 3,14 \times 0,5 \\ &= 1,57 \text{ cm} = 5,15 \text{ ft} \end{aligned}$$

- Luas Selimut Tiang (As)

$$\begin{aligned} \text{As} &= \text{Kel} \times L && \text{Persamaan 4. 23} \\ &= 1,57 \times 27 \\ &= 423900 \text{ cm} = 456,28 \text{ ft} \end{aligned}$$

- Volume Tiang

$$\begin{aligned} \text{Vol} &= \text{Ap} \times L && \text{Persamaan 4. 24} \\ &= 1963 \times 2700 \\ &= 5298750 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

3) Pengaruh ujung tiang (qb)

Perhitungan tahanan ujung tiang dilakukan menggunakan metode empiris yang didasarkan pada data tanah, yaitu nilai rata-rata N-SPT di sekitar ujung tiang dengan asumsi 8D di bagian atas dan 4D di bagian bawah.

Perhitungannya dijelaskan sebagai berikut:

- Atas = 8D = 400 cm = 4m (Elevasi : 23 m)
- Bawah = 4D = 200 cm = 2m (Elevasi : 29 m)
- Nilai N-SPT pada = 12
bagian atas (8D)
- Nilai N-SPT pada = 51
bagian bawah (4D)
- Lokasi Ujung Tiang = 51
- Np rata-rata $= \frac{12+51+51}{3}$
= 38
- N-SPT (14m) $= \frac{4+8+2+2+2+2+3+11+12+13+12+10+60+32+51}{15}$
= 14,933333 m

4) Menghitung Daya Dukung Ultimate Tiang Tunggal (Qult)

$$\begin{aligned}
Q_p &= 4 \times A_p \times q_b \\
&= 4 \times 1963 \times 38 \\
&= 298300 \text{ kg/cm}^2 = 298,3 \text{ ton} \\
Q_s &= \frac{A_s \text{ tiang} \times N_{rata-rata}}{50} \\
&= \frac{423900 \times 14,933}{50} \\
&= 126604,800 \text{ kg/cm}^2 = 126,605 \text{ ton} \\
P \text{ tiang} &= \sigma \text{ Bahan tiang} \times A_p \text{ Tiang} \\
&= 87,5 \times 1963 \\
&= 171718,75 \text{ Kg/cm}^2 = 172 \text{ ton} \\
Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\
&= 298,3 + 126,605 \\
&= 425 \text{ ton} \\
Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
&= \frac{425}{3} \\
&= 142 \text{ ton} \\
W &= \text{Massa jenis} \times \text{Vol. tiang} \\
&= 0,0024 \times 5298750 \\
&= 12.717 \text{ Kg} = 12,7 \text{ ton} \\
Q_{netto} &= Q_{all} - W \\
&= 142 - 12,7 \\
&= 129 \text{ ton} \quad \text{Aman terhadap kuat bahan tiang}
\end{aligned}$$

4.6.2 Perencanaan Jumlah Tiang Pondasi

Setelah diperoleh nilai daya dukung tiang, langkah berikutnya adalah menentukan jumlah tiang yang diperlukan dalam satu pile cap sesuai dengan beban rencana. Adapun perencanaan jumlah tiang untuk setiap pile cap disajikan sebagai berikut:

1) Jumlah Tiang PC1

- Tipe = PC1

- Diameter = 60 cm
- P_u = 101,97 ton
- P_u per tiang = 50,985
- Jumlah Baris (m) = 2
- Jumlah Kolom (n) = 1

- Asumsi Spasi

$$\begin{aligned} S &= 3 D \\ &= 3 \times 60 \\ &= 180 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Kebutuhan jumlah tiang

$$\begin{aligned} N_p &= \frac{P_u}{Q \text{ Tiang}} \\ &= \frac{101,97}{167} \\ &= 0,610 \\ &= 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

- Efisiensi Kelompok Tiang

Perhitungan efisiensi dilakukan dengan mengacu pada metode Converse Laberre, menggunakan rumus efisiensi kelompok tiang sebagai berikut:

$$E_g = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-n)}{90mn} \right] \quad \text{Persamaan 4. 25}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \text{Arc.tan} \frac{\text{Dimensi Tiang}}{\text{Spasi Tiang}} \\ &= \text{Arc.tan} \frac{600}{1800} \\ &= \text{Arc.tan} 0,333 \\ &= 18,435^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - 0,333 \left[\frac{(2-1)1 + (1-1)2}{90 \times 1 \times 2} \right] \\ &= 0,898 \end{aligned}$$

- Cek Daya Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned} P_{ult} &= E_g \times n \times Q \text{ tiang} && \text{Persamaan 4. 26} \\ &= 0,898 \times 2 \times 167 \\ &= 300 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

- Cek Daya Dukung 1 Tiang dalam Grup

$$\begin{aligned}
 P_{ult} &= E_g \times Q_{\text{tiang}} \\
 &= 0,898 \times 167 \\
 &= 149,962095 \text{ ton (OK)}
 \end{aligned}$$

2) Jumlah Tiang PC3

- Tipe = PC3
- Diameter = 60 cm
- P_u = 305,91 ton
- P_u per tiang = 50,985
- Jumlah Baris (m) = 3
- Jumlah Kolom (n) = 2

- Asumsi Spasi

$$\begin{aligned}
 S &= 3 D \\
 &= 3 \times 60 \\
 &= 180 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Kebutuhan jumlah tiang

$$\begin{aligned}
 N_p &= \frac{P_u}{Q_{\text{Tiang}}} \\
 &= \frac{305,91}{167} \\
 &= 1,831 \\
 &= 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

- Efisiensi Kelompok Tiang

Perhitungan efisiensi dilakukan dengan mengacu pada metode Converse Laberre, menggunakan rumus efisiensi kelompok tiang sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-n)}{90mn} \right] \\
 \theta &= \text{Arc.tan} \frac{\text{Dimensi Tiang}}{\text{Spasi Tiang}} \\
 &= \text{Arc.tan} \frac{600}{1800} \\
 &= \text{Arc.tan} (0,333) \\
 &= 18,435
 \end{aligned}$$

$$E_g = 1 - 0,333 \left[\frac{(2-1) \cdot 1 + (1-1) \cdot 2}{90 \times 1 \times 2} \right]$$

$$= 0,829$$

- Cek Daya Dukung Kelompok Tiang

$$P_{ult} = E_g \times n \times Q_{tiang}$$

$$= 0,829 \times 6 \times 167$$

$$= 831 \text{ ton (OK)}$$

- Cek Daya Dukung 1 Tiang dalam Grup

$$P_{ult} = E_g \times Q_{tiang}$$

$$= 0,829 \times 167$$

$$= 139 \text{ ton (OK)}$$

4.6.3 Perencanaan Pilecap

Poer (atau *pile cap*) didefinisikan sebagai pelat beton bertulang yang tebal, dengan peran esensial untuk mentransfer beban terpusat yang berasal dari elemen vertikal di atasnya (kolom) dan menyebarkannya secara aman ke seluruh grup pondasi tiang yang berada di bawahnya.

1. Tiang pancang yang posisinya bertepatan dengan titik pusat massa (pusat berat) dari penampang pile cap
2. Ketentuan mengenai tinggi efektif minimum pilecap ditetapkan sebesar 300 mm, dengan pemisah antara setiap tiang diperkenankan kurang dari 2,5D agar penyaluran beban ke tanah dapat berlangsung secara optimal.

Dalam proses perencanaan pondasi, perlu dilakukan evaluasi terhadap geser satu arah maupun geser dua arah yang muncul akibat tegangan tarik diagonal dari beban kolom, karena kondisi tersebut berpotensi menimbulkan kegagalan geser satu arah maupun keruntuhan geser dua arah. Pada desain ulang gedung ini, sistem pondasi yang diterapkan adalah bored pile.

4.6.4 Perencanaan PC1

1. Data Perencanaan PC1

Tipe	= PC 1
Jenis Pondasi	= Bored Pile
Daya dukung Tiang	= 149,962095 ton

Gaya Aksial (Pu) = 101,97 ton

Jumlah Tiang = 2 buah

Proses desain *pile cap* dilakukan dengan ketentuan terhadap standar SNI 2847:2019 Pasal 13.4.2.2. Berikut adalah rincian ketentuan yang diaplikasikan:

Dimensi pilecap = 1200 x 3000 mm

A pilecap = 3600000,00 mm²

Lebar kolom = 600 mm

Jumlah Tiang = 2

Jarak antar Tiang = 1800 mm

Mutu beton (fc') = 30 Mpa

Mutu baja (fy) = 420 Mpa

Faktor reduksi (ϕ) = 0,75

Tekanan Aksial (Pu) = 101,97 ton

Tebal pilecap = 1000 mm

as = 40 (*posisi kolom tengah pondasi*)

Selimut beton = 75 mm

Faktor reduksi (b) = 0,85

2. Pemeriksaan Tegangan Geser Arah Tunggal

Perhitungan geser satu arah dilakukan dengan meninjau kapasitas dukung tiang pada salah satu sisi, di mana tegangan bekerja hanya dalam satu arah. Penilaian ini mengikuti ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 13.4.2.5.

