

BAB IV

PEMBAHASAN

4.1 Preliminary Design

Preliminary desain merupakan tahapan untuk menentukan dimensi awal dari bagian-bagian struktur bangunan sesuai SNI 2847-2013.

4.1.1 Preliminary Design Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur. Sesuai dengan SNI 2847-2013 ps 9.5(a), desain dimensi balok (tinggi minimum balok) adalah sebagai berikut:

a. Dimensi balok induk (B4) , panjang bentang $L = 5,6$ m

Tabel 4.1 Tabel Minimum Balok Non-Prategang atau Pelat Satu Arah bila Lendutan tidak Dihitung (diambil dari tabel 9.5(a) SNI-2847:2013)

Komponen struktur	Tebal minimum, h			
	Tertumpu sederhana	Satu ujung menerus	Kedua ujung menerus	Kantilever
	Komponen struktur tidak menumpu atau tidak dihubungkan dengan partisi atau konstruksi lainnya yang mungkin rusak oleh lendutan yang besar			
Pelat masif satu-arah	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Balok atau pelat rusuk satu-arah	$\ell/16$	$\ell/18,5$	$\ell/21$	$\ell/8$

$$h_{min} = \frac{1}{16} L = \frac{1}{16} 5,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{dipakai } h = 50 \text{ cm}$$

$$b = \frac{1}{2} \times h = \frac{1}{2} \times 70 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Dipakai } b = 25 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok induk (B1) yang dipakai 25/50 cm

Untuk Balok yang lain disajikan pada tabel berikut :

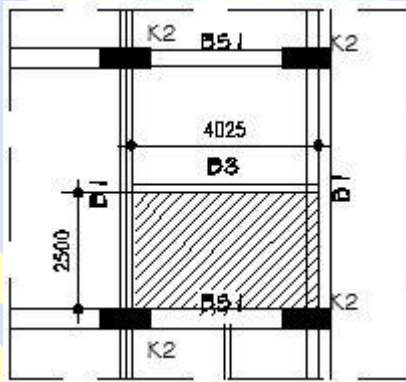
Tabel 4.2 Rekapitulasi Dimensi Balok

Kode Balok	L (cm)	h_{min} (cm)	b (cm)	Dimensi (dipakai)
Induk				
B1	560	35	17,5	25/50
B2	560	35	17,5	20/40
B3	450	28,13	14,065	15/30
BS1	560	35	17,5	30/50
BS2	440	27,5	13,75	35/55
BS3	440	27,5	13,75	40/55

4.1.2 Preliminary Design Pelat

1) Desain tebal pelat lantai 1 s/d 16

Perhitungan tipe pelat S1 dengan dimensi seperti pada gambar 4.1



Gambar 4.1 Pelat Yang Ditinjau

$$L_x = 280 \text{ cm}$$

$$L_y = 417,5 \text{ cm}$$

$$L_n = 417,5 - \left(\frac{25}{2} + \frac{25}{2} \right) = 392,5 \text{ cm}$$

$$S_n = 280 - \left(\frac{30}{2} + \frac{15}{2} \right) = 257,5 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{Ln}{Sn} = \frac{392,5}{257,5} = 1,52 < 2 \text{ (Pelat arah)}$$

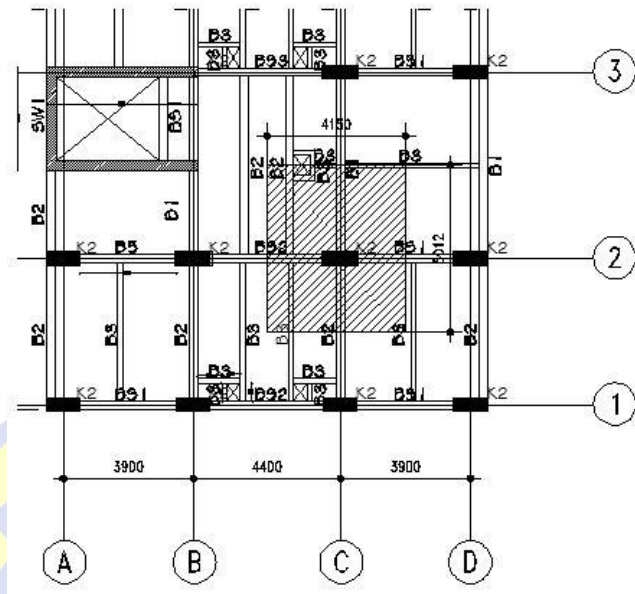
Direncanakan dengan tebal pelat, $t = 12$ cm dibuat sama dengan design awal.

4.1.3 Preliminary Design Kolom

Perencanaan dimensi kolom yang tinjau adalah kolom yang mengalami pembebanan terbesar, yaitu kolom yang memikul bentang 501 x 415 cm.

Kolom harus direncanakan untuk mampu memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Data-data yang diperlukan dalam menentukan dimensi kolom adalah sebagai berikut :

- Tebal pelat 2-Atap = 12 cm = 120 mm
- Tinggi lantai 1 = 3,2 m
- Tinggi lantai 2-Atap = 2,8 m
- Dimensi B1 = 25/50 cm
- Dimensi B2 = 20/40 cm
- Dimensi B3 = 15/30 cm
- Dimensi BS1 = 30/50 cm
- Dimensi BS2 = 35/55 cm
- Bentang x = 5,01 m
- Bentang y = 4,15 m



Gambar 4.2 Kolom Yang Ditinjau

a. Pembebanan Kolom

Pembebanan untuk K1

Beban mati seperti ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.3 Beban Mati K1 Lantai Dasar

Jenis Beban	l_x	l_y	t	BJ	BJ	n	Berat
1	2	3	4	5	6	7	8
Pelat 12 cm	5,01	4,15	0,12	23,5		15	879,48
B1	2,5	0,25	0,38	23,5		15	88,72
B2	5,01	0,20	0,28	23,5		15	98,89
B3	4,00	0,15	0,18	23,5		15	38,07
BS1	0,3	1,5	0,38	23,5		15	60,28
BS2	0,35	1,7	0,43	23,5		15	90,18
K3	0,35	0,9	2,8	23,5		7	145,09
K2	0,35	1,00	2,8	23,5		7	161,21
K1	0,35	1,10	3,2	23,5		1	28,95
Keramik	5,01	4,15			0,24	14	69,86
Spesi 2cm	5,01	4,15	0,2		0,21	14	1344,79

Instalasi MEP	5,01	4,15			0,45	15	140,34
Waterproofing	5,01	4,15			21,57	1	448,47
Total Beban Mati DL							3589,34

Catatan :

[1] Jenis beban

[2] ℓ_x = Panjang arah x (m)

[3] ℓ_y = Panjang arah y (m)

[4] t = Tebal pelat, tinggi kolom

[5,6] BJ = Berat jenis (kN/m^3), (kN/m^2)

[7] n = Jumlah

[8] Berat = $[2] \times [3] \times [5] \times [7]$ atau $[2] \times [3] \times [6] \times [7]$ (kN)

Beban hidup pada perencanaan gedung ini berdasarkan PPPURG 1987 tabel 2 untuk apartemen.

Tabel 4.4 Beban Hidup K1 Lantai Dasar

Jenis Beban	ℓ_x	ℓ_y	BJ	n	Berat
1	2	3	5	6	7
Beban hidup atap	5,01	4,15	1,47	1	30,56
Beban hidup lantai	5,01	4,15	1,96	14	570,52
Total Beban Hidup LL					601,08

Catatan :

[1] Jenis beban

[2] ℓ_x = Panjang arah x (m)

[3] ℓ_y = Panjang arah y (m)

[4] BJ = Berat jenis (kN/m^2)

[6] n = Jumlah

$$[8] \quad \text{Berat} = [5] \times [6] \quad \text{atau} \quad [2] \times [3] \times [5] \times [6] \quad (\text{kN})$$

a) Perencanaan Dimensi Kolom K1

Perencanaan dimensi kolom K1

Kombinasi Beban :

$$\begin{aligned} P_u &= 1,2DL + 1,6LL \\ &= (1,2 \times 3589,34) + (1,6 \times 601,08) \\ &= 5268,94 \text{ kN} \\ &= 5268940 \text{ N} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 10.3.6.2 untuk komponen struktur non prategang dengan tulangan pengikat harus memenuhi persamaan:

$$\Phi P_{n(max)} = 0,80 \Phi [0,85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Dimana:

Φ = faktor reduksi = 0,65 untuk beban aksial tekan dan lentur

f_c' = kuat tekan beton = 29 Mpa

f_y = kuat leleh tulangan = 390 Mpa

A_s = luas penampang kolom = 350 mm x 1100 mm = 385000 mm²

A_{st} = luas total tulangan longitudinal = rt. A_g

rt = rasio tulangan total kolom (0,01-0,08) dipakai 0,02

$A_{st} = 0,02 \times 385000 \text{ mm}^2 = 7700$

$$\begin{aligned} \Phi P_{n(max)} &= 0,80 \Phi [0,85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \\ &= 0,80 \times 0,65 [0,85 \times 29 (385000 - 7700) + 390 \times 7700] \\ &= 6397791 \text{ N} \end{aligned}$$

Syarat : $\Phi P_{n(max)} > P_u$

$$6397791 \text{ N} > 5268940 \text{ N} \rightarrow \text{ok}$$

Dipakai 350 mm x 1100 mm

Tabel 4.5 Dimensi Kolom

Kolom	Dimensi (cm)		
K1	35	×	110
K2	35	×	100
K3	35	×	90
K4	35	×	65

4.1.4 Preliminary Disain Shear Wall

Tebal minimum dinding pendukung pada SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3(1) tidak boleh lebih kecil dari 100 mm dengan memperhatikan beberapa hal berikut :

1. Tebal dinding pendukung tidak boleh lebih kecil dari 1/25 tinggi dinding yang ditopang secara lateral
2. Tebal dinding pendukung tidak boleh lebih kecil dari 1/25 panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral Dari kedua item tersebut diambil nilai terkecil.

Untuk dinding pendukung ini dirancang dengan menggunakan tebal 25 cm dengan tinggi dinding 320 cm dan lebar dinding 450 cm, dengan demikian maka,

$$h = \text{tinggi dinding} = 320 \text{ cm}$$

$$L = \text{lebar dinding} = 450 \text{ cm}$$

$$T_{min} = \frac{1}{25} \times 320 = 12,8 \text{ cm}$$

$$T_{min} = \frac{1}{25} \times 450 = 18 \text{ cm}$$

Dari perhitungan diatas didapatkan nilai minimum adalah 12,8 cm, direncanakan dengan tebal 25 cm

$$T_{rencana} = 25 \text{ cm} > 12,8 \text{ cm} \text{ (OK)}$$

Maka tebal dinding pendukung menggunakan tebal 25 cm.

