

BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Permodelan Struktur

Permodelan struktur dalam Tugas Akhir menggunakan alat bantu perangkat lunak ETABS v.21.2.0 yang mengacu pada gambar *As-Built Drawing* , Untuk data-data ekisting sesuai data sbb :

4.1.1 Data eksisting

1. Data Gedung

- a. Tipe peruntukan bangunan : Hotel
 - b. Jumlah lantai : 7 lantai
 - c. Lebar bangunan : 26.00 m
 - d. Panjang bangunan : 34.00 m
 - e. Tinggi total bangunan : 20.80 m
- Lantai-1 (Area lobby,R.Rapat, Area service) : 4.5 m
- Lantai-2-5 (Hotel) : 3.2 m
- Lantai-6 (Hotel) : 3.5 m
- Lantai 7 (Atap+Mep) : 3.6 m

2. Data Bahan

Dari data awal bahan yg dipakai sbb:

- a. Mutu Beton : K 300 Kg/m^2 ($f_c' = 25Mpa$)
- b. Mutu Baja : 390 Mpa untuk Besi ulir
- c. Mutu Baja : 240 Mpa untuk Besi polos

3. Data dimensi Struktur existing

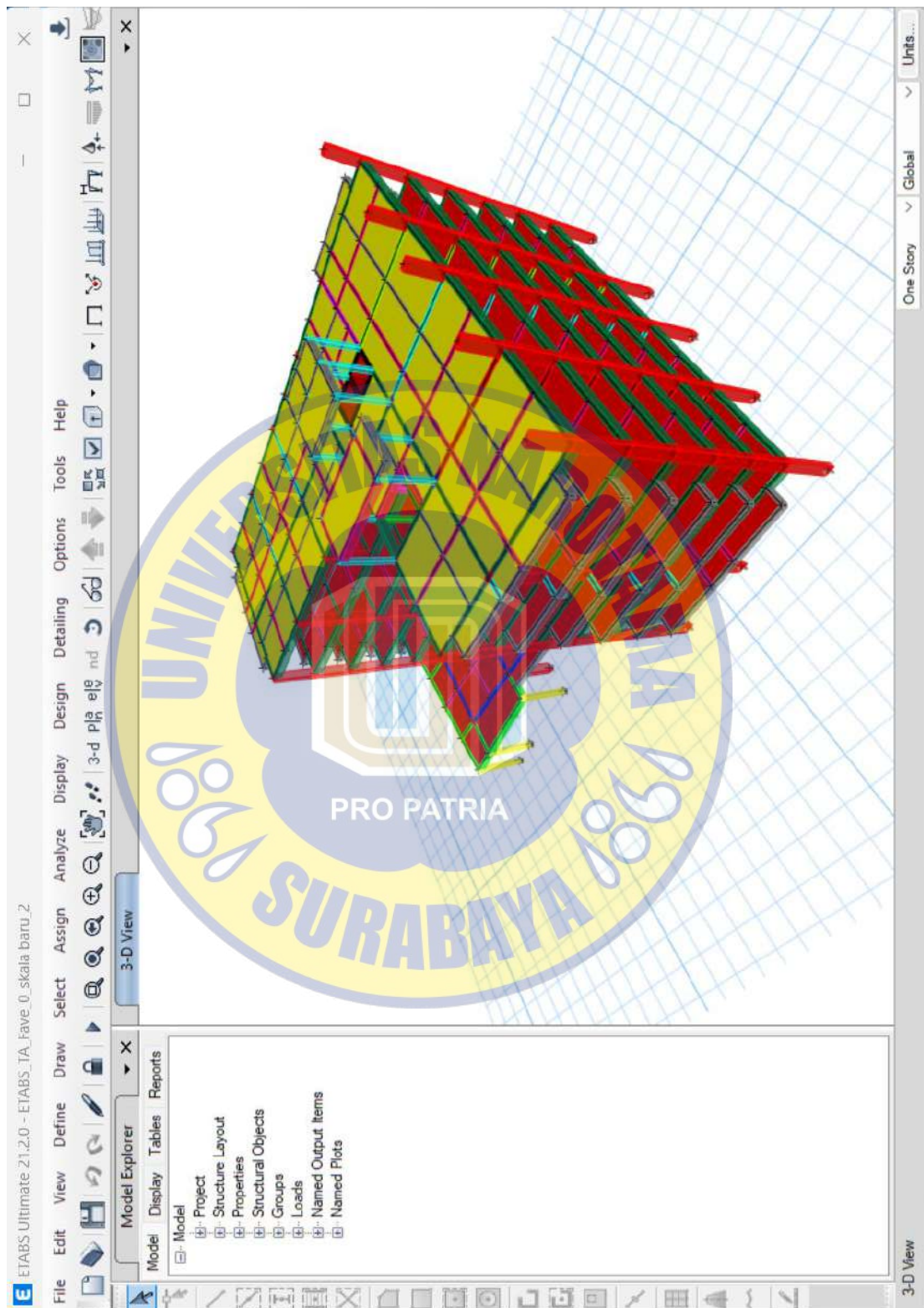
Dimensi Ukuran struktur eksisting disesuaikan dengan data gambar *As-Built Drawing* ditabelkan sebagai berikut :

Tabel 4. 1 Tabel Dimensi Struktur eksisting

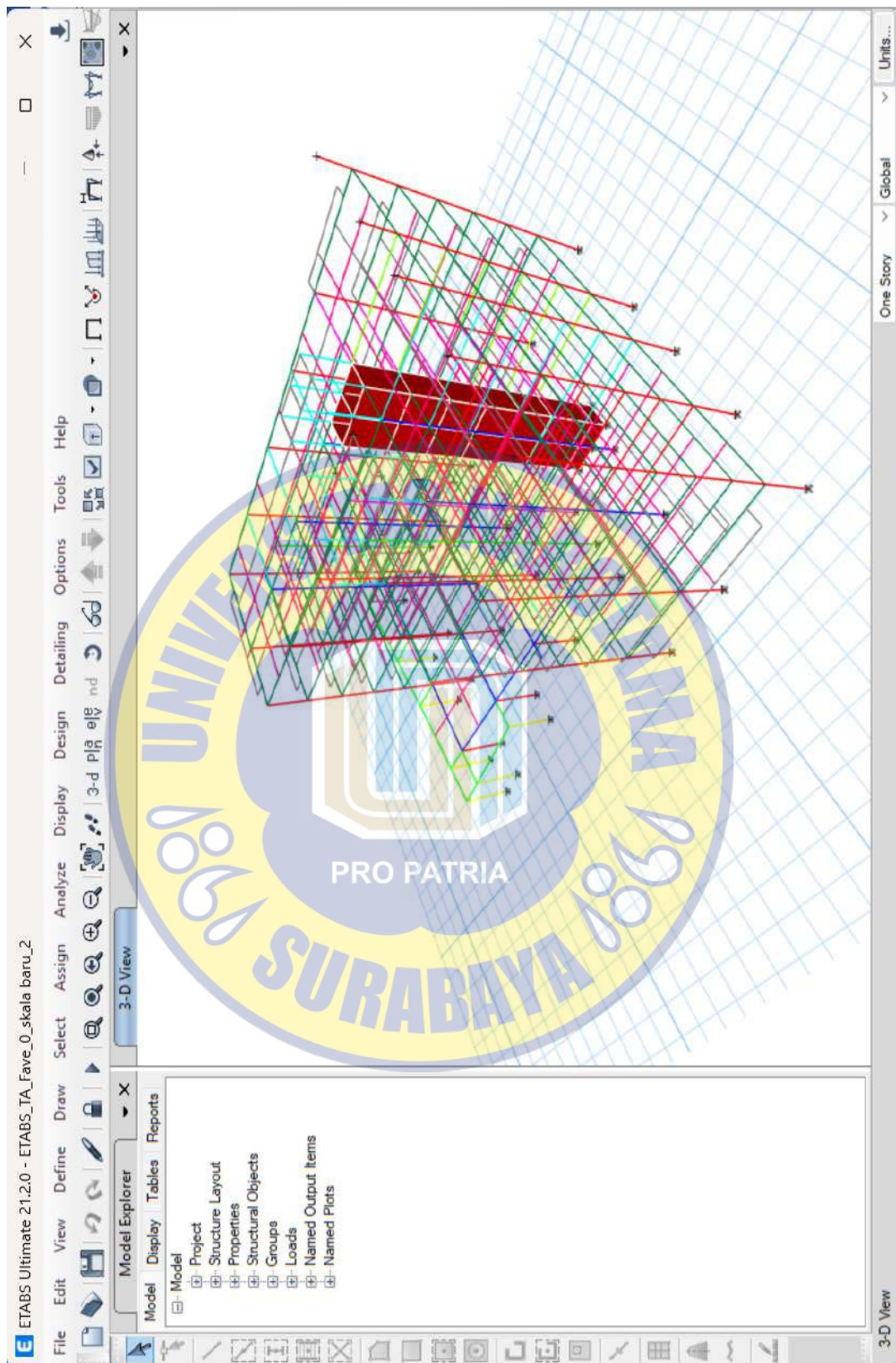
No	Type	Dimensi	
		b (mm)	h /t (mm)
A	KOLOM		
1	C1	300	800
2	C1.1	300	850
3	C2	300	650
4	C2.1	300	650
5	C3	300	300
6	C3.1	300	300
7	C4	250	250
8	C4.1	250	250
9	C5	300	300
10	C6	200	200
B	BALOK		
1	BU1	300	650
2	BU1.1	300	650
3	BU1.2	300	650
4	BU1.3	300	650
5	BU2	250	550
6	BU2.1	250	550
7	BU3	250	450
8	BU4	200	800
9	BU5	200	450
10	BA1	250	450
11	BA2	250	450
12	BA3	200	300
13	BA4	120	200
C	PLAT		
1	A		120
D	DINDING LIFT		
1	SW		250

4. Data Tanah terlampir di Lampiran
5. Gambar As-Built Drawing Struktur Eksisting terlampir di Lampiran

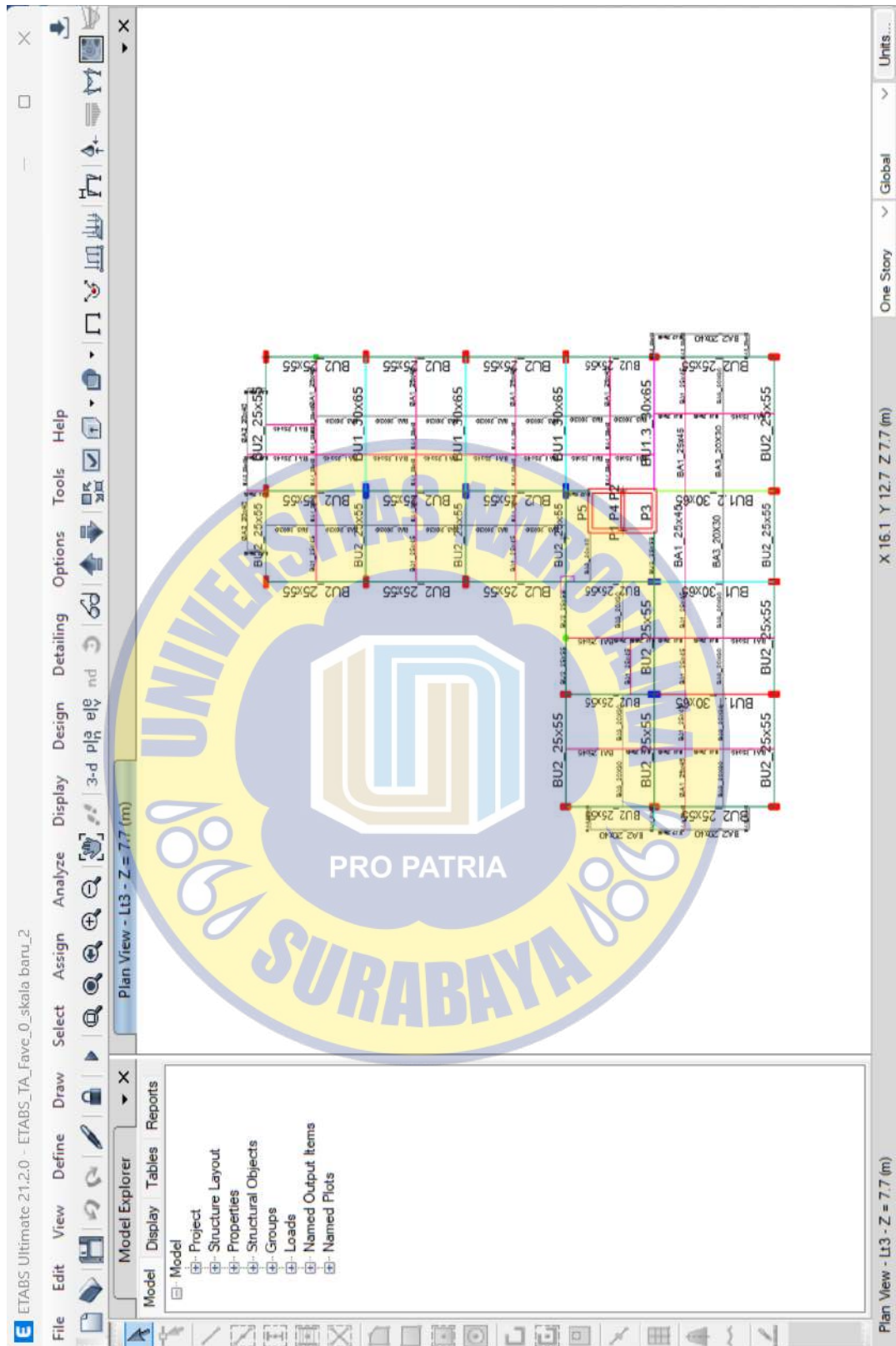
4.1.2 Permodelan Struktur ETABS



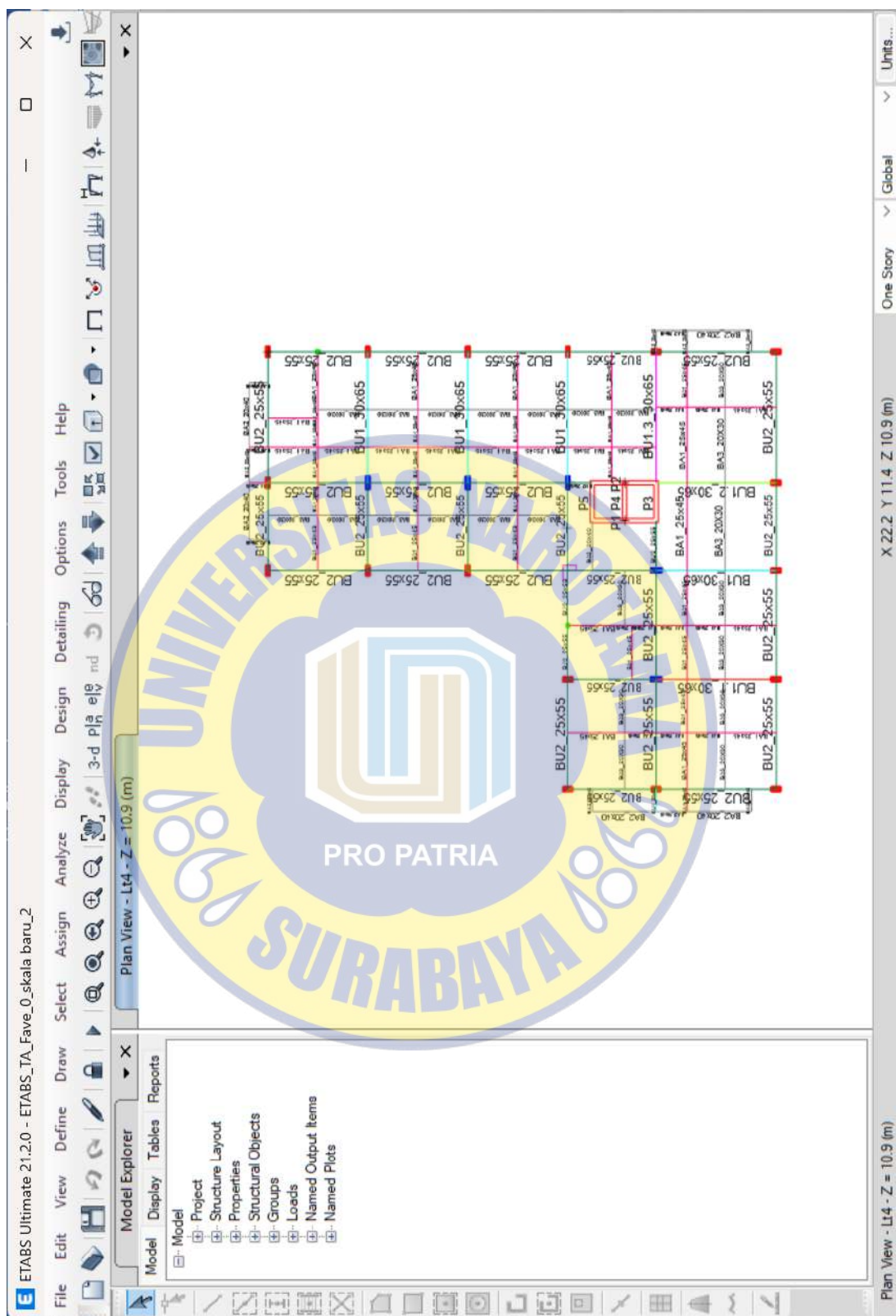
Gambar 4. 1 Gambar Permodelan 3d ETABS Fave Sudirman Bojonegoro



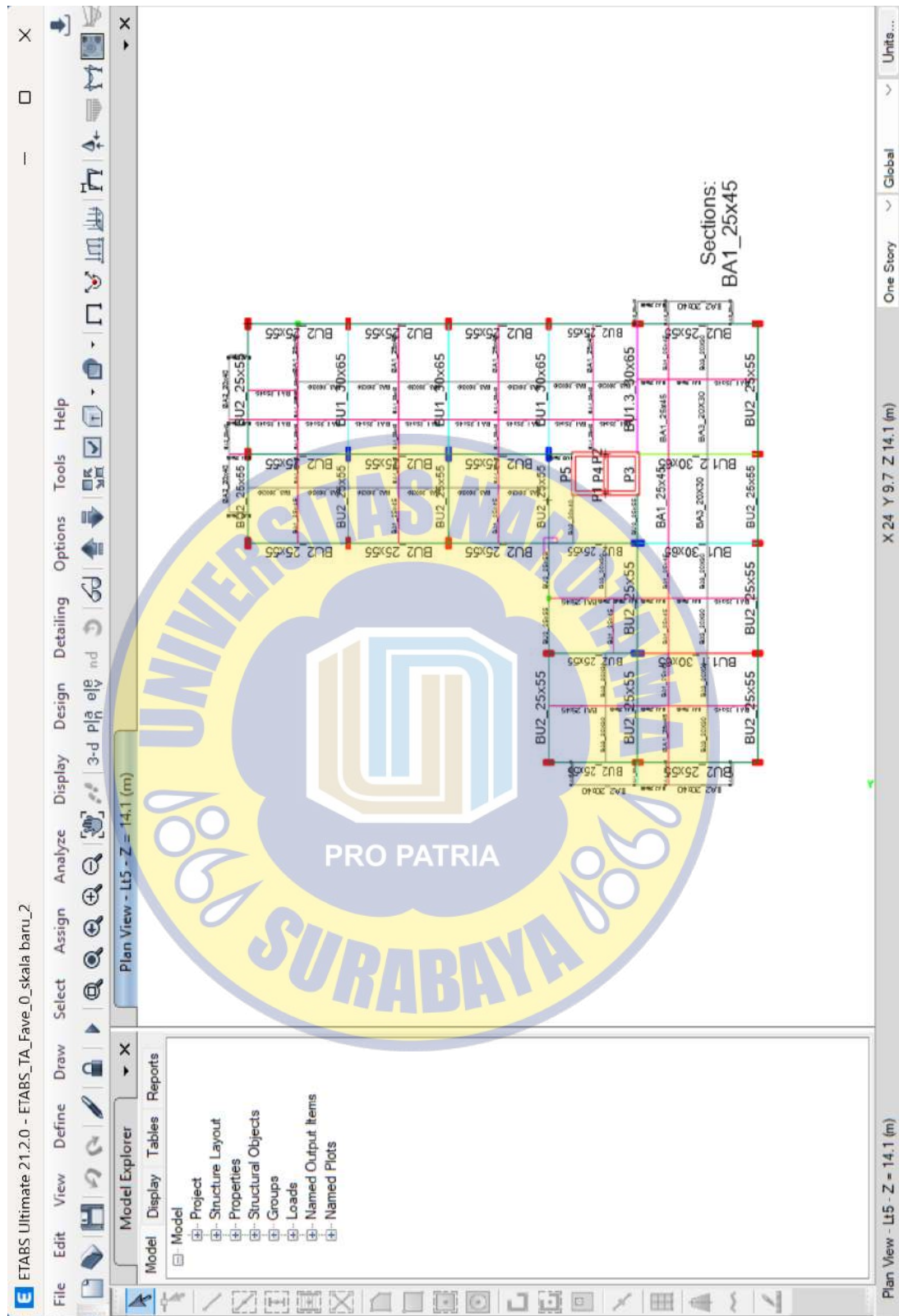
Gambar 4. 2 Gambar Permodelan 3d ETABS Fave Sudirman Bojonegoro



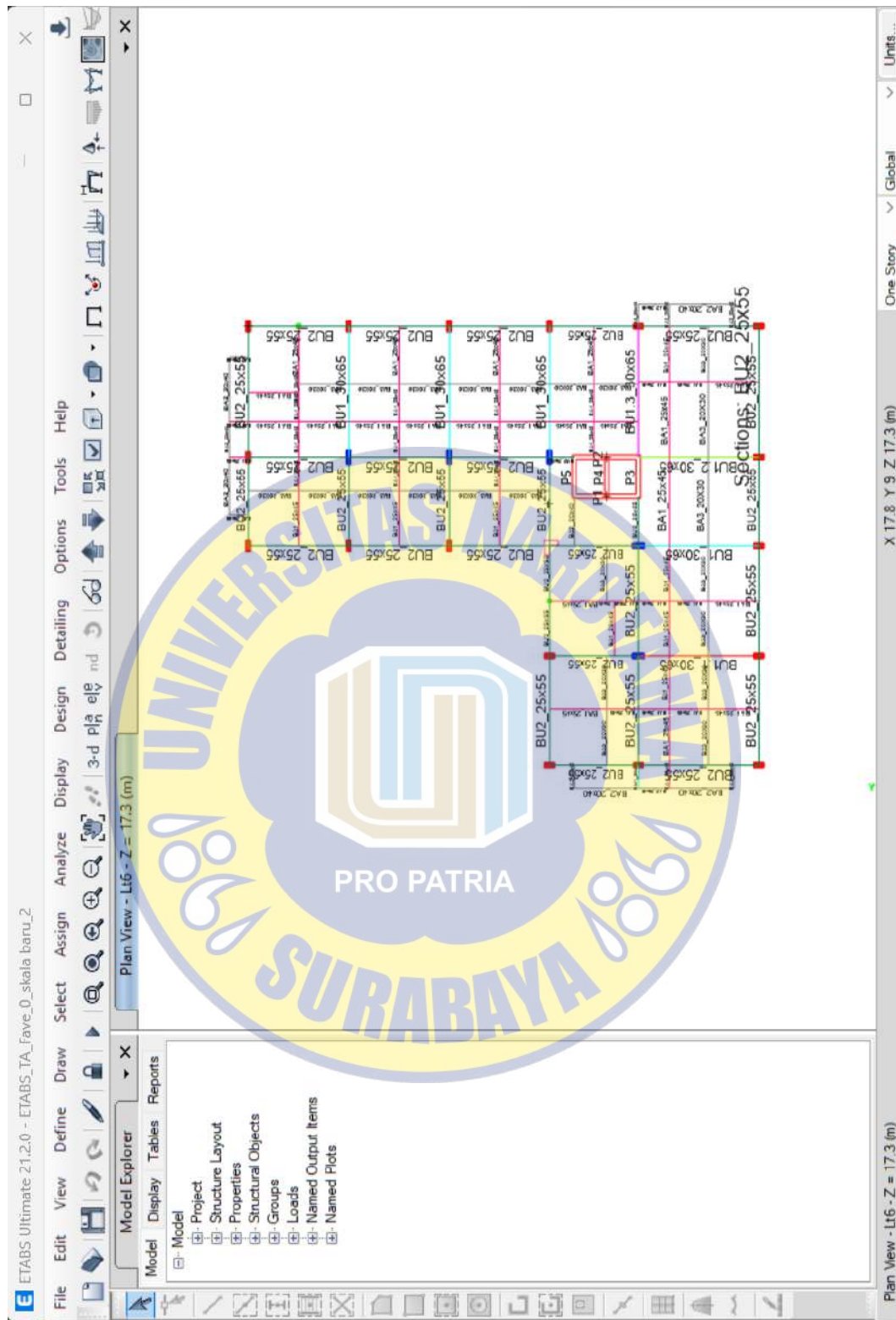
Gambar 4. 4 Gambar Permodelan lantai 3 ETABS Fave Sudirman Bojonegoro