Perhitungan gaya geser pada bidang kritis arah X dilaksanakan melalui tahapan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} && \text{Persamaan 4. 27} \\ &= \frac{101,97}{3,6} \\ &= 28,33 \text{ ton}/m^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 1000 - 75 \\ &= 925 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$Lx = 1200 \text{ mm}$$

Menentukan nilai G' : yaitu luas area pembebanan yang diperhitungkan untuk perhitungan geser satu arah pada penulangan.

$$\begin{aligned} G' &= Lx - (Lx/2 + b \text{ kolom}/2 + d) \\ &= 1200 - 1825 \\ &= -625 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= \sigma \cdot Lx \cdot G' \\ &= 28,33 \times 1,2 \times 0,625 \\ &= -21 \text{ ton} \end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas geser beton pada arah X dilakukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,75 \cdot \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \text{ pilecap} \cdot d \\ &= 0,75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 600 \times 525 \\ &= 633304,207 \text{ N} \\ &= 6333 \text{ ton} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \phi V_c &> V_u \\ 6333 &> -21 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

Menghitung Gaya Geser pada penampang kritis arah Y :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{101,97}{3,6} \\ &= 28,33 \text{ ton/m}^2 \\ d &= 1000 - 75 \\ &= 925 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mencari nilai G' : (Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah).

$$\begin{aligned} G' &= Ly - (Ly/2 + b \text{ kolom}/2 + d) \\ &= 3000 - 2725 \\ &= 275 \text{ mm} \end{aligned}$$

3. Diisyaratkan pada SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 dimana konstruksi rencana pilecap perlu dilakukan kontrol terhadap tegangan geser dua arah. Perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

$$\begin{aligned} B' &= c + d \\ &= 600 + 925 \\ &= 1525 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_0 &= 4 \times B' \\ &= 4 \times 1525 \\ &= 6100 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_c &= L_x/L_y \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

$$\lambda = 1$$

Langkah berikutnya adalah menghitung nilai V_c yaitu kapasitas beban geser yang dapat dipikul beton. Nilai V_c diperoleh dari nilai terkecil di antara tiga persamaan yang digunakan untuk menunjukkan Kekuatan beton saat menerima respon gaya geser dua arah. Berikut disajikan data dan perhitungan untuk menentukan tegangan geser terkecil yang dapat ditahan:

Data perhitungan :

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{B_c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{0,4}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6100 \times 925 \\ &= 3152,34 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \cdot \left[\frac{a_s \cdot d}{b_0} \right] \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,083 \times \left[\frac{40.925}{6100} \right] \times \sqrt{30} \times 6100 \times 925 \\ &= 2068,93 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 6100 \times 925 \\ &= 1019,87 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dari ketiga persamaan tersebut, diambil nilai terkecil sehingga diperoleh $V_{c3} = 1019,87 \text{ ton}$

Selanjutnya dilakukan perhitungan tegangan tanah pada arah x dan y sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times (L^2 - B'^2) \\ &= 17 \times (12 - 2,326) \\ &= 164,42 \text{ ton} \end{aligned}$$

Syarat V_u :

$$\begin{aligned} V_u &> V_c \text{ pakai} \\ 164 \text{ ton} &> 765 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

4. Penulangan PC1

Perencanaan penulangan pada pilecap dilakukan dengan tahapan perhitungan sebagai berikut:

- Mencari Momen Ultimate (M_u)

$$\begin{aligned} M_u &= P_u \times (s/2 - (c/2)) \\ &= 50,985 \times (1,8/2 - (0,6/2)) \\ &= 30,591 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u \times 10^6}{\phi \times b \times d^2} \\ &= \frac{30,591 \times 10^6}{924075000} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

- Menghitung Kebutuhan Tulangan

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,85 \times f_c' / f_y [1 - \sqrt{1 - 2R_n / 0,85 f_c'}] \\ &= \frac{25,5}{420} \times 0,002596428 \\ &= 0,00015764 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{Sperlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00015764 \times 1200 \times 925 \\ &= 174,981 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{Smin}} &= 0,0018 \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1200 \times 1000 \end{aligned}$$

$$= 2160 \text{ mm}^2$$

Dipilih luas tulangan terbesar yaitu $A_s \text{ min} = 2160 \text{ mm}^2$, dengan asumsi tulangan tarik yang digunakan adalah diameter 19 mm dengan jarak antar batang 150 mm.

$$n = 14,4$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ terpasang} &= 1/4 \pi d^2 n \\ &= 2895,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ terpasang} = 2895,29 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu} = 2160 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

Menganalisis terjadinya leleh pada baja tarik dilakukan dengan menghitung tulangan utama bagian bawah menggunakan persamaan berikut:

$$\varepsilon_H = 0 \rightarrow C_c = T_s$$

$$= 0,85 \times f_c' \times a \times b = A_s \times f_y \text{ dimana } a = (A_s \times f_y) / (0,85 \times f_c' \times b)$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \\ &= \frac{4082,81 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1200} \\ &= 39,739 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta} \\ &= \frac{39,739}{8} \\ &= 4,9674 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol } \varepsilon_s &= \frac{d-c}{c} \varepsilon_c \\ &= \frac{0,925 - 0,070}{0,070} 0,003 \\ &= 0,053 > \frac{f_y}{\varepsilon_s \text{ Modulus}} = 0,002 \text{ (sudah leleh)} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s = 0,053 > 0,005 \rightarrow \phi = 0,9$$

Maka didapatkan,

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \times (d - a/2) \\ &= 0,85 \times 30 \times 56,039 \times 1200 (925 - 50,039/2) \\ &= 1100658918 \text{ Nmm} \\ &= 1100,658918 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 1100,658918 \\ &= 990,59 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}\phi M_n &> M_u \\ 990,59 \text{ kNm} &> 30,59 \text{ kNm (OK)}\end{aligned}$$

Mengacu pada SNI 2847:2019, pada area tekan sebenarnya tidak diwajibkan adanya tulangan, namun tetap disarankan memasang sebesar 20% dari tulangan utama guna mencegah retak akibat rangkai dan susut. Pemeriksaan tulangan tekan pada PC1 dapat dilakukan menggunakan persamaan berikut:

$$n = 14,4$$

Direncanakan tulangan atas

$$\begin{aligned}A_s \text{ Pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 4082,81\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s' &> 20\% \times A_s \\ 4082,81 \text{ mm}^2 &> 579,1 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

4.6.5 Perencanaan PC 3

1. Data Perencanaan PC 3

Tipe	= PC 3
Jenis Pondasi	= Bored pile
Daya dukung Tiang	= 139 ton
Gaya Aksial (Pu)	= 305,91 ton
Jumlah Tiang	= 6 buah

Perencanaan pilecap mengacu pada ketentuan SNI 2847:2019 Pasal 13.4.2.2 dengan rincian sebagai berikut:

Dimensi pilecap	= 4000 x 6000 mm
A pilecap	= 24000000 mm ²
Lebar kolom	= 600
Jumlah Tiang	= 6 buah
Jarak antar Tiang	= 1800 mm

Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	= 420 Mpa
Faktor reduksi (ϕ)	= 0,85
Tekanan Aksial (P_u)	= 305,91 ton
Tebal pilecap	= 1000 mm
Selimut beton	= 75 mm
Faktor reduksi (b)	= 0,85

2. Kontrol Tegangan Geser Satu Arah

Perhitungan gaya geser satu arah dilakukan pada daya dukung tiang di salah satu sisi, di mana tegangan hanya bekerja pada satu arah saja (mengacu pada SNI 2847:2019 Pasal 13.4.2.5).

Perhitungan gaya geser pada bidang kritis arah X dilakukan dengan langkah berikut:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{305,91}{24} \\ &= 12,75 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= 1000 - 75 \\ &= 925 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$L_x = 4000 \text{ mm}$$

Menentukan nilai G' : yaitu luas area pembebanan yang diperhitungkan untuk perhitungan geser satu arah pada penulangan.

$$\begin{aligned}G' &= L_x - (L_x/2 + b \text{ kolom}/2 + d) \\ &= 4000 - 2300 \\ &= 1700 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= \sigma \cdot L_x \cdot G' \\ &= 12,75 \times 4 \times 1,7 \\ &= 87 \text{ ton}\end{aligned}$$

Perhitungan kapasitas geser beton pada arah X dilakukan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,75 \cdot 1/6 \sqrt{f_c'} \cdot b \text{ pilecap} \cdot d \\ &= 0,75 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 600 \times 925\end{aligned}$$

$$= 633304,21 \text{ N}$$

$$= 6333 \text{ ton}$$

Syarat :

$$\phi V_c > V_u$$

$$6333 \text{ ton} > 136 \text{ ton (OK)}$$

Menghitung Gaya Geser pada penampang kritis arah Y :

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{305,91}{24} \\ &= 12,75 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$d = 1000 - 75$$

$$= 925 \text{ mm}$$

$$L_y = 6000 \text{ mm}$$

Mencari nilai G' : (Daerah pembebanan yang diperhitungkan untuk geser penulangan satu arah).