4.2 Analisa Pembebanan

4.2.1 Menentukan Kategori Resiko Bangunan

Penentuan kategori resiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, dalam kasus ini fungsi bangunan adalah apartemen sehingga didapatkan kategori resiko seperti yang ditunjukkan pada tabel berikut :

Tabel 4.6 Tabel Menentukan Kategori Resiko Bangunan

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan non gedung yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none">- Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan- Fasilitas sementara- Gudang penyimpanan- Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none">- Perumahan- Rumah toko dan rumah kantor- Pasar- Gedung perkantoran- Gedung apartemen/ rumah susun	II
-	
<ul style="list-style-type: none">- Pusat perbelanjaan/ mall- Bangunan industri- Fasilitas manufaktur- Pabrik	II

4.2.2 Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Tabel 4.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa (I_e)
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

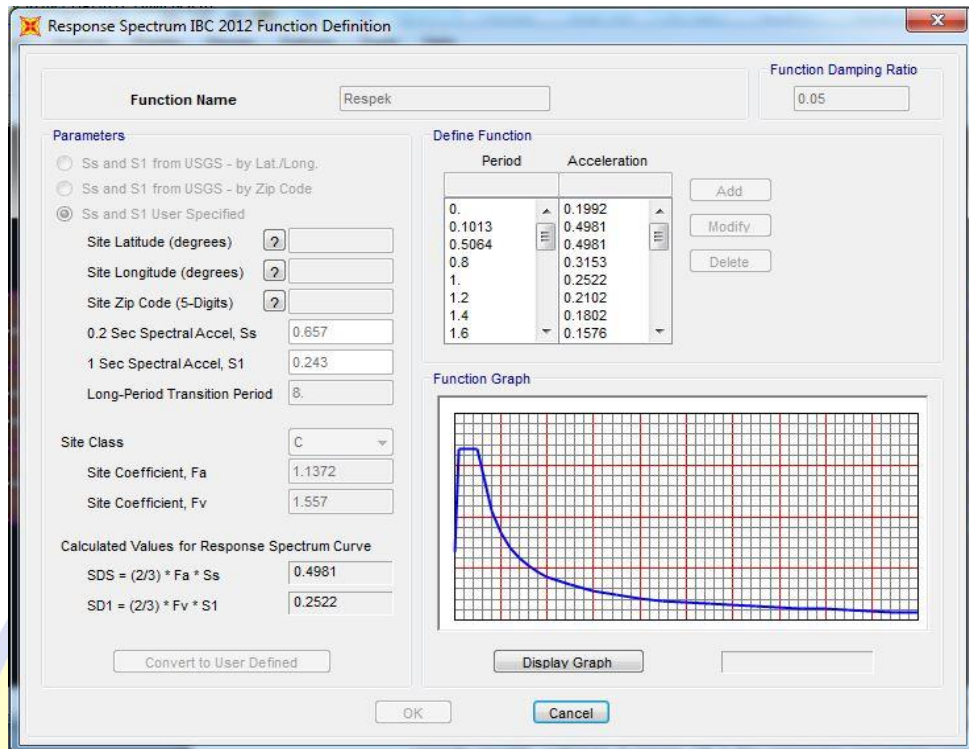
4.2.3 Menentukan Klasifikasi Situs Tanah

Klasifikasi situs tanah diasumsikan tanah keras

Tabel 4.8 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	>100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50

Menentukan Kelas Situs Tanah sesuai Tabel 3 pada SNI 1726-2012. maka dikategorikan SC (tanah keras). Grafik respon spektrum pada SAP2000 sebagai berikut :



Gambar 4.3 Grafik Respon Sapektrum

4.2.4 Menentukan Parameter Percepatan Tanah S_s dan S_1

Menentukan parameter percepatan *respons spectral* MCE pada perioda pendek, redaman 5 persen (S_s) dan parameter percepatan *respons spectral* MCE pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (S_1). Berdasarkan peta gempa puskim dengan lokasi gedung yang terdapat pada wilayah Gresik, didapatkan data sebagai berikut:

Jenis Batuan	
Tanah Keras (C)	
Variabel	Nilai
PGA (g)	0.320
S_s (g)	0.657
S_1 (g)	0.243
C_{R5}	0.992
C_{R1}	0.934
F_{PGA}	1.080

Gambar 4.4 Nilai S_s Dan S_1 Berdasar Puskim

$$S_s = 0,657 \text{ (Berdasarkan puskim)}$$

$$S_1 = 0,243 \text{ (Berdasarkan puskim)}$$

4.2.5 Menentukan Koefisien Lokasi F_a dan F_v

Untuk F_a dan F_v berdasarkan puskim

Variabel	Nilai
CR5	0.992
CR1	0.934
F PGA	1.080
FA	1.137
FV	1.557
PSA (g)	0.346
SMS (g)	0.747

Gambar 4.5 Nilai F_a dan F_v Berdasar Puskim

$$F_a = 1,1372 \text{ (Berdasarkan puskim)}$$

$$F_v = 1,557 \text{ (Berdasarkan puskim)}$$

4.2.6 Menghitung Nilai S_{MS} dan S_{M1}

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,1372 \times 0,657 = 0,74714$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1,557 \times 0,243 = 0,378351$$

4.2.7 Menentukan Parameter Percepatan Spektrum Desain S_{DS} dan S_{D1}

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,74714 = 0,4981$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,378351 = 0,2522$$

4.2.8 Menentukan Kategori Desain Seismik

Berdasarkan tabel 6 dan tabel 7 pada SNI 1726 2012 serta menggunakan parameter yang telah ditentukan pada langkah sebelumnya

maka, Gedung ini termasuk pada kategori desain seismik C. Pemilihan kategori desain tersebut diperlihatkan pada tabel berikut :

Tabel 4.9 Penentuan Kategori Desain Seismik Berdasarkan Nilai S_{DS}

Nilai S_{DS}	Kategori resiko	
	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

4.2.9 Menentukan Sistem Penahan Gempa

Berdasarkan tabel 9 pada SNI 1726-2012 sistem struktur untuk gedung ini akan menggunakan tipe E.8 yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 % gaya gempa yang ditetapkan.

Tabel 4.10 Penentuan Sistem Penahan Gaya Gempa

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^s	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e
E. Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 % gaya gempa yang ditetapkan.								
1. Rangka baja dengan bresing konsentris khusus	6	2½	5	TB	TB	10	TI	TI _k ^h
2. Dinding geser beton bertulang khusus	6½	2½	5	TB	TB	48	30	30
3. Dinding geser batu bata bertulang biasa	3	3	2½	TB	48	TI	TI	TI
4. Dinding geser batu bata bertulang menengah	3½	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing konsentris khusus	5½	2½	4½	TB	TB	48	30	TI

6. Rangka baja dan beton komposit dengan bresing biasa	3½	2½	3	TB	TB	TI	TI	TI
7. Dinding geser baja dan beton komposit biasa	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
8. Dinding geser beton bertulang biasa	5½	2½	4½	TB	TB	TI	TI	TI

Berdasarkan tabel diatas didapatkan pula data tambahan untuk desain struktur

yaitu :

$$R^a = 5,5 \text{ (Koefisien Modifikasi Respon)}$$

$$\Omega_0^g = 2,5 \text{ (Faktor Kuat Lebih Sistem)}$$

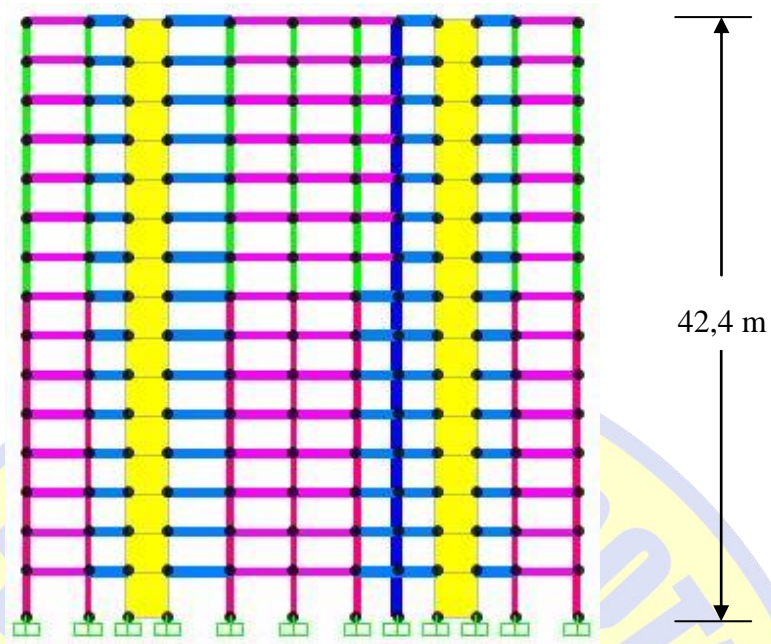
$$C_d^b = 4,5 \text{ (Faktor Pembesaran Defleksi)}$$

4.2.10 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental (T)

Berdasarkan SNI 1726 2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental (T_a) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726-2012. Dengan parameter C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726-2012, serta h_n merupakan total tinggi bangunan.

Tabel 4.11 Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x

Tipe struktur	C_t	x
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



Gambar 4.6 Ketinggian Gedung

$$x = 0,9$$

$$C_t = 0,0466$$

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \times 42,4^{0,9} = 1.35836 \text{ detik}$$

Batas atas perioda struktur didapatkan dengan mengalikan nilai periode fundamental perkiraan dengan koefisien C_u . Berdasarkan nilai S_{D1} yang didapat dari tabel 14 SNI 1726-2012

Tabel 4.12 Koefisien untuk Batas atas pada Perioda yang Dihitung

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

$$C_u = 1,5$$

$$T = T_a \times C_u = 1.35836 \times 1,5 = 2.03 \text{ detik}$$

Pada pemodelan SAP2000 didapatkan T sebagai berikut.

Tabel 4.13 T Dari SAP2000

TABLE: Modal Periods And Frequencies			
OutputCase	StepType	StepNum	Period
Text	Text	Unitless	Sec
MODAL	Mode	1	1.521335
MODAL	Mode	2	1.195287

$$T = 1,521335 \text{ detik}$$

Periode yang terjadi berdasarkan perhitungan SAP harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$T_{SAP} \leq T$$

$$T_{SAP} :$$

$$1,521335 \text{ detik} \leq 2.03 \text{ detik} \quad (\text{OK})$$

4.2.11 Kontrol Gaya Geser Dasar (V)

Menurut SNI 1726-2012 ps. 7.8.1.1 koefisien Respon Seismik (C_s) ditentukan dengan perumusan berikut :

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{DS}}{R/I_e} \\ &= \frac{0,4981}{5,5/1} \\ &= 0,0905 \end{aligned}$$

Dan C_s tidak lebih dari :

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \\ &= \frac{0,2522}{1,3586 \left(\frac{5,5}{1} \right)} \end{aligned}$$

$$= 0,03375$$

Dan C_s tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,4981 \times \geq 0,01$$

$$C_s = 0,0219 \geq 0,01$$

Maka, nilai C_s diambil 0,0219

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir $V_{dinamik}$ harus lebih besar sama dengan 85% V_{statik} . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sbb :

$$V_{dinamik} \geq 0,85V_{statik}$$

Dari hasil analisa struktur menggunakan program bantu SAP didapatkan gaya geser dasar ragam ($V_{dinamik}$) sebagai berikut :

Tabel 4.14 Gaya Geser Gempa Dari SAP2000

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EQx	LinStatic		7891.598	-2.373E-10
EQy	LinStatic		-5.373E-10	7891.598
RS-x	LinRespSpec	Max	1828.899	129.446
RS-y	LinRespSpec	Max	129.4	2367.939

Maka didapatkan kontrol akhir *base reaction* terhadap $0,85V_{statik}$ seperti diperlihatkan pada tabel berikut :

Tabel 4.15 Kontrol Base Reaction

	Fx kN	Fy kN	Kontrol	
			Fx	Fy
V dinamik	1828,899		Not OK	
0,85 Vstatik	6707,858			
V dinamik		2367,939		Not OK
0,85 Vstatik		6707,858		

Karena kontrol akhir tidak memenuhi persyaratan $V_{dinamik} \geq 0,85V_{statik}$. maka spektra respon desain pada analisis struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan $0,85V_{statik}/V_{dinamik}$ pada masing-masing arah, sehingga persyaratan $V_{dinamik} \geq 0,85V_{statik}$ terpenuhi.