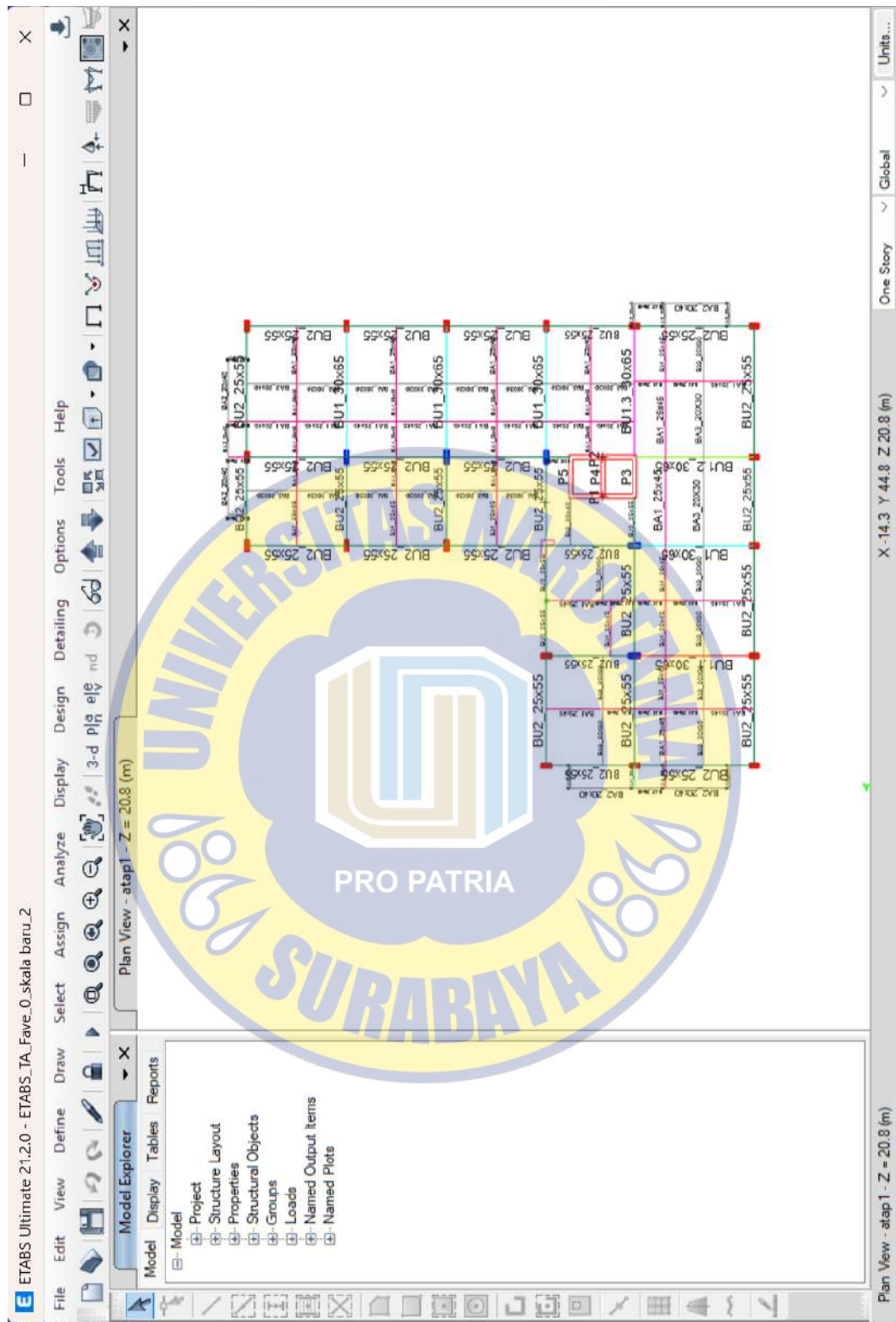
Gambar 4. 5 Gambar Permodelan lantai 4 ETABS Fave Sudirman Bojonegoro



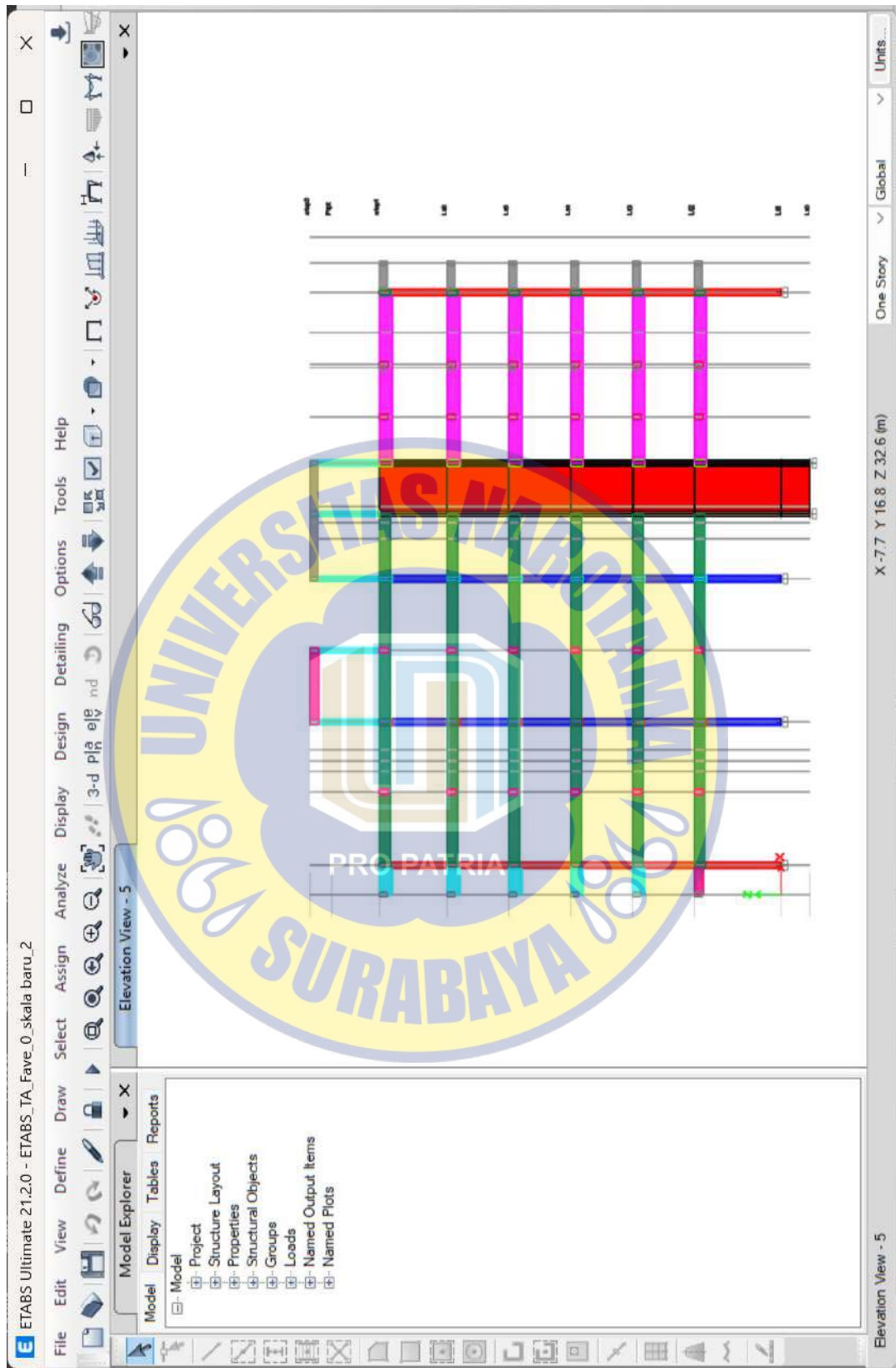
Gambar 4. 6 Gambar Permodelan lantai 4 ETABS Fave Sudirman Bojonegoro



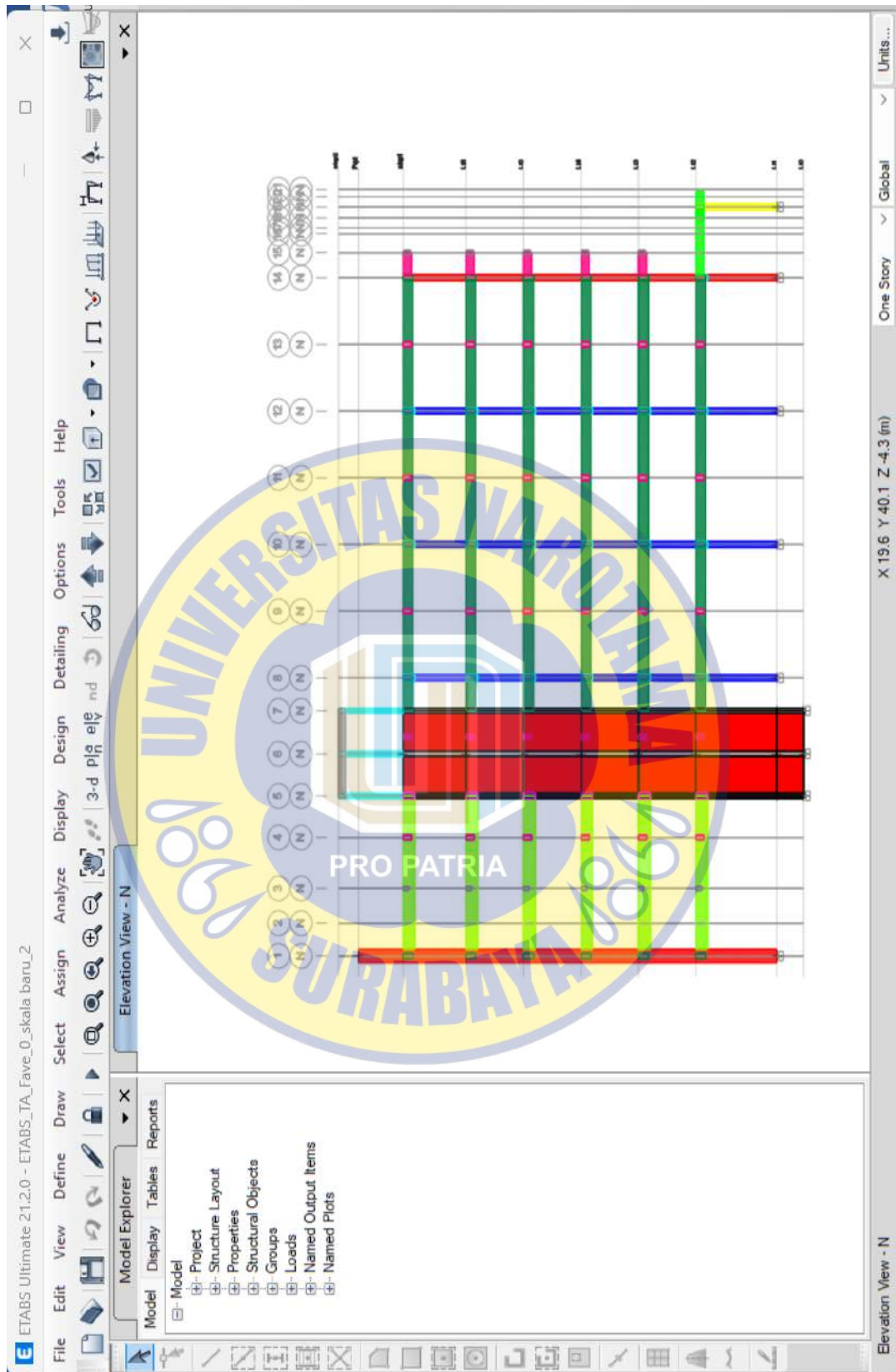
Gambar 4. 7 Gambar Permodelan lantai 6 ETABS Fave Sudirman Bojonegoro



Gambar 4. 8 Gambar Permodelan lantai atap ETABS Fave Sudirman Bojonegoro



Gambar 4. 9 Gambar Permodelan portal As-E ETABS Fave Sudirman Bojonegoro



Gambar 4. 10 Gambar Permodelan portal As-2 ETABS Fave Sudirman Bojonegoro

4.2 Perhitungan Pembebanan

Sebelum melaksanakan analisis struktur dengan menggunakan perangkat lunak dengan Etabs, Penting untuk melakukan perhitungan beban yang hasilnya akan digunakan sebagai data masukan untuk program tersebut. Beban yang diinput mencakup beban yang berpengaruh pada bangunan, termasuk beban hidup, beban mati, dan beban gempa.

4.2.1 Perhitungan Beban Mati

Beban mati mencakup berat dari elemen struktur itu sendiri serta beban mati tambahan. Berat dari elemen struktur, yang dikenal sebagai Berat Sendiri, secara otomatis telah dimasukkan saat melakukan analisis struktur menggunakan perangkat lunak ETABS. Di sisi lain, beban mati tambahan, atau (*SuperImposed Dead Load*), perlu dihitung secara manual dengan rincian yang diperlukan sebagai berikut :

a. Beban Mati Area Lantai

Perhitungan beban mati lantai diambil nilai beban sesuai SNI1727:2020 sebagai berikut :

- 1) Beban mati sendiri (DL) komponen elemen struktur Input ETABS
- 2) Lantai Hotel (SIDL Lantai)

Tabel 4. 2 Tabel Pembebanan lantai Hotel

No	Komponen	Beban	satuan
1	Keramik (19mm)+Mortal (25mm)	1.10	kN/m ²
2	Beban Plafond dan penggantung (Gypsum board)	0.12	kN/m ²
3	Beban Mekanikal elektrik	0.19	kN/m ²
4	Beban Plumbing	0.20	kN/m ²

	Total :	1.61	kN/m ²
		161	kg/m ²

Sumber : hasil hitungan analisis 2025

3) Lantai Atap (SIDL Atap)

Tabel 4. 3 Tabel Pembebanan lantai Atap

No	Komponen	Beban	satuan
1	Spesi	0.24	kN/m ²
2	Lapisan waterproofing	0.03	kN/m ²
3	Beban Mekanikal elektrik	0.19	kN/m ²
4	Beban Plumbing	0.20	kN/m ²
	Total :	0.66	kN/m ²
		66.00	kg/m ²

Sumber : hasil hitungan analisis 2025

b. Beban dinding

Dinding yang digunakan adalah bata ringan dengan tebal 10cm, dengan berat jenis 850 kg/m³, Berat pasangan dinding $0.1 \times 850 = 85$ kg/m menjadi beban garis yg menumpu di balok-balok struktur, perhitungan beban dinding tiap lantai sebagai berikut :

Tabel 4. 4 Tabel Beban dinding

No	Komponen	Berat dinding (kg/m ²)	Tinggi (m)	Beban dinding (kg/m)
1	Lantai -1	85.00	4.5	382.5
2	Lantai -2	85.00	3.2	272.0
3	Lantai -3	85.00	3.2	272.0
4	Lantai -4	85.00	3.2	272.0
5	Lantai -5	85.00	3.2	272.0
6	Lantai -6	85.00	3.5	297.5
7	Lantai -7	85.00	3.6	306.0

Sumber : hasil hitungan analisis 2025

4.2.2 Perhitungan Beban Hidup

Beban hidup diambil dari nilai yg ada di SNI1727:2020 mengenai pembebanan gedung dan nongedung , untuk hotel diambil sbb :

a. Beban Hidup Lantai Hotel

Tabel 4. 5 Tabel Beban hidup Area lantai

No	Komponen	Beban Hidup (kN/m ²)	Beban Hidup (Kg/m ²)
1	Ruang Hunian	1.92	192
2	Loby	4.79	479
3	Koridor	4.79	479
4	Tangga	4.79	479
6	Gudang	4.79	479

Sumber : SNI1727:2020

b. Beban Hidup Lantai Atap (LL)

Tabel 4. 6 Tabel Beban hidup Area Atap

No	Komponen	Beban Hidup (kN/m ²)	Beban Hidup (Kg/m ²)
1	Beban hidup Atap (LL)	0.96	96
2	Beban Air hujan (R) t=10mm	0.1	10
3	Lift kap 450 kg	56	5600

Sumber : SNI1727:2020

4.2.3 Perhitungan Beban Gempa

Perhitungan beban gempa dihitung dengan metode Analisis respons spektrum dengan menggunakan perhitungan gempa sesuai dengan SNI 1726:2019 dan RSA dari Puskim 2021 didasarkan pada wilayah Kota Yogyakarta, Perhitungan respons gempa rencana dapat di hitung sebagai berikut :

a. Katagori Resiko Bangunan

Hotel Merupakan bangunan yang masuk golongan Gedung Apartmen / Hunian , SNI 1726:2019 menyebutkan termasuk katagori resiko **II**

b. Faktor Keutamaan Gempa (Ie)

Berdasarkan Ratagori Resiko Struktur II , Faktor Keutamaan Gempa Didapat Ie =1 sesuai SNI 1726:2019

c. Kelas Situs

Menentukan Kelas situs dapat dihitung dengan menatukan nilai N , Berdasarkan dari data tanah SPT di lokasi bangunan. Berdasarkan dari hasil perhitungan kelas situs didapatkan nilai $\bar{N} = 9.12$, Nilai $\bar{N} < 15$, SNI 1726:2019 menyebutkan merupakan katagori kelas situs jenis Tanah Lunak (SE)

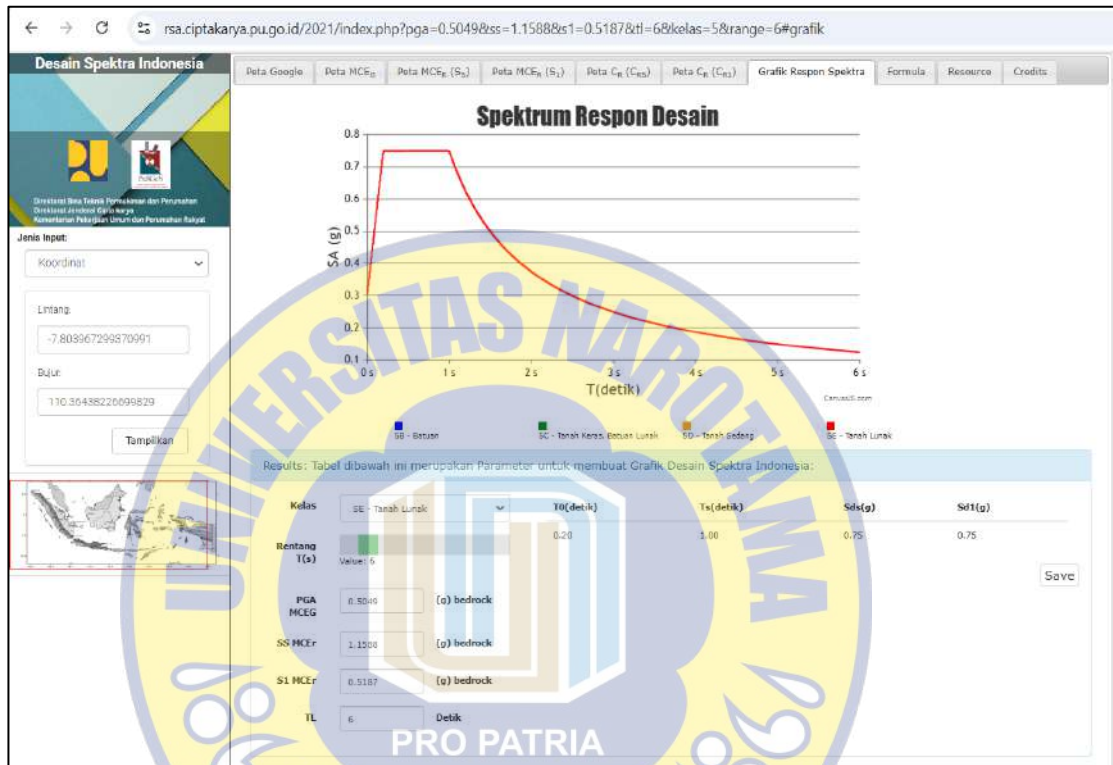
Tabel 4. 7 Tabel Data Tanah

Jenis tanah	Kedalaman tanah (m)	N rata2	Tebal Lapisan (ti) (m)	ti/N
Clay and silt, brown, inorganic,	0 - 3.5	5.0	3.5	0.70
Clay and silt, grey, inorganic,trace sand, medium.	3.5 - 12.5	5.5	9.0	1.64
Silt and sand, grey, medium.	12.5 - 16	14.5	3.5	0.24
Clay and silt, grey, inorganic,trace sand, medium to very stiff.	16 - 21.5	11.0	5.5	0.50
Clay and silt, brown, inorganic,trace sand, medium to very stiff.	21.5 - 35.5	17.1	14.0	0.82
$\Sigma :$			35.5	3.89
N rata2			9.12	

Sumber : hasil analisis 2025

d. Parameter Percepatan gempa

Parameter nilai percepatan gempa Untuk Kota Yogyakarta didapat dari RSA dari Puskim 2021, dengan Nilai $S_s = 1.16$ dan $S_1 = 0.52$, nilai-nilai tersebut diinput di ETABS.



Gambar 4. 11 Respons spektrum analisis untuk kota Yogyakarta

e. Koefisien Situs

Berdasarkan SNI 1726:2019 untuk Parameter nilai koefisien situs di Kota Yogyakarta dengan Nilai $S_s = 1,16$ dan $S_1 = 0,52$, didapatkan dari tabel dibawah ini untuk nilai F_a dan F_v sebagai berikut :

Tabel 4. 8 Tabel Koefisien situs nilai F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _r) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s = 1,16$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
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	1,3	1,3	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	0,97	0,9
SF	SS ^(a)					

Sumber : SNI 1726:(2019:34)

Tabel 4. 10 Tabel Koefisien situs nilai F_v

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	SS ^(a)					

Sumber : SNI 1726:(2019:34)

Dari tabel dengan cara interpolasi didapatkan nilai $F_a = 0,970$ dan $F_v = 2,17$

$$y = y_1 + \left(\frac{x - x_1}{x_2 - x_1} \right) x (y_2 - y_1) \dots \dots \dots (4.1)$$

$$F_a = 1,1 + \left(\frac{1,16 - 1}{1,25 - 1} \right) x (0,9 - 1,1)$$

$$= 1,1 + (-0,13) = 0,970$$

$$F_v = 2,2 + \left(\frac{0,52 - 0,5}{0,6 - 0,5} \right) x (2 - 2,2)$$

$$= 2,2 + (-0,03) = 2,17$$

Penentuan Nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots \dots \dots (4.2)$$

$$S_{MS} = 0,97 \times 1,16$$

$$S_{MS} = 1,125$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots \dots \dots (4.3)$$

$$S_{M1} = 2,17 \times 0,52$$

$$S_{M1} = 1,128$$

f. Parameter Percepatan Spektral Desain

Berdasarkan SNI 1726:2019 untuk Parameter Percepatan Spektral desain yaitu

S_{Ds} dan S_{D1} ditentukan berdasarkan persamaan dibawah ini :

$$S_{Ds} = \frac{2}{3} \times S_{Ms} \dots\dots\dots(4.4)$$

$$S_{Ds} = \frac{2}{3} \times 1.125$$

$$S_{Ds} = 0,750$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \dots\dots\dots(4.5)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times 1.128$$

$$S_{D1} = 0,752$$

Tabel 4. 11 Tabel katagori desain seismik

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

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

Dari tabel diatas dengan nilai $S_{Ds} = 0,750 \geq 0,5$ dan $S_{D1} = 0,752 \geq 0,2$, maka untuk katagori desain seismik dengan katagori **D**

g. Spectrum Respons Desain

Perhitungan Respon Spectrum Desain mengacu pada SNI 1726:2019 , Sesuai nilai Parameter Percepatan Spektral Desain didapatkan $S_{Ds} = 0,750$ dan $S_{D1} = 0,752$, Perhitungan Spectrum Respons Desain sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times \frac{S_{D1}}{S_{Ds}} \dots\dots\dots(4.6) \\
 &= 0,2 \times \frac{0,752}{0,750} = 0,201 \text{ dt}
 \end{aligned}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(4.7)$$

$$= \frac{0,752}{0,750} = 1,003 \text{ dt}$$

$$T_L = 6 \text{ dt (Gambar.20 SNI 1726:2019, Wilayah Yogyakarta)}$$

Batasan Periode :

1. Untuk $T < T_0$

$$T_0 = 0,2x \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(4.8)$$

$$= 0,2x \frac{0,752}{0,750} = 0,201 \text{ dt}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots(4.9)$$

$$= \frac{0,752}{0,750} = 1,003 \text{ dt}$$

Dengan $T=0$ maka :

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots(4.10)$$

$$= 0,75x \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,201} \right) = 0,30g$$

2. Untuk $T \leq T_0$ dan $T < T_s$ maka $S_a = S_{DS}$

$$S_a = S_{DS} = 0,750g$$

3. Untuk $T > T_s$ dan $T < T_L$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots(4.11)$$

4. Untuk $T > T_L$

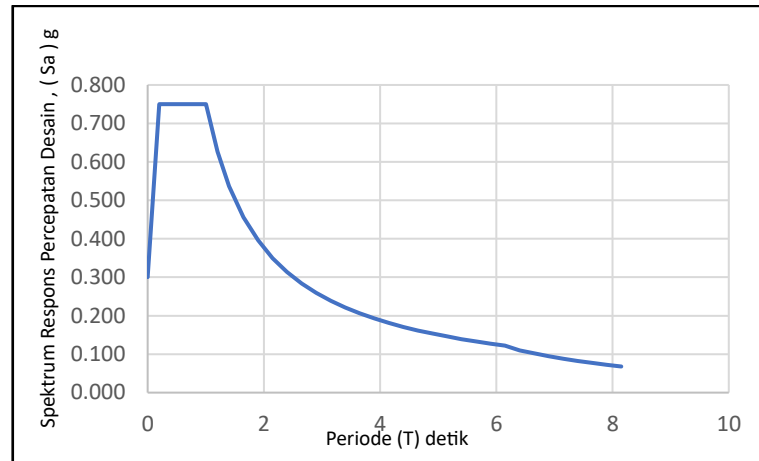
$$S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2} \dots\dots\dots(4.12)$$

Perhitungan dengan parameter batasan diatas ditabelkan sebagai berikut :

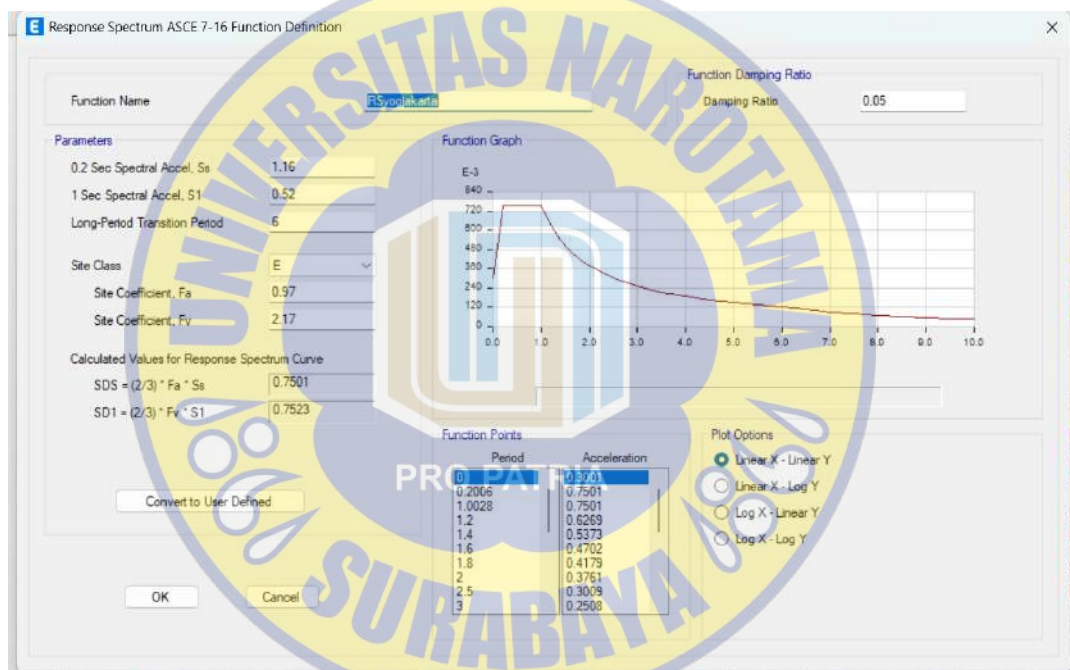
Tabel 4. 12 Respons Spektrum Desain wilayah Yogyakarta

T (detik)	Sa (g)
0	0.300
0.201	0.750
1.003	0.750
1.200	0.627
1.400	0.537
1.650	0.456
1.900	0.396
2.150	0.350
2.400	0.313
2.650	0.284
2.900	0.259
3.150	0.239
3.400	0.221
3.650	0.206
3.900	0.193
4.150	0.181
4.400	0.171
4.650	0.162
4.900	0.153
5.150	0.146
5.400	0.139
5.650	0.133
5.900	0.127
6.150	0.122
6.400	0.110
6.650	0.102
6.900	0.095
7.150	0.088
7.400	0.082
7.650	0.077
7.900	0.072
8.150	0.068

Sumber : Perhitungan Periode RSA tahun 2021



Gambar 4. 12 Respons Spektrum Desain wilayah Yogyakarta



Gambar 4. 13 Input ETABS Respons Spektrum Desain wilayah Yogyakarta

h. Sistem Penahan Gaya Seismik

Pada struktur gedung Hotel Fave Sudirman Bojonegoro ini digunakan sistem penahan gaya seismik dengan Sistem Dinding Geser Beton Bertulang Khusus (*Dual System*) pada arah X dan Y.