$$G' = L_y - (L_y/2 + b \text{ kolom}/2 + d)$$

$$= 6000 - 4225$$

$$= 1775 \text{ mm}$$

$$d = \sigma \cdot L_x \cdot G'$$

$$= 12,75 \times 6 \times 1,775$$

$$= 136 \text{ ton}$$

3. Kontrol Tegangan Geser Dua Arah

Diisyaratkan pada SNI 2847:2019 Pasal 22.6.5.2 dimana konstruksi rencana pilecap perlu dilakukan kontrol terhadap tegangan geser dua arah. Perhitungan dapat dilihat sebagai berikut :

$$B' = c + d$$

$$= 600 + 925$$

$$= 1525 \text{ mm}$$

$$b_0 = 4 \times B'$$

$$= 4 \times 1525$$

$$= 6100 \text{ mm}$$

$$B_c = L_x/L_y$$

$$= 0,6666$$

$$\lambda = 1$$

Langkah berikutnya adalah menghitung nilai (V_c), yaitu kapasitas gaya geser yang dapat ditahan oleh beton. Nilai (V_c) diperoleh dari nilai terkecil di antara tiga persamaan yang digunakan untuk menunjukkan kemampuan beton dalam menahan gaya geser dua arah. Berikut disajikan data dan perhitungan untuk menentukan tegangan geser terkecil yang dapat ditahan:

Data perhitungan :

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{B_c}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,17 \times \left(1 + \frac{2}{0,666}\right) \times 1 \times \sqrt{30} \times 6100 \times 925 \\ &= 746,61 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \cdot \left[\frac{a_s \cdot d}{b_0} \right] \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,083 \times \left[\frac{40 \cdot 925}{6100} + 2 \right] \times \sqrt{30} \cdot 6100 \times 925 \\ &= 2068,93 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c'} \cdot b_0 \cdot d \\ &= 0,33 \times 1 \times \sqrt{30} \times 6100 \times 925 \\ &= 1019,87 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dari ketiga persamaan tersebut, diambil nilai terkecil sehingga diperoleh $V_{c3} = 1101,59 \text{ ton}$

Selanjutnya dilakukan perhitungan tegangan tanah pada arah x dan y sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_u &= \sigma \times (L^2 - B'^2) \\ &= 12,7 \times (24 - 1,525^2) \\ &= 276,27 \text{ ton} \end{aligned}$$

Syarat V_u :

$$\begin{aligned} \phi V_c &> V_u \\ 560 \text{ ton} &> 276,27 \text{ ton (OK)} \end{aligned}$$

4. Penulangan PC1

Perencanaan penulangan pada pilecap dilakukan dengan tahapan perhitungan sebagai berikut:

- Mencari Momen Ultimate (Mu)

$$\begin{aligned} Mu &= Pu \times (s/2 - (c/2)) \\ &= 101,97 \times 0,9 \times 0,3 \\ &= 61,182 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu \times 10^6}{\phi \cdot b \cdot d^2} \\ &= \frac{61,182 \times 10^6}{3080250000} \\ &= 0,020 \end{aligned}$$

- Menghitung Kebutuhan Tulangan

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,85 \times f_c' / f_y [1 - \sqrt{1 - 2Rn / 0,85 f_c'}] \\ &= \frac{25,5}{420} \times 0,001557857 \\ &= 0,000094584 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{Sperlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,000094584 \times 4000 \times 925 \\ &= 349,961 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{Smin}} &= 0,0018 \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 4000 \times 1000 \\ &= 7200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipilih luas tulangan terbesar yaitu $A_{\text{Smin}} = 7200 \text{ mm}^2$, dengan asumsi tulangan tarik yang digunakan adalah diameter 19 mm dengan jarak antar batang 150 mm.

$$n = 26$$

$$\begin{aligned} A_{\text{s terpasang}} &= 1/4 \pi d^2 n \\ &= 7560,77 \end{aligned}$$

$$A_{\text{s terpasang}} = 7560,77 > 7200 \text{ (OK)}$$

Menganalisis terjadinya leleh pada baja tarik dilakukan dengan menghitung tulangan utama bagian bawah menggunakan persamaan berikut:

$$\varepsilon_H = 0 \rightarrow C_c = T_s$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s \times F_y}{B \times f_c' \times b} \\ &= \frac{3175521,85}{102000} \\ &= 31,133 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta} \\ &= \frac{31,133}{0,8} \\ &= 38,916 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kontrol } \varepsilon_s &= \frac{d-c}{c} \varepsilon_c \\ &= \frac{0,925 - 0,039}{0,039} \times 0,003 \\ &= 0,068 > \frac{f_y}{\varepsilon_{s \text{ modulus}}} = 0,002 \text{ (sudah leleh)} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s = 0,041 > 0,005 \rightarrow \phi = 0,9$$

Maka didapatkan,

$$\begin{aligned} M_n &= 0,85 \times f_c' \times a \times b \times (d - a/2) \\ &= 0,85 \times 30 \times 31,133 \times 4000 \times (925 - 31,133/2) \\ &= 2887926641 \text{ Nmm} \\ &= 2887,926641 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times M_n \\ &= 0,9 \times 2887,926641 \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 2599,13 \text{ kNm} > M_u = 61,18 \text{ kNm}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u \\ 2599,13 \text{ kNm} &> 61,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Mengacu pada SNI 2847:2019, pada area tekan sebenarnya tidak diwajibkan adanya tulangan, namun tetap disarankan memasang sebesar 20% dari

tulangan utama guna mencegah retak akibat rangkai dan susut. Pemeriksaan tulangan tekan pada PC1 dapat dilakukan menggunakan persamaan berikut:

$$n = 26$$

Direncanakan tulangan atas

$$\begin{aligned} As \text{ Pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= 3539,53 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$As' > 20\% \times As$$

$$3539,53 \text{ mm}^2 > 1512 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}$$

4.7 Perhitungan Penulangan Struktur

4.7.1 Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Berdasarkan hasil analisis struktur pada SAP2000 yang menghasilkan data gaya dalam pada balok, seperti gaya aksial (Pu), torsi (Tu), momen maksimum (Mmax), gaya geser maksimum (Vmax), serta kebutuhan tulangan, dilakukan evaluasi kembali melalui perhitungan manual. Perhitungan ini mencakup penentuan As minimum serta pemenuhan ketentuan perencanaan tulangan lentur (tulangan pokok) dan tulangan geser (sengkang) yang diperlukan untuk menahan gaya-gaya internal yang bekerja pada balok.

Tabel 4. 16 Gaya Dalam Balok SAP2000

Tipe Balok	Letak	Dimensi Balok		Tinggi Efektif balok (d)	Bentang L (mm)	Bentang Bersih Balok, Ln (mm)	Gaya Aksial Balok (Pu)	Gaya Torsi Balok (Tu)	Momen Balok (M)	Gaya Geser Balok (V)	As Perlu	(Fy x d)	Av/S Perlu
		b (mm)	h (mm)								mm ²	mm	mm ²
B1	Tumpuan	400	700	642	8000	7450	194,76	91,78	156,73	252,32	2458,22	269640,00	1,628
	Lapangan	400	700	642			194,76	91,78	255,10	197,69	1248,43	269640,00	1,048
B2	Tumpuan	300	600	542	8000	7550	68,17	61,39	127,07	94,16	1379,92	227640,00	1,292
	Lapangan	300	600	542			68,17	39,02	206,65	99,63	618,34	227640,00	0,948
B3	Tumpuan	300	500	442	4800	4400	122,47	22,06	106,33	85,47	976,69	185640,00	0,648
	Lapangan	300	500	442			122,47	22,06	155,68	111,44	1155,63	185640,00	0,080
BA1	Tumpuan	250	500	442	6000	5625	11,97	1,19	14,18	88,80	369,58	185640,00	0,314
	Lapangan	250	500	442			11,97	1,19	18,90	11,50	369,58	185640,00	0,438
BA2	Tumpuan	200	350	292	4800	4525	11,97	0,35	16,80	33,03	291,24	122640,00	0,425
	Lapangan	200	350	292			11,97	0,35	18,90	21,54	198,27	122640,00	0,205
RB1	Tumpuan	300	600	542	8000	2025	2,19	42,62	75,51	74,46	895,26	227640,00	0,648
	Lapangan	300	600	542			2,19	23,65	115,34	93,65	659,81	227640,00	0,080
RB2	Tumpuan	300	500	442	6000	7675	2,19	42,62	87,57	93,65	965,98	185640,00	0,761
	Lapangan	300	500	442			2,19	42,62	115,34	85,28	827,70	185640,00	0,685
CB1	Tumpuan	250	500	442	2400	7550	5,20	11,79	4,02	15,73	678,43	185640,00	0,648
	Lapangan	250	500	442			5,20	7,15	4,61	5,29	369,58	185640,00	0,080
CB2	Tumpuan	250	400	342	8000	5600	8,58	4,70	10,89	11,79	286,25	143640,00	0,314
	Lapangan	250	400	342			8,58	4,70	11,24	17,70	286,25	143640,00	0,438