Arah x :

$$\begin{aligned}
 &= 0,85V_{statik} / V_{dinamik} \\
 &= 6707,858 / 1828,899 \\
 &= 3,66
 \end{aligned}$$

Arah y :

$$\begin{aligned}
 &= 0,85V_{statik} / V_{dinamik} \\
 &= 6707,858 / 2367,939 \\
 &= 2,83
 \end{aligned}$$

Besarnya faktor skala tersebut diperlihatkan pada tabel berikut :

Tabel 4.16 Faktor Skala Gaya Gempa

	Fx kN	Fy kN	Faktor Skala	
			Fx	Fy
V dinamik	1828,899		3,67	
0,85 Vstatik	6707,858			
V dinamik		2367,939		2,83
0,85 Vstatik		6707,858		

Setelah diperoleh faktor skala masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mangalikan faktor skala yang

diperoleh diatas pada *scale factor respons spectra*. Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada tabel berikut:

Tabel 4.17 Gaya Geser Gempa dari SAP2000

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EQx	LinStatic		7891.598	-2.373E-10
EQy	LinStatic		-5.373E-10	7891.598
RS-x	LinRespSpec	Max	1828.899	129.446
RS-y	LinRespSpec	Max	129.4	2367.939

Berdasarkan tabel diatas setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726-2012 pasal 7.9.4

Tabel 4.18 Kontrol Akhir Base Reaction

	Fx kN	Fy kN	Kontrol Akhir	
			Fx	Fy
V dinamik	6712,059		OK	
0,85 Vstatik	6707,858			
V dinamik		6707,858	OK	
0,85 Vstatik		6707,858		

4.2.12 Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726-2012 pasal 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit.

90% dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil jumlah respon ragam yang diperlihatkan pada tabel berikut :

Tabel 4.19 Jumlah Respon Ragam

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.521335	0.64763	0.000069
MODAL	Mode	2	1.195287	0.64975	0.69827
MODAL	Mode	3	1.099767	0.73664	0.70987
MODAL	Mode	4	0.456064	0.85181	0.70998
MODAL	Mode	5	0.339059	0.85276	0.85383
MODAL	Mode	6	0.310914	0.87922	0.85686
MODAL	Mode	7	0.237166	0.92263	0.85693
MODAL	Mode	8	0.162746	0.92536	0.90753
MODAL	Mode	9	0.160542	0.94841	0.90951
MODAL	Mode	10	0.15194	0.95474	0.91336
MODAL	Mode	11	0.134545	0.95478	0.9135
MODAL	Mode	12	0.129613	0.9549	0.91352
MODAL	Mode	13	0.126414	0.955	0.91379
MODAL	Mode	14	0.124538	0.96469	0.91397
MODAL	Mode	15	0.118775	0.96486	0.91398
MODAL	Mode	16	0.115556	0.96816	0.91878
MODAL	Mode	17	0.111533	0.96826	0.91879
MODAL	Mode	18	0.108409	0.96841	0.91887
MODAL	Mode	19	0.106261	0.96841	0.91899
MODAL	Mode	20	0.102978	0.9741	0.9236
MODAL	Mode	21	0.100238	0.97452	0.92456
MODAL	Mode	22	0.099198	0.97503	0.94295
MODAL	Mode	23	0.096664	0.9752	0.94445
MODAL	Mode	24	0.095332	0.97874	0.94445

MODAL	Mode	25	0.091539	0.97919	0.94451
MODAL	Mode	26	0.088285	0.98329	0.94488
MODAL	Mode	27	0.083085	0.9833	0.94525
MODAL	Mode	28	0.079798	0.98485	0.94527
MODAL	Mode	29	0.076329	0.9873	0.95081
MODAL	Mode	30	0.073863	0.98861	0.95937
MODAL	Mode	31	0.068487	0.99143	0.9604
MODAL	Mode	32	0.066534	0.99222	0.96256
MODAL	Mode	33	0.060767	0.9934	0.96708
MODAL	Mode	34	0.058509	0.9951	0.96982
MODAL	Mode	35	0.05372	0.99581	0.97438
MODAL	Mode	36	0.050788	0.99718	0.97559
MODAL	Mode	37	0.045895	0.99737	0.98162
MODAL	Mode	38	0.041649	0.99814	0.98221
MODAL	Mode	39	0.037467	0.9982	0.9887
MODAL	Mode	40	0.031766	0.99887	0.98952
MODAL	Mode	41	0.029069	0.9989	0.99513
MODAL	Mode	42	0.021906	0.99915	0.99664
MODAL	Mode	43	0.020623	0.99932	0.99792
MODAL	Mode	44	0.011312	0.99985	0.9983
MODAL	Mode	45	0.010564	0.99994	0.99985

4.2.13 Kontrol Simpangan Antar Tingkat (*Stroy Drift*)

$$C_d = 4,5$$

$$I_e = 1$$

$$\delta_x = \frac{C_d \times \delta_{xe}}{I_e}$$

Tabel 4.20 Simpangan Antar Tingkat Ijin, Δa

Struktur	Kategori Resiko		
	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 lantai tingkat	$0,025h_{sx}$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

h_x adalah tinggi tingkat dibawah tingkat x

Tabel 4.21 Simpangan Antar Tingkat Arah X

LANTAI	Elevation	Total Drift X	Perpindahan (δ_{xe})	Storry Drift (δ_x)	Storry Drift Izin Δa	Storry Drift Izin $< \Delta a$
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Atap	42.4	-80.758	-2.751151	-12.38	56	OK
15	39.6	-78.007	-3.4672	-15.602	56	OK
14	36.8	-74.54	-4.0195	-18.088	56	OK
13	34	-70.52	-4.5313	-20.391	56	OK
12	31.2	-65.989	-5.0519	-22.733	56	OK
11	28.4	-60.937	-5.5454	-24.954	56	OK
10	25.6	-55.392	-6.0271	-27.122	56	OK
9	22.8	-49.364	-6.3779	-28.701	56	OK
8	20	-42.987	-6.7263	-30.268	56	OK
7	17.2	-36.26	-6.9339	-31.203	56	OK
6	14.4	-29.326	-6.9634	-31.335	56	OK
5	11.6	-22.363	-6.7630	-30.433	56	OK
4	8.8	-15.6	-6.2840	-28.278	56	OK
3	6	-9.316	-5.4923	-24.715	56	OK
2	3.2	-3.8237	-3.8237	-17.207	64	OK
1	0	0	0.0000	0	0	

- Nilai perpindahan elastis (total drift) dari SAP2000 pada lantai 15, yaitu -78,007 mm. Jadi nilai $\delta_{e15} = -78,007$
- Nilai perpindahan elastis (total drift) dari SAP2000 pada lantai 14, yaitu -74.54mm. Jadi nilai $\delta_{e14} = -74.54$
- Hitung nilai perpindahan antar lantai untuk lantai 15 yaitu dengan persamaan ($\delta_{e15}-\delta_{e14}$)
- Hitung nilai perpindahan antar tingkat (story drift) yang diperbesar, yaitu :

$$\frac{C_d \times \delta_{xe}}{I_e} = \frac{4,5 \times 3.4672}{1}$$

$$= 15,602 \text{ mm}$$

- Hitung nilai batas simpangan antar tingkat (story drift) Δa yang terdapat pada SNI 1726-2012 pasal 7.12.1, yaitu

$$\Delta a < 0,02h_{sx}$$

$$< 0,02(39600-36800)$$

$$< 0,02 \times 2800$$

$$< 56 \text{ mm}$$

- Cek nilai simpangan antar tingkat pada lantai 15, yaitu : 15,602 mm < 56 mm (ok)

4.3 Perencanaan Struktur Sekunder

Struktur sekunder merupakan bagian dari struktur gedung yang tidak menahan kekuatan secara keseluruhan, namun tetap mengalami tegangan-tegangan akibat pembebanan yang bekerja pada bagian tersebut secara langsung. Bagian dari struktur sekunder meliputi pelat lantai, balok anak serta tangga

4.3.1 Perencanaan Pelat

Data-data yang dibutuhkan dalam merencanakan pelat adalah sebagai berikut :

$$\text{Mutu Beton } (f'_c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu Baja } (f_y) = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal pelat} = 12 \text{ cm}$$

Pelat direncanakan menerima beban berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG '83) berdasarkan fungsi tiap lantai, Kombinasi yang digunakan adalah :

$$U = 1,2 DL + 1,6 LL$$

Dimana:

U = Beban ultimate pelat

DL = Beban mati pelat

LL = Beban hidup pelat

a. Pembebanan Pelat Lantai 2 – lantai 15

Beban Mati (DL)

Berat Pelat	= 0,12 x 2400 x 1	= 288 kg/m ²
Keramik	= 1 x 24	= 24 kg/m ²
Spesi	= 2 x 21	= 42 kg/m ²
Instalasi MEP	= 0,45 KN/m ²	= 45 kg/m ²
	DL	= 399 kg/m ²

Beban Hidup

Beban hidup untuk Gedung Apartemen (PPIUG '83)

$$LL = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 U &= 1,2 DL + 1,6 LL \\
 &= (1,2 \times 399) + (1,6 \times 200) \\
 &= 478,8 + 320 \\
 &= 798,8 \text{ kg/m}^2 = 7,988 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

1. Perhitungan Tulangan Pelat

Kebutuhan Tulangan Pelat

Tulangan pelat ditentukan oleh besar dari momen yang terjadi pada pelat, baik didaerah lapangan maupun tumpuan. Nilai momen dihitung menurut Output dari SAP2000 Area 461. Perhitungan penulangan dilakukan pada pelat tipe S1 yang memiliki data-data sebagai berikut :