Nilai Parameter Sistem Dinding Geser Beton Bertulang Khusus yaitu Faktor R, Cd, dan Ω untuk sistem pemikul gaya seismik diperoleh dari tabel berikut

Tabel 4. 13 Tabel R, Cd, dan Ω untuk sistem pemikul gaya seismik

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
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	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
3. Dinding geser beton bertulang khusus ^{a,h}	7	2½	5½	TB	TB	TB	TB	TB
4. Dinding geser beton bertulang biasa ^g	6	2½	5	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing eksentris	8	2½	4	TB	TB	TB	TB	TB

Sumber : SNI 1726:(2019:50)

Dari tabel didapatkan nilai nilai $R = 7$, $C_d = 5.5$, dan $\Omega = 2.5$, Semua nilai2 tersebut di input pada beban Seismik di ETABS

ASCE 7-16 Seismic Loading

Direction and Eccentricity

☒ X Dir

☐ X Dir + Eccentricity

☐ X Dir - Eccentricity

☐ Y Dir

☐ Y Dir + Eccentricity

☐ Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Overwrite...

Time Period

☐ Approximate

☒ Program Calculated

☐ User Defined

Top Story for Seismic Loads

Bottom Story for Seismic Loads

Seismic Coefficients

0.2 Sec Spectral Accel, S_s

1 Sec Spectral Accel, S_1

Long-Period Transition Period

Site Class

Site Coefficient, F_a

Site Coefficient, F_v

Calculated Coefficients

$SDS = (2/3) * F_a * S_s$

$SD1 = (2/3) * F_v * S_1$

Factors

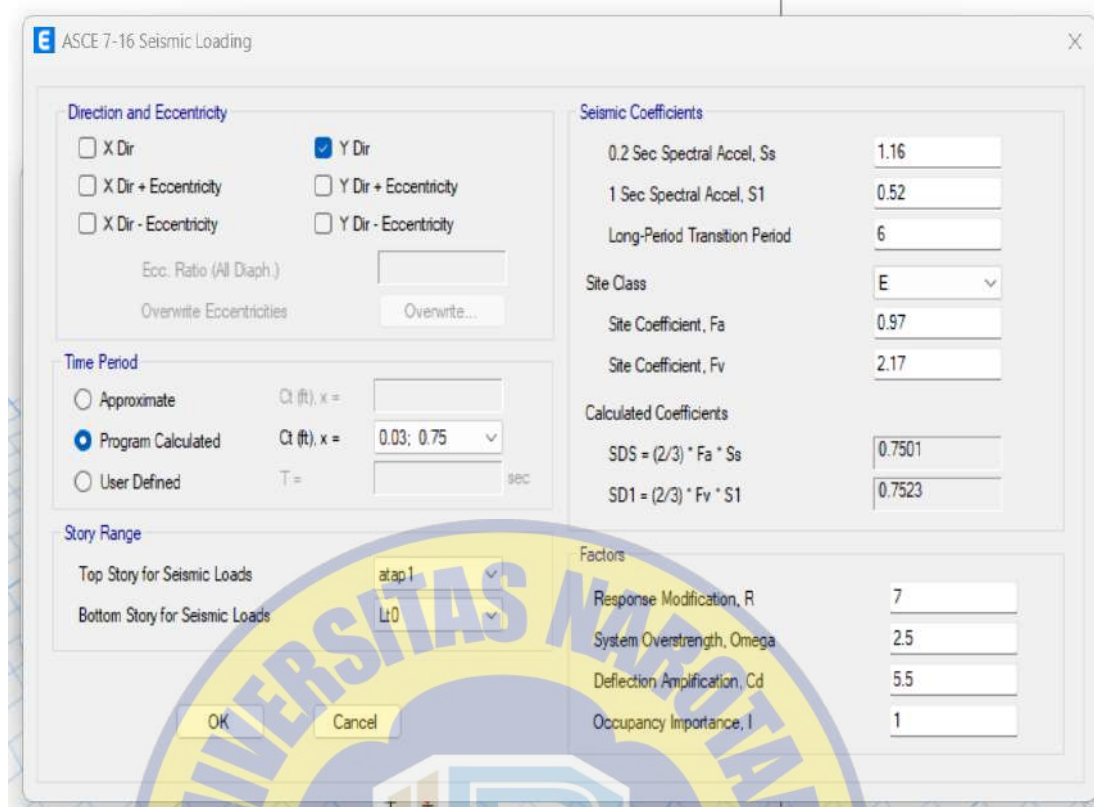
Response Modification, R

System Overstrength, Ω

Deflection Amplification, C_d

Occupancy Importance, I

Gambar 4. 14 Input ETABS beban gempa arah X



Gambar 4. 15 Input ETABS beban gempa arah Y

i. Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan Struktur yang berkaitan dengan beban Gempa sesuai dengan SNI 1726:2019 sbb :

1. 1,4D
2. 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr atau S atau R)
3. 1,2D + Ev + Eh+L
4. 0,9D - Ev +Eh

Yang mana nilai $Eh = \rho (Q_{ex} + Q_{ey})$ dan $Ev = 0.2S_{ds}.D$

Dengan nilai faktor redudansi untuk katagori resiko D dengan nilai $\rho = 1.3$ dan

$S_{Ds} = 0,850$, Untuk kombinasi pembebanan di tabelkan sbb :

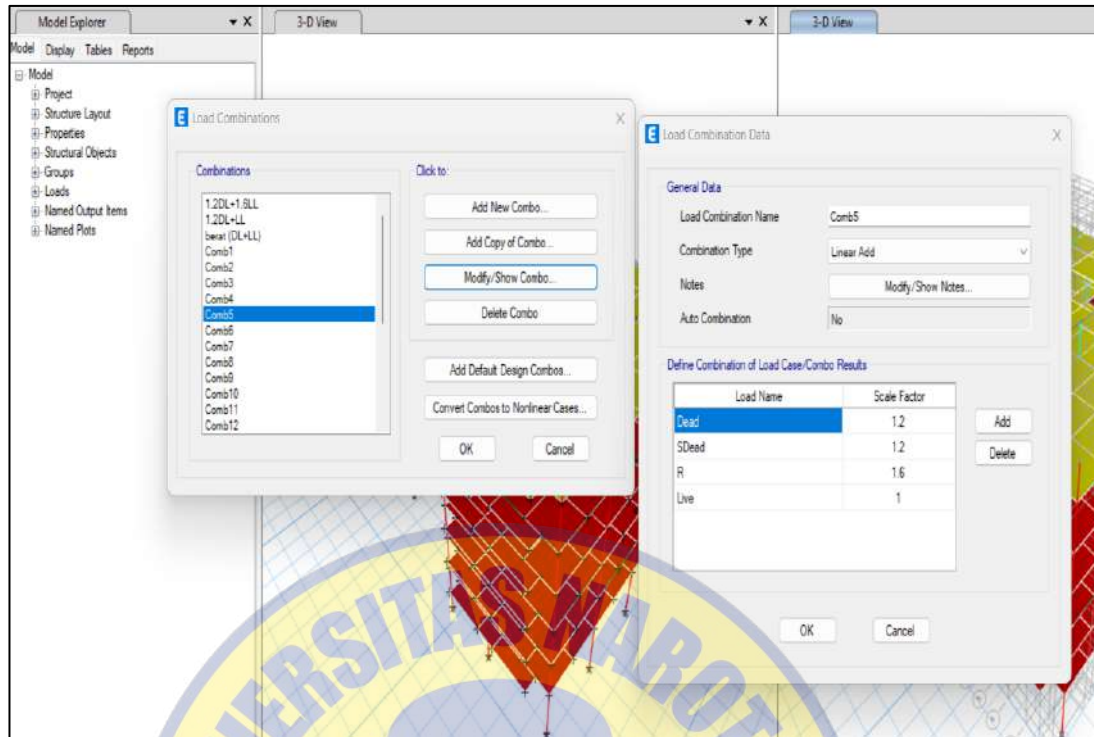
Tabel 4. 14 Tabel Kombinasi Pembebanan

Faktor Pembebanan

0,2SDs	=	0.17
1,2 + 0,2 SDs	=	1.37
0,9 - 0,2 SDs	=	0.73
ρ_{QEX}	=	1.30
ρ_{QEY}	=	0.39

Load Combination													
1	1.4	DL	+	1.4	SIDL								
2	1.2	DL	+	1.2	SIDL	+	1.6	LL	+	0.5	Lr		
3	1.2	DL	+	1.2	SIDL	+	1.6	LL	+	0.5	R		
4	1.2	DL	+	1.2	SIDL	+	1.6	Lr	+	1.0	LL		
5	1.2	DL	+	1.2	SIDL	+	1.6	R	+	1.0	LL		
6	1.2	DL	+	1.2	SIDL	+	1.0	LL	+	0.5	Lr		
7	1.2	DL	+	1.2	SIDL	+	1.0	LL	+	0.5	R		
8	1.37	DL	+	1.37	SIDL	+	1.0	LL	+	1.30	Ex	+	0.39 Ey
9	1.37	DL	+	1.37	SIDL	+	1.0	LL	+	1.30	Ex	-	0.39 Ey
10	1.37	DL	+	1.37	SIDL	+	1.0	LL	-	1.30	Ex	+	0.39 Ey
11	1.37	DL	+	1.37	SIDL	+	1.0	LL	-	1.30	Ex	-	0.39 Ey
12	1.37	DL	+	1.37	SIDL	+	1.0	LL	+	0.39	Ex	+	1.30 Ey
13	1.37	DL	+	1.37	SIDL	+	1.0	LL	+	0.39	Ex	-	1.30 Ey
14	1.37	DL	+	1.37	SIDL	+	1.0	LL	-	0.39	Ex	+	1.30 Ey
15	1.37	DL	+	1.37	SIDL	+	1.0	LL	-	0.39	Ex	-	1.30 Ey
16	0.73	DL	+	0.73	SIDL	+	1.3	Ex	+	0.39	Ey		
17	0.73	DL	+	0.73	SIDL	+	1.3	Ex	-	0.39	Ey		
18	0.73	DL	+	0.73	SIDL	-	1.3	Ex	+	0.39	Ey		
19	0.73	DL	+	0.73	SIDL	-	1.3	Ex	-	0.39	Ey		
20	0.73	DL	+	0.73	SIDL	+	0.39	Ex	+	1.3	Ey		
21	0.73	DL	+	0.73	SIDL	+	0.39	Ex	-	1.3	Ey		
22	0.73	DL	+	0.73	SIDL	-	0.39	Ex	+	1.3	Ey		
23	0.73	DL	+	0.73	SIDL	-	0.39	Ex	-	1.3	Ey		

Sumber : hasil hitungan analisis 2025



Gambar 4. 16 Input kombinasi beban di ETABS

4.3 Analisis Respon Dinamis Struktur

4.3.1 Analisis Periode Fundamental Struktur

Perhitungan periode fundamental dihitung berdasarkan pendekatan nilai C_t dan x yang terdapat di tabel SNI 1726-2019, Untuk Sistem Struktur Ganda Dengan Rangka Pemikul Momen Khusus termasuk dalam tabel Nilai parameter periode pendekatan termasuk katagori Semua Sistem Struktur Lainnya.

Tabel 4. 15 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 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

Sumber : SNI 1726:2019

Dari tabel didapatkan nilai nilai $C_t = 0,0488$ dan $x = 0,75$

Nilai Periode pendekatan Fundamental dihitung dengan persamaan :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \dots\dots\dots (4.13)$$

Dengan $h_n = 20,8\text{m}$

$$T_a = C_t \cdot h_n^x = 0,0488 \times 20,8^{0,75} = 0,475 \text{ detik}$$

Untuk pembatasan batas atas periode struktur dihitung dengan persamaan :

$$T_{max} = C_u \cdot T_a \dots\dots\dots (4.14)$$

Nilai C_u didapat dari Tabel dibawah ini berdasarkan nilai $S_{D1} = 0,752$

didapatkan nilai $C_u = 1,4$

Tabel 4. 16 Koefisien Untuk Batas Atas Periode

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

Sumber : SNI 1726:2019

$$T_{min} = T_a$$

$$T_{max} = C_u \cdot T_a = 1,4 \times 0,475 = 0,665 \text{ detik}$$

Tabel 4. 17 Periode struktur pada modal output ETABS

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1.18	0.848	5.3255	28.3614
Modal	2	1.1	0.909	5.711	32.615
Modal	3	0.887	1.127	7.0814	50.1468
Modal	4	0.4	2.5	15.7089	246.7704
Modal	5	0.381	2.623	16.4801	271.5946
Modal	6	0.372	2.69	16.9047	285.769
Modal	7	0.331	3.017	18.9545	359.272
Modal	8	0.324	3.083	19.3687	375.147

Modal	9	0.285	3.512	22.0655	486.8866
Modal	10	0.256	3.903	24.523	601.3775

Sumber : hasil hitungan analisis 2025

Dari tabel diatas didapatkan untuk Periode Stryktur gedung dari Analisis ETABS didapatkan nilai $T_c=1.18$ detik. Maka berdasarkan kontrol batas atas dan bawah maka :

- Jika $T_c > T_{max} = C_u.T_a$, maka gunakan $T = T_{max} = C_u.T_a$
- Jika $T_a < T_c < T_{max} = C_u.T_a$, maka gunakan $T = T_c$
- Jika $T_c < T_a$, maka gunakan $T = T_a$

Dari batasan tersebut didapatkan nilai $T_c > T_{max}$, Maka gunakan nilai $T = 0,665$ detik

4.3.2 Analisis Gaya Geser Dasar

Gaya geser dasar gempa (V) dalam arah yg diinginkan berdasarkan nilai $S_{Ds} = 0,750$, $S_{D1} = 0,752$, $R = 7$, $I_e = 1$ dan $T = 0,665$, Ditentukan untuk Gaya geser dasar gempa memenuhi persamaan sbb :

$$V = C_s . W_t \dots\dots\dots (4.15)$$

Dimana :

C_s : koefisien respon seismik

W_t : Berat Seismik efektif

Nilai C_s dapat dihitung menggunakan rumus yang telah ditetapkan sbb :

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (4.16)$$

$$= \frac{0,85}{\left(\frac{7}{1}\right)} = 0,107$$

Nilai C_s tdk boleh melebihi dari

$$C_{s_{max}} = \frac{S_{d1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (4.17)$$

$$= \frac{0,752}{0,665 \cdot \left(\frac{7}{1}\right)} = 0,162$$

Nilai C_s tdk boleh kurang dari

$$C_{s_{min}} = 0.044 \cdot S_{ds} \cdot I_e \geq 0.01 \dots\dots\dots(4.18)$$

$$C_{s_{min}} = 0.044 \times 0,750 \times 1 \geq 0.01$$

$$C_{s_{min}} = 0,033 \geq 0.01$$

Dari nilai C_s diatas didapatkan $C_{s_{min}} = 0,033 < C_s = 0,107 < C_{s_{max}} = 0,167$, Maka dipakai nilai **$C_s = 0,107$**

Perhitungan Berat Seismik efektif (W_t) didapatkan dari base reaksi ETABS

Fz untuk beban Mati, Mati tambahan dan Beban Hidup .

Tabel 4. 18 Tabel berat struktur dari output ETABS

TABLE: Joint Reactions		
Output Case	Case Type	FZ
		kgf
DL+LL	Combination	3903478,23

Dari tabel diatas didapatkan berat struktur **$W_t = 3903478,23 \text{ kg}$** , Maka nilai Gaya geser dasar gempa (V) sbb :

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \cdot W_t \\
 &= 0,107 \times 3903478,23 \\
 &= 0,107 \times 3903478,23 \\
 &= 418304,16 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 19 Gaya Geser dinamis awal hasil output ETABS

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kgf	kgf
EQx1	LinRespSpec	Max	255655,38	43269.82
EQy1	LinRespSpec	Max	43269.82	297883,98

Dari tabel diatas didapatkan nilai Gaya Geser Dinamis awal

Kontrol disyaratkan $V_{base\ shear} \geq 100\% V_{statik}$, Maka :

i. Untuk Gempa Arah X :

$$V_x \geq 100\% V_{statik}$$

$$255655,38 \geq 418304,16 \dots\dots\dots (Tidak\ memenuhi)$$

ii. Untuk Gempa Arah Y :

$$V_y \geq 100\% V_{statik}$$

$$297883,98 \geq 418304,16 \dots\dots\dots (Tidak\ memenuhi)$$

Dari hasil perhitungan $V_{baseshear}$ tidak memenuhi, Maka gaya geser harus dilakukan pembesaran dengan skala faktor yang diatur berdasarkan SNI 1726:2019 memenuhi faktor skala dengan $100\%V / V_{baseshear}$.

a. Skala faktor awal :

$$\begin{aligned} \text{Skala faktor} &= \frac{g.I_e}{R} \dots\dots\dots (4.19) \\ &= \frac{9.81 \times 1}{7} = 1,401 \end{aligned}$$

b. Koreksi ulang Skala faktor Arah x :

$$\frac{418304,16}{255655,38} \times 1,401 = 2,293$$

c. Koreksi ulang Skala faktor Arah y :

$$\frac{418304,16}{297883,98} \times 1,401 = 1,968$$

Skala faktor yg didapatkan dipergunakan untuk Analisis ulang struktur dengan mengalikan skala faktor diatas pada *scale factor* di *define load case respon spectra* . Hasil Analisis ulang Analisis ETABS didapatkan nilai berikut :

Tabel 4. 20 Gaya Geser Dinamis akhir hasil output ETABS

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kgf	kgf
EQx1	LinRespSpec	Max	418428,11	70819,20
EQy1	LinRespSpec	Max	60781,59	418440,89

Kontrol disyaratkan $V \text{ base shear} \geq 100\% V_{\text{statik}}$, Maka :

i. Untuk Gempa Arah X :

$$V_x \geq 100\% V_{\text{statik}}$$

$$418428,11 \geq 418304,16 \dots\dots\dots (\text{memenuhi})$$

ii. Untuk Gempa Arah Y :

$$V_y \geq 100\% V_{\text{statik}}$$

$$418440,89 \geq 418304,16 \dots\dots\dots (\text{memenuhi})$$

Dari hasil Analisis modifikasi struktur telah memenuhi persyaratan SNI 1726:2019 , Maka Gaya Geser tersebut digunakan dalam perhitungan beban gempa Selanjutnya.

4.3.3 Analisis Sistem Ganda (Dual System)

SNI 1726:2019 menjelaskan terkait Sistem Ganda (*Dual System*) menyebutkan bahwa untuk Rangka Sistem Ganda, Rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% dari gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus dihitung kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser . Tahanan gaya gempa dihitung dengan distribusi proporsional terhadap kekakuannya.

Tahanan gaya gempa diketahui melalui Program ETABS di area dasar dinding geser pada lantai paling dasar. Gaya geser pada rangka pemikul momen dapat diketahui dengan menghitung selisih gaya geser total dengan gaya geser yang diterima oleh dinding geser.

- a. Besar gaya geser seluruh struktur

Tabel 4. 21 Tabel besar gaya geser total (Dinding geser dan Sistem Rangka Pemikul Momen) hasil dari output ETABS

TABLE: Joint Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kgf	kgf
EQx1	LinRespSpec	Max	597011,96	485442,70
EQy1	LinRespSpec	Max	287192,35	554506,09

- b. Besar gaya geser yg diterima dinding geser

Tabel 4. 22 Tabel besar Gaya geser Dinding geser hasil dari output ETABS

TABLE: Joint Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kgf	kgf
EQx1	LinRespSpec	Max	395097,93	362360,03
EQy1	LinRespSpec	Max	213793,38	413476,70

- c. Besar gaya geser yg diterima Sistem Rangka Pemikul Momen

Perhitungan Besar gaya geser yang diterima rangka sebagai berikut :

Gaya geser total – gaya geser dinding

Contoh Perhitungan untuk arah gempa EQx

$$597011,96 - 395097,93 = 201914,02 \text{ kg}$$

Komposisi prosentase gaya geser yg diterima Sistem Rangka Pemikul Momen

arah gempa Eqx :

$$\frac{201914,02}{597011,96} \times 100 \% = 33,82 \%$$

Selanjutnya untuk perhitungan prosentase berbeda ditabelkan dibawah ini :

Tabel 4. 23 Tabel besar Gaya geser Dinding geser Sistem Rangka Pemikul Momen

TABLE: Joint Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY
			kgf	kgf
EQx1	LinRespSpec	Max	201914.02	123082.66
EQy1	LinRespSpec	Max	73398.96	141029.40

Tabel 4. 24 prosentase perbandingan gaya pada dinding geser dan Sistem Rangka Pemikul Momen

Gaya Gempa	Prosentase Menahan Gempa			
	FX		FY	
	SW	SRPM	SW	SRPM
EQx1	66.18%	33.82%	74.65%	25.35%
EQy1	74.44%	25.56%	74.57%	25.43%

Sumber : hasil hitungan analisis 2025

Dari hasil tabel diatas menunjukkan Prosentas SRPM rata2 diatas 25%, Maka konfigurasi Struktur telah memenuhi syarat di SNI 1726:2019 .

4.3.4 Analisis Simpangan Antar Lantai

Penentuan Simpangan antar tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa posisi di atas dan di bawah tingkat, sesuai SNI 1726:2019 pasal 8.8.6. Simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin (Δ_a) sesuai SNI 1726:2019 pasal 7.12.1

Nilai Parameter yang di perlukan untuk perhitungan simpangan antar lantai, adalah nilai yang sudah diketahui pada parameter di atas, yaitu faktor redudansi (ρ) =1.3, faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5 , Faktor keutamaan Gempa (I_e) =1, dan katagori desain sismik **D** dan katagori resiko II.