Berikut disajikan data perencanaan balok lentur pada bangunan Gedung Klinik Kecantikan ERHA Central yang berlokasi di Kota Semarang:

Tebal Selimut Beton = 40mm

Kuat Tekan Beton, f'c = 30 Mpa

Kuat Leleh Baja Tulangan, fy = 420 Mpa

- Tulangan Geser Balok B1 :

Direncanakan :

$$\text{Ukuran Balok (b x h)} = 400 \times 700 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tul Utama} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jumah Tul Utama} = 4 \text{ dan } 7$$

$$\begin{aligned} d' &= \text{Tebal selimut} + d \text{ Sengkang} + 0,5 d \text{ tul utama} \\ &= 40 + 10 + (0,5 \times 16) \\ &= 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 700 - 61 \\ &= 639 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas Tulangan :

- As perlu output (SAP 2000) :

$$\text{Tumpuan atas} = 156,730 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tumpuan bawah} = 477,627 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lapangan atas} = 255,104 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lapangan bawah} = 182,069 \text{ mm}^2$$

- As min 1 :

$$\begin{aligned} \text{As min 1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4.f_y} \times b \times d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{4.420} \times 400 \times 642 \\ &= 833 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- As min 2 :

$$\begin{aligned} \text{As min 2} &= \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \\ &= \frac{1,4}{420} \times 400 \times 642 \\ &= 852 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- As aktual :

Tumpuan atas dan lapangan bawah :

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \text{jumlah tul} \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \times 4 \\
 &= 1519,76 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As Pakai (156,730 mm²) > As Perlu (1519,76 mm²)

Tumpuan bawah dan lapangan atas :

$$\begin{aligned}
 \text{As pakai} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \text{jumlah tul} \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \times 7 \\
 &= 2659,58 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

As Pakai (2659,58 mm²) > As Perlu (156,730 mm²)

Rekapitulasi kebutuhan tulangan lentur untuk seluruh penampang balok dalam perancangan Gedung ERHA Central Kota Semarang ditampilkan pada tabel berikut. Penyajian data tersebut merupakan rangkuman dari proses penilaian yang telah diverifikasi kesesuaiannya dengan ketentuan SNI 2847:2019.

Tabel 4. 17 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Lentur Balok

Tipe Balok	Daerah	Letak Tulangan	Dimensi Balok		Tinggi Efektif balok (d) (mm)	As min 1 (mm ²)	As min 2 (mm ²)	As perlu (mm ²)	As (SAP2000)	Dipakai As maks. (Nmm)	φ mm	Luas mm ²	Jumlah tulangan	Tul. Pakai	As Terpasang mm ²	Jarak bersih antar tul. mm	Jarak Bersih ≥ db dan 25mm?	Syarat		Penulangan		
			b (mm)	h (mm)														As pakai > As min	As pakai > As perlu			
B1	Tumpuan	Atas	400	700	639	833	852	2659,580	2458,22	2659,580	22	380,133	6,467	7	2660,93	639,00	AMAN	OK!	OK!	7	D	22
		Bawah																				
	Lapangan	Atas	400	700	639	833	852	1519,760	1248,43	1519,760	22	380,133	3,284	4	1520,53	639,00	AMAN	OK!	OK!	4	D	22
B2	Tumpuan	Atas	300	600	539	527	539	1519,760	1379,92	1519,760	22	380,133	3,630	4	1520,53	539	AMAN	OK!	OK!	4	D	22
		Bawah																				
	Lapangan	Atas	300	600	539	527	539	1519,760	618,34	1519,760	22	380,133	3,247	4	1520,53	539	AMAN	OK!	OK!	4	D	22
B3	Tumpuan	Atas	300	500	439	429	439,000	1139,820	976,69	1139,820	22	380,133	2,569	3	1140,40	443,00	AMAN	OK!	OK!	3	D	22
		Bawah																				
	Lapangan	Atas	300	500	439	429	439,000	1519,760	1155,63	1519,760	22	380,133	3,040	4	1520,53	443,00	AMAN	OK!	OK!	4	D	22
BA1	Tumpuan	Atas	250	500	439	358	365,833	397,995	369,58	397,995	13	132,732	2,784	3	398,20	443,50	AMAN	OK!	OK!	3	D	13
		Bawah																				
	Lapangan	Atas	250	500	439	358	365,833	397,995	369,58	397,995	13	132,732	2,784	3	398,20	443,50	AMAN	OK!	OK!	3	D	13
BA2	Tumpuan	Atas	200	350	289	188	192,667	397,995	291,24	397,995	13	132,732	2,194	3	398,20	293,50	AMAN	OK!	OK!	3	D	13
		Bawah																				
	Lapangan	Atas	200	350	289	188	192,667	265,330	198,27	265,330	13	132,732	1,494	2	265,46	293,50	AMAN	OK!	OK!	2	D	13
RB1	Tumpuan	Atas	300	600	539	527	539,000	1004,800	895,26	1004,800	16	201,062	4,453	5	1005,31	293,50	AMAN	OK!	OK!	5	D	16
		Bawah																				
	Lapangan	Atas	300	600	539	527	539,000	803,840	659,81	803,840	16	201,062	3,282	4	804,25	293,50	AMAN	OK!	OK!	4	D	16
RB2	Tumpuan	Atas	300	500	439	429	439,000	1004,800	965,98	1004,800	16	201,062	4,804	5	1005,31	442,00	AMAN	OK!	OK!	5	D	16
		Bawah																				
	Lapangan	Atas	300	500	439	429	439,000	1004,800	827,70	1004,800	16	201,062	4,117	5	1005,31	442,00	AMAN	OK!	OK!	5	D	16
CB1	Tumpuan	Atas	250	500	439	358	365,833	795,990	678,43	795,990	13	132,732	5,111	6	796,39	442,00	AMAN	OK!	OK!	6	D	13
		Bawah																				
	Lapangan	Atas	250	500	439	358	365,833	397,995	369,58	397,995	13	132,732	2,784	3	398,20	442,00	AMAN	OK!	OK!	3	D	13
CB2	Tumpuan	Atas	250	400	339	276	282,500	397,995	286,25	397,995	13	132,732	2,157	3	398,20	342,00	AMAN	OK!	OK!	3	D	13
		Bawah			-61																	
	Lapangan	Atas	250	400	339	276	282,500	397,995	286,25	397,995	13	132,732	2,157	3	398,20	342,00	AMAN	OK!	OK!	3	D	13
		Bawah			-61																	

4.7.2 Perhitungan Tulangan Geser Balok

Tabel berikut merujuk pada spesifikasi teknis yang digunakan dalam perancangan elemen Balok Geser untuk struktur Gedung ERHA Central Kota Semarang :

Tebal Selimut Beton	= 40mm
Kuat Tekan Beton, f'_c	= 30 Mpa
Kuat Leleh Baja Tulangan, f_y	= 420 Mpa

- Tulangan Geser Balok B1 :

Direncanakan :

$$\text{Ukuran Balok (b x h)} = 400 \times 700 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter Tul Utama} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jumah Tul Utama} = 4 \text{ dan } 7$$

$$\begin{aligned} d' &= \text{Tebal selimut} + d \text{ Sengkang} + 0,5 d \text{ tul utama} \\ &= 40 + 13 + (0,5 \times 16) \\ &= 61 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 700 - 61 \\ &= 639 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menentukan jarak Sengkang max 1:

$$\begin{aligned} S &= \frac{d}{4} \\ &= \frac{639}{4} \\ &= 159,75 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menentukan jarak Sengkang max 2:

$$\begin{aligned} S &= 6 \times \text{diameter tul utama} \\ &= 6 \times 16 \\ &= 96 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menentukan jarak Sengkang max 3:

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

- Menentukan jumlah kaki (n) pada tulangan geser serta menghitung luas penulangannya:

$$\begin{aligned}
 A_v \text{ pakai} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \times 2 \\
 &= 157 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat : $A_v \text{ Pakai} > A_v \text{ perlu}$

Tabel berikut merangkum hasil evaluasi kebutuhan tulangan geser pada setiap penampang balok dalam proses perancangan Gedung ERHA Central Kota Semarang. Rekapitulasi tersebut menunjukkan bahwa seluruh elemen telah mencapai persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 2847:2019.