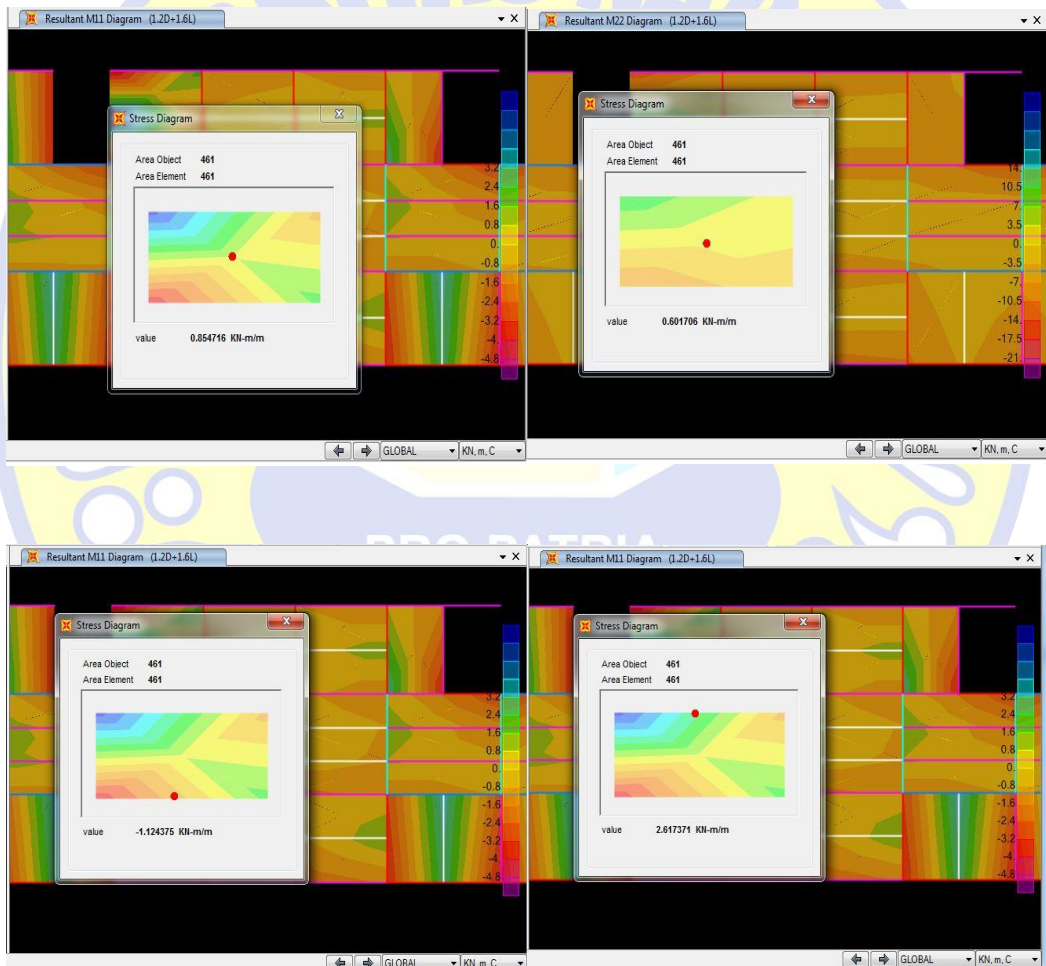
1. Data Pelat S1

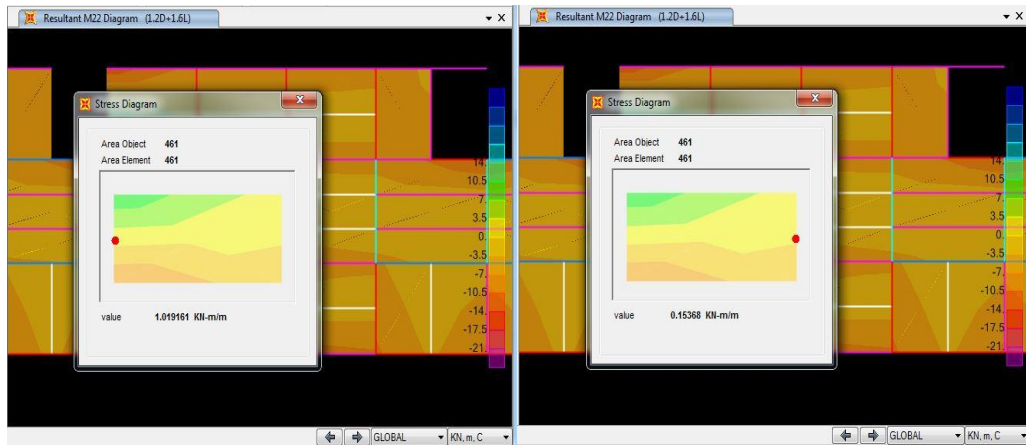
Mutu beton (f_c') = 25 MPa

Mutu tulangan = 390 MPa

Tebal pelat = 120 mm
 Beban hidup = 2 kN
 Beban mati = 4 kN
 Diameter tulangan = 10 mm
 Decking = 20 mm
 Ly (panjang) = 4,1 m
 Lx (pendek) = 2,6 m
 Ly/Lx = 1,57

2. Momen Lapangan dan Tumpuan





$$ML_x = 1,1750 \text{ kN/m}$$

$$ML_y = 0,6017 \text{ kN/m}$$

$$MT_{y1} = 1,019 \text{ kN/m}$$

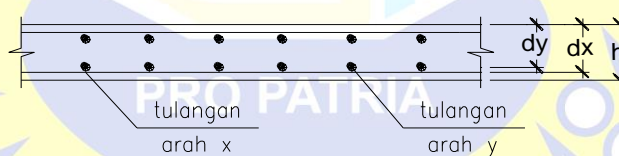
$$MT_{y2} = 0,1536 \text{ kN/m}$$

$$MT_{x3} = 1,12437 \text{ kN/m}$$

$$MT_{x4} = 2,6173 \text{ kN/m}$$

2. Desain Tulangan

Asumsi tulangan tunggal



Gambar 4.7 Tinggi Efektif Pelat

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 120-20 = 100 \text{ mm (tebal pelat bersih)}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & ; \text{ bila } f'_c \leq 28 \text{ MPa} \\ 0.85 - 0.05/7 \times (f'_c - 28) & ; \text{ bila } 28 < f'_c < 56 \text{ MPa} \\ 0.65 & ; \text{ bila } f'_c \geq 56 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$M_u = 2,6173 \text{ kN/m (max } ML_x, ML_y, MT_{y1}, MT_{y2}, MT_{x3}, MT_{x4})$$

$$\begin{aligned} M_u &= Mu/\phi \\ &= 2,6173 / 0,9 \\ &= 2,9081 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Penulangan Minimum (Pelat 2 arah) (SNI-13 ps 7.12.2.1)

$$\begin{aligned} A_{\min} &= 0,18\% bht \\ &= 0,18\% \times 1000 \times 120 \\ &= 216 \text{ mm}^2 / m \end{aligned}$$

Digunakan tulangan (D) : 10mm

$$s = 300 \text{ (jarak antara tulangan)}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 0,25 \times \pi \times D^2 \times (b/s) \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times (1000/175) \\ &= 262 \text{ mm}^2 / m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_c b} \right) \\ &= 0,9 \times 262 \times 390 \left(100 - \frac{262 \times 390}{1,7 \times 25 \times 1000} \right) \times 10^6 \\ &= 8.975101714 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Penulangan Maximum

$$\begin{aligned} A_{\max} &= \frac{0,31875 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} bd \\ A_{\max} &= \frac{0,31875 \times 0,85 \times 25}{390} \times 1000 \times 100 \\ &= 1736,78 \text{ mm}^2 / m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_c b} \right) \\ &= 0,9 \times 262 \times 390 \left(100 - \frac{1736,78 \times 390}{1,7 \times 25 \times 1000} \right) \times 10^6 \\ &= 51.24528809 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Penulangan Pelat

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{1,7 f_c' b} \right)$$

$$\left(\frac{f_y}{1,7 f_c' b} \right) A_s^2 - A_s (d) + \frac{M_u}{\phi f_y} = 0$$

$$A = \left(\frac{f_y}{1,7 f_c' b} \right) = \left(\frac{390}{1,7 \times 25 \times 1000} \right)$$

$$= 0,009176$$

$$B = (-d) = (-100)$$

$$C = \frac{M_u}{\phi f_y} = \left(\frac{2,6173 \times 1000000}{0,9 \times 390} \right) = 7456,695$$

Dengan rumus ABC, didapat

$$A_s = \frac{-B - \sqrt{(B^2 - 4AC)}}{2A}$$

$$= \left(\frac{-(-100) - \sqrt{(-100)^2 - 4 \times 0,009176 \times 7456,695}}{2 \times 0,009176} \right)$$

$$= 75,085 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Cek $A_s \geq A_{s \text{ min}}$

$$75,085 \text{ mm}^2 / \text{m} < 216 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Dipakai $A_s \text{ Min } 216 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Digunakan tulangan (D) : 10 mm

$$s = 200 \text{ (jarak antara tulangan)}$$

$$A_s = 0,25 \times \pi \times D^2 \times (b/s)$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 10^2 \times (1000/200)$$

$$= 392 \text{ mm}^2$$

Jarak maksimum, s

$$s_{\text{max-1}} = 308(280/f_s) - 2,5Cc \quad (\text{SNI-13, ps 10.6.4})$$

Dimana :

$$Cc = \text{jarak terkecil dari permukaan tulangan} = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} fs &= 2/3 f_y \\ &= 2/3 (390) \\ &= 260 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_{\max-1} &= 308(280/260)-2,5 \times 20 \\ &= 281,69 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s_{\max-2} &= 2ht \quad (\text{SNI-13, ps 13.3.2}) \\ &= 2 \times 120 \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s_{\max-3} = 450 \text{ mm} \quad (\text{SNI-13, ps 10.5.4})$$

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \text{Minimum dari } s_{\max-1}, s_{\max-2}, s_{\max-3} \\ &= 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D10-200

Tabel 4.22 Tulangan Pelat

Pelat S1	Diameter	Jarak Tulangan
S,lx	D10	200
S,ly	D10	200
S,ty1	D10	200
S,ty2	D10	200
S,tx3	D10	200
S,tx4	D10	200

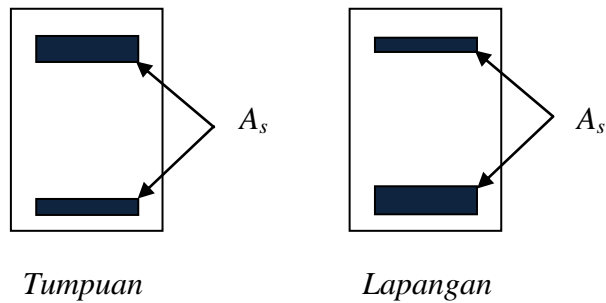
4.3.2 Perencanaan Balok

1. Perhitungan Tulangan Balok

Kebutuhan tulangan balok diambil dari hasil output SAP2000 ,
 maximum $A_s \leq 0,0025 b_w \cdot d$ (SNI-13 ps 21.5.2.1)

1. Desain Tulangan

Tulangan tumpuan dan lapangan B1 25 / 50



Gambar 4.8 Tulangan Balok yang Ditinjau

$$\begin{aligned}
 b &= 250 \text{ mm} \\
 h &= 500 \text{ mm} \\
 A &= b \times h \\
 &= 250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} \\
 &= 125000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2. Rasio tulangan total balok (0,01-0,025)

$$\begin{aligned}
 A_{\min} &= 0,01 \times b \times h \\
 &= 0,01 \times 250 \times 500 \\
 &= 1250 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

3. Penulangan Maximum

$$\begin{aligned}
 A_{\max} &= 0,025 \times b \times h \\
 &= 0,025 \times 250 \times 500 \\
 &= 3125 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dari SAP diperoleh A_s :

- Tumpuan maksimum $A_s = 1514,1 \text{ mm}^2$, bawah $= 0,5 \times A_s = 757,05 \text{ mm}^2$, total $= 1514,1 + 757,05 = 2271,15 \text{ mm}^2 \leq 3125 \text{ mm}^2$ (ok)
- Lapangan maksimum $A_s = 1424,84 \text{ mm}^2$, atas $= 0,5 \times A_s = 712,42 \text{ mm}^2$
- Total $= 1424,84 + 712,42 = 2137,26 \text{ mm}^2 \leq 3125 \text{ mm}^2$ (ok)

4. Penulangan sengkang

Dari output SAP didapat $A_v = 1847 \text{ mm}^2/\text{m}$ Tumpuan dan $A_v = 1327 \text{ mm}^2/\text{m}$ lapangan. Sengkang 2 kaki

- o $A_s \text{ D10} = 78,5 \text{ mm}^2$

$$= 2 \times 78,5 \text{ mm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang area tumpuan D10-75, dan area lapangan D10-100.