Tabel 4. 25 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.	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
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

Dari tabel diatas Gedung Fave Sudirman Bojonegoro didesain dengan Sistem ganda dan katagori resiko II, Maka penentuan batas simpangan masuk katagori Semua Struktur Lainnya dengan nilai $\Delta a = 0,02h_{sx}$. Nilai Simpangan Antar lantai didapatkan di ETABS dan batasan dihitung dengan perumusan pada SNI 1726:2019

$$\delta x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \dots \dots \dots (4.20)$$

Dimana :

C_d : Faktor pembesaran simpangan lateral

δ_{xe} : Defleksi pada titik yang ditentukan

I_e : Faktor keutamaan gempa,

Untuk selanjutnya perhitungan di tabelkan di bawah ini :

Tabel 4. 26 Simpangan hasil output ETABS

Displacement Arah X (U1)		Displacement Arah Y (U2)	
STORY	δ_{xe} (mm)	STORY	δ_{ye} (mm)
LT Atap	143.552	LT Atap	88.730
LT 6	127.074	LT 6	79.282
LT 5	106.511	LT 5	67.408
LT 4	81.045	LT 4	52.278
LT 3	52.574	LT 3	34.804

LT 2	27.617
Lt-1	0

LT 2	17.034
Lt-1	0

Tabel 4. 27 Kontrol simpangan antar lantai arah X

ARAH X							
STORY	h (m)	Δh (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_x (mm)	Δx (mm)	Δa (mm)	STATUS
LT Atap	20.80	3500	143.552	789.54	90.63	70.000	Tidak Oke
LT 6	17.30	3200	127.074	698.91	113.10	64.000	Tidak Oke
LT 5	14.10	3200	106.511	585.81	140.06	64.000	Tidak Oke
LT 4	10.90	3200	81.045	445.75	156.59	64.000	Tidak Oke
LT 3	7.70	3200	52.574	289.16	137.26	64.000	Tidak Oke
LT 2	4.50	4500	27.617	151.89	151.89	90.000	Tidak Oke
Lt-1	0.0	0	0.000	0.00	0.00	0.000	Oke

Sumber : hasil hitungan analisis 2025

Tabel 4. 28 Kontrol simpangan antar lantai arah X

ARAH Y							
STORY	h (m)	Δh (mm)	δ_{xe} (mm)	δ_y (mm)	Δy (mm)	Δa (mm)	STATUS
LT 7	20.8	3500	88.730	488.02	51.96	70.000	Oke
LT6	17.3	3200	79.282	436.05	65.31	64.000	Tidak Oke
LT 5	14.1	3200	67.408	370.74	83.22	64.000	Tidak Oke
LT 4	10.9	3200	52.278	287.53	96.11	64.000	Tidak Oke
LT 3	7.7	3200	34.804	191.42	97.74	64.000	Tidak Oke
LT 2	4.5	4500	17.034	93.69	93.69	45.000	Tidak Oke
Base	0.0	0	0.000	0.00	0.00	0.000	Oke

Sumber : hasil hitungan analisis 2025

Contoh perhitungan simpangan antar lantai lt-2 arah X

1. Nilai Simpangan dilantai 2 didapatkan dari output ETABS sebesar δ_{xe2}
=27,617 mm
2. Nilai Simpangan dilantai 3 didapatkan dari output ETABS sebesar δ_{xe3}
=52,574 mm
3. Hitung simpangan antar lantai dilantai 2 dengan nilai $\delta_{x2} = \frac{Cd \cdot \delta_{xe2}}{I_e}$

$$\delta_{x2} = \frac{5,5 \times 27,617}{1} = 151,89 \text{ mm}$$

4. Hitung simpangan antar lantai dilantai 3 dengan nilai $\delta_{x3} = \frac{Cd \cdot \delta_{xe3}}{I_e}$

$$\delta_{x2} = \frac{5,5 \times 52,574}{1} = 289,16 \text{ mm}$$

5. Hitung nilai perpindahan antar lantai dilantai 3 $\Delta_{x3} = \delta_{x3} - \delta_{x2}$

$$\Delta_{x3} = 289,16 - 151,89 = 137,26 \text{ mm}$$

6. Hitung nilai batas atas izin simpangan $\Delta_a = 0,02 h_{sx} = 0,03 \times 3000 = 64 \text{ mm}$

7. Cek nilai simpangan antar lantai 3 yaitu $\Delta_{x3} = 137,26 < \Delta_a = 64 \text{ mm}$ (TDK OK)

Dari Output ETABS, didapatkan nilai simpangan pada tiap lantai. Simpangan antar lantai yang dihitung dan dikontrol pada perhitungan di atas menghasilkan simpangan antar lantai baik arah x dan arah y yang sebagian tidak memenuhi syarat. Sehingga dapat disimpulkan bahwa respon dinamis terhadap simpangan antar lantai struktur atas gedung Fave Sudirman Bojonegoro tersebut belum memenuhi batas layan struktur, terutama jika struktur terdampak gempa tinggi.

4.3.5 Analisis Partisipasi Massa

Untuk Analisis Struktur yang baik, harus memperhitungkan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi ragam yang terkombinasi minimal 90% dari massa aktual masing-masing arah dari respon yang ditinjau.

Tabel 4. 29 Rasio Partisipasi Massa Output ETABS

TABLE: Modal Participating Mass Ratios			
Case	Mode	SumUX	SumUY
Modal	1	0.435	0.007
Modal	2	0.741	0.054
Modal	3	0.749	0.741
Modal	4	0.763	0.749
Modal	5	0.768	0.749
Modal	6	0.783	0.749
Modal	7	0.806	0.750

Modal	8	0.806	0.764
Modal	9	0.806	0.764
Modal	10	0.808	0.764
Modal	11	0.932	0.767
Modal	12	0.945	0.768
Modal	13	0.945	0.947
Modal	14	0.947	0.947
Modal	15	0.983	0.947

Dari hasil Analisis struktur, diperoleh partisipasi massa sudah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y pada Modal 13.

4.4 Analisis Kapasitas Struktur Utama Eksisting

Analisis struktur utama eksisting merupakan unsur terpenting dalam kekuatan suatu gedung. Analisis struktur utama pada Tugas Akhir ini meliputi Analisis struktur balok, kolom dan dinding geser. Apabila dalam Analisis struktur utama existing ditemukan komponen struktur yang tidak memenuhi Analisis ETABs, maka struktur utama tersebut memerlukan perkuatan terhadap strukturnya.

4.4.1 Analisis Balok

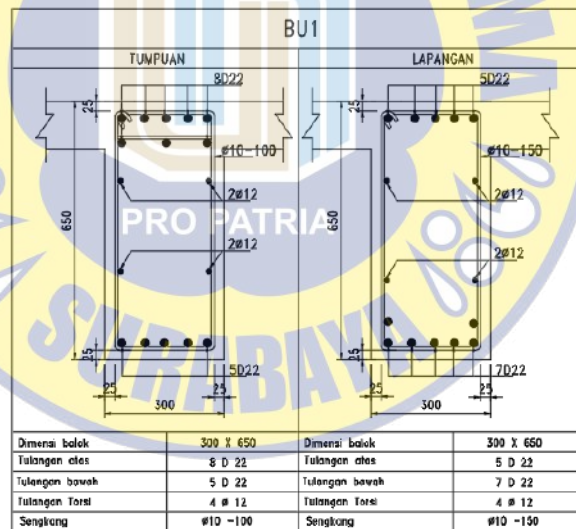
Analisis balok existing dilakukan untuk mengetahui kekuatan nominal kapasitas balok dalam memikul beban lentur dan geser .

Dalam Analisis balok diambil contoh 1 type balok utama BU1, lantai 2, as (C,1-2) dengan detail penulangan sesuai gambar *As-built drawing* , untuk Analisis tipe balok lainnya akan ditabelkan sebagai Lampiran.

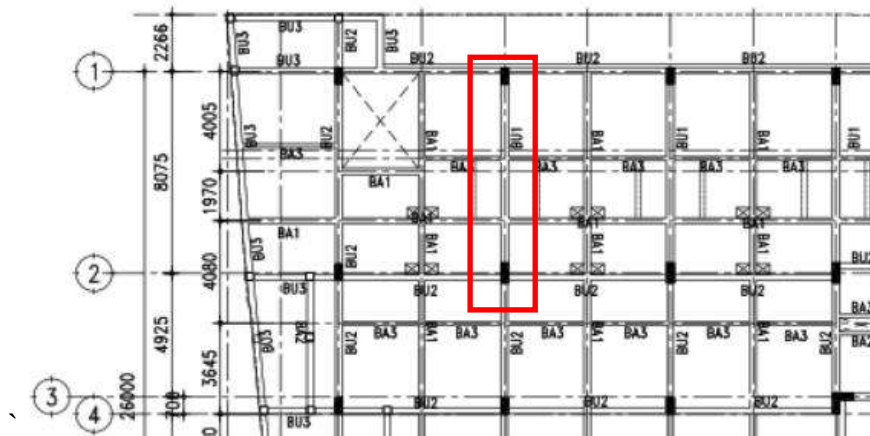
1. Data balok eksiting

Balok Type	: BU1 , lantai 2 , as (C,1-2)
Mutu beton (f_c')	: K300 kg/cm ² (f_c' =25 Mpa)
Mutu Baja (f_y)	: 390 Mpa untuk Tulangan utama >12 240 Mpa untuk tulangan geser ≤ 12

Bentang Balok : 7900 mm
 Bentang bersih balok : 7150 mm
 Tinggi balok (h) : 650 mm
 Lebar balok (b) : 300 mm
 Tebal deking (cc) : 25 mm
 Diameter tulangan lentur (db) : 22 mm
 Diameter tulangan geser (ds) : 10 mm
 Jarak tulangan lapis (s) : 40 mm
 Lebar kolom : 300 mm
 Tinggi kolom : 800 mm
 Tebal plat lantai : 120 mm



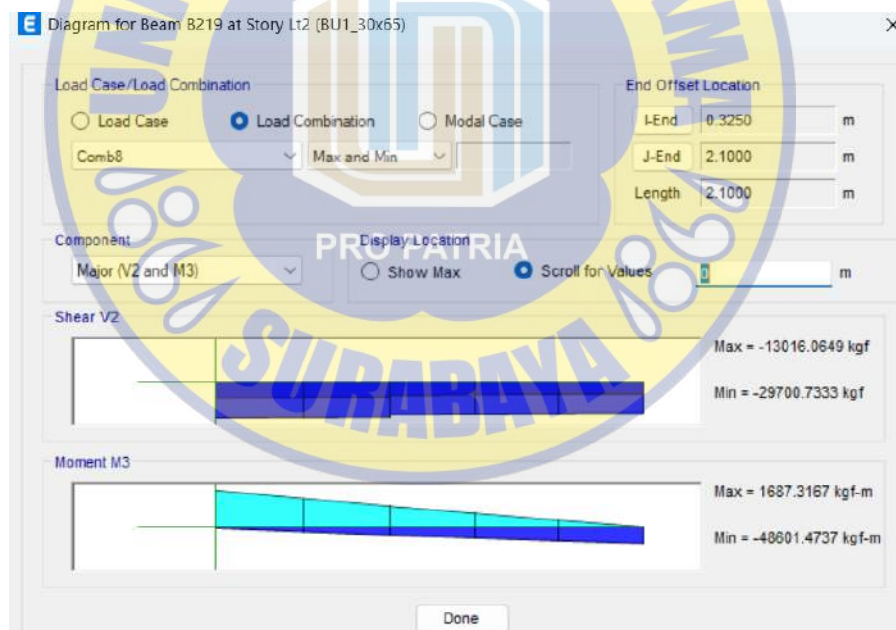
Gambar 4. 17 Detail penulangan balok tipe BU1



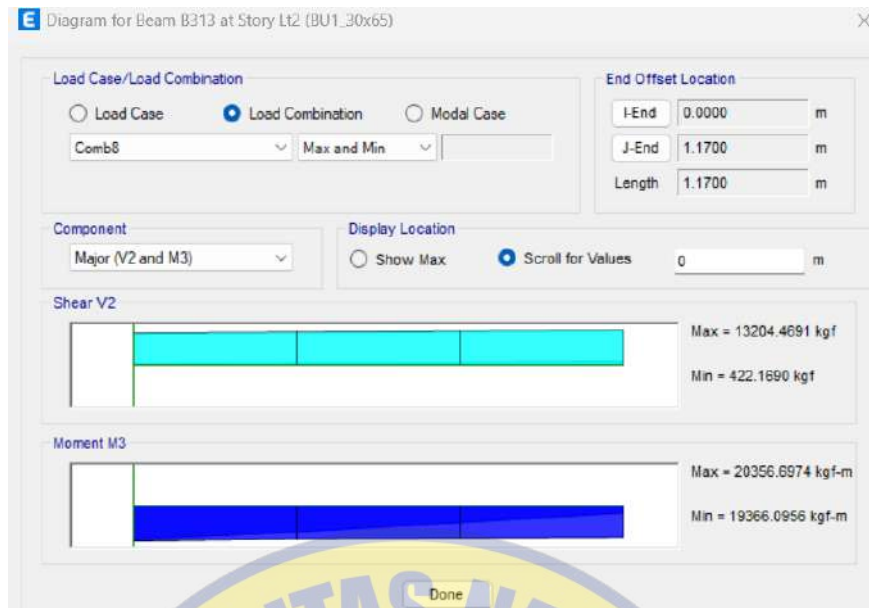
Gambar 4. 18 Denah balok yang di tinjau tipe BU1

2. Gaya gaya dalam balok BU1

Dari Analisis output ETABS didapatkan hasil untuk BU1 di lantai 2 As (B,1-2) yang diambil dari output gaya dalam terbesar dalam case kombinasi sbb :



Gambar 4. 19 Momen dan Geser tumpuan balok BU1



Gambar 4. 20 Momen dan Geser lapangan balok BU1

3. Perhitungan Kapasitas Tulangan Balok BU1 terhadap penahan lentur

a) Daerah tumpuan

Dari output gaya dalam ETABS diperoleh :

Momen tumpuan (-) M_u : 48601,4737 kgm

PRO PATRIA : 486014737 Nmm

Momen Tumpuan (+) M_u : 1687,3167 kgm

: 16873167 Nmm

1) Tulangan Lentur tumpuan atas (-)

Berdasarkan data struktur eksisting dipakai tulangan lentur 2 lapis tulangan, kombinsai tulangan 5D22 (lapis atas) dan 3D22 (lapis bawah),

Untuk perhitungan kapasitas lentur sebagai berikut :

$$A_{s1} = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) \dots\dots\dots(4.21)$$

$$= 5 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) \dots\dots\dots(4.22)$$

$$As_2 = 3 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1140,40 \text{ mm}^2$$

$$As = As_1 + As_2 = 3041,06 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= h - cc - ds - 0,5db \\ &= 650 - 25 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\ &= 604 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_2 &= h - cc - ds - s - 0,5db \\ &= 650 - 25 - 10 - 40 - 0,5 \cdot 22 \\ &= 564 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Es = 200000 \text{ N/mm}^2$$

Tinggi blok efektif ekivalen (a):

$$\begin{aligned} a &= \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c' \cdot bw} \dots\dots\dots (4.23) \\ &= \frac{3041,06 \times 390}{0,85 \times 25 \times 300} = 186,04 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak serat terjauh dari garis netral (c) :

$\beta_1 = 0,85$ untuk $17 \leq f'c' \leq 28 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} c &= \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (4.24) \\ &= \frac{186,04}{0,85} \\ &= 218,87 \text{ mm} \end{aligned}$$

Regangan (ϵ) :

$$\begin{aligned} \epsilon_{ty} &= \frac{fy}{Es} \dots\dots\dots (4.25) \\ &= \frac{390}{200000} = 0,00195 \end{aligned}$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots (4.26)$$

$$= \frac{604-218,87}{218,87} \times 0,003 = 0,0053$$

Faktor reduksi (Φ) :

Kondisi $\varepsilon_t \geq 0,005$ maka $\Phi = 0,9$

Momen nominal :

$$\Phi M_n = \Phi A_{s1} x f_{y,x} \left(d - \frac{a}{2} \right) + \Phi A_{s2} x f_{y,x} \left(d_1 - \frac{a}{2} \right) \dots (4.27)$$

$$= 0,9 \times 1900,66 \times 390 \times \left(604 - \frac{218,87}{2} \right) + 0,9 \times 1140,4 \times 390 \times \left(564 - \frac{218,87}{2} \right)$$

$$= 529414569 \text{ Nmm}$$

Kontrol

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$529414569 \text{ Nmm} \geq 486014737 \text{ Nmm} \text{ (OK) tdk perlu perkuatan}$$

2) Tulangan Lentur Tumpuan bawah (+)

Berdasarkan data struktur eksisting dipakai tulangan lentur 1 lapis tulangan 5D22 (lapis bawah), Untuk perhitungan kapasitas lentur sebagai berikut :

$$A_{s1} = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots (4.28)$$

$$= 5 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots (4.29)$$

$$A_{s2} = 0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$d = h - c_c - d_s - 0,5d_b$$

$$= 650 - 25 - 10 - 0,5 \times 22$$

$$= 604 \text{ mm}$$

$$d_2 = 0$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

Tinggi blok efektif ekivalen (a):

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_c' \cdot b_w} \dots\dots\dots (4.30)$$

$$= \frac{1900,66 \times 390}{0.85 \times 25 \times 300} = 116,28 \text{ mm}$$

Jarak serat terjauh dari garis netral (c) :

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } 17 \leq f_c' \leq 28 \text{ Mpa}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (4.31)$$

$$= \frac{116,28}{0,85}$$

$$= 138,80 \text{ mm}$$

Regangan (ϵ) :

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (4.32)$$

$$= \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots (4.33)$$

$$= \frac{604-138,80}{218,87} \times 0,003 = 0,005$$

Faktor reduksi (Φ) :

$$\text{Kondisi } \epsilon_t \geq 0,005 \text{ maka } \Phi = 0,9$$

Momen nominal

$$\Phi M_n = \Phi A_s x f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right) + \Phi A_s x f_y x \left(d_1 - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (4.34)$$

$$= 0,9 \times 1900,66 \times 390 \times \left(604 - \frac{218,87}{2} \right) + 0$$

$$= 364162461 \text{ Nmm}$$

Kontrol

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$364,162,461 \text{ Nmm} \geq 16873167 \text{ Nmm} \text{ (OK) tdk perlu perkuatan}$$

b) Daerah lapangan

Dari output gaya dalam ETABS diperoleh :

Momen Lapangan (+) M_u	: 19366,0965 kgm
	: 193660965 Nmm
Momen lapangan (-) M_u	: 20356,6974 kgm
	: 203566974 Nmm

1) Tulangan Lentur atas (+)

Berdasarkan data struktur eksisting dipakai tulangan lentur 1 lapis tulangan, kombinsai tulangan 5D22 (lapis atas), Untuk perhitungan kapasitas lentur sebagai berikut :

$$A_{s1} = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots\dots\dots (4.35)$$

$$= 5 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots\dots\dots (4.36)$$

$$A_{s2} = 0 = 0 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$d = h - c_c - d_s - 0,5d_b$$

$$= 650 - 25 - 10 - 0,5 \times 22$$

$$= 604 \text{ mm}$$

$$d_2 = 0$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

Tinggi blok efektif ekivalen (a):

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_c' \cdot b_w} \dots\dots\dots (4.37)$$

$$= \frac{1900,66 \times 390}{0.85 \times 25 \times 300} = 116,28 \text{ mm}$$

Jarak serat terjauh dari garis netral (c) :

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } 17 \leq f_c' \leq 28 \text{ Mpa}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (4.38)$$

$$= \frac{116,28}{0,85}$$

$$= 138,80 \text{ mm}$$

Regangan (ϵ) :

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (4.39)$$

$$= \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots (4.40)$$

$$= \frac{604-138,80}{138,80} \times 0,003 = 0,005$$

Faktor reduksi (Φ) :

$$\text{Kondisi } \epsilon_t \geq 0,005 \text{ maka } \Phi = 0,9$$

Momen nominal :

$$\Phi M_n = \Phi A_s f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right) + \Phi A_s f_y x \left(d_1 - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (4.41)$$

$$= 0,9 \times 1900,66 \times 390 \times \left(604 - \frac{218,87}{2} \right) + 0$$

$$= 364162461 \text{ Nmm}$$

Kontrol

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$364162461 \text{ Nmm} \geq 193660965 \text{ Nmm} \dots\dots\dots (\text{OK}) \text{ tdk perlu perkuatan}$$

2) Tulangan Lentur bawah (-)

Berdasarkan data struktur eksisting dipakai tulangan lentur 2 lapis tulangan, kombinsai tulangan 5D22 (lapis atas) dan 3D22 (lapis bawah),

Untuk perhitungan kapasitas lentur sebagai berikut :

$$As_1 = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) \dots\dots\dots (4.42)$$

$$= 5 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$As_2 = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) \dots\dots\dots (4.43)$$

$$= 3 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1140,40 \text{ mm}^2$$

$$As = As_1 + As_2 = 3041,06 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= h - cc - ds - 0,5db \\ &= 650 - 25 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\ &= 604 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_2 &= h - cc - ds - s - 0,5db \\ &= 650 - 25 - 10 - 40 - 0,5 \cdot 22 \\ &= 564 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$Es = 200000 \text{ N/mm}^2$$

Tinggi blok efektif ekivalen (a):

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 f'c \cdot bw} \dots\dots\dots (4.44)$$

$$= \frac{3041,06 \times 390}{0.85 \times 25 \times 300} = 186,04 \text{ mm}$$

Jarak serat terjauh dari garis netral (c) :

$\beta_1 = 0,85$ untuk $17 \leq f_c' \leq 28 \text{ Mpa}$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (4.45)$$

$$= \frac{186,04}{0,85}$$

$$= 218,87 \text{ mm}$$

Regangan (ϵ) :

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (4.46)$$

$$= \frac{390}{200000} = 0,00195$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots (4.47)$$

$$= \frac{604-218,87}{218,87} \times 0,003 = 0,0053$$

Faktor reduksi (Φ) :

Kondisi $\epsilon_t \geq 0,005$ maka $\Phi = 0,9$

Momen nominal :

$$\Phi M_n = \Phi A s_1 x f_y x \left(d - \frac{a}{2}\right) + \Phi A s_2 x f_y x \left(d_1 - \frac{a}{2}\right) \dots\dots\dots (4.48)$$

$$= 0,9 \times 1900,66 \times 390 \times \left(604 - \frac{218,87}{2}\right) + 0,9 \times 1140,4 \times 390 \times \left(564 - \frac{218,87}{2}\right)$$

$$= 529,414,569 \text{ Nmm}$$

Kontrol

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$529414569 \text{ Nmm} \geq 203566974 \text{ Nmm} \dots\dots(\text{OK}) \text{ tdk perlu perkuatan}$$

4. Perhitungan Kapasitas Tulangan Balok BU1 terhadap penahan geser

Menurut SNI 2874:2019 Pasal 18.6.5.1, gaya geser harus dihitung dari gaya-gaya yang bekerja pada daerah tumpuan balok atau ujung balok, karena kekuatan leleh tulangan longitudinal dapat melebihi kekuatan leleh yang disyaratkan dan pengerasan regangan cenderung terjadi pada ujung-ujung balok dengan rotasi yang besar.

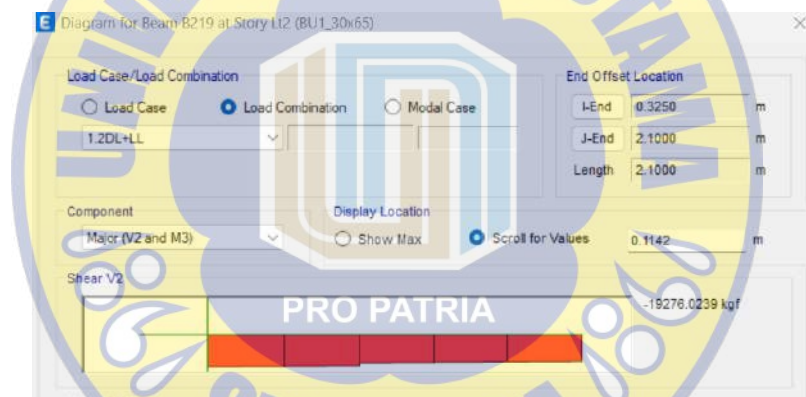
a) Daerah tumpuan

Dari output gaya dalam ETABS diperoleh :

$V_g (1.2DL+1LL)$: 19276,0239 kg

: 192760,239 N

P_u : 0 N



Gambar 4. 21 Gaya Geser V_g tumpuan

i. Tulangan Lentur tumpuan atas (-)

Berdasarkan data struktur eksisting dipakai tulangan lentur 2 lapis tulangan, kombinsai tulangan 5D22 (lapis atas) dan 3D22 (lapis bawah),

$$As_1 = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right)$$

$$= 5 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$As_2 = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right)$$

$$= 3 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1140,40 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 3041,06 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} d &= h - c_c - d_s - 0,5d_b \\ &= 650 - 25 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\ &= 604 \text{ mm} \end{aligned}$$

ii. Tulangan Lentur Tumpuan bawah (+)

Berdasarkan data struktur eksisting dipakai tulangan lentur 1 lapis tulangan 5D22 (lapis bawah).

$$\begin{aligned} A_{s1} &= n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \\ &= 5 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1900,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s2} &= n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \\ &= 0 = 0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_{s1} + A_{s2} = 1900,66 \text{ mm}^2 \\ d &= h - c_c - d_s - 0,5d_b \\ &= 650 - 25 - 10 - 0,5 \cdot 22 \\ &= 604 \text{ mm} \end{aligned}$$

iii. Perhitungan *Probable moment capacities* (M_{pr})

$$M_{pr} = 1,25 A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \dots \dots \dots (4.49)$$

Untuk tulangan atas (-) :

$$\begin{aligned} a^- &= \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f_c' \cdot b_w} \dots \dots \dots (4.50) \\ &= \frac{3041,06 \times 1,25 \times 390}{0,85 \times 25 \times 300} \\ &= 232,55 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_{pr}^- = 1,25 A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \dots \dots \dots (4.51)$$

$$= 1,25 \times 3041,06 \times 390 \left(604 - \frac{232,55}{2} \right)$$

$$= 723059567 \text{ Nmm}$$

Untuk tulangan bawah (+) :

$$a^+ = \frac{A_s \cdot 1,25 \cdot f_y}{0,85 f_c' \cdot b_w} \dots\dots\dots (4.52)$$

$$= \frac{1900,66 \times 1,25 \times 390}{0,85 \times 25 \times 300}$$

$$= 145,35 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = 1,25 A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \dots\dots\dots (4.53)$$

$$= 1,25 \times 1900,66 \times 390 \left(604 - \frac{145,35}{2} \right)$$

$$= 492314037 \text{ Nmm}$$

iv. Perhitungan Nilai gaya geser maksimum yang mungkin terjadi (V_{pr})

Untuk menentukan nilai V_{pr} dihitung sebagai berikut :

$$V_{pr} = \frac{(M_{pr}^- + M_{pr}^+)}{L_n} \dots\dots\dots (4.54)$$

$$= \frac{(723059567 + 492314037)}{7150}$$

$$= 169982,32 \text{ N}$$

v. Perhitungan Nilai kekuatan gaya geser perlu maksimum (V_e)

$$V_e = V_{pr} + V_g \dots\dots\dots (4.55)$$

$$= 169982,32 + 192760,239$$

$$= 362742,56 \text{ N}$$

vi. Perhitungan tahanan geser beton (V_c)

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \dots\dots\dots (4.56)$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 300 \times 604$$

$$= 151000 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2874:2019 Pasal 18.6.5.2, tahanan geser beton boleh diasumsikan nilai 0 apabila memenuhi persamaan berikut :

$$\bullet \quad V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e \dots\dots\dots (4.57)$$

$$169982,32 \geq \frac{1}{2} \times 362742,56$$

$$169982,32 \geq 181371,28 \text{ (tdk memenuhi) } V_c \text{ diperhitungkan}$$

$$\bullet \quad P_u \leq \frac{A_g \cdot f_c'}{20} \dots\dots\dots (4.58)$$

$$0 \leq \frac{300 \times 650 \times 25}{20}$$

$$0 \leq 243750 \text{ N (memenuhi) } V_c \text{ tdk perhitungkan}$$

vii. Perhitungan kekuatan geser nominal pada tulangan geser (V_s)

Sesuai gambar *as-built drawing* tulangan geser yang dipasang tulangan geser $\emptyset 10-100$

$$A_v = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots\dots\dots (4.59)$$

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2$$

$$= 157,08 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots (4.60)$$

$$= \frac{157,08 \times 240 \times 604}{100}$$

$$= 227703,64 \text{ N}$$

viii. Perhitungan kekuatan geser nominal (V_n)

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (4.61)$$

$$= 151000 + 227703,64$$

$$= 378703,64 \text{ N}$$

ix. Kontrol

$$\phi V_n \geq V_e$$

$$0,75 \times 378703,64 \geq 362742,56$$

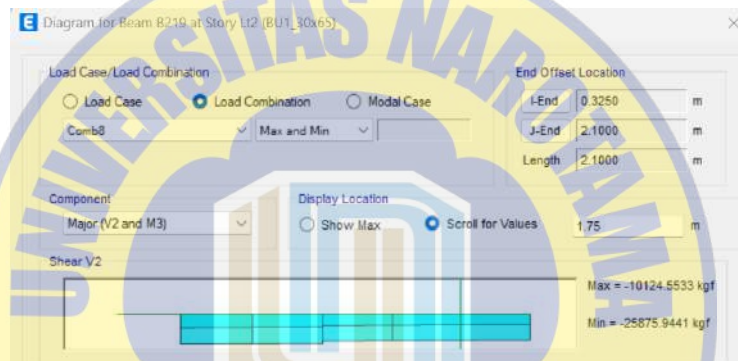
$$284026,98 \text{ N} \geq 362742,56 \text{ N} \dots\dots(\text{TDK OK}) \text{ perlu perkuatan}$$

b) Daerah Lapangan

Dari output gaya dalam ETABS diperoleh :

V_u : 25875,9441 kg

: 258759,441 N



Gambar 4. 22 Gaya Geser (V_u) Lapangan

i. Perhitungan tahanan geser beton (V_c)

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d \dots\dots\dots(4.62)$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{25} \times 300 \times 604$$

$$= 151000 \text{ N}$$

ii. Perhitungan kekuatan geser nominal pada tulangan geser (V_s)

Sesuai gambar *as-built drawing* tulangan geser yng dipasang tulangan geser $\emptyset 10$ -100

$$A_v = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots\dots\dots(4.63)$$

$$A_v = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2$$

$$= 157,08 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \dots\dots\dots (4.64)$$

$$= \frac{157,08 \times 240 \times 604}{100}$$

$$= 227703,64 \text{ N}$$

iii. Perhitungan kekuatan geser nominal (V_n)

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (4.65)$$

$$= 151000 + 227703,64$$

$$= 378703,64 \text{ N}$$

iv. Kontrol

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0,75 \times 378703,64 \geq 211521,802 \text{ N}$$

$$284026,98 \text{ N} \geq 258759,441 \text{ N} \dots\dots (\text{OK}) \text{ tdk perlu perkuatan}$$

4.4.2 Analisis Kolom

Analisis kolom existing dilakukan untuk mengetahui kekuatan nominal kapasitas kolom dalam memikul beban lentur dan geser .