Tabel 4.18 Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Geser Balok

Tabel Tulangan Geser																		
fys =		420 MPa			fc =			25 MPa			Faktor Reduksi =			0,75				
Tipe Balok	Letak	Vu	Ukuran		Tulangan		ts	d'	d	φVc	Vsmin	Vsmaks	Cek	Avsada	Sada	Penulangan		
		kN	b (mm)	h (mm)	d _{lg}	d _s		(mm)	(mm)	kN	kN	kN				d _s	-	S
B1	Tumpuan	277,635	400	700	22	10	40	61	639	159,75	85,20	852,00	Perlu Geser	157,08	150,25	10	-	150
	Lapangan	197,69	400	700	22	10	40	61	639	159,75	85,20	852,00	Perlu Geser	157,08	304,50	10	-	200
B2	Tumpuan	184,77	300	600	22	10	40	61	539	101,06	53,90	539,00	Perlu Geser	157,08	183,55	10	-	100
	Lapangan	150,952	300	600	22	10	40	61	539	101,06	53,90	539,00	Perlu Geser	157,08	266,15	10	-	150
B3	Tumpuan	87,85	300	500	13	10	40	57	444	83,16	44,35	443,50	Perlu Geser	157,08	645,86	10	-	150
	Lapangan	111,437	300	500	13	10	40	57	444	83,16	44,35	443,50	Perlu Geser	157,08	335,41	10	-	200
BA1	Tumpuan	88,796	250	500	22	10	40	61	439	68,59	36,58	365,83	Perlu Geser	157,08	436,17	10	-	100
	Lapangan	39,623	250	500	22	10	40	61	439	68,59	36,58	365,83	Perlu Geser Min	157,08	593,76	10	-	150
BA2	Tumpuan	39,853	200	350	13	10	40	57	294	36,69	19,57	195,67	Perlu Geser	157,08	882,83	10	-	150
	Lapangan	22,613	200	350	13	10	40	57	294	36,69	19,57	195,67	Perlu Geser Min	157,08	742,20	10	-	150
RB1	Tumpuan	94,549	300	600	13	10	40	57	544	101,91	54,35	543,50	Perlu Geser Min	157,08	494,80	10	-	100
	Lapangan	93,653	300	600	13	10	40	57	544	101,91	54,35	543,50	Perlu Geser Min	157,08	494,80	10	-	150
RB2	Tumpuan	94,549	300	500	16	10	40	58	442	82,88	44,20	442,00	Perlu Geser	157,08	506,37	10	-	150
	Lapangan	85,281	300	500	16	10	40	58	442	82,88	44,20	442,00	Perlu Geser	157,08	709,31	10	-	150
CB1	Tumpuan	82,432	250	500	13	10	40	57	444	69,30	36,96	369,58	Perlu Geser	157,08	540,34	10	-	100
	Lapangan	68,713	250	500	13	10	40	57	444	69,30	36,96	369,58	Perlu Geser Min	157,08	593,76	10	-	150
CB2	Tumpuan	78,521	250	400	16	10	40	58	342	53,44	28,50	285,00	Perlu Geser	157,08	330,14	10	-	150
	Lapangan	43,834	250	400	16	10	40	58	342	53,44	28,50	285,00	Perlu Geser Min	157,08	593,76	10	-	150

4.7.3 Perhitungan Tulangan Kolom Lentur

Data yang digunakan dalam perancangan Kolom Lentur pada Gedung ERHA Central Kota Semarang dipaparkan pada bagian berikut:

Tebal Selimut Beton	= 40mm
Kuat Tekan Beton, f'_c	= 30 Mpa
Kuat Leleh Baja Tulangan, f_y	= 420 Mpa

- Tulangan Utama Kolom K1:

Direncanakan:

Dimensi Kolom	= 600x600 mm
Diameter Sengkang	= 13 mm
Diameter Tul Utama	= 22 mm
Jumah Tul Utama	= 20 buah

Luas Tulangan :

- As perlu output (SAP 2000) =
- As aktual :

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \times 20 \\ &= 7598 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{As Pakai mm}^2 > \text{As Perlu mm}^2$$

Tabel berikut memuat rangkuman kebutuhan tulangan utama pada setiap penampang kolom dalam proses perancangan Gedung ERHA Central Kota Semarang. Seluruh nilai yang tercantum merupakan hasil kalkulasi yang telah dikonfirmasi kesesuaiannya dengan persyaratan yang ditetapkan dalam SNI 2847:2019.

4.7.4 Perhitungan Tulangan Geser Kolom

Berikut disajikan data perencanaan untuk Kolom Lentur pada Gedung ERHA Central Kota Semarang:

Tebal Selimut Beton	= 40mm
---------------------	--------

Kuat Tekan Beton, f'_c = 30 Mpa

Kuat Leleh Baja Tulangan, f_y = 420 Mpa

- Tulangan Utama Kolom K1:

Direncanakan:

Dimensi Kolom = 600x600 mm

Diameter Sengkang = 13 mm

Diameter Tul Utama = 22 mm

Jumah Tul Utama = 20 buah

- Menentukan jarak Sengkang max 1:

$$\begin{aligned} S &= \frac{d}{4} \\ &= \frac{600}{4} \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menentukan jarak Sengkang max 2:

$$\begin{aligned} S &= 6 \times \text{diameter tul utama} \\ &= 6 \times 22 \\ &= 132 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Menentukan jarak Sengkang max 3:

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

- Menghitung luas tulangan geser :

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \times 2 \\ &= 2653,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat : $A_v \text{ pakai} > A_v \text{ perlu}$

Rekapitulasi kebutuhan tulangan geser untuk seluruh penampang kolom dalam perancangan Gedung ERHA Central Kota Semarang ditampilkan pada tabel berikut. Penyajian data tersebut merupakan rangkuman dari proses penilaian kapasitas geser yang telah diverifikasi kesesuaiannya dengan ketentuan SNI 2847:2019.

Tabel Rekapitulasi Perhitungan Tulangan Geser Kolom

4.7.5 Perhitungan Tulangan Pelat

Berikut disajikan data perencanaan untuk pelat lantai pada Gedung ERHA Central Kota Semarang:

Tebal Selimut Beton = 40mm
 Kuat Tekan Beton, f'_c = 30 Mpa
 Kuat Leleh Baja Tulangan, f_y = 420 Mpa

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,003333333333\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 14823,53\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14823,53 \times R_n}{420}} \right) \\ &= \end{aligned}$$

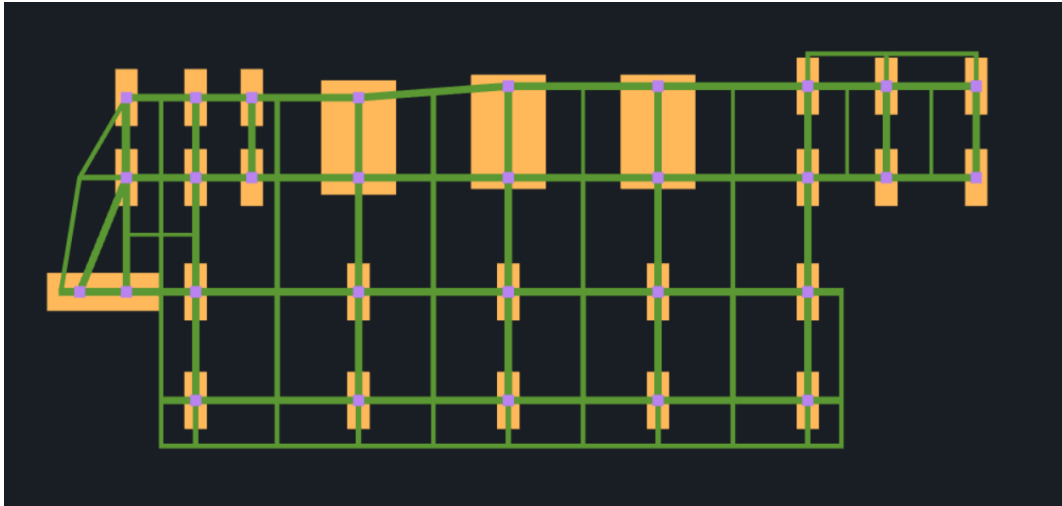
$$\rho_{\text{pakai}} = 1,4 \times =$$

As	$= \rho_{\text{pakai}} \times 700$
	$= \times 700$
	$=$

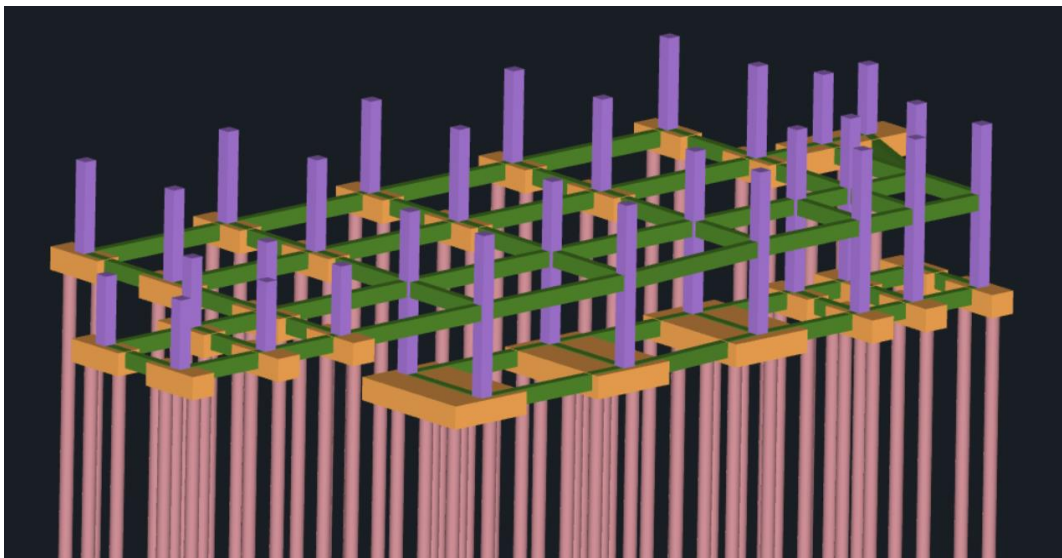
Berikut disajikan tabel rekapitulasi hasil perhitungan tulangan pada seluruh penampang pelat dalam perencanaan Gedung ERHA Central Kota Semarang, yang telah memenuhi ketentuan sesuai SNI 2847:2019.

