

# ANALISIS STRUKTUR BERDASARKAN PENERAPAN SNI 1726-2019 DAN SNI 2847-2019 PADA BANGUNAN *FEMALE APARTEMENT* UNIVERSITAS ISLAM INTERNASIONAL INDONESIA

*(Structural Analysis Based On The Application Of SNI 1726-2019 and SNI 2847-2019 In Female Apartments Building International Islamic University of Indonesia)*

Aditya Indra Surya Pratama<sup>1</sup>, Jonbi<sup>1</sup>

<sup>1</sup>Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Pancasila, Jakarta  
E-mail: [adityaindrasp@gmail.com](mailto:adityaindrasp@gmail.com)

Diterima 26 April 2022, Disetujui 25 Mei 2022

## ABSTRAK

Negara kepulauan Indonesia merupakan wilayah yang diapit oleh lempeng samudera dan lempeng darat yang menyebabkan kedua lempeng bumi tersebut seringkali bertumbukan. Tumbukan tersebut selain menyebabkan negara Indonesia menjadi wilayah yang rawan gempa namun juga menyebabkan banyak adanya gunung api di wilayah negara Indonesia. Penelitian terkait kegempaan yang ada di Indonesia terus berkembang. Hal tersebut menghasilkan beberapa *point* seperti peta bahaya gempa yang baru dan juga beberapa peraturan terbaru terkait perencanaan bangunan tahan gempa. Hal ini menyebabkan proses perencanaan bangunan gedung harus mengikuti peraturan terbaru yang berlaku. Tujuan penelitian ini adalah untuk menganalisis perubahan SNI yang akan diterapkan, menganalisis kebutuhan dimensi struktur, menganalisis kebutuhan penulangan struktur, serta menganalisis kekuatan struktur yang diperlukan akibat penerapan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019 pada suatu bangunan. Metode penelitian yang digunakan yaitu penulis melakukan studi literatur perubahan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013 menjadi SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019 yang akan digunakan dalam analisis struktur, kemudian penulis melakukan perencanaan struktur dengan dua versi SNI yang berbeda hingga diperoleh penulangan struktur dan menganalisis kekuatan strukturnya. Hasil yang didapat dari penelitian ini yaitu menunjukkan bahwa adanya beberapa perbedaan peta gempa yang digunakan pada SNI 1726:2012 dan SNI 1726:2019, adanya perbedaan parameter - parameter dalam SNI 1726:2012 dan SNI 1726:2019 yang menyebabkan adanya peningkatan gaya yang bekerja pada struktur yang kemudian mempengaruhi kebutuhan penulangan pada struktur. Perencanaan struktur harus dilakukan dengan mengikuti SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019, untuk bangunan eksisting yang telah dibangun berdasarkan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013 maka perlu dilakukan pengkajian kembali atau *assessment* untuk mengetahui kondisi bangunan eksisting terhadap perkembangan kegempaan di Indonesia.

**Kata Kunci:** Perencanaan struktur, gempa, peraturan terbaru, penulangan struktur.

## ABSTRACT

*The archipelagic state of Indonesia is an area flanked by an oceanic plate and a land plate which causes the two earth plates to collide frequently. The collision not only caused Indonesia to become an earthquake-prone area but also caused many volcanoes to occur in the territory of the Indonesian state. Research related to seismicity in Indonesia continues to grow. This resulted in several points such as a new earthquake hazard map and also some of the latest regulations related to earthquake-resistant building planning. This causes the building planning process to follow the latest applicable regulations. The purpose of this study is to analyze changes in the standard rules that will be applied, analyze the need for structural dimensions, analyze the need for structural reinforcement, and analyze the necessary structural improvements due to the application of the SNI 1726:2019 and SNI 2847:2019 in a building. The research method used is the author conducts a literature study of changes from SNI 1726:2012 and SNI 2847:2013 to the SNI 1726:2019 and SNI 2847:2019 that will be used in the analysis of structural enhancement, then the author plans a structure with two different versions of the standard rules to obtain structural reinforcement and analyzes the increase in structure. The results obtained from this study indicate that there are some differences in the earthquake maps used in the SNI 1726:2012 and SNI 1726:2019, there are differences in the parameters in the SNI 1726:2012 and SNI 1726:2019 which causes an increase in the forces acting on the structure which then affects the structure the need for reinforcement in the structure. Structural planning must be carried out by following the SNI 1726:2019 and SNI 2847:2019, for existing buildings that have been built based on the SNI 1726:2012 and SNI 2847:2013, it is necessary to conduct an assessment to determine the condition of existing buildings against seismic developments in Indonesia.*

**Keywords:** Structural planning, earthquake, latest regulations, structural reinforcement.

**PENDAHULUAN**

Indonesia diapit oleh lempeng samudera yang menyebabkan lipatan dan tumbukan lempeng samudera terhadap lempeng darat yang menimbulkan terbentuknya deretan gunung. Pergeseran lempeng yang menumbuk lempeng lain, selain membentuk lipatan dan gunung, juga menyebabkan terjadinya getaran pada kulit bumi dan mempengaruhi fenomena yang ada di permukaan bumi [1]. Dampak gempa bumi yang terjadi tergantung pada jenis gempa dan besarnya, diantaranya dapat berupa korban meninggal dunia, hilang, terluka, rumah rusak, fasilitas umum dan jalan umum rusak[2].

Pada pembangunan gedung bertingkat sering terjadi permasalahan yaitu apakah bangunan tersebut aman terhadap beban luar seperti beban angin dan beban gempa. Semakin tinggi suatu bangunan maka semakin besar efek beban luar yang diterima oleh struktur. Oleh karena itu faktor keamanan bangunan harus menjadi pertimbangan para perencana untuk menghindari kerusakan dan kegagalan bangunan [3]. Sehingga setelah dilaksanakan maka akan menghasilkan bangunan yang layak fungsi dalam artian bangunan tersebut dapat mempertahankan kekuatan strukturnya baik dalam kondisi layan biasa maupun saat terjadi gempa atau bencana lainnya yang mungkin terjadi.

Seluruh perencanaan bangunan gedung saat ini harus berpedoman pada peraturan terbaru. Sedangkan untuk bangunan eksisting yang sebelumnya telah direncanakan dan dikerjakan masih menggunakan peraturan yang lama, maka kebijakan dikembalikan lagi kepada pemilik bangunan tersebut apakah akan dilakukan *assessment* mengenai peningkatan struktur maupun tetap dipertahankan menggunakan struktur yang telah ada. Penggunaan bangunan secara terus menerus tentu mengingatkan perlunya asesmen terhadap bangunan tersebut, sebagai bentuk pengelolaan *assessment* yang bertujuan untuk menilai kelayakan terhadap objek atau bidang yang akan dievaluasi sebagai dampak ketidaksesuaian pada proses pembangunan, waktu penggunaan bangunan, tahapan pemeliharaan bahkan dampak dari kerusakan akibat bencana alam [4].