Untuk balok yang lain dihitung dengan cara yang sama dengan balok B1

Tabel 4.23 A_s Pakai Balok

Type Balok	b (mm)	h (mm)	As min 0.01	As max 0.025	As pakai SAP Tmp	As pakai SAP Lap	Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan
B1	250	500	1250	3125	2271.15	2137.26	D10-75	D10-100
B2	200	400	800	2000	2236.95	1838.53	D10-100	D10-175
B3	150	300	450	1125	450	450	D8-125	D8-125
BS1	300	500	1500	3750	2887.2	3148.15	D12-100	D12-150
BS2	350	550	1925	4812.5	3987.21	2186.23	D12-100	D12-125
BS3	400	550	2200	5500	4436.82	2576.96	D12-75	D12-125

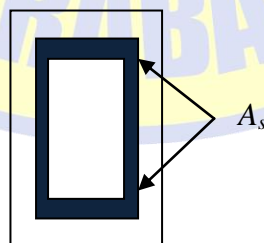
4.3.3 Perencanaan Kolom

1. Perhitungan Tulangan Kolom

Rasio kebutuhan tulangan kolom ($0,01A_g - 0,08 A_g$) dipakai dr output SAP :

1) Desain Tulangan

Tulangan Kolom K1 40 x 110



Gambar 4.9 Tulangan Kolom yang Ditinjau

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

$$h = 1100 \text{ mm}$$

$$A_g = b \times h$$

$$= 350 \text{ mm} \times 1100 \text{ mm}$$

$$= 385000 \text{ mm}^2$$

2) Rasio Tulangan Total Kolom (0,01-0,08) (SNI-13 Pasal 10.9.1)

$$A_{\min} = 0,01 \times b \times h$$

$$= 0,01 \times 400 \times 1100$$

$$= 4400 \text{ mm}^2$$

3) Penulangan Maximum

$$A_{\max} = 0,08 \times b \times h$$

$$= 0,08 \times 350 \times 1100$$

$$= 30800 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan kolom Output SAP 1 %

$$A_s = 0,01 \cdot b \cdot h$$

$$= 0,01 \times 350 \times 1100$$

$$= 3850 \text{ mm}^2$$

4) Penulangan sengkang

Dari output SAP didapat $A_v = 421 \text{ mm}^2/\text{m}$

Dipakai sengkang 2 kaki

$$\circ A_s \text{ D10} = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$= 2 \times 78,5 \text{ mm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

Dipakai sengkang area tumpuan dan lapangan D10 – 150.

Untuk kolom yang lain dihitung dengan cara yang sama dengan kolom

K1

Tabel 4.24 A_s Pakai Kolom

Type Kolom	b (mm)	h (mm)	As min 0.01	As max 0.08	Dipakai 0.01	Sengkang Tumpuan	Sengkang lapangan
K1	350	1100	3850	35200	3850	D10-150	D10-150
K2	350	1000	3500	32000	3500	D10-100	D10-100
K3	350	900	3150	28800	3150	D10-100	D10-100
K4	350	650	2275	18200	2275	D10-125	D10-125

4.3.4 Perhitungan Tulangan Shear Wall

Rasio luas tulangan geser horisontal terhadap luas beton bruto penampang vertikal ρ_t , tidak kurang dari 0,0025 SNI 13 Pasal 11.9.9.2. sedangkan untuk rasio tulangan geser vertikal terhadap luas beton bruto penampang horisonatal ρ_1 tidak boleh kurang dari yang lebih besar dari :

$$\rho_1 = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0,0025) \quad (\text{Pers 11-30})$$

dan 0,0025. Nilai ρ_1 yang dihitung dengan pers 11-30 tidak perlu lebih besar dari ρ_t .

keterangan :

h_w = tinggi keseluruhan dinding

l_w = panjang keseluruhan dinding

Dinding shear wall berbentuk U dengan

panjang (l_w) = 4,5 m + 2,5 m + 4,5 m

tebal (h) = 0,25 m

tinggi (h_w) = 3,2 m

f_c' = 29 Mpa

f_y = 390 Mpa

V_u = 3275,266 kN

N_u = 1785,97 kN

d = 0,8 l_w

d = 3600 mm

$h_w / 2$ = 1600 mm ambil L terkecil

$l_w / 2$ = 2250 mm

L = 1600 mm

z = $h_w - l_w / 2$

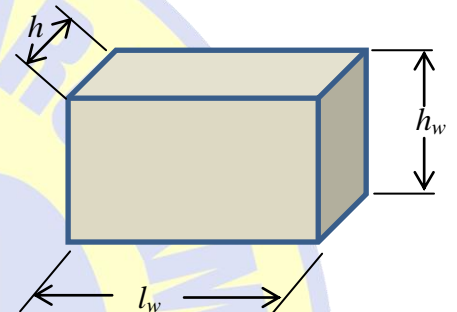
$$= 3200 - 4200 / 2 = - 950 \text{ mm}$$

\emptyset (shear) = 0,75

1. Desain Tulangan

$$M_u = V_u \cdot L$$

SNI (11.9.7)



$$= 1785,97 \text{ kN} \times 1600 \text{ mm}$$

$$= 5240426 \text{ kNmm}$$

$$V_u = \phi(5/6) \sqrt{f_c'} h.d \quad \text{SNI (11.9.3)}$$

$$= 0,75 (5/6) \sqrt{(29)} 250 \times 3600$$

$$= 3029155 \text{ N} \rightarrow 3029,155 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,27 \lambda \sqrt{f_c'} h d + \frac{N_u d}{4l_w}$$

$$= 0,27 \times 1 \times \sqrt{29} \times 250 \times 3600 + \frac{1785,97 \times 3600}{4 \times 4500}$$

$$= 1308952 \text{ N}$$

$$\phi.V_c = 0,75 \times 1308952$$

$$= 981714,2 \text{ N}$$

$$\phi.V_c/2 = \frac{981714,2}{2}$$

$$= 490857,1 \text{ N}$$

a. Tulangan Geser Arah Horizontal

$$V_u = \phi.V_c + \phi.V_s$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

$$A_v/S = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi.f_y d} \quad \text{PRO PATRIA}$$

$$= \frac{32775266 - 0,75 \times 1308952}{0,75 \times 390 \times 3600}$$

$$= 2.17811 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_v = \text{two bar cross sectional areas}$$

Coba :

$$D13, A_v = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{2.A_v}{A_v/S}$$

$$S = 121,817 \text{ mm}$$

Maximum vertical spacing pada horizontal stirrups:

$$l_w/5 = 4500 / 5 = 900 \text{ mm}$$

SNI 11.9.9.3

$$3h = 3 \times 250 = 750$$

$$450 = 450 \text{ mm}$$

Max Vert Space = 450 mm (minimum)

Dipakai 2D13 @ 120 mm

A_g = tebal dinding x jarak vertikal of horizontal stirrups

$$= h.S$$

$$A_g = 250 \times 120 = 30000$$

$$\rho_t = A_v / A_s$$

$$\rho_t = 2 \times 132,665 / 250 \times 120$$

$$\rho_t = 0,00884$$

$$\text{minimum } \rho_t = 0,0025$$

(SNI 11.9.9.2)

b. Tulangan Geser Arah Vertikal

$$\min \rho_t = 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_t - 0,0025) \quad (\text{SNI pers 11-30})$$

$$= 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{3200}{4500} \right) (0,00884 - 0,0025)$$

$$= 0,008175$$

Asumsi pakai D13

A_v = two bar cross sectional area and

S = horizontal spacing of vertical bars

$$S = \frac{2 \times 132,665}{250 \times 0,008175}$$

$$= 129,831 \text{ mm}$$

Max horizontal spacing of vertical stirrups

$$l_w / 3 = 4500 / 3 = 1500 \text{ mm}$$

(SNI 11.9.9.5)

$$3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$$

$$450 = 450 \text{ mm}$$

Pakai 120 mm

Dipakai 2 D13 @ 120

Vertical bars 120 mm, pusat ke pusat horizontal

c. Desain *Vertical Flexural Reinforcing*

$$\begin{aligned}M_u &= V_u \times h_w \\ &= 3275,266 \times 3200 \\ &= 10480851 \text{ kNmm}\end{aligned}$$

$$M_u = \text{dari SAP}$$

$$\begin{aligned}M_u &= 90,76 \text{ kNm} \\ &= 90760 \text{ kNmm}\end{aligned}$$

$$M_u \text{ (control)} = 10480851 \text{ kNmm}$$

Where b is wall thickness and d is approximated by $= 0,8 l_w$

$$f'_c = 29 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

$$d = 3600 \text{ mm}$$

$$A = \frac{f_y}{1,7 \times f'_c \times b} = \frac{390}{1,7 \times 29 \times 250} = 0,031643$$

$$B = -3600$$

$$C = \frac{M_u}{0,9 \times f_y} = \frac{10480851000}{0,9 \times 390} = 29859,97$$

$$A = 0,031643 / 0,031643 = 1$$

$$B = -3600 / 0,031643 = -113769$$

$$C = 29859,97 / 0,031643 = 943651,8$$

$$A_s = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \times C}}{2}$$

$$= 284.629 \text{ mm}^2$$

$$\text{D13, } A_s = 132,665 \text{ mm}^2$$

$$n = 284.629 \text{ mm}^2 / 132,665 \text{ mm}^2$$

$$n = 2,145$$

$$n = 3 \text{ (round)}$$

Pakai 3 D13

Tabel 4.25 Penulangan Shear Wall

SW1	Tul Vertikal	Tul Horiz	vert. Flexural
LT.1-8	D13 - 120	D13 - 120	3 D 13
L.9-ATAP	D13 - 240	D13 - 240	3 D 13

Perbandingan Desain Struktur Awal Dengan Redesain

Tabel 4.26 Perbandingan Desain Kolom Awal Dengan Redesain

DESAIN AWAL					
Kolom	Dimensi (cm)	Tulangan	Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan	Jumlah Kaki
K1	30 x 100	18 D19	Ø 10-100	Ø 10-150	5 kaki
K2	30 x 90	18 D19	Ø 10-100	Ø 10-150	5 kaki
K3	30 x 90	18 D16	Ø 10-100	Ø 10-150	5 kaki
K4	30 x 60	10 D16	Ø 10-100	Ø 10-150	2 kaki
REDESAIN					
Kolom	Dimensi (cm)	Tulangan	Sengkang Tumpuan	Sengkang Lapangan	Jumlah Kaki
K1	35 x 110	14 D19	Ø 10-150	Ø 10-150	2 kaki
K2	35 x 100	13 D19	Ø 10-100	Ø 10-100	2 kaki
K3	35 x 90	12 D19	Ø 10-100	Ø 10-100	2 kaki
K4	35 x 65	10 D19	Ø 10-125	Ø 10-125	2 kaki

Tabel 4.27 Perbandingan Desain Balok Awal Dengan Redesain

DESAIN AWAL						
Balok	B1		B2		B3	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	250/500	250/500	200/400	200/400	150/300	150/300
Tul. Atas	4 D16	2 D16	4 D16	2 D16	4 D13	2 D13
Tul. Bawah	2 D16	4 D16	2 D16	4 D16	2 D13	4 D13
Tul. Tengah	2 Ø10	2 Ø10	-	-	-	-
Sengkag	Ø 10-100	Ø 10-150	Ø 10-100	Ø 10-150	Ø 8-125	Ø 8-125
n kaki	2	2	2	2	2	2