Dalam Analisis kolom diambil contoh 1 type kolom sesuai gambar *As-built drawing* , untuk Analisis tipe kolom lainnya akan ditabelkan sebagai Lampiran.

1. Data kolom eksiting

Kolom Type	: C1 , lantai 2 , as (B,2)
Mutu beton (f_c')	: K300 kg/cm ² (f_c' =25 Mpa)
Mutu Baja (f_y)	: 390 Mpa untuk Tulangan utama >12 240 Mpa untuk tulangan geser ≤ 12
Bentang Balok	: 7900 mm
Bentang bersih balok	: 7150 mm

Tinggi balok (h) : 650 mm

Lebar balok (b) : 300 mm

Tebal deking (cc) : 25 mm

Diameter tulangan lentur (db) : 22 mm

Diameter tulangan geser (ds) : 10 mm

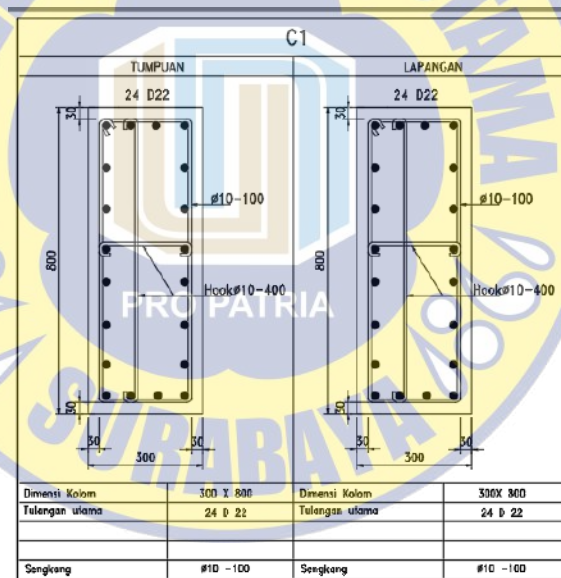
Jarak tulangan lapis (s) : 40 mm

Lebar kolom : 300 mm

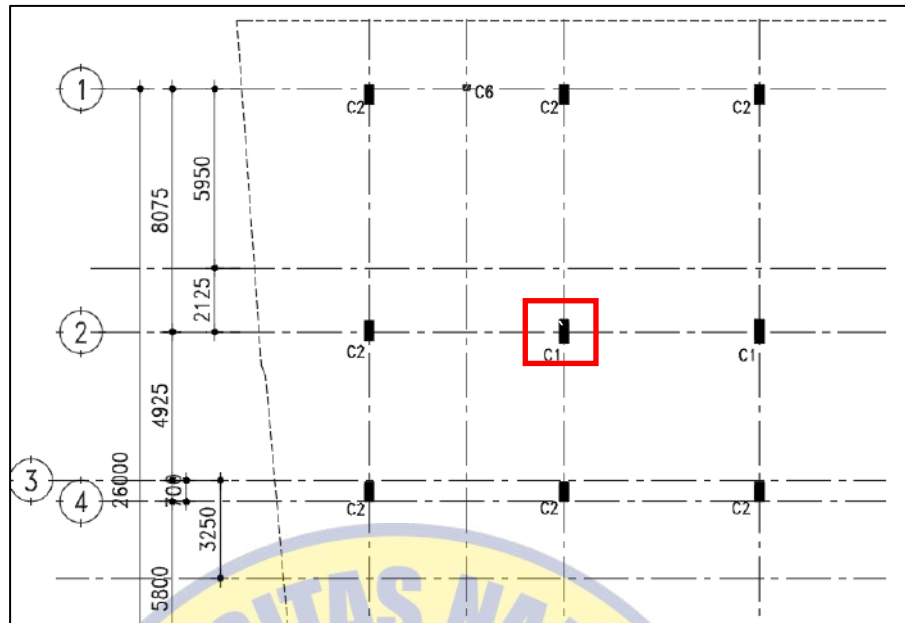
Tinggi kolom : 800 mm

Tinggi lantai 2 : 3200 mm

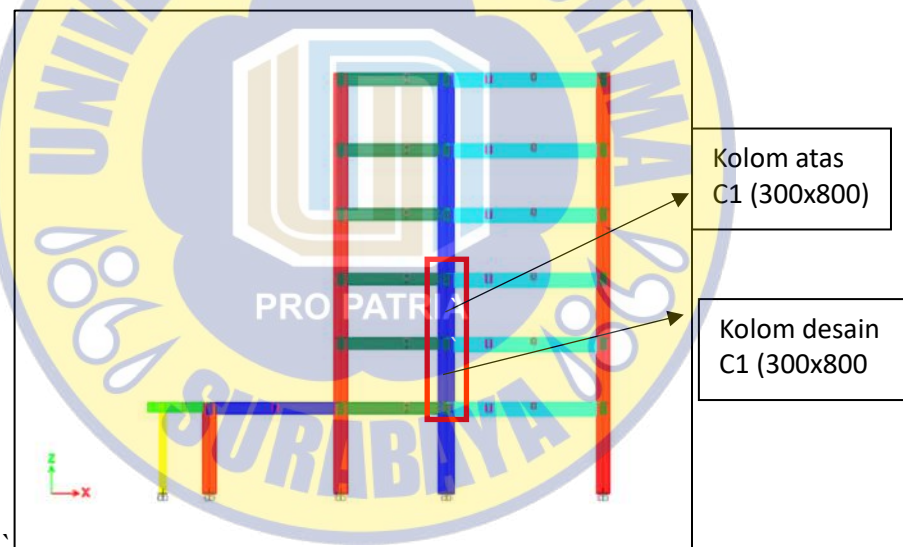
Tebal plat lantai : 120 mm



Gambar 4. 23 Detail penulangan kolom type C1



Gambar 4. 24 Denah kolom type C1 yang ditinjau As. (B,2)



Gambar 4. 25 Lokasi kolom type C1 yang ditinjau Lantai 2, As (B,2)

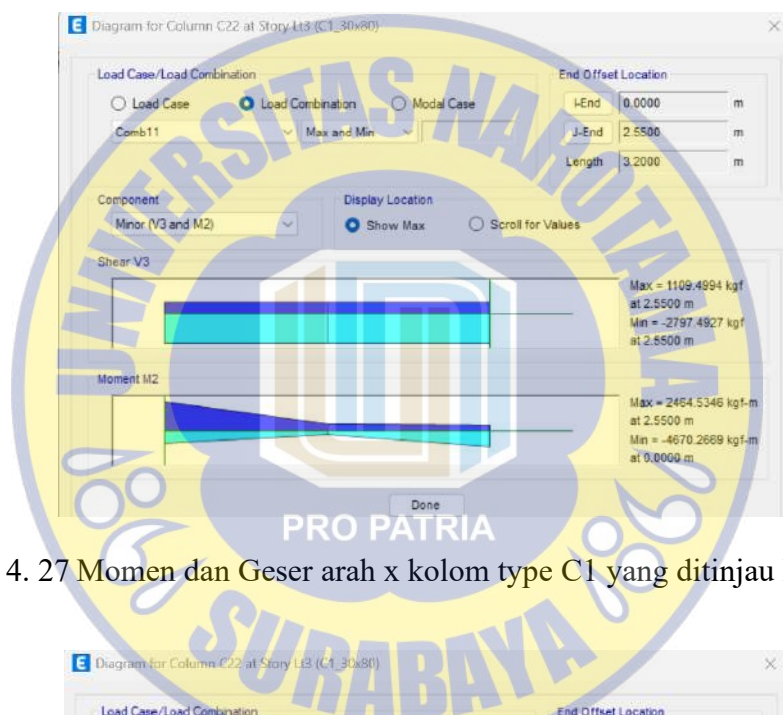
2. Gaya gaya dalam kolom C1

Dari Analisis output ETABS didapatkan hasil untuk kolom C1 di lantai 2 As (B,2) yang diambil dari output gaya dalam terbesar dalam kombinasi sbb :

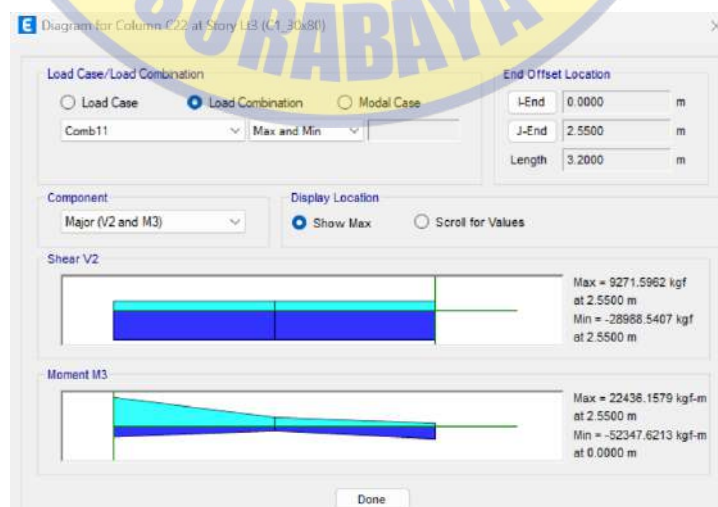
- Gaya dalam untuk kolom desain



Gambar 4. 26 Gaya Axial kolom type C1 yang ditinjau Lantai 2, As (B,2)



Gambar 4. 27 Momen dan Geser arah x kolom type C1 yang ditinjau Lantai 2, As (B,2)

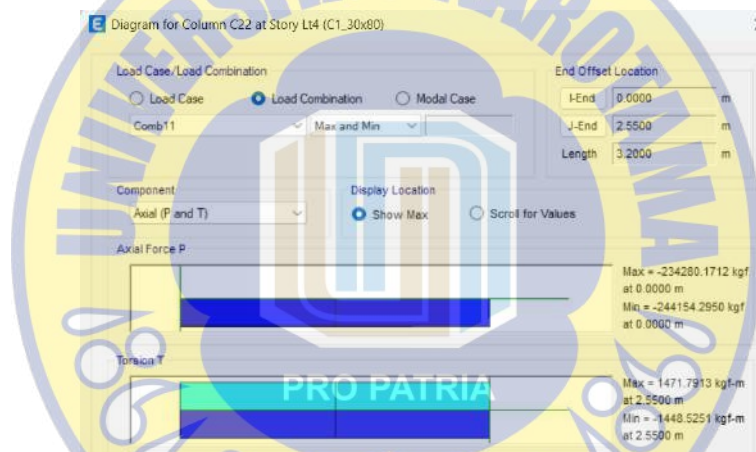


Gambar 4. 28 Momen dan Geser arah Y kolom type C1 yang ditinjau Lantai 2, As (B,2)

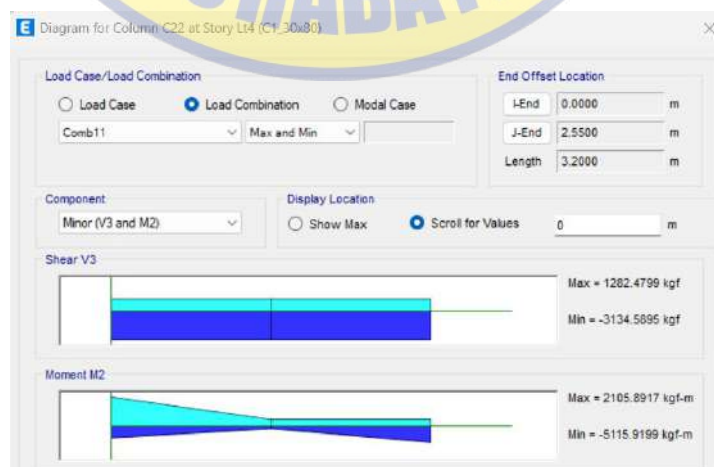
Dari output gaya dalam ETABS diperoleh :

Pu : 312040,123 kg
: 3120401,23 N
Momen x : 4670,2669 kgm
: 46702669 Nmm
Momen y : 52347,6123 kgm
: 523476123 Nmm

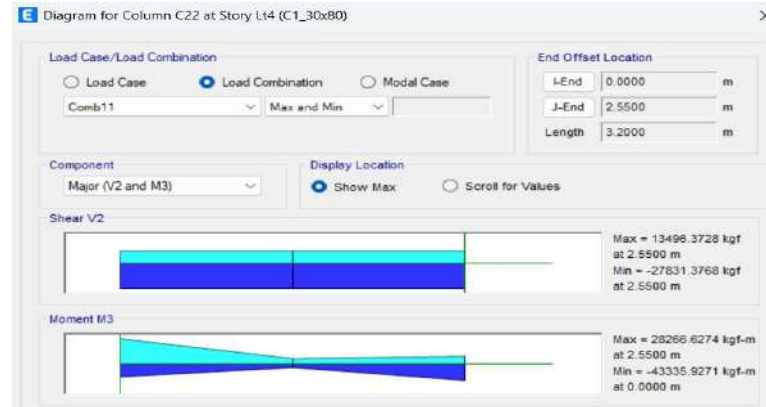
b. Gaya dalam untuk kolom diatas kolom atas



Gambar 4. 29 Gaya Axial kolom Lt-3 Lantai 2, As (B,2)



Gambar 4. 30 Momen dan geser arah x kolom Lt-3 Lantai 2, As (B,2)



Gambar 4. 31 Momen dan geser arah y kolom Lt-3 Lantai 2, As (B,2)

Dari output gaya dalam ETABS diperoleh :

P_u : 241154,295 kg
 : 2411542.95 N
 Momen x : 5115,9199 kgm
 : 51159199 Nmm
 Momen y : 43335,9271 kgm
 : 433359271 Nmm

3. Persyaratan Kolom SRPMK (sistem rangka penahan momen khusus)

a. Syarat gaya aksial

$$P_u > 0.1 A_g \cdot f_c' \dots\dots\dots (4.66)$$

$$3120401,23 > 0.1 \times 300 \times 800 \times 25$$

$$3120401,23 \text{ N} > 600000 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi})$$

b. Syarat sisi terpendek

Ukuran kolom 300x800

$$b \geq 300$$

$$300 \geq 300 \quad (\text{Memenuhi})$$

c. Syarat rasio dimensi penampang

$$\frac{b}{h} \geq 0,4 \dots\dots\dots(4.67)$$

$$\frac{300}{800} \geq 0,4$$

$$0,375 \geq 0,4 \text{ (Tidak Memenuhi)}$$

d. Syarat rasio tulangan

Syarat rasio tulangan $\rho \leq 6\%$

Terpasang 24 D 22 ,

$$A_s = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) \dots\dots\dots(4.68)$$

$$= 24 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 9123,185 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} \dots\dots\dots(4.69)$$

$$= \frac{9123,185}{300 \times 800} = 3,801\%$$

$$3,801\% \leq 6\% \text{ (Memenuhi)}$$

4. Perhitungan kapasitas aksial tulangan Kolom C1 terhadap penahan lentur

Tulangan terpasang 24 D 22

$$A_{st} = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) \dots\dots\dots(4.70)$$

$$= 24 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 9123,185 \text{ mm}^2$$

$$\phi P_n = 0,80 \cdot \phi \cdot [0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \dots\dots\dots(4.71)$$

$$\phi = 0,65$$

$$\phi P_n = 0,80 \times 0,65 \times [0,85 \times 30 \times (300 \times 800 - 9123,185) + 390 \times 9123,185]$$

$$= 4401370,74 \text{ N}$$

Kontrol

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$3120401,23 \text{ N} \leq 4401370,74 \text{ N} \dots(\text{OK})$$

5. Perhitungan SCWB (*strong column weak beam*) kolom C1

Berdasarkan SNI 2874:2019 Pasal 18.7.3.2, kekuatan kolom harus memenuhi

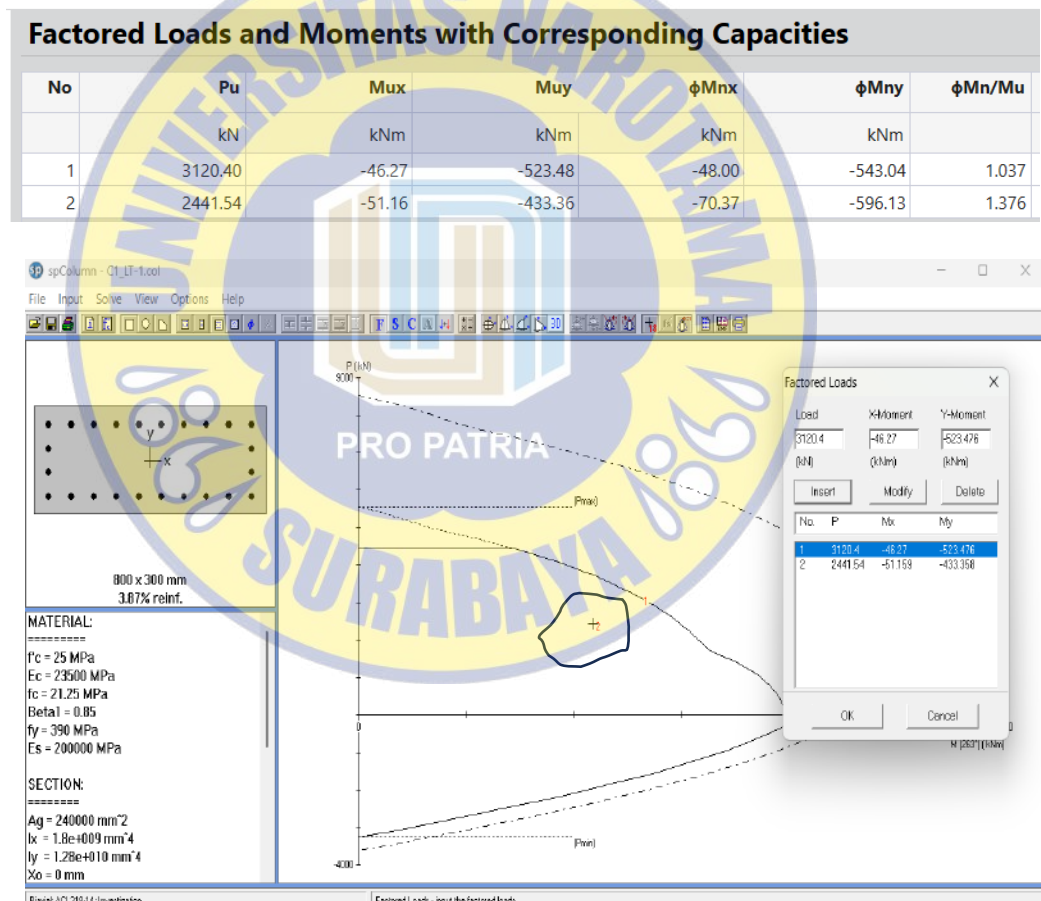
Nilai :

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \dots\dots\dots (4.72)$$

a. Perhitungan menentukan nilai M_{nc}

Untuk menentukan nilai M_{nc} , didapatkan dari diagram interaksi P-M antara kolom atas dan kolom bawah yg ditinjau dengan program batu *SpColumn*.

Dengan input gaya gaya dalam hasil dari ETABS.



Gambar 4. 32 Diagram interaksi kolom Lt-2 Lantai 2, As (B,2)

Dari gambar hasil SpColumn diatas didapatkan nilai sebagai berikut

M_{nc} kolom desain arah x = 48,00 KNm

M_{nc} kolom desain arah y = 543,04 KNm

$$M_{nc} \text{ kolom atas arah } x = 70,37 \text{ KNm}$$

$$M_{nc} \text{ kolom atas arah } y = 596,13 \text{ KNm}$$

$$\Sigma M_{nc} \text{ arah } x$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} \text{ arah } x &= M_{nc} \text{ kolom desain arah } y + M_{nc} \text{ kolom atas arah } y \\ &= 48,00 + 70,37 \\ &= 118,37 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} \text{ arah } y &= M_{nc} \text{ kolom desain arah } y + M_{nc} \text{ kolom atas arah } y \\ &= 543,04 + 596,13 \\ &= 1139,17 \text{ KNm} \end{aligned}$$

b. Perhitungan menentukan nilai M_{nb} Arah X

Balok yang terpasang sesuai gambar BU2 dimensi 250mm x 550mm

As tulangan atas balok : 5 D 19

$$A_s = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots\dots\dots (4.73)$$

$$= 6 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 = 1417,64 \text{ mm}^2$$

As tulangan bawah balok : 3 D 19 = 850,58 mm²

$$A_s = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots\dots\dots (4.74)$$

$$= 3 \times 0,25 \times \pi \times 19^2 = 850,58 \text{ mm}^2$$

$$d = h - c_c - d_s - 0,5d_b$$

$$= 550 - 25 - 10 - 0,5 \times 19$$

$$= 506 \text{ mm}$$

M_{nb} Untuk tulangan balok atas (-) :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c' \cdot b \cdot w} \dots\dots\dots (4.75)$$

$$= \frac{1417,64 \times 390}{0,85 \times 25 \times 300}$$

$$= 104,07 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = As.fy (d - \frac{a}{2}) \dots\dots\dots(4.76)$$

$$= 1417,64 \times 390 \times (506 - \frac{104,07}{2})$$

$$= 225640550 \text{ Nmm}$$

Mnb^+ Untuk tulangan balok bawah (+) :

$$a = \frac{As.fy}{0.85fc'.bw} \dots\dots\dots(4.77)$$

$$= \frac{850,58 \times 390}{0.85 \times 25 \times 300}$$

$$= 64,44 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = As.fy (d - \frac{a}{2}) \dots\dots\dots(4.78)$$

$$= 850,58 \times 390 \times (506 - \frac{64,44}{2})$$

$$= 141598573 \text{ Nmm}$$

Maka :

$$\Sigma Mnb = Mnb^- + Mnb^+$$

$$= 225640550 + 141598573$$

$$= 367239123 \text{ Nmm}$$

$$1,2 \Sigma Mnb = 1,2 \times 367239123 = 440686947.6 \text{ Nmm} = 440,68 \text{ KNm}$$

Kontrol :

$$\Sigma Mnc \geq 1.2 \Sigma Mnb$$

$$118,37 \text{ KNm} \geq 440,68 \text{ KNm} \dots\dots(\text{Tdk OK}) \text{ perlu perkuatan}$$

c. Perhitungan menentukan nilai Mnb Arah y

Balok yang terpasang sesuai gambar BU1 dimensi 300mmx600mm

As tulangan atas balok : 8 D 22

$$A_s = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) \dots\dots\dots(4.79)$$

$$= 8 \times 0,25 \times \pi \times 33^2 = 3041,06 \text{ mm}^2$$

As tulangan bawah balok : 5 D 22

$$A_s = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) \dots\dots\dots(4.80)$$

$$= 5 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$d = h - cc - ds - 0,5db$$

$$= 650 - 25 - 10 - 0,5.22$$

$$= 604 \text{ mm}$$

Mnb^- Untuk tulangan balok atas (-)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_c' \cdot b_w} \dots\dots\dots(4.81)$$

$$= \frac{3041,06 \times 390}{0.85 \times 25 \times 300}$$

$$= 168,04 \text{ mm}$$

$$Mnb^- = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(4.82)$$

$$= 3041,06 \times 390 \times \left(604 - \frac{168,04}{2} \right)$$

$$= 545425759 \text{ Nmm}$$

Mnb^+ Untuk tulangan balok bawah (+)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_c' \cdot b_w} \dots\dots\dots(4.83)$$

$$= \frac{1900,66 \times 390}{0.85 \times 25 \times 300}$$

$$= 116,28 \text{ mm}$$

$$Mnb^+ = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots(4.84)$$

$$= 1900,66 \times 390 \times \left(604 - \frac{116,28}{2} \right)$$

$$= 364162541 \text{ Nmm}$$

Maka :

$$\sum Mnb = Mnb^- + Mnb^+$$

$$= 545425759 + 364162541$$

$$= 909588300 \text{ Nmm}$$

$$1,2 \sum Mnb = 1,2 \times 909588300 = 1091505960 \text{ Nmm} = 1091,50 \text{ KNm}$$