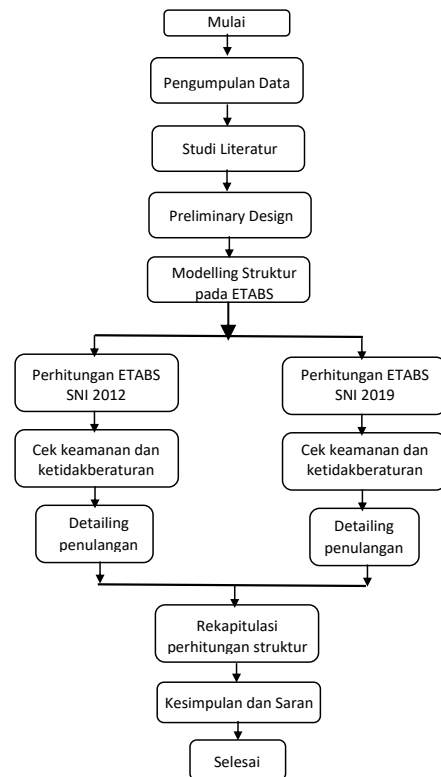
Beberapa peraturan terbaru telah disusun sebagai bentuk penyesuaian terhadap perkembangan tersebut diantaranya SNI 1726:2019 Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung, SNI 2847:2019 Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan (ACI 318M-14 dan ACI 318RM-14, MOD), SNI 1727:2020 tentang Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain dan SNI 2052:2017 Baja tulangan beton. Selain peraturan, peta bahaya gempa yang berlaku saat ini juga mengalami perubahan berupa peningkatan nilai parameter gempa. Salah satunya yaitu peningkatan percepatan puncak (Sa) [5]. Faktor penting yang mengakibatkan naiknya gaya gempa yaitu kenaikan parameter desain spektrum dan kenaikan faktor skala dinamik [6].

Berdasarkan latar belakang diatas, pada penyusunan tugas akhir ini penulis akan melakukan analisis struktur pada gedung *Female Apartement* Universitas Islam Internasional Indonesia berdasarkan penerapan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019, kemudian menganalisis bagaimana perkuatan yang diperlukan. Analisis tersebut dilakukan mulai dari *preliminary design* dengan syarat-syarat dimensi minimum elemen struktur kemudian

dilanjutkan dengan pemodelan struktur dengan menggunakan *software* ETABS dan dilanjutkan dengan perhitungan sebagaimana mestinya.

**METODE**

Prosedur penelitian yang dilakukan dalam penyusunan penelitian ini yaitu dengan melakukan analisis perencanaan struktur bangunan *Female Apartment* Universitas Internasional Indonesia dengan menerapkan dua versi SNI yang berbeda. Penelitian dilakukan dengan langkah-langkah sebagai berikut:



**Gambar 1.** Bagan Alur Penelitian

**HASIL DAN PEMBAHASAN**

**Studi Perubahan SNI Yang Digunakan Dalam Penelitian**

Terbitnya SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019 bersifat merevisi atau melengkapi peraturan-peraturan yang ada sebelumnya, untuk itu dalam penelitian ini penulis akan mengambil beberapa perubahan yang ada dengan terbitnya menerapkan SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019 terutama terkait kegempaan pada struktur bangunan. Beberapa perubahan tersebut yang diterapkan dalam penelitian ini antara lain sebagai berikut.

- Pada SNI 1726: 2019 telah menggunakan peta gempa terbaru, sehingga terjadi peningkatan parameter-peramerer kegempaan. Perubahan ini menggantikan peta gempa yang sebelumnya digunakan pada SNI 1726: 2012 yang masih menggunakan peta bahaya gempa tahun 2010.
- Pada SNI 1726: 2019 juga terjadi perubahan pada tingkat penskalaan gaya gempa dinamik dan gaya gempa statik, dimana pada peraturan terbaru dijelaskan bahwa penskalaan gaya gempa dinamik harus memenuhi 100% gempa statik [7]. Perubahan ini menggantikan peraturan sebelumnya yaitu pada SNI 1726: 2012 bahwa

penskalaan gaya gempa dinamik diijinkan hanya mencapai 85% gaya gempa statik.

- Pada SNI 2847: 2019 terdapat perubahan berupa batasan mutu beton minimum yaitu 17 MPa untuk struktur umum dan 21 MPa untuk sturkur dengan sistem rangka pemikul rangka khusus (SRPMK) [8]. Perubahan ini merevisi dari SNI 2847: 2013 yang menjelaskan batasan mutu beton untuk seluruh sistem struktur sama rata yaitu 17 MPa.
- Pada SNI 2847: 2019 terdapat tambahan pada perhitungan luas tulangan transversal kolom yaitu adanya persamaan khusus untuk kolom yang memikul  $P_u > 0,3 \cdot A_g \cdot f_c'$  atau kolom dengan mutu beton  $f_c' > 70$  MPa [8], yang sebelumnya tidak ada dalam SNI 2847: 2013.
- Pada SNI 2052: 2017 ada perubahan dalam mutu baja tulangan beton, perubahan yang berdampak pada bangunan gedung tahan gempa adalah adanya tulangan khusus yang didefinisikan yaitu BJTS 420b [9], yang sebelumnya tidak ada dalam SNI 2052: 2014.

**Preliminary Design**

Berdasarkan hasil *preliminary design* diperoleh dimensi yang sama pada perencanaan dengan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013 serta SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019 dengan rekap sebagai berikut.

**Tabel 1.** Rekapitulasi dimensi elemen struktur

Elemen Struktur	Dimensi	
	b (mm)	h (mm)
<b>Balok</b>		
B1	300	600
B2	250	500
B3	400	800
BA1	250	400
BL	250	400
BK1	250	400
<b>Pelat</b>		
S120	-	120
<b>Kolom</b>		
K1	600	750
K2	450	600

**Parameter Gempa**

Parameter gempa yang digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut.