REDESAIN				
Balok	B1		B2	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	250/500	250/500	200/400	200/400
Tul. Atas	5 D19 + 1 D13	3 D19	5 D19 + 1 D13	2 D19 + 1 D13
Tul. Bawah	3 D19	5 D19 + 1 D13	2 D19 + 1 D13	4 D19 + 1 D13
Tul. Tengah	2 Ø10	2 Ø10	-	-
Sengkag	Ø 10-75	Ø 10-100	Ø 10-100	Ø 10-175
n kaki	2	2	2	2
REDESAIN				
Balok	B3		BS1	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	150/300	150/300	300/500	300/500
Tul. Atas	2 D13	2 D13	5 D22 + 1 D16	3 D22
Tul. Bawah	2 D13	2 D13	3 D22	5 D22 + 1 D16
Tul. Tengah	-	-	2 Ø10	2 Ø10
Sengkag	Ø 8-125	Ø 8-125	Ø 12-100	Ø 10-150
n kaki	2	2	2	2
REDESAIN				
Balok	BS2		BS3	
	Tumpuan	Lapangan	Tumpuan	Lapangan
Dimensi (mm)	350/550	350/550	400/550	400/550
Tul. Atas	7 D22	2 D22	8 D22	3 D22
Tul. Bawah	4 D22	4 D22	4 D22	5 D22
Tul. Tengah	2 Ø10	2 Ø10	2 Ø10	2 Ø10
Sengkag	Ø 12-100	Ø 12-125	Ø 12-75	Ø 12-125
n kaki	2	2	2	2

Tabel 4.28 Perbandingan Desain Pelat Awal Dengan Redesain

Type	AWAL		REDESAIN	
Pelat S1	Diameter	Jarak Tulangan	Diameter	Jarak Tulangan
S,lx	D10	200	D10	200
S,ly	D10	200	D10	200
S,ty1	D10	200	D10	200
S,ty2	D10	200	D10	200
S,tx3	D10	200	D10	200
S,tx4	D10	200	D10	200

Tabel 4.29 Desain Shear Wall Redesain

SW1	Tul Vertikal	Tul Horiz	vert. Flexural
LT.1-8	D13 - 120	D13 - 120	3 D 13
L.9-ATAP	D13 - 240	D13 - 240	3 D 13

4.4. RENCANA ANGGARAN BIAYA

4.4.1 Analisa Harga Satuan Pekerjaan (AHSP)

Tabel 4.30 Analisa Harga Satuan Pekerjaan

NO	A		B	C = A*B
1 .	1 m ³ Beton Tie Beam fc' 27,5 (K-300)		Harga Bahan	
	1.03 m ³	Beton Readymix fc' 27,5 (K-300) PC Rate	Rp. 669,500.00	Rp. 689,585.00
	1 m ³	Upah Pengecoran	Rp. 40,500.00	Rp. 40,500.00
	1 m ³	Alat Bantu (Pompa)	Rp. 35,500.00	Rp. 35,500.00
			Dibulatkan	Rp. 765,585.00 Rp. 765,590.00
2 .	1 m ³ Beton Kolom fc' 40 (K-500)			
	1.03 m ³	Beton Readymix fc' 40 (K-500)	Rp. 785,375.00	Rp. 808,936.25
	1 m ³	Upah Pengecoran	Rp. 40,500.00	Rp. 40,500.00
	1 m ³	Alat Bantu	Rp. 35,500.00	Rp. 35,500.00
			Dibulatkan	Rp. 884,936.25 Rp. 884,940.00
3 .	1 m ³ Beton Kolom fc' 29 (K-350)			
	1.03 m ³	Beton Readymix fc' 29 (K-350)	Rp. 714,275.00	Rp. 735,703.25
	1 m ³	Upah Pengecoran	Rp. 40,500.00	Rp. 40,500.00
	1 m ³	Alat Bantu	Rp. 35,500.00	Rp. 35,500.00
			Dibulatkan	Rp. 811,703.25 Rp. 811,700.00
4 .	1 m ³ Beton Kolom fc' 27,5 (K-300)			
	1.03 m ³	Beton Readymix fc' 27,5 (K-300) PC Rate	Rp. 669,500.00	Rp. 689,585.00
	1 m ³	Upah Pengecoran	Rp. 40,500.00	Rp. 40,500.00
	1 m ³	Alat Bantu	Rp. 35,500.00	Rp. 35,500.00
			Dibulatkan	Rp. 765,585.00 Rp. 765,590.00

5 .	1 m ³ Beton Balok fc' 27,5 (K-300)			
	1.03 m ³	Beton Readymix fc' 27,5 (K-300) PC Rate	Rp. 669,500.00	Rp. 689,585.00
	1 m ³	Upah Pengecoran	Rp. 40,500.00	Rp. 40,500.00
	1 m ³	Alat Bantu	Rp. 35,500.00	Rp. 35,500.00
			Dibulatkan	Rp. 765,585.00 Rp. 765,590.00
6 .	1 m ³ Beton Pelat fc' 27,5 (K-300)			
	1.03 m ³	Beton Readymix fc' 27,5 (K-300) PC Rate	Rp. 669,500.00	Rp. 689,585.00
	1 m ³	Upah Pengecoran	Rp. 40,500.00	Rp. 40,500.00
	1 m ³	Alat Bantu	Rp. 35,500.00	Rp. 35,500.00
			Dibulatkan	Rp. 765,585.00 Rp. 765,590.00

(Sumber Harga Satuan Pekerjaan PT.PP tahun 2017, mengacu pada SNI 2013)

Tabel 4.31 Analisa Harga Bahan

No	Material Struktur		Spesifikasi	Harga Satuan	
1 .	Besi Beton U-24 & U-39	Struktural	SBO / PC RATE	Rp 7,200.00	Kg
2 .	Besi Beton U-24 & U-39		SBO / PC RATE	Rp 7,200.00	Kg
3 .	Bendrat			Rp 13,500.00	Kg
4 .	Beton Readymix K - 500		Ex. Varia Usaha Beton	Rp 825,375.00	m ³
5 .	Beton Readymix K - 350		Ex. Varia Usaha Beton	Rp 714,275.00	m ³
6 .	Beton Readymix K - 300	PC Rate	Ex. Varia Usaha Beton	Rp 669,500.00	m ³
7 .	Beton Readymix K - 175		Ex. Varia Usaha Beton	Rp 590,000.00	m ³
8 .	Beton B0		Ex. Varia Usaha Beton	Rp 559,400.00	m ³

4.4.2 Perhitungan Volume

Perhitungan volume pekerjaan beton, besi, bekisting dibuat dalam tabel dibawah ini

Tabel 4.32 Perhitungan Volume Beton Balok dan Kolom

BETON	LT.2-LT.4				V=B*H*P*J	
BALOK	B (m)	H (m)	P (m)	J	VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	30.15	3	8.59	m ³
B2 (20x40)	0.20	0.28	119.85	3	20.13	m ³
B3 (15x30)	0.15	0.18	117.45	3	9.51	m ³
BS1 (30x50)	0.30	0.38	61.60	3	21.06	m ³
BS2 (35x55)	0.35	0.43	30.60	3	13.82	m ³
				Jumlah	73.12	m ³
BETON	LT.5-LT.7				V=B*H*P*J	
BALOK	B (m)	H (m)	P (m)	J	VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	30.15	3	8.59	m ³
B2 (20x40)	0.20	0.28	119.85	3	20.13	m ³
B3 (15x30)	0.15	0.18	117.45	3	9.51	m ³
BS1 (30x50)	0.30	0.38	61.6	3	21.07	m ³
BS2 (35x55)	0.35	0.43	20.4	3	9.21	m ³
BS3 (40x55)	0.40	0.43	10.2	3	5.26	m ³
				Jumlah	73.78	m ³
	LT.8-LT.10				V=B*H*P*J	
	B (m)	H (m)	P (m)	J	VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	30.15	3	8.59	m ³
B2 (20x40)	0.20	0.28	119.85	3	20.13	m ³
B3 (15x30)	0.15	0.18	117.45	3	9.51	m ³
BS1 (30x50)	0.30	0.38	61.6	3	21.07	m ³
BS2 (35x55)	0.35	0.43	30.6	3	13.82	m ³
				Jumlah	73.12	m ³
	LT.11-LT.15				V=B*H*P*J	
	B (m)	H (m)	P (m)	J	VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	48.1	5	22.85	m ³
B2 (20x40)	0.20	0.28	119.85	5	33.56	m ³
B3 (15x30)	0.15	0.18	117.45	5	15.86	m ³
BS1 (30x50)	0.30	0.38	62.85	5	35.82	m ³
BS2 (35x55)	0.35	0.43	13.6	5	10.23	m ³
				Jumlah	118.32	m ³

LT. ATAP + LIFT					V=B*H*P*J		
	B (m)	H (m)	P (m)	J		VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	54.9	1		5.22	m ³
B2 (20x40)	0.2	0.28	247.8	1		13.88	m ³
B3 (15x30)	0.15	0.18	95	1		2.57	m ³
				Jumlah		21.66	m ³
BETON		LT.1			V=B*H*T*J*n		
KOLOM	B (m)	H (m)	T (m)	J	n	VOL	SAT
K1 (35x110)	0.35	1.1	3.2	12	1	14.78	m ³
K2 (35x100)	0.35	1	3.2	20	1	22.40	m ³
K4 (35x65)	0.35	0.65	3.2	2	1	1.46	m ³
					Jumlah	38.64	m ³
LT.2-8					V=B*H*T*J*n		
	B (m)	H (m)	T (m)	J	n	VOL	SAT
K2 (35x100)	0.35	1	2.8	32	7	219.52	m ³
K4 (35x65)	0.35	0.65	2.8	2	7	8.92	m ³
					Jumlah	228.44	m ³
LT.9-15					V=B*H*T*J*n		
	B (m)	H (m)	T (m)	J	n	VOL	SAT
K3 (35x90)	0.35	0.9	2.8	32	7	197.57	m ³
K4 (35x65)	0.35	0.65	2.8	2	7	8.92	m ³
					Jumlah	206.49	m ³
LT. ATAP + LIFT					V=B*H*T*J*n		
	B (m)	H (m)	T (m)	J	n	VOL	SAT
K3 (35x90)	0.35	0.9	4.4	2	1	2.77	m ³
K4 (35x65)	0.35	0.65	4.4	2	1	2.00	m ³
					Jumlah	4.77	m ³

Tabel 4.33 Perhitungan Volume Beton SW

	LT.1					V=P*L*Tb*J*n	
BETON	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
SW1	11.5	3.2	0.25	2	1	18.40	m ³
						18.40	m ³
	LT.2-15					V=P*L*Tb*J*n	
	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
SW1	11.5	2.8	0.25	2	14	225.40	m ³
						225.40	m ³
	LTATAP					V=P*L*Tb*J*n	
	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
SW1	11.5	4.4	0.25	1	1	12.65	m ³
	11.5	2.6	0.25	1	1	7.48	m ³
						20.13	m ³

Tabel 4.34 Perhitungan Volume Beton Plat

PLAT LANTAI 2 - lt.15						V=P*L*Tb*J*n	
	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
S1	39.1	13.2	0.12	1	1	61.93	m ³
void	4.45	2.7	0.12	1	1	1.44	m ³
	4.25	2.5	0.12	2	1	2.55	m ³
k1-1	1	0.35	0.12	32	1	1.34	m ³
k4	.65	0.35	0.12	2	1	0.05	m ³
			plat S1/ lantai =			56.54	m ³
lt. Atap lift						V=P*L*Tb*J*n	
	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
S1	8.7	5.9	0.12	1	1	6.16	m ³
	5.9	3	0.12	1	1	2.12	m ³
						8.28	m ³