4.8 Hasil Permodelan Menggunakan Cubicost TAS & TRB

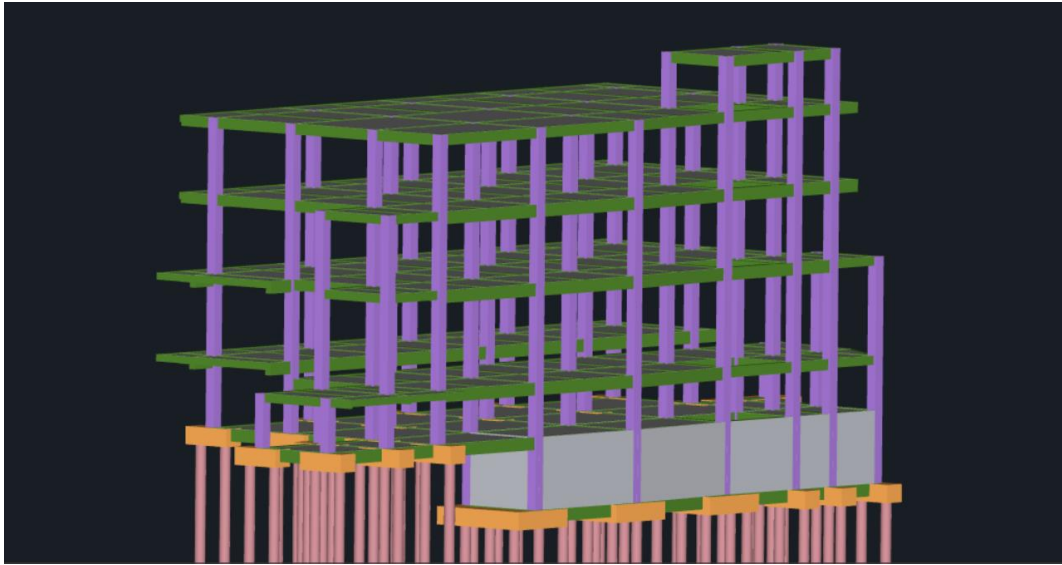
Berikut merupakan hasil pemodelan struktur pondasi, pile cap, kolom, balok, dan pelat pada setiap lantai Gedung ERHA Klinik Central Kota Semarang, yang divisualisasikan dalam tampilan 3D menggunakan perangkat lunak Cubicost.



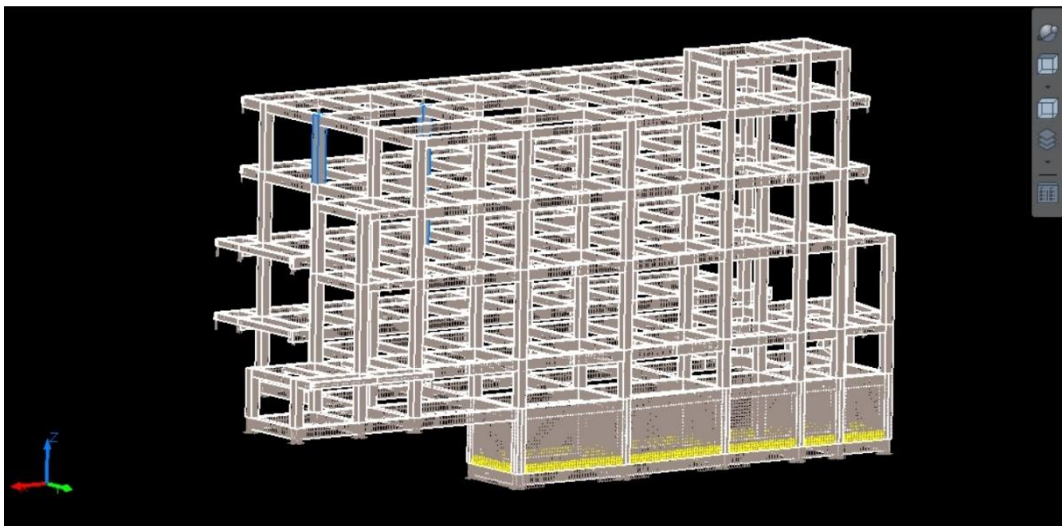
Gambar 4. 17 Denah Struktur Bawah dari Cubicost TAS



Gambar 4. 18 Permodelan Struktur Bawah dari Cubicost TAS



Gambar 4. 19 Permodelan 3D Struktur Atas dari Cubicost TAS



Gambar 4. 20 Permodelan 3D Penulangan Struktur Atas dari Cubicost TRB

4.9 Hasil Perhitungan Quantity Take Off menggunakan Cubicost TAS & TRB beserta estimasi Rencana Anggaran Biaya (RAB).

Penerapan Cubicost TAS memungkinkan seluruh komponen—baik struktur bawah (pondasi bored pile, pile cap, tie beam) maupun struktur atas (kolom, balok, pelat lantai)—teridentifikasi volumenya secara otomatis. Hal ini krusial bagi efisiensi perencanaan. Dengan metode ini, perolehan data Quantity Take Off menjadi jauh

lebih sederhana. Secara spesifik, perangkat lunak tersebut menyajikan output terperinci mengenai material utama: volume beton, kebutuhan tulangan, serta dimensi luasan bekisting untuk elemen-elemen seperti pile cap dan pelat lantai.

Tabel 4. 18 Rekapitulasi Quantity Take Off dari Cubicost TAS

Classification Condition		Quantity						
Floor	Name	Rebar Weight (kg)	Volume(m3)	Area of formwork to soffit of beam(m2)	Girth of section(m)	Net length(m)	Weight of rebar(kg)	Number(pc)
TOC GWT	B1	3908,458	7,426	13,764	35,200	34,411	1113,971	16
SUBTOTAL		3908,458	7,426	13,764				
Basement LG-B	B1	12498,887	40,062	68,501	105,600	206,442	6009,302	48
SUBTOTAL		12498,887	40,062	68,501				
LANTAI 1	B1	6973,339	35,335	59,098	52,800	147,745	5300,324	24
	B2	3704,353	13,592	28,988	37,800	96,625	2038,837	21
	B3	1863,069	5,418	14,040	20,800	46,800	812,716	13
	BA1	1399,744	3,819	10,913	12,000	43,650	572,906	8
	BA2	726,689	1,168	5,840	7,700	29,199	175,197	7
	CB1	384,586	1,779	4,592	12,000	18,414	266,920	8
	CB2	1995,316	5,130	15,770	18,200	63,078	769,468	14
SUBTOTAL		16847,096	66,241	139,241				
LANTAI 2	B1	6002,606	29,176	50,648	44,000	126,621	4376,354	20
	B2	2942,922	10,440	22,868	32,400	76,225	1566,000	18
	B3	1151,313	3,964	9,600	14,400	32,000	594,619	9
	BA1	1399,357	3,815	10,900	12,000	43,600	572,250	8
	BA2	624,201	1,118	5,020	6,600	25,099	167,697	6
	CB1	189,621	0,833	2,325	6,000	9,300	124,875	4
	CB2	1720,788	4,433	13,625	15,600	54,500	664,922	12
SUBTOTAL		14030,808	53,779	114,986				
LANTAI 3	B1	5991,019	29,200	50,688	44,000	126,721	4380,030	20
	B2	2942,922	10,602	22,868	32,400	76,225	1590,300	18
	B3	789,367	2,750	6,660	9,600	22,200	412,425	6
	BA1	1399,357	3,815	10,900	12,000	43,600	572,250	8
	BA2	525,575	0,962	4,240	5,500	21,199	144,297	5
	CB1	189,621	0,833	2,325	6,000	9,300	124,875	4
	CB2	1525,757	4,001	12,275	13,000	49,100	600,186	10
SUBTOTAL		13363,618	52,163	109,956				
LANTAI ATAP	B3	128,997	0,459	1,080	1,600	3,600	68,850	1
	CB1	192,764	0,850	2,375	6,000	9,500	127,500	4
	CB2	1531,735	4,031	12,363	13,000	49,450	604,630	10
	RB1	9134,792	29,848	63,044	72,000	210,146	4477,204	40
	RB2	1846,158	4,491	12,330	12,800	41,100	673,643	8
SUBTOTAL		12834,446	39,679	91,192				
TOP ROOF	B3	128,997	0,378	1,080	1,600	3,600	56,700	1
	RB1	1013,139	3,497	6,660	7,200	22,200	524,475	4
	RB2	189,306	0,410	1,170	1,600	3,900	61,425	1
SUBTOTAL		1331,442	4,285	8,910				
Total			300,066	602,310	671,400	1844,795	45009,905	376