- a) Klasifikasi Situs

**Tabel 2.** Data Uji Laboratorium Tanah

Natural Water Content		Atteberg Limits			Class
W <sub>n</sub> %	W <sub>1</sub>	W <sub>p</sub> %	I <sub>p</sub>		
DB.1					
62,934	115,7	44,1	71,6		CH
63,01	166,9	50,95	115,95		CH
61,443	143,6	59,21	84,39		MH
65,091	71,25	41,15	30,1		MH

Berdasarkan tabel diatas diperoleh kadar air rata-rata dari tahanan pada area tersebut yaitu 63,12% dan nilai plastisitas diatas 20%, sehingga berdasarkan tabel 3 SNI 1726: 2012 dapat didefinisikan klasifikasi situs

tanah pada lokasi bangunan ini yaitu SE (tanah lunak).

b) Parameter percepatan batuan dasar

Parameter percepatan batuan dasar periode pendek ( $S_s$ ) dan parameter percepatan batuan dasar pada periode 1 detik ( $S_1$ ) dapat diperoleh dari peta gempa tahun 2010 untuk SNI 1726: 2012 dan peta gempa tahun 2017 untuk SNI 1726: 2019. Diperoleh nilai  $S_s$  sebesar 0,757 dan nilai  $S_1$  sebesar 0,319 berdasarkan SNI 1726: 2012 dan nilai  $S_s$  sebesar 0,905 dan nilai  $S_1$  sebesar 0,423 berdasarkan SNI 1726: 2019.

c) Parameter  $S_{MS}$  dan  $S_{M1}$

Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs serta faktor amplifikasi getaran ( $F_a$ ) dan ( $F_v$ ) sehingga diperoleh nilai  $S_{MS}$  sebesar 0,902 dan  $S_{M1}$  sebesar 0,869 untuk berdasarkan SNI 1726: 2012, dan nilai  $S_{MS}$  sebesar 1,064 dan  $S_{M1}$  sebesar 0,995 berdasarkan SNI 1726: 2019.

d) Parameter spektral desain ( $S_{DS}$ ) dan ( $S_{D1}$ )

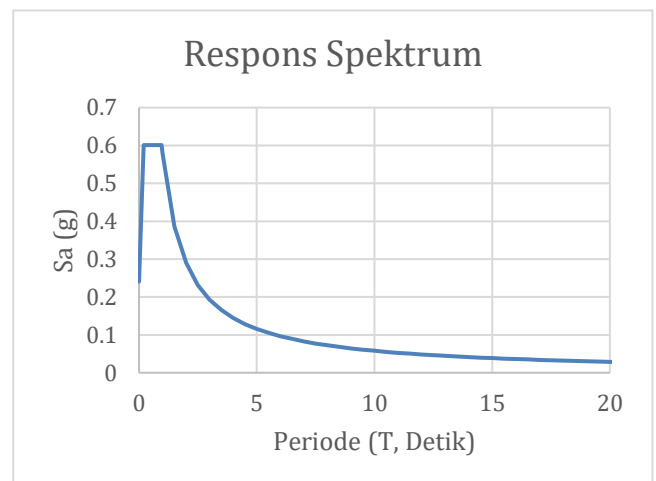
Parameter percepatan spectral desain untuk periode pendek (SDS) ditentukan senilai  $\frac{2}{3} S_{MS}$  dan pada periode 1 detik (SD1) ditentukan senilai  $\frac{2}{3} S_{M1}$ . Berdasarkan SNI 1726: 2012 nilai SDS diperoleh sebesar 0,601 dan nilai SD1 sebesar 0,579. Sedangkan berdasarkan SNI 1726: 2019 diperoleh nilai SDS sebesar 0,7096 dan nilai SD1 sebesar 0,663.

e) Spektrum respons desain

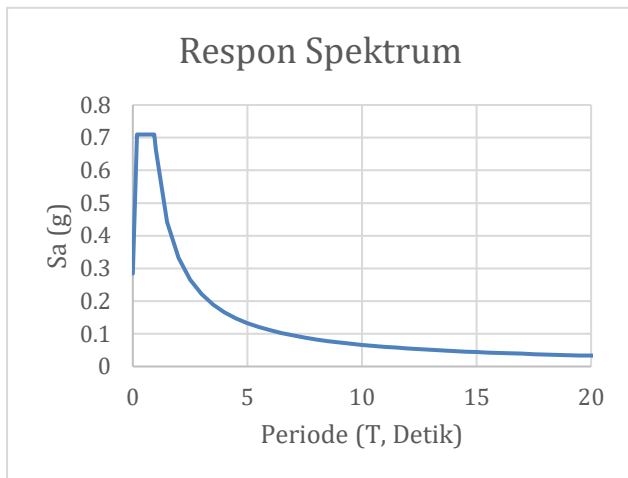
Untuk menyusun kurva spektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengikuti beberapa ketentuan berikut ini.

- Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain ( $S_a$ ) ditentukan dengan persamaan  $S_a = S_{DS} \left\{ 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right\}$
- Untuk periode lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , Spektrum respons percepatan  $S_s$  sama dengan  $S_{DS}$ .
- Untuk periode lebih besar dari  $T_s$  spektrum percepatan desain  $S_a$ , diambil berdasarkan persamaan  $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$ .

Dengan memperhitungkan parameter-parameter diatas, diperoleh grafik spektrum respons desain sebagai berikut.



**Gambar 2.** Grafik respons spektrum berdasarkan SNI 1726: 2012



Gambar 3. Grafik respons spektrum berdasarkan SNI 1726: 2019

f) Kategori desain seismik

Dari nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  yang sudah diperoleh, kemudian digunakan untuk menentukan kategori desain seismik dari bangunan yang akan direncanakan.

Tabel 3. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek [7]

Nilai SDS	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

Tabel 4. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik [7]

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

Berdasarkan tabel diatas berdasarkan SNI 1726: 2012, dengan nilai  $S_{D1}$  sebesar 0,579 dan bangunan termasuk kategori resiko II maka termasuk dalam kategori desain seismik D.

Sedangkan berdasarkan SNI 1726: 2019, dengan nilai  $S_{D1}$  sebesar 0,663 dan bangunan termasuk kategori resiko II maka termasuk dalam kategori desain seismik D.

g) Sistem struktur

Penentuan sistem struktur yang digunakan dalam perencanaan bangunan gedung didasarkan pada beberapa ketentuan salah satunya yaitu kategori desain seismik. Dengan kategori desain seismik D, maka bangunan *Female Apartment* Universitas Internasional Indonesia dapat direncanakan menggunakan sistem struktur rangka pemikul momen khusus dengan nilai koefisien modifikasi respons (R), faktor kuat lebih ( $\Omega_0$ ), dan faktor perbesaran defleksi ( $C_d$ ) sesuai pada tabel berikut ini.