Kontrol

$$\sum Mnc \geq 1.2 \sum Mnb$$

$$1130,17 \text{ KNm} \geq 1091,50 \text{ KNm} \dots\dots (\text{OK}) \text{ tidak perlu perkuatan}$$

6. Perhitungan kapasitas tulangan Kolom C1 terhadap penahan geser

Kolom yang terpasang sesuai gambar C dimensi 300mm x 800mm

As tulangan kolom : 24 D 22

$$As = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) \dots\dots\dots (4.85)$$

$$= 24 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 9123,18 \text{ mm}^2$$

$$d = h - cc - ds - 0,5db$$

$$= 800 - 30 - 10 - 0,5 \times 22$$

$$= 749 \text{ mm}$$

$$Ln \text{ kolom} = 3200 - 650 = 2550 \text{ mm}$$

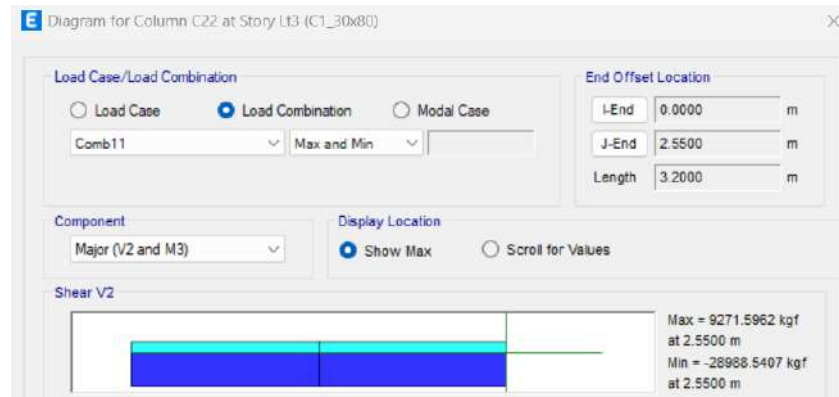
Dari output gaya dalam ETABS diperoleh :

$$Pu : 312040,123 \text{ kg}$$

$$: 3120401,23 \text{ N}$$

$$Vu : 28988,5407 \text{ kg}$$

$$: 289885,407 \text{ N}$$



Gambar 4. 33 Geser kolom Lt-2 Lantai 2, As (B,2)

a. Perhitungan Nilai gaya geser maksimum yang mungkin terjadi (V_e)

Untuk menentukan nilai V_e dihitung sebagai berikut :

$$V_e = \frac{(M_{pr}^{atas} \cdot DF_{atas} + M_{pr}^{bawah} \cdot DF_{bawah})}{L_n} \dots\dots\dots (4.86)$$

$$DF_{atas} = DF_{bawah} = 0,5$$

i. Perhitungan nilai M_{pr}

Berdasarkan data struktur eksisting dipakai tulangan Balok BU1 untuk tumpuan dipasang tulangan 8D22 (lapis atas) dan 5D22 (lapis bawah),

$$A_s^- = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots\dots\dots (4.87)$$

$$= 8 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 3041,06 \text{ mm}^2$$

$$A_s^{+-} = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \dots\dots\dots (4.88)$$

$$= 5 \times 0,25 \times \pi \times 22^2 = 1900,66 \text{ mm}^2$$

$$d = h - c_c - d_s - 0,5d_b$$

$$= 650 - 25 - 10 - 0,5 \cdot 22$$

$$= 604 \text{ mm}$$

$$M_{pr} = 1,25 A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \dots\dots\dots (4.89)$$

Untuk tulangan atas (-)

$$a^- = \frac{As.1,25.f_y}{0.85f_c'.bw} \dots\dots\dots(4.90)$$

$$= \frac{3041,06x.1,25x390}{0.85x25x300}$$

$$= 232,55 \text{ mm}$$

$$Mpr^- = 1,25As.f_y (d - \frac{apr}{2}) \dots\dots\dots(4.91)$$

$$= 1,25x3041,06x390 (604 - \frac{232,55}{2})$$

$$= 723059567 \text{ Nmm}$$

Untuk tulangan bawah (+)

$$a^+ = \frac{As.1,25.f_y}{0.85f_c'.bw} \dots\dots\dots$$

$$= \frac{1900,66x.1,25x390}{0.85x25x300}$$

$$= 145,35 \text{ mm}$$

$$Mpr^+ = 1,25As.f_y (d - \frac{apr}{2}) \dots\dots\dots(4.92)$$

$$= 1,25x1900,66x390 (604 - \frac{145,35}{2})$$

$$= 492314037 \text{ Nmm}$$

$$Mpr = Mpr^- + Mpr^+$$

$$= 723059567 + 492314037$$

$$= 1215373604 \text{ Nmm}$$

$$Mpr^{atas} = Mpr^{bawah} = 1215373604 \text{ Nmm}$$

ii. Perhitungan nilai V_e

$$V_e = \frac{(Mpr^{atas}.DF_{atas} + Mpr^{bawah}.DF_{bawah})}{Ln} \dots\dots\dots(4.93)$$

$$V_e = \frac{(1215373604 x 0,5 + 1215373604 x 0,5)}{2550}$$

$$V_e = 476617 \text{ N}$$

b. Syarat tulangan geser kolom

Berdasarkan SNI 2874:2019 Pasal 18.7.6.2, tahanan geser kolom boleh diasumsikan 0, apabila memenuhi syarat berikut :

i. $0,5V_u < V_e$ (4.94)

$$0,5 \times 289885,407 < 476617$$

$$144942,70 \text{ N} < 476617 \text{ N} \text{(OK)}$$

ii. $P_u < \frac{A_g \cdot f_c'}{20}$ (4.95)

$$3120401,23 \text{ N} < \frac{300 \times 800 \times 25}{20}$$

$$3120401,23 \text{ N} < 300000 \text{ N} \text{(TDK OK)}$$

Berdasarkan syarat di atas maka nilai V_c diperhitungkan

c. Perhitungan tahanan geser beton (V_c) untuk kolom yng diperhitungkan adanya beban axial

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{N_u}{A_g}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \text{(4.96)}$$

$$= 0,17 \times \left(1 + \frac{3120401,23}{300 \times 800}\right) \times 1 \times \sqrt{25} \times 300 \times 749$$

$$= 445708.21 \text{ N}$$

d. Perhitungan kekuatan geser nominal pada tulangan geser (V_s)

Sesuai gambar *as-built drawing* tulangan geser yng dipasang tulangan geser

3 kaki $\Theta 10-100$

$$A_v = n \left(\frac{1}{4} \pi d b^2 \right) \text{ (4.97)}$$

$$= 3 \times 0,25 \times \pi \times 10^2$$

$$= 235.62 \text{ mm}^2$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \dots\dots\dots (4.98)$$

$$= \frac{235.62 \times 240 \times 749}{100}$$

$$= 423550 \text{ N}$$

e. Perhitungan kekuatan geser nominal (V_n)

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots (4.99)$$

$$= 445708,21 + 423550$$

$$= 869257,73 \text{ N}$$

f. Kontrol

$$\phi V_n \geq V_e$$

$$0,75 \times 869257,73 \geq 476617 \text{ N}$$

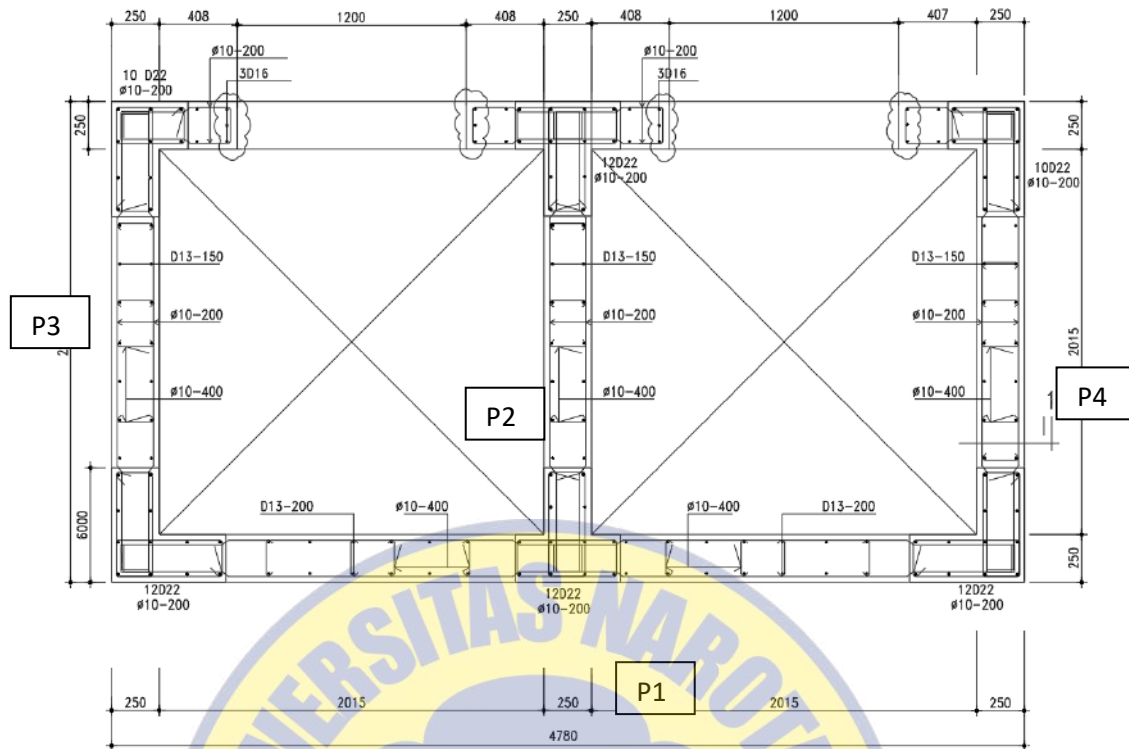
$$651943,30 \text{ N} \geq 476617 \text{ N} \dots\dots(\text{OK}) \text{ tdk perlu perkuatan}$$

4.4.3 Analisis dinding geser (shearwall)

Pada gedung hotel Fave Sudirman Bojonegoro terdapat 1 dinding geser yaitu *Corewall*. *Corewall* terbentuk dari kombinasi beberapa dinding geser yang terkonfigurasi membentuk suatu inti dan umumnya di tempatkan pada pusat geometri gedung.

Analisis dilakukan dengan memecah konfigurasi *Corewall* menjadi beberapa segmen dinding geser yang selanjutnya di modelkan menggunakan program bantu SpColumn sama seperti Analisis pada *shearwall*.

Data data terkait *Corewall* diambil sesuai gambar dari *asbuilt drawing* dengan konfigurasi struktur ditunjukkan pada gambar dibawah ini :



Gambar 4. 34 Detail dinding geser

Dalam Analisis dinding geser diambil contoh 1 type segmen P3 sesuai gambar *As-built drawing* , untuk Analisis tipe lainnya akan ditabelkan sebagai Lampiran.

1. Data Dinding geser P3

Mutu beton (f_c') : K300 kg/cm² ($f_c' = 25$ Mpa)

Mutu Baja (f_y) : 390 Mpa untuk Tulangan utama >12
240 Mpa untuk tulangan geser ≤ 12

Panjang (l_w) : 2515 mm

Tinggi total (h_w) : 22300 mm

Tinggi yang di tinjau (S_w) : 4500 mm

Tebal (h) : 250 mm

Tebal deking (cc) : 30 mm

Diameter tulangan web (db) : 13 mm

Diameter tulangan boundary (db) : 16 mm

Diameter tulangan geser (ds) : 10 mm

2. Kontrol ketebalan dinding

a. Menurut SNI 2874:2019 Pasal 11.3.1 tabel 11.3.1.1

- $100 \text{ mm} \leq h = 250 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$
- $\frac{1}{25}$ nilai terkecil dari panjang dan tinggi tidak tertumpu.

$$\frac{1}{25} \times lw = \frac{1}{25} \times 2515 = 100,6 \text{ mm} \leq h = 250 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$$

$$\frac{1}{25} \times Sw = \frac{1}{25} \times 4500 = 180 \text{ mm} \leq h = 250 \text{ mm} \dots\dots(\text{OK})$$

3. Analisis ketebalan dinding terhadap gaya geser

Dari output ETABS didapatkan gaya-gaya dalam untuk P3 diambil nilai kombinasi terbesar dalam 1 case.

Tabel 4. 30 Gaya dalam dinding geser

TABLE: Pier Forces											
Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
						kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m	kgf-m
Lt3	P3	Comb8	Combination	Min	Top	-327753.08	-302454.49	0.00	0.00	0.00	-378233.82

$$Vu = 302454,49 \text{ kg}$$

$$Vu = 3024544,9 \text{ N}$$

Berdasarkan SNI 2874:2019 Pasal 15.5.4.3 kuat geser nominal dinding tidak

boleh melebihi $0,83\sqrt{f'c'} \cdot h \cdot d$ dengan nilai $d = 0,8lw$

$$Vu < 0,83\sqrt{f'c'} \cdot h \cdot d \dots\dots\dots(4.100)$$

$$3024544,9 < 0,83\sqrt{25} \times 250 \times 0,8 \times 4780$$

$$3024544,9 \text{ N} < 2087450 \text{ N} \dots\dots(\text{TDK OK})$$

Ketebalan dinding struktural segmen P3 tdk mampu untuk menahan geser yg terjadi.

4. Analisis tulangan longitudinal dan trasnversal

a. Rasio tulangan minimum

Berdasarkan SNI 2874:2019 Pasal 18.10.2 untuk Rasio tulangan minimal sebagai berikut :

$$V_u > 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (4.101)$$

$$A_{cv} = h \cdot lw = 250 \times 2515 = 628750 \text{ mm}^2$$

$\lambda = 1$diambil dari tabel SNI 2874:2019 tabel 19.2.4.2 untuk beton normal

$$3024544,9 > 0,083 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$3024544,9 > 0,083 \times 628750 \times 1 \times \sqrt{25}$$

$$3024544,9 \text{ N} > 260931,25 \text{ N (OK)}$$

Karena nilai V_u melebihi nilai $0,083 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}$ maka rasio minimum ditentukan sesuai tabel SNI 2874:2019 tabel 11.6.1 sebesar untuk tulangan longitudinal 0,0015 dan untuk tulangan transversal 0,0025.

b. Kebutuhan lapis tulangan

Berdasarkan SNI 2874:2019 Pasal 18.10.2 untuk jumlah lapis tulangan dinding geser ditentukan apabila $V_u > 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'}$ dipakai 2 lapis tulangan.

$$V_u > 0,17 \cdot A_{cv} \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (4.102)$$

$$3024544,9 > 0,17 \times 628750 \times 1 \times \sqrt{25}$$

$$3024544,9 \text{ N} > 534437,5 \text{ N (OK) dipakai 2 lapis}$$

c. Perhitungan kapasitas tulangan terpasang

i. Tulangan longitudinal

Sesuai gambar *as built drawing* dipasang tulangan 2 lapis D13-150

$$\begin{aligned}
 \text{As minimal} &= \text{rasio minimal} \times h \times Lw/m \\
 &= 0,0015 \times 250 \times 1000 \\
 &= 375 \text{ mm}^2/m = 0,375 \text{ mm}^2/mm
 \end{aligned}$$

$$\text{As pasang} = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) = 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\text{As pasang}}{\text{As minimal}}$$

$$= \frac{265,33}{0,375}$$

$$= 707,55 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} = 150 \text{ mm} < 707,55 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

ii. Tulangan trasnversal

Sesuai gambar *asbuilt drawing* dipasang tulangan 2 kaki $\emptyset$ 10-200

$$\begin{aligned}
 \text{As minimal} &= \text{rasio minimal} \times h \times Lw/m \\
 &= 0,0025 \times 250 \times 1000 \\
 &= 625 \text{ mm}^2/m = 0,625 \text{ mm}^2/mm
 \end{aligned}$$

$$\text{As pasang} = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\text{As pasang}}{\text{As minimal}}$$

$$= \frac{157}{0,625}$$

$$= 251,2 \text{ mm}$$

$$S \text{ pakai} 200 \text{ mm} < 251,2 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

5. Analisis kuat Geser nominal V_n

Perhitungan kuat geser nominal dinding geser Berdasarkan SNI 2874:2019

Pasal 18.10.4 dengan perhitungan sebagai berikut:

$$V_n = A_{cv} \cdot \left(\alpha_c \lambda \cdot \sqrt{f_c'} + \rho_t \cdot f_y \right) \dots\dots\dots (4.103)$$

Dimana :

Nilai α_c diambil dari :

0,25 apabila $\frac{hw}{lw} \leq 1,5$

0,17 apabila $\frac{hw}{lw} \geq 2$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{22300}{2515} = 8,87 \text{ karena nilai } > 2 \text{ maka nilai } \alpha_c = 0,17$$

Sesuai gambar *asbuilt drawing* dipasang tulangan 2 kaki $\Theta 10-200$

$$A_s \text{ pasang} = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) = 2 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{S \cdot h} = \frac{157}{200 \times 250} = 0,00314$$

$$A_{cv} = h \cdot lw = 250 \times 2515 = 628750 \text{ mm}^2$$

$\lambda = 1$diambil dari tabel SNI 2874:2019 tabel 19.2.4.2 untuk beton normal

Maka nilai V_n adalah :

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \lambda \cdot \sqrt{f'c} + \rho_t \cdot f_y) \dots\dots\dots (4.104)$$

$$V_n = 628750 \cdot (0,17 \times 1 \times \sqrt{25} + 0,00314 \times 240) = 1008263,5 \text{ N}$$

$$\Phi V_n = 0,75 \times 1008263,5$$

$$= 756197,625 \text{ N}$$

Kontrol

$$\Phi V_n \geq V_u$$

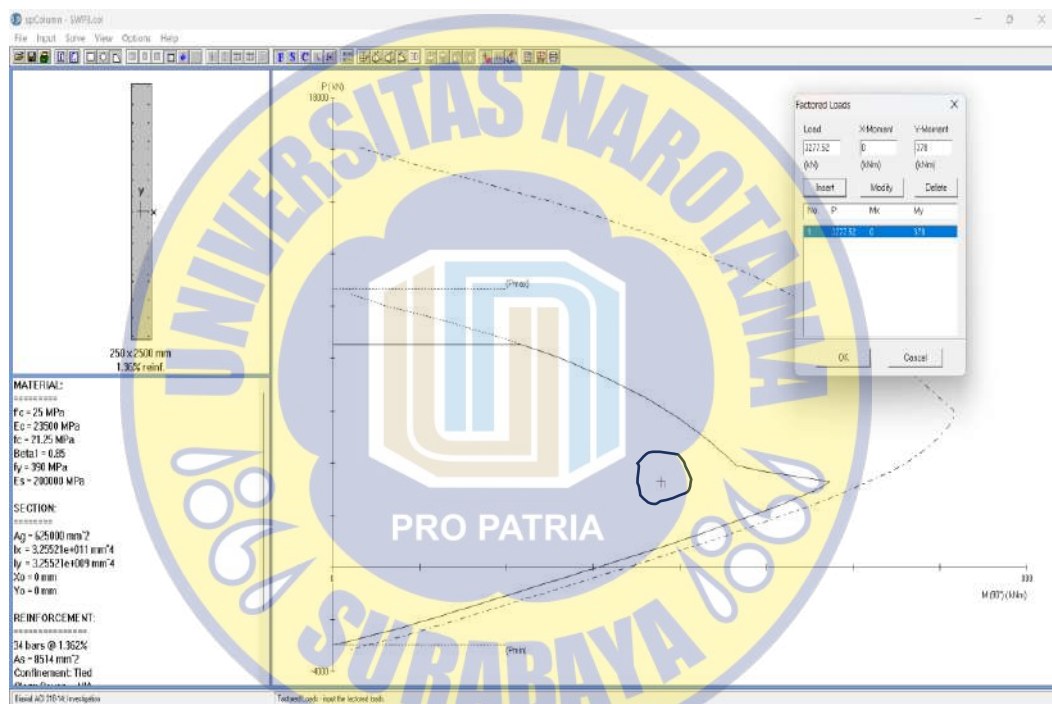
$$756197,625 \text{ N} \geq 3024544,9 \text{ N (TDK OK) perlu perkuatan}$$

Dari perhitungan diatas dinding struktural tidak mampu menahan Geser

6. Analisis dinding Geser terhadap kombinasi aksial dan lentur

Perhitungan dinding geser struktural terhadap kuat lentur dan aksial diperoleh dengan membuat diagram interaksi dengan program SpColumn. Gaya gaya yang diinput adalah gaya dari output ETABS pada Tabel 4.29 adalah :

$$\begin{aligned} P_u &= 327752,08 \text{ kg} \\ &= 3277520,8 \text{ N} \\ \mu_u &= 378233,82 \text{ kgm} \\ &= 3782338200 \text{ Nmm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 35 Diagram interaksi dinding geser P3

Dari gambar diatas dapat dilihat diagram interaksi dinding struktural mampu menahan gaya aksial dan momen yang terjadi.

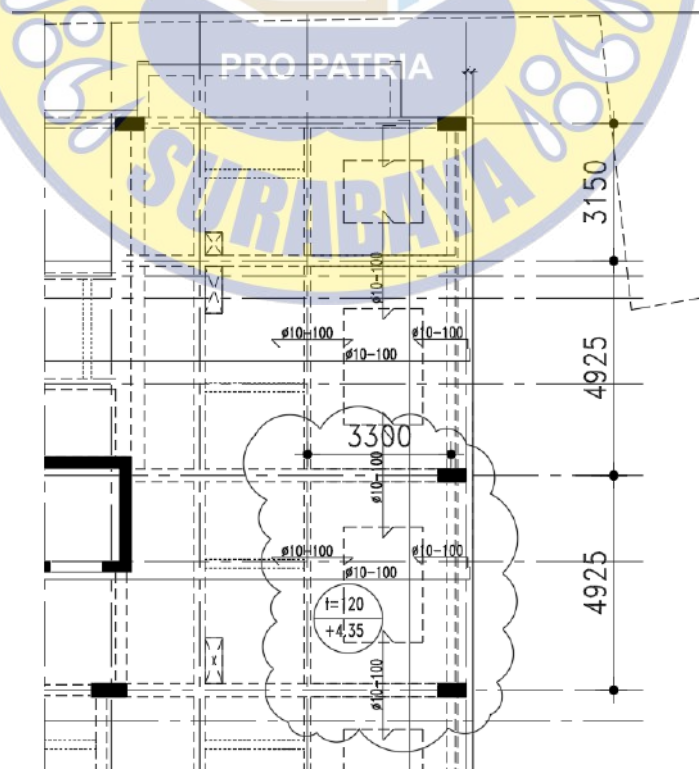
4.4.4 Analisis plat lantai

Struktur plat lantai yang dihitung pada bab ini merupakan plat lantai yang dikelilingi oleh balok. Plat lantai ini digunakan pada lantai 2 sampai dengan lantai atap.

Plat lantai yang ditinjau adalah area plat dengan luas terbesar yang ada pada lantai 2 , as (2-3,F-G).

1. Data eksiting

Plat Type	: lantai 2 , as (2-3,F-G)
Mutu beton (fc')	: K300 kg/cm ² (fc' =25 Mpa)
Mutu Baja (fy)	: 390 Mpa untuk Tulangan utama >12 240 Mpa untuk tulangan geser ≤ 12
Tebal plat lantai (t)	: 120 mm
Tebal deking (cc)	: 20 mm
Diameter tulangan (ds)	: 10 mm
Lebar plat (Lx)	: 3300 mm
Panjang plat (Ly)	: 4925 mm
Rasio lebar plat	: $l_y/l_x = 4925/3300 = 1,495 < 2$ (plat 2 arah)



Gambar 4. 36 Detail plat lt-2

2. Perhitungan pembebanan

a. Beban mati (Q_{DL})

Tabel 4. 31 perhitungan beban mati plat lantai

No	Komponen	Beban	satuan
1	Plat lantai $t=120\text{mm} = (0,12 \times 24 \text{ kN/m}^2)$	2.88	kN/m ²
2	Keramik (19mm)+Mortal (25mm)	1.10	kN/m ²
3	Beban Plafond dan penggantung (Gypsum board)	0.12	kN/m ²
4	Beban Mekanikal elektrik	0.19	kN/m ²
5	Beban Plumbing	0.20	kN/m ²
	Total :	4.49	kN/m ²
	Qdl :	449.00	kg/m²

Sumber : hasil analisis hitungan 2025

b. Beban hidup (Q_{LL})

Tabel 4. 32 Beban hidup plat lantai

No	Komponen	Beban Hidup (kN/m ²)	Beban Hidup (Kg/m ²)
1	Ruang Hunian	1.92	192
2	Loby	4.79	479
3	Koridor	4.79	479
4	Tangga	4.79	479
5	Toilet	4.79	479
6	Gudang	4.79	479

Sumber : SNI1727:2020

Plat yang ditinjau adalah untuk ruang hunian, maka beban hidup yang dipakai **192 kg/m²**

c. Kombinasi pembebanan (Q_{LL})

Sesuai SNI 1726:2019 kombinasi untuk plat dipakai sbb :

$$Qu_1 = 1,4 Q_{DL} = 1,4 \times 449 \text{ kg/m}^2 = 628,6 \text{ kg/m}^2$$

$$Qu_2 = 1,2 Q_{DL} + 1,6 Q_{LL}$$

$$= 1,2 \times 449 \text{ kg/m}^2 + 1,4 \times 192 \text{ kg/m}^2$$

$$= 846 \text{ kg/m}^2$$

Untuk kombinasi beban dipakai yang terbesar yaitu $Q_u = 846.00 \text{ kg/m}^2$

3. Perhitungan Analisis gaya dalam

Analisis momen pada plat lantai 2 dihitung menggunakan tata cara perhitungan di PBI 1971, Untuk hasil perhitungan dengan cara PBI 1971 akan di bandingkan dengan hasil output ETABS, dan akan diambil nilai yang terbesar.

a. Analisis momen plat dengan PBI 1971

Untuk perhitungan momen plat berdasarkan PBI 1971 tabel 13.3.1, didapatkan persamaan momen dengan nilai rasio lebar plat $l_y/l_x = 1,495$. Plat lantai diasumsikan keempat sisinya terjepit penuh.