Tabel 4. 19 Rekapitulasi Quantity Take Off dari Cubicost TRB

Classification Condition					Quantity									
Floor	Name	Material	Concrete Grade	Entity Type	Volume(m3)	Area of formwork(m2)	Area of formwork to side of beam(m2)	Area of formwork to soffit of beam(m2)	Girth of section(m)	Net length(m)	Weight of rebar(kg)	Number(pc)	Length of axis(m)	
LANTAI 1	TOC GWT	B1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	7,426	50,897	37,132	13,764	35,200	34,411	1113,971	16	84,445
	Basement LG-B	B1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	40,062	275,614	207,114	68,501	105,600	206,442	6009,302	48	276,652
	B1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	35,335	236,943	176,447	59,098	52,800	147,745	5300,324	24	161,012	
	B2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	13,592	120,503	89,615	28,988	37,800	96,625	2038,837	21	108,568	
	B3	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	5,418	50,176	36,136	14,040	20,800	46,800	812,716	13	54,701	
	BA1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	3,819	41,468	30,555	10,913	12,000	43,650	572,906	8	46,800	
	BA2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	1,168	17,520	11,660	5,840	7,700	29,199	175,197	7	31,600	
LANTAI 2	CB1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	1,779	19,690	14,223	4,592	12,000	18,414	266,920	8	19,323	
	CB2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	5,130	56,853	41,081	15,770	18,200	63,078	769,468	14	68,495	
	B1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	29,178	197,414	145,648	50,648	44,000	126,621	4376,354	20	138,387	
	B2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	10,440	93,368	69,600	22,868	32,400	76,225	1566,000	18	84,903	
	B3	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	3,964	36,028	26,428	9,600	14,400	32,000	594,619	9	38,000	
	BA1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	3,815	41,420	30,520	10,900	12,000	43,600	572,250	8	46,800	
	BA2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	1,118	16,296	11,180	5,020	6,600	25,099	167,697	6	27,300	
LANTAI 3	CB1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	0,833	9,485	6,660	2,325	6,000	9,300	124,875	4	9,600	
	CB2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	4,433	49,125	35,500	13,625	15,600	54,500	664,922	12	58,328	
	B1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	29,200	197,577	145,768	50,688	44,000	126,721	4380,030	20	138,462	
	B2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	10,602	94,448	70,680	22,868	32,400	76,225	1590,300	18	84,903	
	B3	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	2,750	24,990	18,330	6,660	9,600	22,200	412,425	6	26,100	
	BA1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	3,815	41,420	30,520	10,900	12,000	43,600	572,250	8	46,800	
	BA2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	0,962	13,860	9,620	4,240	5,500	21,199	144,297	5	23,100	
LANTAI ATAP	CB1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	0,833	9,485	6,660	2,325	6,000	9,300	124,875	4	9,600	
	CB2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	4,001	44,226	31,953	12,275	13,000	49,100	600,186	10	53,200	
	B3	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	0,459	4,140	3,060	1,080	1,600	3,600	68,850	1	4,200	
	CB1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	0,850	9,675	6,800	2,375	6,000	9,500	127,500	4	9,600	
	CB2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	4,031	44,590	32,188	12,363	13,000	49,450	604,630	10	53,200	
	RB1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	29,848	263,651	198,987	63,044	72,000	210,146	4477,204	40	231,912	
	RB2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	4,491	42,270	29,940	12,330	12,800	41,100	673,643	8	43,500	
TOP ROOF	B3	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	0,378	3,600	2,520	1,080	1,600	3,600	56,700	1	4,200	
	RB1	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	3,497	29,970	23,310	6,660	7,200	22,200	524,475	4	26,400	
	RB2	In-situ Concrete	30.00	Horizontal	0,410	3,900	2,730	1,170	1,600	3,900	61,425	1	4,200	
Total					283,644	2140,581	1583,560	546,548	671,400	1844,581	39585,148	376	2014,500	

Tabel 4. 20 Total Rancangan Anggaran Biaya (RAB)

Nomor	Uraian Pekerjaan	Satuan	Volume	Harga Satuan (Rp)	Jumlah Harga (Rp)
I PEKERJAAN PERSIAPAN					
1	Pembersihan Lahan	m2	6160	Rp 10.153,00	Rp 62.542.480,00
3	Direksi Keet	Ls	28	Rp 2.094.316,94	Rp 58.640.874,32
4	Pemasangan pagar keliling	m'	144,1	Rp 85.539,30	Rp 12.326.042,05
5	Pembuatan papan nama proyek	Ls	1	Rp 539.066,00	Rp 539.066,00
6	Pembuatan gudang dan penyimpanan alat	m2	12,6	Rp 442.431,55	Rp 5.574.637,53
JUMLAH					Rp 139.623.099,90
II PEKERJAAN TANAH					
1	Pekerjaan Galian Tanah	m3	919,6	Rp 74.690,00	Rp 68.684.924,00
2	Pekerjaan Urugan tanah kembali	m3	570,79	Rp 24.896,67	Rp 14.210.820,06
3	Pekerjaan Urugan pasir (t=10cm)	m2	217,78	Rp 478.876,00	Rp 104.291.051,91
JUMLAH					Rp 187.186.795,97
III PEKERJAAN STRUKTUR					
A LANTAI GWT					
1	Pek. Lantai kerja (t=5cm)				
a	Pilecap	m2	217,78	Rp 934.712,00	Rp 203.564.383,50
b	Tie Beam	m2	13,764	Rp 934.712,00	Rp 12.865.375,97
2	Pek. Borepile				
a	Pek. Mobilisasi dan demobilisasi mesin bor	Ls	1	Rp 82.950.000,00	Rp 82.950.000,00
b	Pengeboran Pondasi Bored Pile 60cm, L= 27m	m3	507,24	Rp 3.607.252,22	Rp 1.829.749.830,58
c	Pembesian	kg	45688	Rp 18.573,86	Rp 848.604.045,78
	Beton	m3	507,24	Rp 1.374.490,15	Rp 697.199.132,67
	Pekerjaan PDA Test	ttk	7	Rp 11.850.000,00	Rp 82.950.000,00
	Pekerjaan PIT Test	ttk	135	Rp 1.185.000,00	Rp 159.975.000,00
	Pekerjaan Bobokan Borepile	ttk	135	Rp 242.088,00	Rp 32.681.880,00
3	PILE CAP				
	Bekisting	m2	144,82	Rp 252.363,98	Rp 36.547.856,31
	Pembesian	kg	12796	Rp 18.573,86	Rp 237.666.210,30
	Beton	m3	163,2	Rp 1.374.490,15	Rp 224.316.792,48
4	TIE BEAM				
	Bekisting	m2	13,764	Rp 252.363,98	Rp 3.473.537,82
	Pembesian	kg	3908,5	Rp 18.573,86	Rp 72.595.163,43
	Beton	m3	7,426	Rp 1.374.490,15	Rp 10.206.963,85
5	KOLOM				
	Bekisting	m2	112,57	Rp 264.303,18	Rp 29.752.873,01
	Pembesian	kg	6013,2	Rp 18.573,86	Rp 111.688.167,25
	Beton	m3	16,886	Rp 1.374.490,15	Rp 23.209.640,67
6	SLAB				
	Bekisting	m2	64,577	Rp 266.700,51	Rp 17.222.718,83
	Pembesian	kg	5490,4	Rp 18.573,86	Rp 101.977.361,63
	Beton	m3	21,582	Rp 1.374.490,15	Rp 29.664.246,42
7	RC WALL				
	Bekisting	m2	519,11	Rp 266.700,51	Rp 138.447.435,10
	Pembesian	kg	6397,6	Rp 18.573,86	Rp 118.828.703,14
	Beton	m3	79,719	Rp 1.374.490,15	Rp 109.572.980,27