Tabel 5. Faktor R,  $\Omega_0$ , dan  $C_d$  untuk sistem penahan gaya gempa [7]

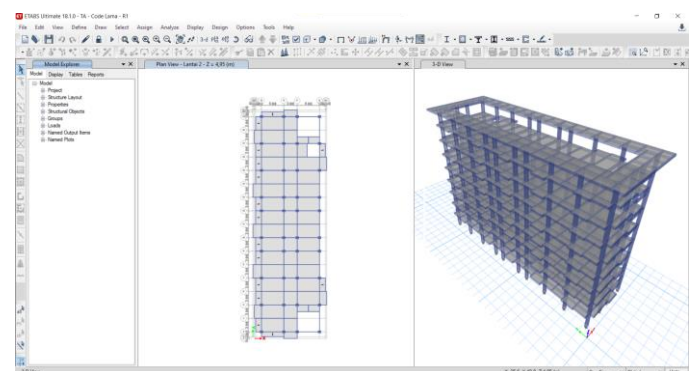
Sistem penahan gaya seismik	R	$\Omega_0$	$C_d$	batasan sistem dan tinggi struktur
				Kategori Desain Seismik
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	48
3. Rangka baja pemikul momen biasa	4,5	3	4	10
4. rangka baja pemikul momen menengah	3,5	3	3	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TI

Dari tabel di atas diperoleh nilai koefisien modifikasi respons (R) sebesar 8, faktor kuat lebih ( $\Omega_0$ ) sebesar 3, dan faktor perbesaran defleksi ( $C_d$ ) sebesar 5,5.

Perhitungan Struktur dengan SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013

1. Bangunan Tower

a) Modelling Struktur pada ETABS



Gambar 4. Modelling Struktur Tower

b) Periode Fundamental Bangunan

Periode fundamental bangunan yang diperoleh dari hasil *running* program ETABS adalah sebagai berikut.

- Periode pada mode 1: 1,302 detik dengan translasi searah sumbu Y
- Periode pada mode 2: 1,236 detik dengan translasi searah sumbu X
- Periode pada mode 2: 1,209 detik dengan pergerakan rotasi

Dengan nilai  $T_{min}$  sebesar 1,165 dan  $T_{max}$  sebesar 1,631. Karena  $T_{min} < T_{program} < T_{max}$ , sehingga pada perhitungan selanjutnya digunakan T program

sebesar 1,302.

c) Penentuan geser dasar seismik

Geser dasar seismik (v) dalam arah yang ditetapkan dihitung dengan persamaan  $V = C_s \times W$ .

• Geser dasar seismik arah Y

Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) dihitung dengan persamaan  $C_s = S_{DS} / (R/I_e)$  sehingga diperoleh nilai  $C_s$  sebesar 0,07513 atau 7,513%.

Nilai tersebut perlu di cek terhadap  $C_{s\ max}$  dengan persamaan  $C_{s\ max} = S_{D1} / \{T^*(R/I_e)\}$  sehingga diperoleh  $C_{s\ max} = 0,05770$  atau 5,77%. Nilai  $C_s$  juga disyaratkan lebih besar dari  $C_{s\ min}$  dengan persamaan  $C_{s\ min} = 0,044 * S_{DS} * I_e$  diperoleh nilai  $C_{s\ min}$  sebesar 0,02644 atau 2,644%.

Karena nilai  $C_s$  yang diperoleh melebihi nilai  $C_{s\ max}$  maka digunakan nilai  $C_{s\ max}$  yaitu sebesar 0,05770 atau 5,77%, dan nilai K diperoleh dari hasil interpolasi berdasarkan  $T = 1,302$  yaitu sebesar 1,401.

Dari nilai-nilai yang telah diperoleh sebelumnya didapatkan tabel perhitungan geser dasar seismik arah Y sebesar 377299,08 kg.

**Tabel 6.** Perhitungan Geser Dasar Seismik Arah Y

Lantai	hi (kg)	Wi (kg)	K	Wi * Hik (kg.m)	CVX	Fy (kg)	VY (kg)
Lantai Kanopi	35,75	384938,81	1,401	57747267,38	0,132	49754,21	49754,21
Lantai Dak	32,25	591344,64	1,401	76787548,44	0,175	66159,03	115913,24
Lantai 8	28,35	791593,13	1,401	85808213,15	0,196	73931,11	189844,35
Lantai 7	24,45	791593,13	1,401	69739801,12	0,159	60086,80	249931,15
Lantai 6	20,55	791593,13	1,401	54670290,97	0,125	47103,13	297034,27
Lantai 5	16,65	791593,13	1,401	40710212,00	0,093	35075,33	332109,60
Lantai 4	12,75	791593,13	1,401	28010559,62	0,064	24133,49	356243,09
Lantai 3	8,85	791593,13	1,401	16794595,14	0,038	14469,98	370713,07
Lantai 2	4,95	813171,40	1,401	7644058,13	0,017	6586,01	377299,08
		6539013,6		43791254,596			377299,08
		4					

• Geser dasar seismik arah X

Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) dihitung dengan persamaan  $C_s = S_{DS} / (R/I_e)$  sehingga diperoleh nilai  $C_s$  sebesar 0,07513 atau 7,513%.

Nilai tersebut perlu di cek terhadap  $C_{s\ max}$  dengan persamaan  $C_{s\ max} = S_{D1} / \{T^*(R/I_e)\}$  sehingga diperoleh  $C_{s\ max} = 0,06078$  atau 6,078%. Nilai  $C_s$  juga disyaratkan lebih besar dari  $C_{s\ min}$  dengan persamaan  $C_{s\ min} = 0,044 * S_{DS} * I_e$  diperoleh nilai  $C_{s\ min}$  sebesar 0,02644 atau 2,644%.

Karena nilai  $C_s$  yang diperoleh melebihi nilai  $C_{s\ max}$  maka digunakan nilai  $C_{s\ max}$  yaitu sebesar 0,06078 atau 6,078%, dan nilai K diperoleh dari hasil interpolasi berdasarkan  $T = 1,236$  yaitu sebesar 1,368.

Dari nilai-nilai yang telah diperoleh sebelumnya didapatkan tabel perhitungan geser dasar seismik arah X sebesar 397446,12 kg.