Tabel 4. 33 Momen plat lantai

Momen di dalam plat persegi yang menjempu pada keempat tepinya akibat beban terbagi rata

l_y/l_x	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	>2.5	
I	Mix = +0.001 qlx^2 X	44	52	59	66	73	78	84	88	93	97	100	103	106	108	110	112	125
	Mly = +0.001 qlx^2 X	44	45	45	44	44	43	42	40	39	38	37	36	35	34	33	32	25
II	Mix = +0.001 qlx^2 X	21	25	28	31	34	36	37	38	40	40	41	41	41	42	42	42	42
	Mly = +0.001 qlx^2 X	21	21	20	19	18	17	16	14	13	12	12	11	11	11	10	10	8
	Mix = -0.001 qlx^2 X	52	59	64	69	73	76	79	81	82	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mly = -0.001 qlx^2 X	52	54	56	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57
III	Mix = +0.001 qlx^2 X	28	33	36	43	49	48	51	53	55	57	58	59	59	60	61	61	63
	Mly = +0.001 qlx^2 X	28	28	28	27	26	25	23	23	22	21	19	18	17	17	16	16	13
	Mix = -0.001 qlx^2 X	68	77	85	92	98	103	107	111	115	116	118	119	120	121	122	122	125
	Mly = -0.001 qlx^2 X	68	72	74	76	77	77	78	78	78	78	79	79	79	79	79	79	79
IVA	Mix = +0.001 qlx^2 X	22	28	34	42	49	55	62	68	74	80	85	89	93	97	100	103	125
	Mly = +0.001 qlx^2 X	22	25	27	29	30	31	31	31	31	30	29	28	27	26	25	25	25
	Mix = -0.001 qlx^2 X	70	79	87	94	100	105	109	113	115	117	119	120	121	122	123	123	125
IVB	Mix = +0.001 qlx^2 X	32	34	36	38	39	40	41	41	42	42	42	42	42	42	42	42	42
	Mly = +0.001 qlx^2 X	22	20	18	17	15	14	13	12	11	10	10	10	9	9	9	9	8
	Mix = -0.001 qlx^2 X	70	74	77	79	81	82	83	84	84	84	84	84	83	83	83	83	83
VA	Mix = +0.001 qlx^2 X	31	38	45	53	60	66	72	78	83	88	92	96	99	102	105	108	125
	Mly = +0.001 qlx^2 X	37	39	41	41	42	42	41	41	40	39	38	37	36	35	34	33	25
	Mix = -0.001 qlx^2 X	64	92	99	104	109	112	115	117	119	121	123	123	123	123	124	124	125
VB	Mix = +0.001 qlx^2 X	37	41	45	48	51	53	55	56	58	59	60	60	60	61	61	62	63
	Mly = +0.001 qlx^2 X	31	30	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	16	15	13
	Mix = -0.001 qlx^2 X	84	92	98	103	108	111	114	117	119	120	121	122	122	123	123	124	125
VIA	Mix = +0.001 qlx^2 X	21	26	31	36	40	43	46	49	51	53	55	56	57	58	59	60	63
	Mly = +0.001 qlx^2 X	26	27	28	28	27	26	25	23	22	21	21	20	20	19	19	18	13
	Mix = -0.001 qlx^2 X	55	65	74	82	89	94	99	103	106	110	114	116	117	118	119	120	125
	Mly = -0.001 qlx^2 X	60	65	69	72	74	76	77	78	78	78	78	78	78	78	78	79	79
VIB	Mix = +0.001 qlx^2 X	26	29	32	35	36	38	39	40	40	41	41	42	42	42	42	42	42
	Mly = +0.001 qlx^2 X	21	20	19	18	17	15	14	13	12	12	11	11	10	10	10	10	8
	Mix = -0.001 qlx^2 X	60	66	71	74	77	79	80	82	83	83	83	83	83	83	83	83	83
	Mly = -0.001 qlx^2 X	55	57	57	57	58	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57	57












————— = Terletak bebas
 ————— = Terjepit penuh

Sumber : PBI.71

Dari hasil tabel diatas dengan nilai $l_y/l_x = 1,495$, di dapatkan perhitungan momen dan nilai konstanta x sebagai berikut :

i. Momen pada plat

$$M_{lx} = 0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2 \cdot X \dots\dots\dots (4.106)$$

$$M_{ly} = 0,001 \cdot Q_u \cdot L_y^2 \cdot X \dots\dots\dots (4.107)$$

$$M_{tx} = -0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2 \cdot X \dots\dots\dots (4.108)$$

$$M_{ty} = -0,001 \cdot Q_u \cdot L_y^2 \cdot X \dots\dots\dots (4.109)$$

ii. Nilai konstanta x pada plat

$$X \text{ untuk } M_{lx} = 36$$

$$X \text{ untuk } M_{ly} = 17$$

$$X \text{ untuk } M_{tx} = 76$$

$$X \text{ untuk } M_{ty} = 57$$

iii. Perhitungan besaran momen pada plat

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2 \cdot X \\ &= 0,001 \times 846 \times 3,3^2 \times 36 \\ &= 331,6658 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0,001 \cdot Q_u \cdot L_y^2 \cdot X \\ &= 0,001 \times 846 \times 4,925^2 \times 17 \\ &= 156,6200 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0,001 \cdot Q_u \cdot L_x^2 \cdot X \\ &= - 0,001 \times 846 \times 3,3^2 \times 76 \\ &= - 700,1834 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= - 0,001 \cdot Q_u \cdot L_y^2 \cdot X \\ &= - 0,001 \times 846 \times 4,925^2 \times 57 \end{aligned}$$

$$= - 525,1376 \text{ kgm}$$

b. Analisis output ETABS

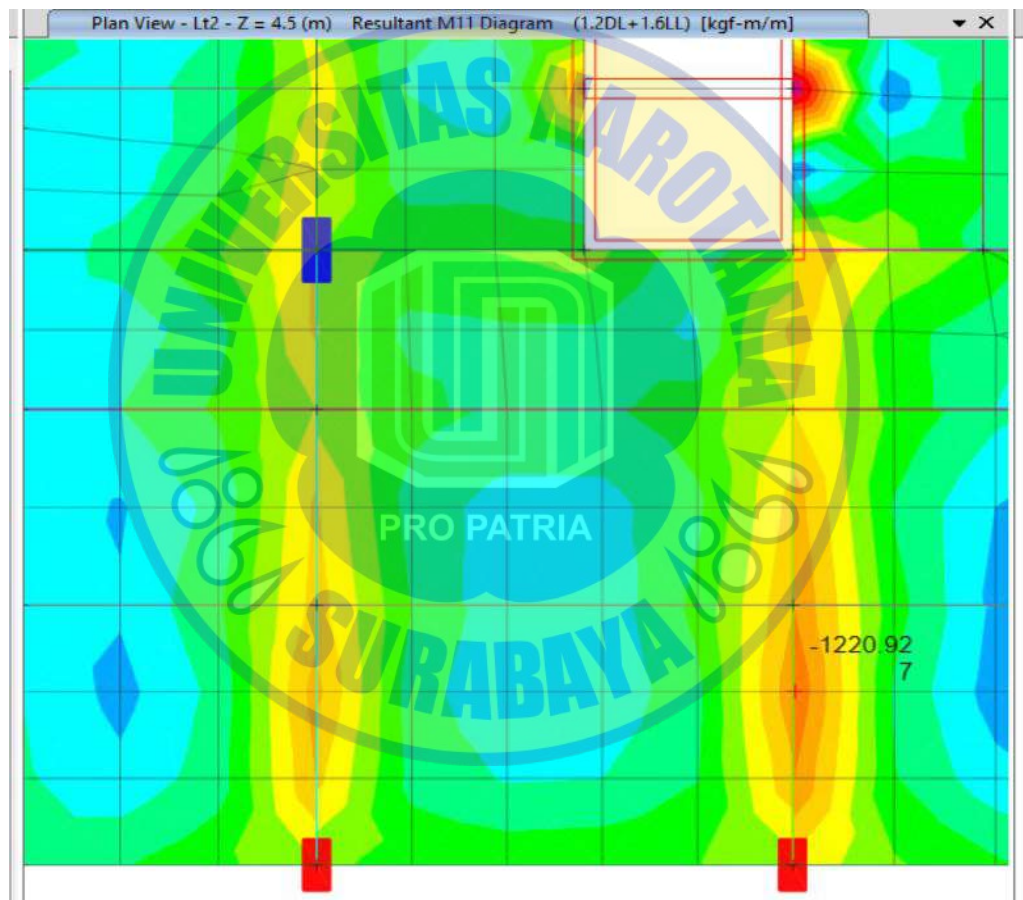
Dari output ETABS didapatkan nilai Momen pada plat sebagai berikut

$$M_{lx} = 452,237 \text{ kgm}$$

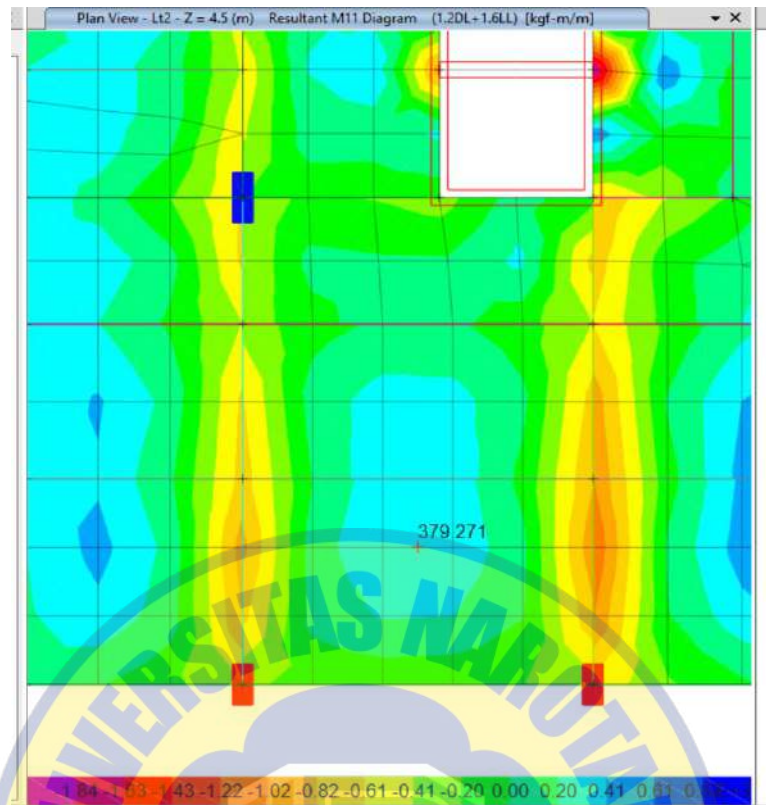
$$M_{ly} = 379,271 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = - 1220,92 \text{ kgm}$$

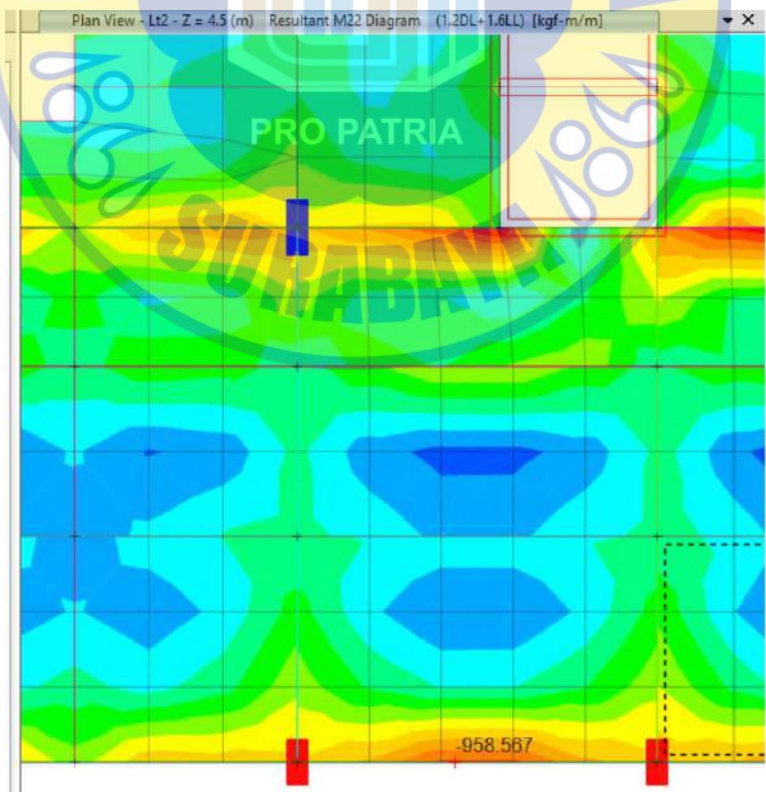
$$M_{ty} = - 958,567 \text{ kgm}$$



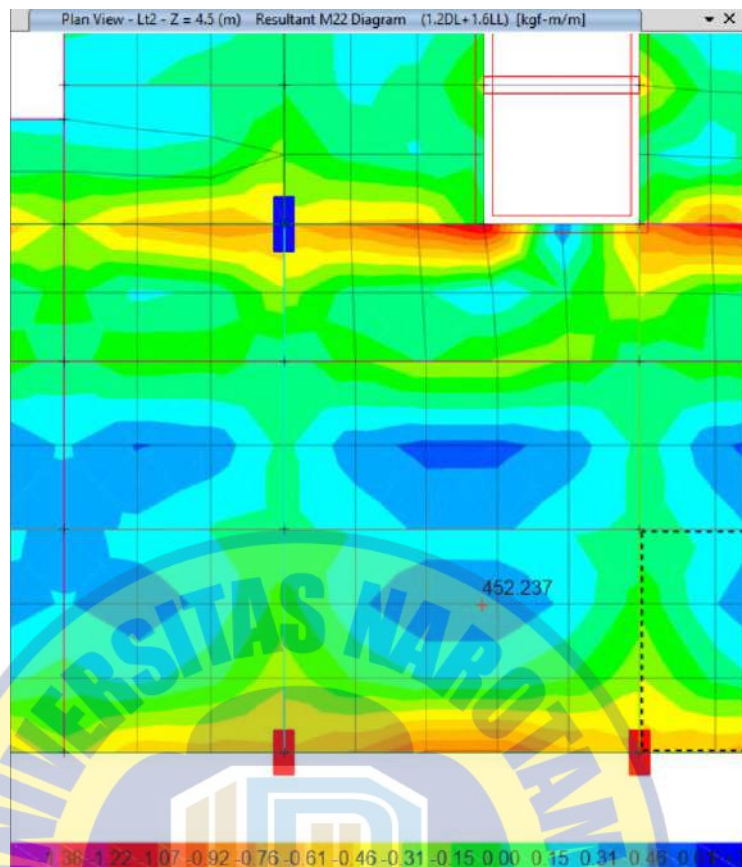
Gambar 4. 37 Momen tumpuan plat lantai arah X output ETABS



Gambar 4. 38 Momen lapangan plat lantai arah X output ETABS



Gambar 4. 39 Momen tumpuan plat lantai arah Y output ETABS



Gambar 4. 40 Momen lapangan plat lantai arah Y output ETABS

Dari hasil Analisis momen secara manual cara PBI 1971 dan Analisis ETABS, didapatkan momen yang menentukan adalah dari Analisis ETABS.

Nilai Momen yang di pakai Analisis untuk plat lantai sebagai berikut :

$$M_{lx} = 452,237 \text{ kgm}$$

$$M_{ly} = 379,271 \text{ kgm}$$

$$M_{tx} = - 1220,92 \text{ kgm}$$

$$M_{ty} = - 958,567 \text{ kgm}$$

4. Perhitungan Analisis kapasitas plat lantai

a. Tumpuan arah x

Berdasarkan data struktur eksisting plat lantai dipakai tulangan 2 lapis tulangan, $\Theta 10-100$ (lapis atas) dan $\Theta 10-100$ (lapis bawah), Untuk perhitungan kapasitas lentur sebagai berikut :

$$M_{utx} = 1220,92 \text{ kgm} = 12209200 \text{ Nmm}$$

$$A_s = n\left(\frac{1}{4}\pi db^2\right) = 1 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ aktual} = \frac{0,25 \times \pi \times db^2 \times b}{s} \dots\dots\dots (4.110)$$

$$= \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 1000}{100}$$

$$= 785,4 \text{ mm}^2$$

$$d_x = h - c_c - 0,5db$$

$$= 120 - 20 - 0,5 \times 10$$

$$= 95 \text{ mm}$$

$$d_y = h - c_c - db - 0,5db$$

$$= 120 - 20 - 10 - 0,5 \times 10$$

$$= 85 \text{ mm}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

Tinggi blok efektif ekivalen (a):

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c' \cdot b_w} \dots\dots\dots (4.111)$$

$$= \frac{785,4 \times 240}{0,85 \times 25 \times 1000} = 8,870 \text{ mm}$$

Jarak serat terjauh dari garis netral (c) :

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } 17 \leq f_c' \leq 28 \text{ Mpa}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots(4.112)$$

$$= \frac{8,87}{0,85}$$

$$= 10,44 \text{ mm}$$

Regangan (ϵ) :

$$\epsilon_{ty} = \frac{fy}{Es} \dots\dots\dots(4.113)$$

$$= \frac{240}{200000} = 0,0012$$

$$\epsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots(4.114)$$

$$= \frac{95-10,44}{10,44} \times 0,003 = 0,024$$

Faktor reduksi (Φ) :

Kondisi $\epsilon_t \geq 0,005$ maka $\Phi = 0,9$

Momen nominal

$$\Phi Mn = \Phi \times As \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \dots\dots\dots(4.115)$$

$$= 0,9 \times 785,4 \times 240 \times \left(95 - \frac{8,870}{2}\right)$$

$$= 15363958,12 \text{ Nmm}$$

Kontrol

$$\Phi Mn \geq Mu$$

$$15363958,12 \text{ Nmm} \geq 12209200 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

b. Lapangan arah x

Berdasarkan data struktur eksisting plat lantai dipakai tulangan 1 lapis tulangan,

Ø10-100, Untuk perhitungan kapasitas lentur sebagai berikut :

$$Mulx = 452,237 \text{ kgm} = 4522300 \text{ Nmm}$$

$$As = 1 \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 78,54 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ aktual} = \frac{0,25 \pi x d b^2 . b}{s} \dots\dots\dots (4.116)$$

$$= \frac{0,25 \pi x 10^2 . 1000}{100}$$

$$= 785,4 \text{ mm}^2$$

$$d_x = h - c_c - 0,5 d_b$$

$$= 120 - 20 - 0,5 . 10$$

$$= 95 \text{ mm}$$

$$d_y = h - c_c - d_b - 0,5 d_b$$

$$= 120 - 20 - 10 - 0,5 . 10$$

$$= 85 \text{ mm}$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$$

Tinggi blok efektif ekivalen (a):

$$a = \frac{A_s . f_y}{0.85 f_c' . b_w} \dots\dots\dots (4.117)$$

$$= \frac{785,4 \times 240}{0.85 \times 25 \times 1000} = 8,870 \text{ mm}$$

Jarak serat terjauh dari garis netral (c) :

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } 17 \leq f_c' \leq 28 \text{ Mpa}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (4.118)$$

$$= \frac{8,87}{0,85}$$

$$= 10,44 \text{ mm}$$

Regangan (ε) :

$$\varepsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots (4.120)$$

$$= \frac{240}{200000} = 0,0012$$

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots (4.121)$$

$$= \frac{95-10,44}{10,44} \times 0,003 = 0,024$$

Faktor reduksi (Φ) :

Kondisi $\varepsilon_t \geq 0,005$ maka $\Phi = 0,9$

Momen nominal

$$\Phi M_n = \Phi A_s x f_y x \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (4.122)$$

$$= 0,9 \times 785,4 \times 240 \times \left(95 - \frac{8,870}{2} \right)$$

$$= 15363958,12 \text{ Nmm}$$

Kontrol

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$15363958,12 \text{ Nmm} \geq 4522300 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})$$

4.5 Analisis Perkuatan Struktur Utama Eksisting

Berdasarkan hasil perhitungan Analisis kapasitas struktur utama di atas, didapatkan elemen struktur utama balok, kolom dan dinding geser yang mengalami kekurangan kapasitas untuk menahan lentur, geser dan aksial. Sehingga diperlukan suatu perkuatan terhadap elemen struktur tersebut.

Dalam penelitian Tugas Akhir ini metode perkuatan yang digunakan adalah metode perkuatan CFRP (*Carbon fiber reinforced polymer*) untuk perkuatan lentur dan geser.

4.5.1 Analisis Perkuatan Balok

Dalam Analisis perhitungan perkuatan balok diambil contoh tipe BUI.2 AS (2.E-G) yang terletak di lantai 3. Balok tersebut memerlukan perkuatan lentur dan geser pada area tumpuan. Perhitungan perkuatan balok lainnya akan di tabelkan di Lampiran.

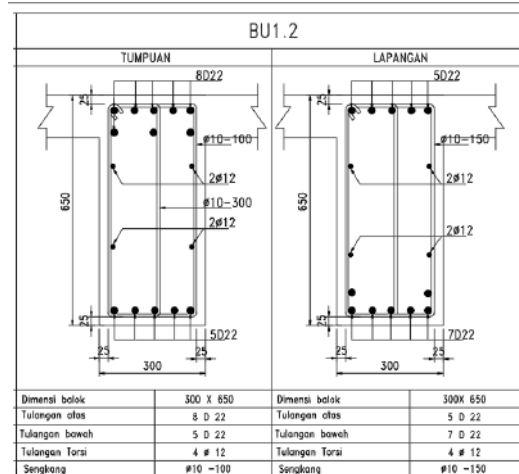
1. Perkuatan Lentur

a. Data bahan perkuatan

Nama bahan	: SIKA Wrap 301C
Type	: CFRP Wrap
Lebar	: 500 mm
Tebal (t_f)	: 0.167 mm
Tensile strength (f_{fe*})	: 4900 Mpa
Regangan putus (ε_{fe*})	: $>1.8\% = 0,018$
Modulus Elasticity (E_f)	: 230,000 Mpa
Faktor reduksi (C_E)	: 0,95 (Tabel 9.4 SNI 8971:2021)

b. Data balok eksiting

Balok Type	: BU1.2 , lantai 3 , AS (2.E-G)
Mutu beton (f_c')	: K300 kg/cm ² ($f_c' = 25$ Mpa)
Mutu Baja (f_y)	: 390 Mpa untuk Tulangan utama >12 240 Mpa untuk tulangan geser ≤ 12
Bentang bersih balok (l_n)	: 7050 mm
Tinggi balok (h)	: 650 mm
Lebar balok (b)	: 300 mm
Tebal deking (cc)	: 25 mm
Diameter tulangan lentur(db)	: 22 mm
Diameter tulangan geser(ds)	: 10 mm
Jarak tulangan lapis (s)	: 40 mm
As tarik	: 3041,06 mm ²
Momen Nominal (ΦM_n)	: 529414569 Nmm
Momen Ultimate (M_u)	: 552329689 Nmm



Gambar 4. 41 Detail penulangan balok BU1.2

Pada balok ini memerlukan perkuatan karena ϕM_n balok lebih kecil dari M_u . Maka perkuatan lentur berlaku apabila $M_u < \phi M_n$. Untuk perhitungan perkuatan berlaku persamaan sebagai berikut :

$$M_u \leq \phi M_n \dots \dots \dots (4.121)$$

$$M_u \leq \phi M_n + \psi_f M_{nf} \dots \dots \dots (4.122)$$

$$M_u \leq \phi M_n + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2}) \dots \dots \dots (4.123)$$

$$M_u - \phi M_n \leq \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2}) \dots \dots \dots (4.124)$$

$$552329689 - 529414569 \leq \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2})$$

$$22915119 \leq \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2})$$

c. Perhitungan desain material perkuatan

i. Kuat tarik ultimate FRP (f_{fu}) direduksi akibat pengaruh lingkungan

$$f_{fu} = C_E \times f_{fu*} \dots \dots \dots (4.125)$$

$$= 0,95 \times 4900$$

$$= 4655 \text{ Mpa}$$

ii. Kuat tarik ultimate FRP (ϵ_{fu}) direduksi akibat pengaruh lingkungan

$$\begin{aligned}\varepsilon_{fu} &= C_E \times \varepsilon_{fe*} \dots\dots\dots(4.126) \\ &= 0,95 \times 0.018 \\ &= 0,0171 \text{ mm/mm}\end{aligned}$$

iii. Perhitungan regangan beton (ε_{bi}) saat pemasangan FRP (ε_{bi}) beban yang bekerja adalah beban mati struktur dan beban mati tambahan pada struktur tersebut

$$\varepsilon_{bi} = \frac{\sigma}{E_c} = \frac{\frac{M_{D+SIDL}}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2}}{4700 \sqrt{f_c}} \dots\dots\dots(4.127)$$

Dari output ETABS didapat $M_{D+SIDL} = 220369705 \text{ Nmm}$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{\frac{220369705}{\frac{1}{6} \times 300 \times 650^2}}{4700 \sqrt{25}} = 0.0004439 \text{ mm/mm}$$

iv. Perhitungan regangan terlepasnya lekatan FRP (*debonding*)