Tabel 4.35 Perhitungan Volume Bekisting Balok

BEKISTING	LT.2-LT.4				V=B*H*P*J	
BALOK	B (m)	H (m)	P (m)	J	VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	30.15	3	68.992	m ²
B2 (20x40)	0.20	0.28	119.85	3	201.548	m ²
B3 (15x30)	0.15	0.18	117.45	3	126.996	m ²
BS1 (30x50)	0.30	0.38	61.60	3	140.748	m ²
BS2 (35x55)	0.35	0.43	30.60	3	79.298	m ²
				Jumlah	617.582	m ²
	LT.5-LT.7				V=B*H*P*J	
	B (m)	H (m)	P (m)	J	VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	30.15	3	68.99	m ²
B2 (20x40)	0.20	0.28	119.85	3	201.55	m ²
B3 (15x30)	0.15	0.18	117.45	3	126.99	m ²
BS1 (30x50)	0.30	0.38	61.60	3	140.75	m ²
BS2 (35x55)	0.35	0.43	20.40	3	52.98	m ²
BS3 (40x55)	0.40	0.43	10.20	3	26.72	m ²
				Jumlah	617.98	m ²
	LT.8-LT.10				V=B*H*P*J	
	B (m)	H (m)	P (m)	J	VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	30.15	3	68.992	m ²
B2 (20x40)	0.2	0.28	119.85	3	201.548	m ²
B3 (15x30)	0.15	0.18	117.45	3	126.996	m ²
BS1 (30x50)	0.3	0.38	61.6	3	140.748	m ²
BS2 (35x55)	0.35	0.43	30.6	3	79.298	m ²
				Jumlah	617.582	m ²
	LT.11-LT.15				V=B*H*P*J	
	B (m)	H (m)	P (m)	J	VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	48.1	5	183.03	m ²
B2 (20x40)	0.2	0.28	119.85	5	335.78	m ²
B3 (15x30)	0.15	0.18	117.45	5	211.56	m ²
BS1 (30x50)	0.3	0.38	62.85	5	239.13	m ²
BS2 (35x55)	0.35	0.43	13.6	5	58.83	m ²
				Jumlah	1028.33	m ²

LT.ATAP + LIFT					V=B*H*P*J	
	B (m)	H (m)	P (m)	J	VOL	SAT
B1 (25x50)	0.25	0.38	54.9	1	41.97	m ²
B2 (20x40)	0.20	0.28	247.8	1	138.97	m ²
B3 (15x30)	0.15	0.18	95	1	34.35	m ²

Tabel 4.36 Perhitungan Volume Bekisting Kolom

BEKISTING	LT.1					V=B*H*T*J*n	
KOLOM	B (m)	H (m)	T (m)	J	n	VOL	
K1 (35x110)	0.35	1.1	3.2	12	1	111.36	m ²
K2 (35x100)	0.35	1	3.2	20	1	172.80	m ²
K4 (35x65)	0.35	0.65	3.2	2	1	12.80	m ²
				jumlah		296.96	m ²
	LT.2-8						
	B	H	P	J	n	VOL	
K2 (35x100)	0.35	1	2.8	32	7	1,693.44	m ²
K4 (35x65)	0.35	0.65	2.8	2	7	78.40	m ²
				jumlah		1,771.84	m ²
	LT.9-15						
	B	H	P	J	n	VOL	
K3 (35x90)	0.35	0.9	2.8	32	7	1,568.00	m ²
K4 (35x65)	0.35	0.65	2.8	2	7	78.40	m ²
				jumlah		1,646.40	m ²
	LT.ATAP + LIFT						
	B	H	P	J	n	VOL	
K3 (35x90)	0.35	0.9	4.4	2	1	22.00	m ²
K4 (35x65)	0.35	0.65	4.4	2	1	17.60	m ²
				jumlah		39.60	m ²

Tabel 4.37 Perhitungan Volume Bekisting SW

BEKISTING	LT.1					V=P*L*Tb*J*n	
	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
SW1	11.5	3.2	0.25	2	1	150.40	m ²
				jumlah		150.40	m ²
	LT.2-15					V=P*L*Tb*J*n	
	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
SW1	11.5	2.8	0.25	2	14	1,842.40	m ²
				jumlah		1,842.40	m ²
	LTATAP					V=P*L*Tb*J*n	
	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
SW1	11.5	4.4	0.25	1	1	103.40	m ²
	11.5	2.6	0.25	1	1	61.10	m ²
				jumlah		61.10	m ²

Tabel 4.38 Perhitungan Volume Bekisting Pelat

LT.2-10	A	516.12	M2			V=P*L*Tb*J*n	
	PELAT	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
S1	39.1	13.2		1	9	4,645.08	m ²
void	4.45	2.7		1	9	108.14	m ²
	4.25	2.5		2	9	191.25	m ²
k1-1	1	0.35		32	9	100.80	m ²
k4	.65	0.35		2	9	4.09	m ²
B B1	30.15	0.25		1	9	67.84	m ²
B B2	119.85	0.2		1	9	215.73	m ²
B B3	117.45	0.15		1	9	158.56	m ²
B BS1	61.6	0.3		1	9	166.32	m ²
B BS2	30.6	0.35		1	9	96.39	m ²
					Jumlah	3,535.96	m ²
					per lantai	392.89	m ²

LT.11-15	A PLAT	516.12	M2			V=P*L*Tb*J*n	
	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
S1	39.1	13.2		1	5	2,580.60	m ²
void	4.45	2.7		1	5	60.08	m ²
	4.25	2.5		2	5	106.25	m ²
k1-1	0.9	0.35		32	5	50.40	m ²
k4	0.65	0.35		2	5	2.28	m ²
B B1	48.1	0.25		1	5	60.13	m ²
B B2	119.85	0.2		1	5	119.85	m ²
B B3	117.45	0.15		1	5	88.09	m ²
B BS1	62.85	0.3		1	5	94.28	m ²
B BS2	13.6	0.35		1	5	23.80	m ²
					Jumlah	1975.46	m ²
					per lantai	395.09	m ²

LT.11-15	A PLAT	51.33	M2			V=P*L*Tb*J*n	
	P (m)	L (m)	Tb (m)	J	n	VOL	SAT
s1	8.7	5.9		1	5	256.65	m ²
void	5.9	3		1	5	88.50	m ²
					Jumlah	345.15	m ²

Note : Perhitungan volume besi dapat dilihat pada lampiran RAB

4.4.3 Analisa Pekerjaan Struktur

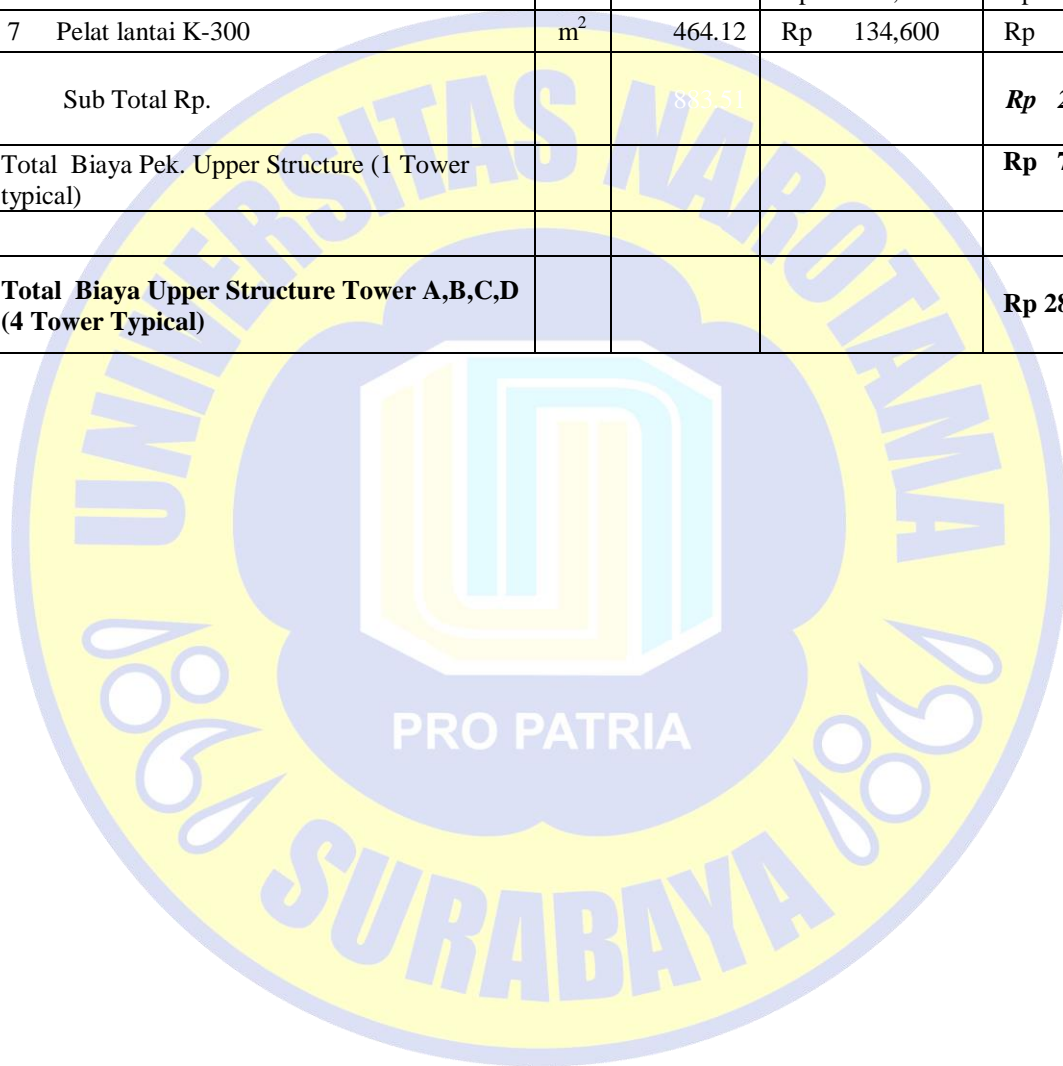
Tabel 4.39 Analisa Pekerjaan Struktur

A	PEK. STRUCTURE ATAS (TOWER A)	unit	volume	Harga satuan	Tot harga
			a	b	C = a * b
A.1	PEKERJAAN BETON :				
<i>a.</i>	GROUND FLOOR :				
	1 Kolom K1 35/110 K350	m ³	14.78	Rp. 811,700	Rp 12,000,173
	2 Kolom K2 35/100 K350	m ³	22.40	Rp. 811,700	Rp 18,182,080
	3 Kolom K4 35/65 K350	m ³	1.46	Rp. 811,700	Rp 1,181,835
	4 Shearwall K 350	m ³	18.40	Rp. 811,700	Rp 14,935,280
<i>b.</i>	LANTAI 2 - LANTAI 10 :				
	1 Kolom K2 35/100 K350 (lantai 2 s/d 10)	m ³	219.52	Rp. 811,700	Rp 178,184,384.00
	2 Kolom K3 350/90 K350 (lantai 2 s/d10)	m ³	56.45	Rp. 811,700	Rp 45,818,841.60
	3 Kolom K4 35/65 K350 (lantai 2 s/d 10)	m ³	11.47	Rp. 811,700	Rp 9,306,952.20
	4 Shearwall K-350	m ³	144.90	Rp. 811,700	Rp 117,615,330.00
	5 Balok B1 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ³	25.78	Rp. 811,700	Rp 20,924,205.53
	6 Balok B2 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ³	60.40	Rp. 811,700	Rp 49,030,251.48
	7 Balok B3 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ³	28.54	Rp. 811,700	Rp 23,166,202.10
	8 Balok BS1 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ³	63.20	Rp. 811,700	Rp 51,300,738.72
	9 Balok BS2 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ³	36.84	Rp. 811,700	Rp 29,904,976.08
	10 Balok BS3 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ³	5.26	Rp. 811,700	Rp 4,272,139.44
	11 Pelat lantai K-300 (lantai 2 s/d 10)	m ³	508.90	Rp. 765,590	Rp 389,605,688.64
<i>c.</i>	LANTAI 11 - LANTAI 15 :				
	1 Kolom K3 35/90 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ³	141.12	Rp. 811,700	Rp 114,547,104.00
	2 Kolom K4 35/65 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ³	6.37	Rp. 811,700	Rp 5,170,529.00
	3 Shearwall K-350	m ³	80.50	Rp. 811,700	Rp 65,341,850.00
	4 Balok B1 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ³	22.85	Rp. 811,700	Rp 18,545,315.75
	5 Balok B2 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ³	33.56	Rp. 811,700	Rp 27,239,028.60
	6 Balok B3 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ³	15.86	Rp. 811,700	Rp 12,870,112.28
	7 Balok BS1 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ³	35.82	Rp. 811,700	Rp 29,078,746.65
	8 Balok BS2 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ³	10.23	Rp. 811,700	Rp 8,306,937.80
	9 Pelat lantai K-300 (lantai 11 s/d 15)	m ³	282.72	Rp. 765,590	Rp 216,447,604.80
<i>e.</i>	LANTAI ATAP + R. LIFT				
	1 Kolom K3 35/90 K-350	m ³	2.77	Rp. 811,700	Rp 2,250,032.40
	2 Kolom K4 35/65 K-350	m ³	2.00	Rp. 811,700	Rp 1,625,023.40
	3 Shearwall K-350	m ³	20.13	Rp. 811,700	Rp 16,335,462.50