**Tabel 7.** Perhitungan Geser Dasar Seismik Arah X

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	K	Wi * Hi <sup>k</sup> (kg.m)	Cvx	Fx (kg)	VX (kg)
Lantai Kanopi	35.75	384938.81	1.368	51318426.12	0.130	51688.03	51688.03
Lantai Dak	32.25	591344.64	1.368	68471417.94	0.174	68964.56	120652.5
Lantai 8	28.35	791593.13	1.368	76841282.96	0.195	77394.71	198047.2
Lantai 7	24.45	791593.13	1.368	62757769.83	0.159	63209.76	261257.0
Lantai 6	20.55	791593.13	1.368	49479875.14	0.125	49836.24	311093.2
Lantai 5	16.65	791593.13	1.368	37101946.44	0.094	37369.16	348462.4
Lantai 4	12.75	791593.13	1.368	25753718.81	0.065	25939.20	374401.6
Lantai 3	8.85	791593.13	1.368	15628612.06	0.040	15741.17	390142.8
Lantai 2	4.95	813171.40	1.368	7251068.53	0.018	7303.29	397446.1
				394604117.8			
		6539013.64			4		397446.12

d) Penskalaan gaya

Menurut SNI 1726: 2012, penskalaan gaya gempa dilakukan dengan membandingkan V statis bangunan dengan *base shear* (V dinamis) yang didapatkan dari program ETABS. Pada peraturan tersebut dijelaskan V dinamis harus memenuhi setidaknya 85% dari V statis maka perlu dilakukan pengecekan sebagai berikut.

Dari hasil running ETABS diperoleh  $V_y$  dinamis sebesar 323957,07 kg, sehingga skala gaya diperoleh 0,99 dimana nilainya < 1 maka tidak perlu ada penskalaan gaya arah Y.

Dari hasil running ETABS diperoleh  $V_x$  dinamis sebesar 337306 kg, sehingga skala gaya diperoleh 1,002.

e) Cek Ketidakberaturan Horizontal

- Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b

**Tabel 8.** Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b Arah Y

Story	δ A (mm)	δ Ai (mm)	δ B (mm)	δ Bi (mm)	δ max (mm)	δ rerata (mm)	1,2 . δ rerata (mm)	1,4 . δ rerata (mm)	Ketidakberaturan torsi
Lantai Kanopi	32.595	0.992	30.87	0.937	0.992	0.9645	1.1574	1.3503	Tidak ada
Lantai Dak	31.603	1.645	29.933	1.556	1.645	1.6005	1.9206	2.2407	Tidak ada
Lantai 8	29.958	2.49	28.377	2.348	2.49	2.419	2.9028	3.3866	Tidak ada
Lantai 7	27.468	3.323	26.029	3.142	3.323	3.2325	3.879	4.5255	Tidak ada
Lantai 6	24.145	4.06	22.887	3.839	4.06	3.9495	4.7394	5.5293	Tidak ada
Lantai 5	20.085	4.67	19.048	4.419	4.67	4.5445	5.4534	6.3623	Tidak ada
Lantai 4	15.415	5.112	14.629	4.837	5.112	4.9745	5.9694	6.9643	Tidak ada
Lantai 3	10.303	5.273	9.792	5.031	5.273	5.152	6.1824	7.2128	Tidak ada
Lantai 2	5.03	5.03	4.761	4.761	5.03	4.8955	5.8746	6.8537	Tidak ada

**Tabel 9.** Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b Arah X

Story	δ A (mm)	δ Ai (mm)	δ B (mm)	δ Bi (mm)	δ max (mm)	δ rerata (mm)	1,2 . δ rerata (mm)	1,4 . δ rerata (mm)	Ketidakberaturan torsi
Lantai Kanopi	36.915	2.077	36.393	2.068	2.077	2.0725	2.487	2.9015	Tidak ada
Lantai Dak	34.838	2.473	34.325	2.451	2.473	2.462	2.9544	3.4468	Tidak ada
Lantai 8	32.365	3.221	31.874	3.181	3.221	3.201	3.8412	4.4814	Tidak ada
Lantai 7	29.144	3.992	28.693	3.937	3.992	3.9645	4.7574	5.5503	Tidak ada
Lantai 6	25.152	4.66	24.756	4.593	4.66	4.6265	5.5518	6.4771	Tidak ada
Lantai 5	20.492	5.175	20.163	5.096	5.175	5.1355	6.1626	7.1897	Tidak ada
Lantai 4	15.317	5.469	15.067	5.382	5.469	5.4255	6.5106	7.5957	Tidak ada
Lantai 3	9.848	5.358	9.685	5.268	5.358	5.313	6.3756	7.4382	Tidak ada
Lantai 2	4.49	4.49	4.417	4.417	4.49	4.4535	5.3442	6.2349	Tidak ada

- Ketidakberaturan sudut dalam

Dari denah bangunan tower dapat dilihat struktur memiliki bentuk yang teratur sehingga tidak terdapat ketidakberaturan sudut dalam.

- Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

**Tabel 10. Cek Diskontinuitas Diafragma**

Story	Luas Lantai	Luas Bukaannya	% Bukaannya	Maks	Control
	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>			
Lantai Kanopi	890.910	390.48	43.83%	50%	Tidak Ada
Lantai Dak	740.726	6.88	0.93%	50%	Tidak Ada
Lantai 8	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 7	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 6	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 5	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 4	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 3	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 2	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada

- Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang  
 Pada bangunan tower tidak terdapat ketidakberaturan tipe tersebut dikarenakan tidak adanya pergeseran melintang terhadap bidang pada elemen vertikal.
- Ketidakberaturan Sistem Non Paralel  
 Pada bangunan tower tidak terdapat ketidakberaturan tipe tersebut dikarenakan seluruh elemen kolom terletak sejajar dengan sumbu orthogonal dan tidak ada elemen dinding geser.

f) Cek Ketidakberaturan Vertikal

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebih

**Tabel 11. Cek Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b Arah Y**

Story	Output Case	Shear Y kN	Drift Y m	Stiff Y kN/m	Ketidakberaturan 1a		Ketidakberaturan 1b	
					Cek 70%	Cek 80%	Cek 60%	Cek 70%
Lantai Kanopi	EQy	332.667	0.001	322755.49				
Lantai Dak	EQy	786.512	0.002	467579.11	Tidak Ada		Tidak Ada	
Lantai 8	EQy	1333.45	0.003	530839.88	Tidak Ada		Tidak Ada	
Lantai 7	EQy	1812.95	0.003	547818.22	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 6	EQy	2226.19	0.004	556352.51	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	EQy	2575.21	0.005	563757.89	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	EQy	2856.15	0.005	573728.11	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	EQy	3061.11	0.005	597148.61	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	EQy	3176.44	0.005	650608.37	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada

**Tabel 12. Cek Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b Arah X**

Story	Output Case	Shear X kN	Drift X m	Stiff X kN/m	Ketidakberaturan 1a		Ketidakberaturan 1b	
					Cek 70%	Cek 80%	Cek 60%	Cek 70%
Lantai Kanopi	EQx	371.19	0.00	227186.70				
Lantai Dak	EQx	848.55	0.00	427210.36	Tidak Ada		Tidak Ada	
Lantai 8	EQx	1424.56	0.00	532911.67	Tidak Ada		Tidak Ada	
Lantai 7	EQx	1927.45	0.00	567887.43	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 6	EQx	2358.79	0.00	587185.54	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	EQx	2719.62	0.00	603681.18	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	EQx	3005.20	0.00	625748.30	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	EQx	3207.74	0.00	674232.71	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	EQx	3314.59	0.00	821919.83	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada

- Ketidakberaturan Berat (Massa)

**Tabel 13. Cek Ketidakberaturan Berat (Massa)**

Story	Massa	Cek 1,5x massa di lantai atas	Cek 1,5x massa di lantai bawah
	ton		
Lantai Kanopi	384.8073	-	-
Lantai Dak	591.1427	-	OK
Lantai 8	807.6827	OK	OK

Story	Massa	Cek 1,5x massa di lantai atas	Cek 1,5x massa di lantai bawah
	ton		
Lantai 7	807.6827	OK	OK
Lantai 6	807.6827	OK	OK
Lantai 5	807.6827	OK	OK
Lantai 4	807.6827	OK	OK
Lantai 3	807.6827	OK	OK
Lantai 2	807.6827	OK	-

- Ketidakberaturan Geometri Vertikal  
 Pada bangunan tower ini tidak terdapat ketidakberaturan jenis ini dikarenakan sistem penahan seismik dalam hal ini kolom memiliki dimensi horizontal yang sama dari lantai dasar hingga lantai kanopi.
- Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral  
 Pada bangunan tower ini tidak terdapat ketidakberaturan jenis ini dikarenakan seluruh elemen vertikal pemikul gaya lateral menerus dan tidak ada pergeseran horizontal.
- Ketidakberaturan Tingkat Lemah (5a) dan Tingkat Lemah Berlebih (5b)

**Tabel 14. Cek Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b Arah Y**

Story	Output Case	Vy kN	Ketidakberaturan 5a	Ketidakberaturan 5b
			Cek 80%	Cek 65%
Lantai Kanopi	Envelope Max	333.07 77	-	-
Lantai Dak	Envelope Max	787.43 8	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 8	Envelope Max	1335.0 098	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 7	Envelope Max	1815.0 774	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 6	Envelope Max	2228.8 011	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	Envelope Max	2578.2 296	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	Envelope Max	2859.4 993	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	Envelope Max	3064.6 945	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	Envelope Max	3180.6 451	Tidak Ada	Tidak Ada

**Tabel 15. Cek Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b Arah X**

Story	Output Case	Vx kN	Ketidakberaturan 5a	Ketidakberaturan 5b
			Cek 80%	Cek 65%
Lantai Kanopi	Envelope Max	371.57 53		
Lantai Dak	Envelope Max	849.46 68	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 8	Envelope Max	1426.1 316	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 7	Envelope Max	1929.5 982	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 6	Envelope Max	2361.4 368	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	Envelope Max	2722.6 747	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	Envelope Max	3008.5 702	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	Envelope Max	3211.3 378	Tidak Ada	Tidak Ada

Story	Output Case	Ketidakberaturan 5a		Ketidakberaturan 5b	
		Vx kN	Cek 80%	Cek 65%	
Lantai 2	Envelope Max	3318.2 918	Tidak Ada	Tidak Ada	

g) Pengecekan Keamanan Struktur

- Simpangan antar lantai  
Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan simpangan antar lantai pada bangunan tower.

Tabel 16. Simpangan Antar Lantai Arah X

Story	Load Case/Combo	Direction	δ Total	δ xe	Cd	Δ x	Tinggi	Delta	Cek
			mm	mm		mm	Tingkat	Izin	
Lantai Kanopi	COMB Env	X	36.915	2.077	5.5	11.4235	3500	70	OK
Lantai Dak	COMB Env	X	34.838	2.473	5.5	13.6015	3900	78	OK
Lantai 8	COMB Env	X	32.365	3.221	5.5	17.7155	3900	78	OK
Lantai 7	COMB Env	X	29.144	3.992	5.5	21.956	3900	78	OK
Lantai 6	COMB Env	X	25.152	4.66	5.5	25.63	3900	78	OK
Lantai 5	COMB Env	X	20.492	5.175	5.5	28.4625	3900	78	OK
Lantai 4	COMB Env	X	15.317	5.469	5.5	30.0795	3900	78	OK
Lantai 3	COMB Env	X	9.848	5.358	5.5	29.469	3900	78	OK
Lantai 2	COMB Env	X	4.49	4.49	5.5	24.695	4950	99	OK

Tabel 17. Simpangan Antar Lantai Arah Y

Story	Load Case/Combo	Direction	δ Total	δ ye	Cd	Δ y	Tinggi	Delta	Cek
			mm	mm		mm	Tingkat	Izin	
Lantai Kanopi	COMB Env	Y	32.595	0.992	5.5	5.456	3500	70	OK
Lantai Dak	COMB Env	Y	31.603	1.645	5.5	9.0475	3900	78	OK
Lantai 8	COMB Env	Y	29.958	2.49	5.5	13.695	3900	78	OK
Lantai 7	COMB Env	Y	27.468	3.323	5.5	18.2765	3900	78	OK
Lantai 6	COMB Env	Y	24.145	4.06	5.5	22.33	3900	78	OK
Lantai 5	COMB Env	Y	20.085	4.67	5.5	25.685	3900	78	OK
Lantai 4	COMB Env	Y	15.415	5.112	5.5	28.116	3900	78	OK
Lantai 3	COMB Env	Y	10.303	5.273	5.5	29.0015	3900	78	OK
Lantai 2	COMB Env	Y	5.03	5.03	5.5	27.665	4950	99	OK

- Cek P-Delta  
Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan koefisien stabilitas pada bangunan tower.