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f_c'}{E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \dots\dots\dots(4.128)$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{25}{230000 \times 0,167}} \leq 0,9 \times 0.0171$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,0106 \leq 0,01539 \text{ (OK)}$$

v. Perhitungan regangan efektif perkuatan FRP (ε_{fe})

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{df-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \dots\dots\dots(4.129)$$

Dimana :

$$\varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$df = h = 650 \text{ mm}$$

Nilai c didapat dari :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_c' \cdot b_w} \dots\dots\dots(4.130)$$

$$= \frac{3041,06 \times 390}{0,85 \times 25 \times 300} = 186,04 \text{ mm}$$

Jarak serat terjauh dari garis netral (c) :

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } 17 \leq f_c' \leq 28 \text{ Mpa}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (4.131)$$

$$= \frac{186,04}{0,85}$$

$$= 218,87 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \times \left(\frac{650 - 218,87}{218,87} \right) - 0,000444 \leq 0,0106$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,00547 \leq 0,0106 \text{ (OK)}$$

vi. Perhitungan tegangan efektif FRP (f_{fe})

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \times E_f \dots\dots\dots (4.132)$$

$$f_{fe} = 0,00547 \times 230000 = 1257,64 \text{ Mpa}$$

vii. Perhitungan jumlah FRP yang dibutuhkan

$$22915119 \leq \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right)$$

Dimana :

$$\psi_f = 0,85 \text{ (SNI 8971:2021 pasal 10.3.1.6)}$$

$$22915119 \leq 0,85 \cdot A_f \cdot 1257,64 \times \left(650 - \frac{0,85 \times 218,87}{2} \right)$$

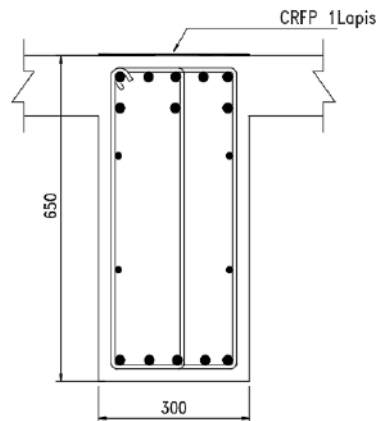
$$22915119 \leq A_f \times 595135,89$$

$$A_f \geq \frac{22915119}{595135,89} = 38,504 \text{ mm}^2$$

Jadi perkuatan balok dipasang :

$$n = \frac{A_{f \text{ perlu}}}{t_{f.b}} \dots\dots\dots (4.133)$$

$$= \frac{38,504}{0,167 \times 300} = 0,7685 = \mathbf{1 \text{ lapis}}$$



Gambar 4. 42 Perkuatan lentur CFRP tumpuan balok BU1.2

2. Perkuatan Geser balok

a. Data bahan perkuatan

Nama bahan	: SIKA Wrap 301C
Type	: CFRP Wrap
Lebar	: 500 mm
Tebal (t_f)	: 0.167 mm
Tensile strength (f_{fe*})	: 4900 Mpa
Regangan putus (ε_{fe*})	: $>1.8\% = 0,018$
Modulus Elasticity (E_f)	: 230,000 Mpa
Faktor reduksi (C_E)	: 0,95 (Tabel 9.4 SNI 8971:2021)

b. Data balok eksiting

Balok Type	: BU1.2 , lantai 3 , AS (2.E-G)
Mutu beton (f_c')	: K300 kg/cm ² ($f_c' = 25$ Mpa)
Mutu Baja (f_y)	: 390 Mpa untuk Tulangan utama >12 240 Mpa untuk tulangan geser ≤ 12
Bentang bersih balok (l_n)	: 7050 mm

Tinggi balok (h) : 650 mm

Lebar balok (b) : 300 mm

Tebal deking (cc) : 25 mm

Tebal plat (ts) : 120 mm

Diameter tulangan lentur(db) : 22 mm

Diameter tulangan geser(ds) : 10 mm

Jarak tulangan lapis (s) : 40 mm

As tarik : 3041,06 mm²

d : h - cc - ds - 0,5db
: 650 - 25 - 10 - 0,5.22
: 604 mm

dfv : h - ts
: 650 - 120
: 530 mm

Geser Nominal (ΦV_n) : 369415.465 N

Geser Ultimate (V_u) : 391141.864 N

Pada balok ini memerlukan perkuatan karena ΦV_n balok lebih kecil dari V_u .

Maka perkuatan lentur berlaku apabila $V_u < \Phi V_n$. Untuk perhitungan perkuatan berlaku persamaan sebagai berikut :

$$V_u \leq \Phi(V_n + \Psi_f V_f) \dots \dots \dots (4.134)$$

$$391141,864 \leq 369415,465 + \Phi (\Psi_f V_f)$$

$$21726,400 \text{ N} \leq \Phi (\Psi_f V_f)$$

c. Perhitungan desain material perkuatan

i. Kuat tarik ultimate FRP (f_{fu}) direduksi akibat pengaruh lingkungan

$$\begin{aligned}
 f_{fu} &= C_E \times f_{fu*} \dots\dots\dots(4.135) \\
 &= 0,95 \times 4900 \\
 &= 4655 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

ii. Kuat tarik ultimate FRP (ε_{fu}) direduksi akibat pengaruh lingkungan

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{fu} &= C_E \times \varepsilon_{fe*} \dots\dots\dots(4.136) \\
 &= 0,95 \times 0.018 \\
 &= 0,0171 \text{ mm/mm}
 \end{aligned}$$

iii. Perhitungan regangan efektif FRP (ε_{fe})

Pada perkuatan digunakan wrap tipe 2 sisi

$$\varepsilon_{fe} = K_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004 \dots\dots\dots(4.137)$$

$$K_v = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot L_e}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \leq 0,75 \dots\dots\dots(4.138)$$

Dimana

$$\begin{aligned}
 L_e &= \frac{23300}{(n \cdot t \cdot f \cdot E_f)^{0.58}} \dots\dots\dots(4.139) \\
 &= \frac{23300}{(1 \times 0,167 \times 230000)^{0.58}} = 51,0950 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_1 &= \left(\frac{f_{c'}}{27} \right)^{2/3} \dots\dots\dots(4.140) \\
 &= \left(\frac{25}{27} \right)^{2/3} = 0,9500
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 k_2 &= \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \dots\dots\dots(4.141) \\
 &= \frac{530 - 51,095}{530} = 0,9036
 \end{aligned}$$

$$K_v = \frac{0,9500 \times 0,9036 \times 51,0950}{11900 \times 0,0171} \leq 0,75$$

$$K_v = 0,2155 \leq 0,75 \text{ (OK)}$$

Maka :

$$\varepsilon_{fe} = K_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004 \dots \dots \dots (4.142)$$

$$= 0,2155 \times 0,0171 \leq 0,004$$

$$= 0,0037 \leq 0,004 \text{ (OK)}$$

iv. Perhitungan tegangan efektif FRP (f_{fe})

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \times E_f \dots \dots \dots (4.143)$$

$$f_{fe} = 0,0037 \times 230000 = 847,7155 \text{ Mpa}$$

v. Perhitungan gaya geser yang dipikul FRP (V_f)

$$V_u \leq \phi(V_n + \psi_f V_f) \dots \dots \dots (4.144)$$

$$391141,864 \leq 369415,465 + \phi(\psi_f V_f)$$

$$21726,400 \text{ N} \leq \phi(\psi_f V_f)$$

$$V_f \geq \frac{21726,400 / \phi}{\psi_f} \dots \dots \dots (4.145)$$

Dimana :

$$\psi_f = 0,85 \text{ (2 sisi)}$$

$$\phi = 0,75$$

Maka :

$$V_f \geq \frac{21726,400 / 0,75}{0,85} = 34081,63 \text{ N}$$

vi. Perhitungan Luas FRP yang dibutuhkan (A_f)

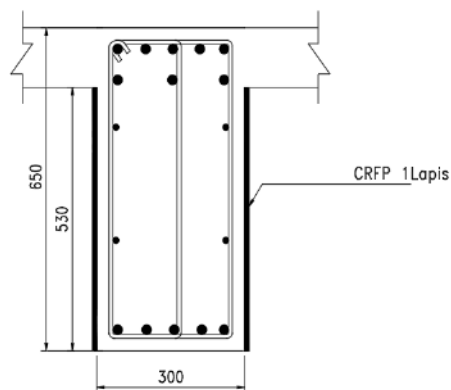
$$A_f = \frac{V_f}{\varepsilon_{fe} \cdot E_f \cdot d_{fv}} \dots \dots \dots (4.146)$$

$$= \frac{34081,63}{0,0037 \times 230000 \times 530} = 0,0759 \text{ mm}^2$$

vii. Perhitungan jumlah lapis FRP yang dibutuhkan (n)

$$n = \frac{A_f}{2 \cdot t_f} \dots \dots \dots (4.147)$$

$$= \frac{0,0759}{2 \times 0,167} = 0,227 = \mathbf{1 \text{ lapis}}$$



Gambar 4. 43 Perkuatan geser CFRP tumpuan balok BU1.2

4.5.2 Analisis Perkuatan Kolom

Dalam Analisis perhitungan perkuatan balok diambil contoh tipe kolom C1, As (C,1-2) yang terletak di lantai 2. Kolom tersebut memerlukan perkuatan lentur arah x karena perhitungan SCWB tidak memenuhi. Perhitungan perkuatan untuk tipe kolom lainnya akan di tabelkan di Lampiran.

1. Perkuatan Lentur

a. Data bahan perkuatan

Nama bahan : SIKA Wrap 301C

Type : CFRP Wrap

Lebar : 500 mm

Tebal (t_f) : 0.167 mm

Tensile strength (f_{fe*}) : 4900 Mpa

Regangan putus (ϵ_{fe*}) : $>1.8\% = 0,018$

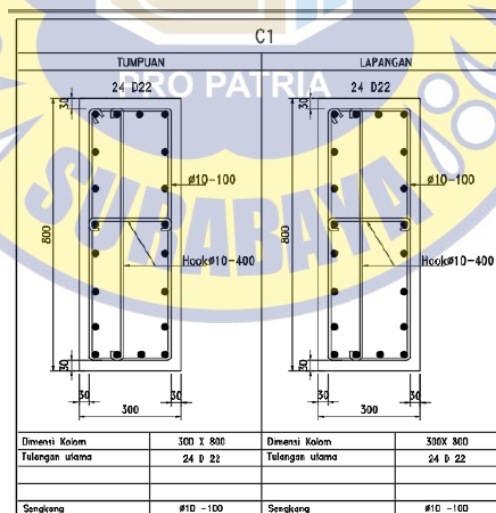
Modulus Elasticity (E_f) : 230,000 Mpa

Faktor reduksi (C_E) : 0,95 (Tabel 9.4 SNI 8971:2021)

b. Data kolom eksiting

Kolom Type : BU2 , lantai 3 , AS (3.E-G)

Mutu beton (f_c') : K300 kg/cm² ($f_c' = 25$ Mpa)
 Mutu Baja (f_y) : 390 Mpa untuk Tulangan utama >12
 240 Mpa untuk tulangan geser ≤ 12
 Bentang bersih kolom (l_n) : 2550 mm
 Tinggi (h_x) : 300 mm
 Lebar (b_x) : 800 mm
 Tebal deking (cc) : 30 mm
 Diameter tulangan lentur(d_b) : 22 mm
 Diameter tulangan geser(d_s) : 10 mm
 Jarak tulangan lapis (s) : 40 mm
 As tarik : 4561.59 mm^2
 Momen Nominal (M_{nc}) : 118370000 Nmm
 Momen Ultimate (M_{nb}) : 440686948 Nmm



Gambar 4. 44 Detail penulangan kolom C1

Pada balok ini memerlukan perkuatan karena karena perhitungan SCWB tidak memenuhi. Maka perkuatan lentur berlaku apabila $\Phi M_{nc} < \Phi M_{nb}$ Untuk perhitungan perkuatan berlaku persamaan sebagai berikut :

$$\phi M_{nb} \leq \phi M_{nc} \dots\dots\dots (4.148)$$

$$\phi M_{nb} \leq \phi M_{nc} + \psi_f M_{nf} \dots\dots\dots (4.149)$$

$$\phi M_{nb} \leq \phi M_{nc} + \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2}) \dots\dots\dots (4.150)$$

$$\phi M_{nb} - \phi M_{nc} \leq \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2}) \dots\dots\dots (4.151)$$

$$0,9 \times (440686948 - 118370000) \leq \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2})$$

$$290085252,84 \leq \psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot (d_f - \frac{\beta_1 \cdot c}{2})$$

c. Perhitungan desain material perkuatan

i. Kuat tarik ultimate FRP (f_{fu}) direduksi akibat pengaruh lingkungan

$$f_{fu} = C_E \times f_{fu*} \dots\dots\dots (4.152)$$

$$= 0,95 \times 4900$$

$$= 4655 \text{ Mpa}$$

ii. Kuat tarik ultimate FRP (ϵ_{fu}) direduksi akibat pengaruh lingkungan

$$\epsilon_{fu} = C_E \times \epsilon_{fe*} \dots\dots\dots (4.153)$$

$$= 0,95 \times 0.018$$

$$= 0,0171 \text{ mm/mm}$$

iii. Perhitungan regangan beton (ϵ_{bi}) saat pemasangan FRP (ϵ_{bi}) beban yang

bekerja adalah beban mati struktur dan beban mati tambahan pada struktur tersebut

$$\epsilon_{bi} = \frac{\sigma}{E_c} = \frac{\frac{M_{D+SIDL}}{\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2}}{4700 \sqrt{f_c}} \dots\dots\dots (4.154)$$

Dari output ETABS didapat $M_{D+SIDL} = 95616782 \text{ Nmm}$

$$\epsilon_{bi} = \frac{\frac{220369705}{\frac{1}{6} \times 800 \times 300^2}}{4700 \sqrt{25}} = 0.000339 \text{ mm/mm}$$

iv. Perhitungan regangan terlepasnya lekatan FRP (*debonding*)

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f_{cr}}{E_f \cdot t_f}} \leq 0,9 \cdot \varepsilon_{fu} \dots\dots\dots (4.155)$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{25}{230000 \times 0,167}} \leq 0,9 \times 0,0171$$

$$\varepsilon_{fd} = 0,0106 \leq 0,01539 \text{ (OK)}$$

v. Perhitungan regangan efektif perkuatan FRP (ε_{fe})

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{df-c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd} \dots\dots\dots (4.156)$$

Dimana :

$$\varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$df = hx = 300 \text{ mm}$$

Nilai *c* didapat dari :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f_c' \cdot bw} \dots\dots\dots (4.157)$$

$$= \frac{4561,59 \times 390}{0,85 \times 25 \times 300} = 104,65 \text{ mm}$$

Jarak serat terjauh dari garis netral (*c*) :

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } 17 \leq f_c' \leq 28 \text{ Mpa}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots (4.158)$$

$$= \frac{104,65}{0,85}$$

$$= 123,12 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,003 \times \left(\frac{300 - 123,12}{123,12} \right) - 0,000339 \leq \varepsilon_{fd} = 0,0106$$

$$\varepsilon_{fe} = 0,00397 \leq 0,0106 \text{ (OK)}$$

vi. Perhitungan tegangan efektif FRP (f_{fe})

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \times E_f \dots\dots\dots (4.159)$$

$$f_{fe} = 0,00397 \times 230000 = 913,30 \text{ Mpa}$$

vii. Perhitungan jumlah FRP yang dibutuhkan

$$22915119 \leq \Psi_f \cdot A_f \cdot f_{fe} \cdot \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2}\right)$$

Dimana :

$$\Psi_f = 0,85 \text{ (SNI 8971:2021 pasal 10.3.1.6)}$$

$$290085252,84 \leq 0,85 \cdot A_f \times 913,30 \times \left(300 - \frac{0,85 \times 123,12}{2}\right)$$

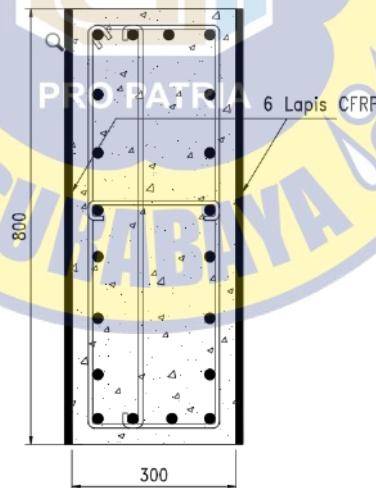
$$290085252,84 \leq A_f \times 432387,14$$

$$A_f \geq \frac{290085252,84}{432387,14} = 670,89 \text{ mm}^2$$

Jadi perkuatan balok dipasang :

$$n = \frac{A_{f \text{ perlu}}}{t_f \cdot b} \dots \dots \dots (4.160)$$

$$= \frac{670,89}{0,167 \times 800} = \frac{670,89}{133,60} = 5,02 = 6 \text{ lapis}$$



Gambar 4. 45 Detail perkuatan lemtur kolom C1

4.5.3 Analisis Perkuatan dinding geser (Shearwall)

Dalam Analisis perhitungan perkuatan dinding struktural geser diambil contoh segmen P3. Dinding geser tersebut memerlukan pekuatan geser karena tidak mampu

menahan gaya geser. Untuk segmen dinding geser lainnya akan di tabelkan sebagai Lampiran.

1. Perkuatan Geser dinding geser (*Shearwall*)

a. Data bahan perkuatan

Nama bahan	: SIKA Wrap 301C
Type	: CFRP Wrap
Lebar	: 500 mm
Tebal (t_f)	: 0.167 mm
Tensile strength (f_{fe*})	: 4900 Mpa
Regangan putus (ε_{fe*})	: $>1.8\% = 0,018$
Modulus Elasticity (E_f)	: 230,000 Mpa
Faktor reduksi (C_E)	: 0,95 (Tabel 9.4 SNI 8971:2021)

b. Data eksiting

Dinding Type	: Dinding segmen P3
Mutu beton (f_c')	: K300 kg/cm ² ($f_c' = 25$ Mpa)
Mutu Baja (f_y)	: 390 Mpa untuk Tulangan utama >12 240 Mpa untuk tulangan geser ≤ 12
Panjang (l_w)	: 2515 mm
Tinggi total (h_w)	: 22300 mm
Tinggi yang di tinjau (S_w)	: 3200 mm
Tebal (h)	: 250 mm
Tebal deking (cc)	: 30 mm
Diameter tulangan web (db)	: 13 mm
Diameter tulangan boundary (db)	: 16 mm

Diameter tulangan geser (d_s) : 10 mm

d_{fv} : $l_w - 2h$

: 2515-2x250 mm

: 2015

Geser Nominal (ΦV_n) : 756197,625 N

Geser Ultimate (V_u) : 3024544,9 N

Pada dinding ini memerlukan perkuatan karena ΦV_n didning lebih kecil dari V_u . Maka perkuatan geser berlaku apabila $V_u < \Phi V_n$. Untuk perhitungan perkuatan berlaku persamaan sebagai berikut :

$$V_u \leq \Phi(V_n + \Psi_f V_f) \dots\dots\dots (4.161)$$

$$3024544,9 \leq 756197,625 + \Phi(\Psi_f V_f)$$

$$2268347,275N \leq \Phi(\Psi_f V_f)$$

c. Perhitungan desain material perkuatan

viii. Kuat tarik ultimate FRP (f_{fu}) direduksi akibat pengaruh lingkungan

$$f_{fu} = C_E \times f_{fu*} \dots\dots\dots (4.162)$$

$$= 0,95 \times 4900$$

$$= 4655 \text{ Mpa}$$

ix. Kuat tarik ultimate FRP (ε_{fu}) direduksi akibat pengaruh lingkungan

$$\varepsilon_{fu} = C_E \times \varepsilon_{fe*} \dots\dots\dots (4.163)$$

$$= 0,95 \times 0.018$$

$$= 0,0171 \text{ mm/mm}$$

x. Perhitungan regangan efektif FRP (ε_{fe})

Pada perkuatan digunakan wrap tipe 2 sisi

$$\varepsilon_{fe} = K_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004 \dots\dots\dots (4.164)$$

$$K_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \leq 0,75 \dots\dots\dots (4.165)$$

Dimana

$$L_e = \frac{23300}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0.58}} \dots\dots\dots (4.166)$$

$$= \frac{23300}{(1 \times 0,167 \times 230000)^{0.58}} = 51,0950 \text{ mm}$$

$$k_1 = \left(\frac{f_{c'}}{27} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (4.167)$$

$$= \left(\frac{25}{27} \right)^{2/3} = 0,9500$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \dots\dots\dots (4.168)$$

$$= \frac{2015 - 51,095}{530} = 0,9746$$

$$K_v = \frac{0,9500 \times 0,9036 \times 51,0950}{11900 \times 0,0171} \leq 0,75$$

$$K_v = 0,2325 \leq 0,75 \text{ (OK)}$$

Maka :

$$\varepsilon_{fe} = K_v \varepsilon_{fu} \leq 0,004$$

$$= 0,2325 \times 0,0171 \leq 0,004$$

$$= 0,00398 \leq 0,004 \text{ (OK)}$$

xi. Perhitungan tegangan efektif FRP (f_{fe})

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} \times E_f \dots\dots\dots (4.167)$$

$$f_{fe} = 0,00398 \times 230000 = 914,370 \text{ Mpa}$$

xii. Perhitungan gaya geser yang dipikul FRP (V_f)

$$V_u \leq \phi(V_n + \Psi_f V_f) \dots\dots\dots (4.168)$$

$$3024544,9 \leq 756197,625 + \phi(\Psi_f V_f)$$

$$2268347,275 \text{ N} \leq \phi (\Psi_f V_f)$$

$$V_f \geq \frac{2268347,275 / \phi}{\Psi_f} \dots\dots\dots (4.169)$$

Dimana :

$$\Psi_f = 0,85 \text{ (2 sisi)}$$

$$\phi = 0,75$$

Maka :

$$V_f \geq \frac{2268347,275 / 0,75}{0,85} = 3558191,80 \text{ N}$$

xiii. Perhitungan Luas FRP yang dibutuhkan (A_f)

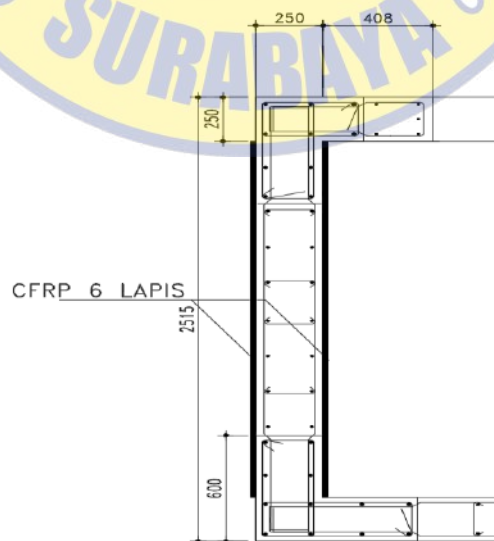
$$A_f = \frac{V_f}{\varepsilon_{fe} \cdot E_f \cdot d_{fv}} \dots\dots\dots (4.170)$$

$$= \frac{3558191,80}{0,0037 \times 230000 \times 2015} = 1,931 \text{ mm}^2$$

xiv. Perhitungan jumlah lapis FRP yang dibutuhkan (n)

$$n = \frac{A_f}{2 \cdot t_f} \dots\dots\dots (4.171)$$

$$= \frac{1,931}{2 \times 0,167} = 5,78 = \mathbf{6 \text{ lapis}}$$



Gambar 4. 46 Perkuatan geser CFRP dinding geser P3

4.5.4 Metode Pelaksanaan perkuatan dengan CFRP secara umum

Metode pelaksanaan pemasangan perkuatan dengan CFRP (*Carbon Fiber reinforced polymer*) berdasarkan brosur dari PT. SIKA dilakukan dengan beberapa langkah sebagai berikut :

1. Persiapan pada beton

- a. Pada umumnya permukaan beton yang akan diperkuat harus bersih, kering , dan rata. Permukaan beton tidak ada yang menonjol, berlubang, berdebu, berminyak atau terdapat senyawa kimia .
- b. Permukaan beton dilakukan perbaikan dengan mortar apabila ada yg berlubang atau tidak rata.
- c. Permukaan yg tidak rata dirataan dengan alat gerinda dan dibersihkan.



Gambar 4. 47 Ilustrasi pembersihan permukaan beton

2. Persiapan pada bahan perkuatan CFRP

- a. Bahan CFRP dipotong sesuai kebutuhan untuk dipasang pada struktur yg diperkuat sesuai hasil perhitungan .
- b. Bersihkan permukaan CFRP sehingga tdk terkontaminasi debu.

- c. Permukaan CFRP setelah benar2 kering diberi bahan perekat adhesif, lebih kurang 10 menit.

3. Pemasangan / instalasi perkuatan CFRP

- a. Bahan perekat adhesif dioleskan secara merata pada permukaan beton yang akan di perkuat.
- b. Tempelkan CFRP yang telah diberi perekat pada permukaan beton yang akan diperkuat.
- c. Setelah menempel tekan secara merata dengan roller hingga lem perekatnya keluar dari kedua sisi CFRP, sehingga bahan perekat menyatu dengan permukaan beton.
- d. Cek kembali permukaan CFRP apabila ada permukaan yg kurang rata dengan mengetuk permukaan CFRP.
- e. Bersihkan sisa-sisa bahan perekat yang berada di sisi luar CFRP





Gambar 4. 48 Ilustrasi Pemasangan CFRP

4. Curing CFRP

- a. Waktu lama curing oleh PT.SIKA di tentukan selama 24 jam sampai 72 jam tergantung suhu lingkungan
- b. Suhu curing harus dipertahankan dalam kisaran suhu normal sesuai petunjuk pada kemasan produk
- c. Beton komposit yang diperkuat dipastikan memiliki kepadatan dan tidak ada rongga di dalamnya

5. Finishing

Setelah aplikasi perkuatan lembaran CFRP, permukaan bisa di mungkinkan di finishing kembali sesuai keadaan semula dengan di plester. Jika hal ini dilakukan maka, digunakan taburan pasir halus pada permukaan FRP yang masih basah dan setelah 24 jam bisa langsung di plester.