	4	Balok B1 K-350	m ³	5.22	Rp 811,700	Rp 4,233,421.35
	5	Balok B2 K-350	m ³	13.88	Rp 811,700	Rp 11,263,798.56
	6	Balok B3 K-350	m ³	2.57	Rp 811,700	Rp 2,082,010.50
	7	Pelat lantai K-300	m ³	64.83	Rp 765,590	Rp 49,631,362.28
	Sub Total Rp.					Rp 1,550,397,417.65
A.2	PEKERJAAN BESI BETON (PC RATE)					
a.	GROUND FLOOR :					
	1	Kolom K1 35/110 K350	kg	3,389.61	Rp 8,750	Rp 29,659,100.15
	2	Kolom K2 35/100 K350	kg	6,232.38	Rp 8,750	Rp 54,533,364.82
	3	Kolom K4 35/65 K350	kg	492.82	Rp 8,750	Rp 4,312,142.96
	4	Shearwall K 350	kg	8,130.9	Rp 8,750	Rp 1,145,276.76
				10,072.58	8,750	
b.	LANTAI 2 - LANTAI 10 :					
	1	Kolom K2 35/100 K350 (lantai 2 s/d 10)	kg	48,327.43	Rp 8,750	Rp 422,865,021.24
	2	Kolom K3 350/90 K350 (lantai 2 s/d 10)	kg	9,780.55	Rp 8,750	Rp 85,579,831.97
	3	Kolom K4 35/65 K350 (lantai 2 s/d 10)	kg	1,880.12	Rp 8,750	Rp 16,451,051.90
	4	Shearwall K-350	kg	65,734.14	Rp 8,750	Rp 575,173,744.04
	5	Balok B1 K-350 (lantai 2 s/d 10)	kg	5,828.34	Rp 8,750	Rp 50,998,003.51
	6	Balok B2 K-350 (lantai 2 s/d 10)	kg	20,000.69	Rp 8,750	Rp 175,006,037.60
	7	Balok B3 K-350 (lantai 2 s/d 10)	kg	4,766.35	Rp 8,750	Rp 41,705,576.27
	8	Balok BS1 K-350 (lantai 2 s/d 10)	kg	15,897.67	Rp 8,750	Rp 139,104,654.77
	9	Balok BS2 K-350 (lantai 2 s/d 10)	kg	7,416.01	Rp 8,750	Rp 64,890,088.63
	10	Balok BS3 K-350 (lantai 2 s/d 10)	kg	1,058.69	Rp 8,750	Rp 9,263,526.60
	11	Pelat lantai K-300 (lantai 2 s/d 10)	kg	53,926.43	Rp 8,750	Rp 471,856,230.56
				168,660.23	8,750	
c.	LANTAI 11 - LANTAI 15 :					
	1	Kolom K3 35/90 K-350 (lantai 11 s/d 15)	kg	24,451.38	Rp 8,750	Rp 213,949,579.94
	2	Kolom K4 35/65 K-350 (lantai 11 s/d 15)	kg	1,044.51	Rp 8,750	Rp 9,139,473.28
	3	Shearwall K-350	kg	22,044.80	Rp 8,750	Rp 192,892,016.75
	4	Balok B1 K-350 (lantai 11 s/d 15)	kg	4,847.58	Rp 8,750	Rp 42,416,282.57
	5	Balok B2 K-350 (lantai 11 s/d 15)	kg	10,692.92	Rp 8,750	Rp 93,563,011.60
	6	Balok B3 K-350 (lantai 11 s/d 15)	kg	2,460.06	Rp 8,750	Rp 21,525,501.55
	7	Balok BS1 K-350 (lantai 11 s/d 15)	kg	8,571.44	Rp 8,750	Rp 75,000,059.76
	8	Balok BS2 K-350 (lantai 11 s/d 15)	kg	1,950.42	Rp 8,750	Rp 17,066,163.67
	9	Pelat lantai K-300 (lantai 11 s/d 15)	kg	29,959.13	Rp 8,750	Rp 262,142,350.31

e.	LANTAI ATAP + R. LIFT							
	1	Kolom K3 35/90 K-350	kg	481.06	Rp 8,750	Rp 4,209,317.26		
	2	Kolom K4 35/65 K-350	kg	327.25	Rp 8,750	Rp 2,863,476.92		
	3	Shearwall K-350	kg	4,408.96	Rp 8,750	Rp 38,578,403.35		
	4	Balok B1 K-350	kg	4,685.60	Rp 8,750	Rp 40,998,991.78		
	5	Balok B2 K-350	kg	1,473.25	Rp 8,750	Rp 12,890,926.56		
	6	Balok B3 K-350	kg	1,075.86	Rp 8,750	Rp 9,413,747.34		
	7	Pelat lantai K-300	kg	7,259.84	Rp 8,750	Rp 63,523,620.56		
		Sub Total Rp.				Rp 3,312,716,574.98		
A.3	PEKERJAAN BEKISTING :							
a.	GROUND FLOOR :							
	1	Kolom K1 35/110 K350	m ²	111.36	Rp 134,600	Rp 14,989,056.00		
	2	Kolom K2 35/100 K350	m ²	172.80	Rp 134,600	Rp 23,258,880.00		
	3	Kolom K4 35/65 K350	m ²	12.80	Rp 134,600	Rp 1,722,880.00		
	4	Shearwall K 350	m ²	150.40	Rp 134,600	Rp 20,243,840.00		
				147	134,600			
	LANTAI 2 - LANTAI 10 :							
b.	1	Kolom K2 35/100 K350 (lantai 2 s/d 10)	m ²	693.44	Rp 134,600	Rp 227,937,024.00		
	2	Kolom K3 350/90 K350 (lantai 2 s/d10)	m ²	448.00	Rp 134,600	Rp 60,300,800.00		
	3	Kolom K4 35/65 K350 (lantai 2 s/d 10)	m ²	100.80	Rp 134,600	Rp 13,567,680.00		
	4	Shearwall K-350	m ²	1,184.40	Rp 134,600	Rp 159,420,240.00		
	5	Balok B1 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ²	274.06	Rp 134,600	Rp 36,888,947.10		
	6	Balok B2 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ²	819.77	Rp 134,600	Rp 110,341,580.40		
	7	Balok B3 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ²	539.10	Rp 134,600	Rp 72,562,254.30		
	8	Balok BS1 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ²	587.66	Rp 134,600	Rp 79,099,574.40		
	9	Balok BS2 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ²	296.21	Rp 134,600	Rp 39,869,596.80		
	10	Balok BS3 K-350 (lantai 2 s/d 10)	m ²	38.56	Rp 134,600	Rp 5,189,637.60		
	11	Pelat lantai K-300 (lantai 2 s/d 10)	m ²	3,535.97	Rp 134,600	Rp 475,940,889.00		
				1.75	134,600			
c.	LANTAI 11 - LANTAI 15 :							
	1	Kolom K3 35/90 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ²	1,120.00	Rp 134,600	Rp 150,752,000.00		
	2	Kolom K4 35/65 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ²	56.00	Rp 134,600	Rp 7,537,600.00		
	3	Shearwall K-350	m ²	658.00	Rp 134,600	Rp 88,566,800.00		
	4	Balok B1 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ²	242.91	Rp 134,600	Rp 32,695,013.00		
	5	Balok B2 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ²	455.43	Rp 134,600	Rp 61,300,878.00		
	6	Balok B3 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ²	299.50	Rp 134,600	Rp 40,312,363.50		
	7	Balok BS1 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ²	333.11	Rp 134,600	Rp 44,835,933.00		
	8	Balok BS2 K-350 (lantai 11 s/d 15)	m ²	58.83	Rp 134,600	Rp 11,074,888.00		
	9	Pelat lantai K-300 (lantai 11 s/d 15)	m ²	1,964.43	Rp 134,600	Rp 264,411,605.00		

	LANTAI ATAP + R. LIFT							
1	Kolom K3	35/90	K-350	m ²	22.00	Rp	134,600	Rp 2,961,200.00
2	Kolom K4	35/65	K-350	m ²	17.60	Rp	134,600	Rp 2,368,960.00
3	Shearwall	K-350		m ²	164.50	Rp	134,600	Rp 22,141,700.00
4	Balok B1	K-350		m ²	55.45	Rp	134,600	Rp 7,463,435.40
5	Balok B2	K-350		m ²	188.33	Rp	134,600	Rp 25,348,948.80
6	Balok B3	K-350		m ²	48.45	Rp	134,600	Rp 6,521,370.00
7	Pelat lantai	K-300		m ²	464.12	Rp	134,600	Rp 62,470,888.50
	Sub Total Rp.				883.51			Rp 2,172,096,462.80
	Total Biaya Pek. Upper Structure (1 Tower typical)							Rp 7,035,210,455.43
	Total Biaya Upper Structure Tower A,B,C,D (4 Tower Typical)							Rp 28,140,841,821.73



4.4.4 REKAPITULASI RAB

Tabel 4.40 Rekapitulasi RAB

NO	DESCRIPTION	SUB TOTAL (Rp.)
A	PEKERJAAN STRUKTUR	
A	PEKERJAAN UPPER STRUCTURE TOWER A,B,C DAN D	
A.1	PEKERJAAN BETON :	Rp 6,201,589,671
A.2	PEKERJAAN BESI BETON	Rp 13,250,886,300
A.3	PEKERJAAN BEKISTING :	Rp 8,688,385,851
	TOTAL PEKERJAAN STRUKTUR (A)	Rp 28,140,841,822

4.4.5 RENCANA ANGGARAN BIAYA

Tabel 4.41 RAB Total

NO	DESCRIPTION	TOTAL (Rp.)
A.	PEKERJAAN STRUKTUR	Rp 28,140,841,822
	TOTAL	Rp 28,140,841,822
	PROFIT & PPh 12.0 %	Rp 3,376,901,020
	TOTAL	Rp 31,517,742,850
	PPN 10 %	Rp 3,151,774,285
	GRAND TOTAL	Rp 34,669,517,135
	<i>dibulatkan</i>	Rp 34,669,000,000
	terbilang :	
	<i>TIGA PULUH EMPAT MILIAR ENAM RATUS ENAM PULUH SEMBILAN JUTA RUPIAH</i>	

Note : Rencana anggaran biaya awal ada pada lampiran RAB