Tabel 18. Cek Pengaruh P-Delta Arah Y

Story	Tinggi	Elevasi	Δi	P	Vy	θ	θ max	Keterangan
	mm	mm	mm	kN	kN			
Lantai Kanopi	3500	35750	0.992	4242.438	339.226	0.001	0.090909091	Stabil
Lantai Dak	3900	32250	1.645	10455.975	802.019	0.001	0.090909091	Stabil
Lantai 8	3900	28350	2.490	17284.723	1359.737	0.001	0.090909091	Stabil
Lantai 7	3900	24450	3.323	24113.471	1848.694	0.002	0.090909091	Stabil
Lantai 6	3900	20550	4.060	30942.219	2270.078	0.003	0.090909091	Stabil
Lantai 5	3900	16650	4.670	37770.967	2625.977	0.003	0.090909091	Stabil
Lantai 4	3900	12750	5.112	44599.714	2912.458	0.004	0.090909091	Stabil
Lantai 3	3900	8850	5.273	51428.462	3121.462	0.004	0.090909091	Stabil
Lantai 2	4950	4950	5.030	58702.553	3239.571	0.003	0.090909091	Stabil

Tabel 19. Cek Pengaruh P-Delta Arah X

Story	Tinggi	Elevasi	Δi	P	Vx	θ	θ max	Keterangan
	mm	mm	mm	kN	kN			
Lantai Kanopi	3500	35750	2.077	4242.438	377.734	0.001	0.090909091	Stabil
Lantai Dak	3900	32250	2.473	10455.975	863.514	0.001	0.090909091	Stabil
Lantai 8	3900	28350	3.221	17284.723	1449.687	0.002	0.090909091	Stabil
Lantai 7	3900	24450	3.992	24113.471	1961.450	0.002	0.090909091	Stabil
Lantai 6	3900	20550	4.660	30942.219	2400.404	0.003	0.090909091	Stabil
Lantai 5	3900	16650	5.175	37770.967	2767.597	0.003	0.090909091	Stabil
Lantai 4	3900	12750	5.469	44599.714	3058.209	0.004	0.090909091	Stabil
Lantai 3	3900	8850	5.358	51428.462	3264.331	0.004	0.090909091	Stabil
Lantai 2	4950	4950	4.490	58702.553	3373.060	0.003	0.090909091	Stabil

2. Penulangan Struktur

a) Penulangan pelat lantai

- Data material pelat lantai  
Pelat lantai direncanakan menggunakan mutu beton  $f_c$  30 MPa, dan mutu baja tulangan  $f_y$  400 MPa.

- Data pelat lantai  
Pelat lantai yang ditinjau merupakan pelat lantai dengan dimensi terluas dan memikul beban yang paling tinggi dengan data sebagai berikut.

- Panjang bentang pendek ( $L_x$ ) = 3 meter
- Panjang bentang panjang ( $L_y$ ) = 5 meter
- $L_y/L_x$  = 1,677
- Tebal pelat lantai = 120mm
- Tebal selimut beton = 30mm
- Tulangan direncanakan = D10
- Tebal efektif pelat lantai = 90mm
- Faktor reduksi kuat lentur = 0,8

- Penulangan Perlu  
Setelah dilakukan perhitungan rasio tulangan, diperoleh luas tulangan perlu sebesar 333 mm<sup>2</sup> sehingga digunakan tulangan D10-200 dengan luas tulangan 393 mm<sup>2</sup>.

b) Penulangan Balok

Perhitungan tulangan lentur balok dilakukan dengan langkah menentukan *material properties* balok, menghitung  $\rho$ ,  $\rho_{min}$ , dan  $\rho_{max}$ , menghitung  $A_s$  perlu, dan menghitung jumlah tulangan perlu, dan menghitung *probable moment capacities* ( $M_{pr}$ ).

Perhitungan tulangan sengkang balok dilakukan dengan menghitung nilai  $V_s$ , mengasumsikan kebutuhan tulangan sengkang, menghitung spasi tulangan sengkang dan menghitung kembali kapasitas nilai  $V_s$  terpasang.

Perhitungan tulangan tersebut dilakukan di area tumpuan dan lapangan dengan nilai momen dan gaya geser maksimum yang diperoleh dari program ETABS. Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil perhitungan penulangan balok.

Tabel 20. Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok

Balok	Dimensi			Area	rho	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan Lentur				MP <sub>r</sub> (kNm)	
	b	h	d				Terpasang		As terpasang (mm <sup>2</sup> )	M <sub>pr</sub>		
							Tekan	Tarik				
B1	300	600	540.5	Tump.	0.0120	1943.02	7	Ø19	4	Ø19	1985.50	472.17
				Lap.	0.0089	1448.40	3	Ø19	6	Ø19	1701.86	
B2	250	500	440.5	Tump.	0.0151	1657.61	6	Ø19	3	Ø19	1701.86	318.04
				Lap.	0.0056	615.39	2	Ø19	3	Ø19	850.93	
B3	400	800	740.5	Tump.	0.0075	2221.51	8	Ø19	4	Ø19	2269.14	777.05
				Lap.	0.0051	1502.08	3	Ø19	6	Ø19	1701.86	
BA1	250	400	342	Tump.	0.0158	1349.19	7	Ø16	4	Ø16	1408.00	201.90
				Lap.	0.0083	705.44	2	Ø16	4	Ø16	804.57	
BK1	250	400	342	Tump.	0.0176	1502.67	8	Ø16	4	Ø16	1609.14	224.39
				Lap.	0.0083	705.44	2	Ø16	4	Ø16	804.57	
BL	250	400	343.5	Tump.	0.0035	300.56	3	Ø13	3	Ø13	398.36	65.31
				Lap.	0.0040	345.05	3	Ø13	3	Ø13	398.36	

Tabel 21. Rekapitulasi Tulangan Geser Balok

Balok	Dimensi			Area	rho	As perlu (mm <sup>2</sup> )	Tulangan Geser				Vs Terpasang (kN)
	b	h	d				Terpasang		Vs Terpasang (kN)	Vs Terpasang (kN)	
							Tekan	Tarik			
B1	300	600	540.5	Tump.	1943.	1985.5	234.0	D10 - 125	271.9		
				Lap.	0.0089	1448.4	3	Ø19	6	Ø19	150.0
B2	250	500	440.5	Tump.	1657.6	1701.8	224.5	D10 - 125	221.5		
				Lap.	0.0151	1657.7	6	Ø19	3	Ø19	137.5
B3	400	800	740.5	Tump.	2221.5	2269.1	777.0	D10 - 125	777.0		
				Lap.	0.0056	615.3	2	Ø19	3	Ø19	200.0