					JUMLAH	Rp 4.848.861.180,49
B	LANTAI BASEMENT					
1	BALOK					
	Bekisting	m2	68,501	Rp 252.363,98	Rp 17.287.184,99	
	Pembesian	kg	12499	Rp 18.573,86	Rp 232.152.614,79	
	Beton	m3	40,062	Rp 1.374.490,15	Rp 55.064.824,39	
2	KOLOM					
	Bekisting	m2	230,31	Rp 264.303,18	Rp 60.872.457,74	
	Pembesian	kg	13529	Rp 18.573,86	Rp 251.287.631,34	
	Beton	m3	34,551	Rp 1.374.490,15	Rp 47.490.009,17	
3	SLAB					
	Bekisting	m2	494,09	Rp 266.700,51	Rp 131.773.788,24	
	Pembesian	kg	35739	Rp 18.573,86	Rp 663.813.072,85	
	Beton	m3	82,177	Rp 1.374.490,15	Rp 112.951.477,06	
					JUMLAH	Rp 1.572.693.060,57
C	LANTAI 1					
1	BALOK					
	Bekisting	m2	139,24	Rp 252.363,98	Rp 35.139.412,94	
	Pembesian	kg	16847	Rp 18.573,86	Rp 312.915.653,05	
	Beton	m3	66,241	Rp 1.374.490,15	Rp 91.047.602,03	
2	KOLOM					
	Bekisting	m2	309,79	Rp 264.303,18	Rp 81.877.424,18	
	Pembesian	kg	11137	Rp 18.573,86	Rp 206.853.416,03	
	Beton	m3	46,472	Rp 1.374.490,15	Rp 63.875.306,25	
3	SLAB					
	Bekisting	m2	622,89	Rp 266.700,51	Rp 166.125.614,01	
	Pembesian	kg	45383	Rp 18.573,86	Rp 842.942.063,68	
	Beton	m3	110,27	Rp 1.374.490,15	Rp 151.569.152,31	
					JUMLAH	Rp 1.952.345.644,48
D	LANTAI 2					
1	BALOK					
	Bekisting	m2	114,99	Rp 252.363,98	Rp 29.018.324,60	
	Pembesian	kg	14031	Rp 18.573,86	Rp 260.606.305,57	
	Beton	m3	53,779	Rp 1.374.490,15	Rp 73.918.705,78	
2	KOLOM					
	Bekisting	m2	242,65	Rp 264.303,18	Rp 64.133.694,65	
	Pembesian	kg	9413,9	Rp 18.573,86	Rp 174.852.637,49	
	Beton	m3	36,402	Rp 1.374.490,15	Rp 50.034.190,44	
3	SLAB					
	Bekisting	m2	562,43	Rp 266.700,51	Rp 149.999.567,68	
	Pembesian	kg	40282	Rp 18.573,86	Rp 748.196.937,11	
	Beton	m3	99,37	Rp 1.374.490,15	Rp 136.583.086,21	
					JUMLAH	Rp 1.687.343.449,53
E	LANTAI 3					
1	BALOK					
	Bekisting	m2	109,96	Rp 252.363,98	Rp 27.748.933,78	
	Pembesian	kg	13364	Rp 18.573,86	Rp 248.214.009,92	

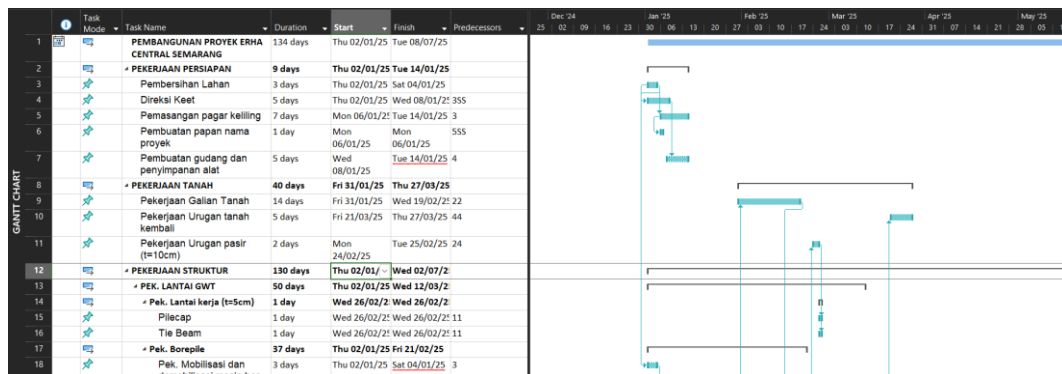
		Beton	m3	52,163	Rp 1.374.490,15	Rp 71.697.529,69
	2	KOLOM				
		Bekisting	m2	217	Rp 264.303,18	Rp 57.352.732,33
		Pembesian	kg	6384,2	Rp 18.573,86	Rp 118.579.534,77
		Beton	m3	32,554	Rp 1.374.490,15	Rp 44.745.152,34
	3	SLAB				
		Bekisting	m2	544,72	Rp 266.700,51	Rp 145.276.835,05
		Pembesian	kg	38940	Rp 18.573,86	Rp 723.269.698,53
		Beton	m3	96,007	Rp 1.374.490,15	Rp 131.960.675,83
JUMLAH						Rp 1.568.845.102,25
	E	LANTAI ATAP				
	1	BALOK				
		Bekisting	m2	91,192	Rp 252.363,98	Rp 23.013.576,06
		Pembesian	kg	12834	Rp 18.573,86	Rp 238.385.241,68
		Beton	m3	39,679	Rp 1.374.490,15	Rp 54.538.394,66
	2	KOLOM				
		Bekisting	m2	43,2	Rp 264.303,18	Rp 11.417.897,27
		Pembesian	kg	1257,9	Rp 18.573,86	Rp 23.364.303,73
		Beton	m3	6,48	Rp 1.374.490,15	Rp 8.906.696,17
	3	SLAB				
		Bekisting	m2	540,86	Rp 266.700,51	Rp 144.248.437,89
		Pembesian	kg	38011	Rp 18.573,86	Rp 706.008.561,87
		Beton	m3	92,983	Rp 1.374.490,15	Rp 127.804.217,62
JUMLAH						Rp 1.337.687.326,96
	F	TOP ROOF				
	1	BALOK				
		Bekisting	m2	8,91	Rp 252.363,98	Rp 2.248.563,06
		Pembesian	kg	1331,4	Rp 18.573,86	Rp 24.730.021,30
		Beton	m3	4,285	Rp 1.374.490,15	Rp 5.889.690,29
	2	SLAB				
		Bekisting	m2	30,24	Rp 264.303,18	Rp 7.992.528,09
		Pembesian	kg	2363,8	Rp 18.573,86	Rp 43.904.785,92
		Beton	m3	5,481	Rp 1.374.490,15	Rp 7.533.580,51
JUMLAH						Rp 92.299.169,17
JUMLAH						Rp 13.386.884.829,33

4.10 Penerapan Microsoft Project dalam Manajemen Waktu serta Visualisasi Simulasi 3D Bangunan dengan Implementasi Naviswork

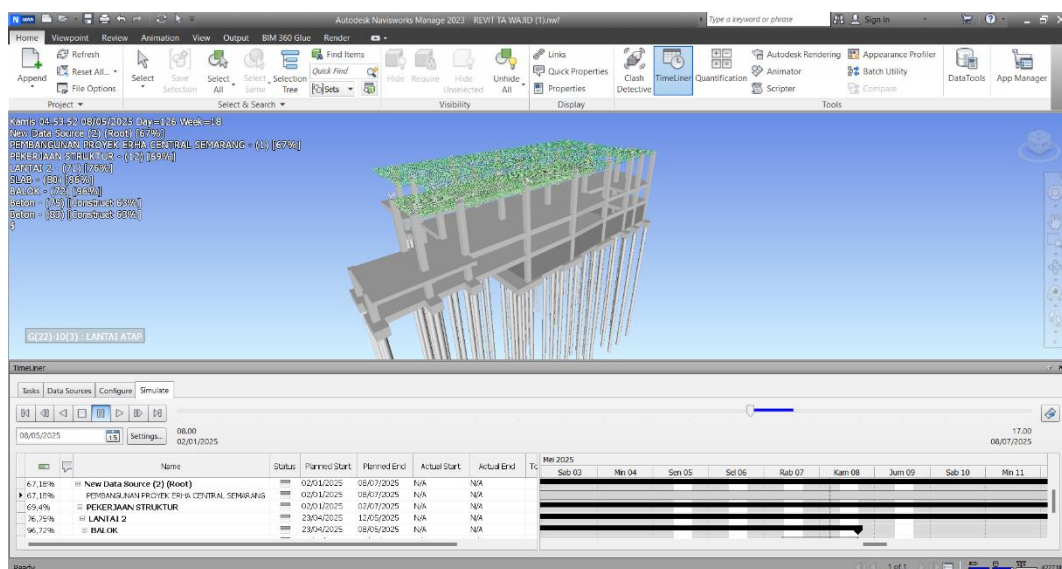
Melalui integrasi jadwal pekerjaan dari Microsoft Project dengan model 3D Cubicost ke dalam Autodesk Navisworks, dihasilkan simulasi konstruksi berbasis 4D yang menampilkan perkembangan proyek secara bertahap sesuai urutan dan durasi pekerjaan. Pada proses ini, setiap elemen struktur pada model 3D dikaitkan langsung dengan aktivitas yang relevan dalam jadwal, sehingga Navisworks dapat menunjukkan waktu pemasangan, urutan pekerjaan, dan hubungan ketergantungan antar aktivitas secara visual.

Integrasi dilakukan dengan mengimpor model 3D dan jadwal ke Navisworks, kemudian mencocokkan komponen struktur dengan item pekerjaan melalui fitur

Timeliner. Hasilnya berupa animasi progres konstruksi yang menggambarkan bagaimana struktur dibangun dari awal hingga akhir sesuai timeline proyek. Visualisasi ini membantu dalam evaluasi urutan pekerjaan, identifikasi potensi konflik, serta peningkatan koordinasi pelaksanaan karena seluruh informasi waktu dan elemen konstruksi tersaji dalam bentuk simulasi yang jelas dan mudah dipahami.



Gambar 4. 21 Hasil Penjadwalan menggunakan Microsoft Project



Gambar 4. 22 Hasil 4D dan 5D pada Naviswork