B3	400	800	740.5	Tump	0.0075	2221.6	8	Ø19	4	Ø19	4	9	125	7	D10 - 372.3
				Lap.	0.0051	1502.1	3	Ø19	6	Ø19	6	5	200	3	D10 - 232.7
BA1	250	400	342	Tump	0.0158	1349.2	7	Ø16	4	Ø16	0	5	150	1	D10 - 143.3
				Lap.	0.0083	705.44	2	Ø16	4	Ø16	804.57	46.47	150	1	D10 - 143.3
BK1	250	400	342	Tump	0.0176	1502.7	8	Ø16	4	Ø16	4	86.78	150	1	D10 - 143.3
				Lap.	0.0083	705.5	2	Ø16	4	Ø16	804.57	46.47	150	1	D10 - 143.3
BL	250	400	343.5	Tump	0.0035	300.6	3	Ø13	3	Ø13	398.36	33.28	150	4	D10 - 143.9
				Lap.	0.0040	345.1	3	Ø13	3	Ø13	398.36	32.35	150	4	D10 - 143.9

c) Penulangan Kolom

Perencanaan penulangan kolom dilakukan dengan mengambil gaya dalam kolom dari ETABS, kemudian dilanjutkan dengan analisis menggunakan program SPColumn. Setelah diperoleh kebutuhan tulangan yang memenuhi beban yang bekerja pada kolom tersebut, dilanjutkan dengan perhitungan manual sengkang dan pengecekan kaidah *strong column - weak beam*.

Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan penulangan kolom.

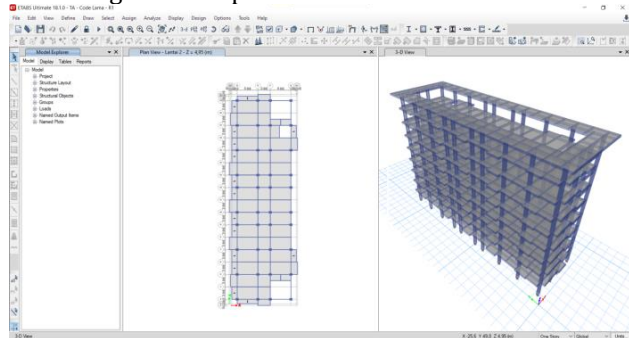
**Tabel 22.** Rekapitulasi Penulangan Kolom

Kolom	SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013			
	Tulangan Lentur		Tulangan Geser	
K1 (600x750)	16	Ø19	1,5 D13 - 100	Tump.
			1,5 D13 - 100	Lap.
K1 (450x600)	18	Ø19	1,5 D13 - 100	Tump.
			1,5 D13 - 100	Lap.

**Perhitungan Struktur dengan SNI 1726:2019 DAN SNI 2847:2019**

1. Bangunan Tower

a) Modelling Struktur pada ETABS



**Gambar 6.** Modelling Struktur Tower

b) Periode Fundamental Bangunan

Periode fundamental bangunan yang diperoleh dari hasil *running* program ETABS adalah sebagai berikut.

- Periode pada mode 1: 1,302 detik dengan translasi searah sumbu Y
- Periode pada mode 2: 1,236 detik dengan translasi searah sumbu X
- Periode pada mode 2: 1,209 detik dengan pergerakan rotasi

Dengan nilai  $T_{min}$  sebesar 1,165 dan  $T_{max}$  sebesar 1,631. Karena  $T_{min} < T_{program} < T_{max}$ , sehingga pada perhitungan selanjutnya digunakan  $T_{program}$  sebesar 1,302.

c) Penentuan geser dasar seismik

Geser dasar seismik (v) dalam arah yang ditetapkan dihitung dengan persamaan  $V = C_s \times W$ .

- Geser dasar seismik arah Y

Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) dihitung dengan persamaan  $C_s = S_{DS} / (R/I_e)$  sehingga diperoleh nilai  $C_s$  sebesar 0,0887 atau 8,87%.

Nilai tersebut perlu di cek terhadap  $C_{s,max}$  dengan persamaan  $C_{s,max} = S_{D1} / \{T^*(R/I_e)\}$  sehingga diperoleh  $C_{s,max} = 0,06813$  atau 6,813%. Nilai  $C_s$  juga disyaratkan lebih besar dari  $C_{s,min}$  dengan persamaan  $C_{s,min} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e$  diperoleh nilai  $C_s$  min sebesar 0,02644 atau 2,644%.

Karena nilai  $C_s$  yang diperoleh melebihi nilai  $C_{s,max}$  maka digunakan nilai  $C_{s,max}$  yaitu sebesar 0,06813 atau 6,813%, dan nilai K diperoleh dari hasil interpolasi berdasarkan  $T = 1,302$  yaitu sebesar 1,401.

Dari nilai-nilai yang telah diperoleh sebelumnya didapatkan tabel perhitungan geser dasar seismik arah Y sebesar 445476,58 kg.

**Tabel 23.** Perhitungan Geser Dasar Seismik Arah Y

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	K	Wi * Hi <sup>k</sup> (kg.m)	Cvx	Fy (kg)	Vy (kg)
Lantai Kanopi	35.75	384938.81	1.401	57747267.38	0.132	58744.73	58744.73
Lantai Dak	32.25	591344.64	1.401	76787548.44	0.175	78113.89	136858.63
Lantai 8	28.35	791593.13	1.401	85808213.15	0.196	87290.37	224149.00
Lantai 7	24.45	791593.13	1.401	69739801.12	0.159	70944.41	295093.41
Lantai 6	20.55	791593.13	1.401	54670290.97	0.125	55614.61	350708.02
Lantai 5	16.65	791593.13	1.401	40710212.00	0.093	41413.40	392121.42
Lantai 4	12.75	791593.13	1.401	28010559.62	0.064	28494.38	420615.80
Lantai 3	8.85	791593.13	1.401	16794595.14	0.038	17084.69	437700.49
Lantai 2	4.95	813171.40	1.401	7644058.13	0.017	7776.09	445476.58
				6539013.64		437912545.96	445476.58

- Geser dasar seismik arah X

Koefisien respons seismik ( $C_s$ ) dihitung dengan persamaan  $C_s = S_{DS} / (R/I_e)$  sehingga diperoleh nilai  $C_s$  sebesar 0,07513 atau 7,513%.

Nilai tersebut perlu di cek terhadap  $C_{s,max}$  dengan persamaan  $C_{s,max} = S_{D1} / \{T^*(R/I_e)\}$  sehingga diperoleh  $C_{s,max} = 0,07176$  atau 7,176%. Nilai  $C_s$  juga disyaratkan lebih besar dari  $C_{s,min}$  dengan persamaan  $C_{s,min} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e$  diperoleh nilai  $C_s$  min sebesar 0,03122 atau 3,122%.

Karena nilai  $C_s$  yang diperoleh melebihi nilai  $C_{s,max}$  maka digunakan nilai  $C_{s,max}$  yaitu sebesar 0,07176 atau 7,176%, dan nilai K diperoleh dari hasil interpolasi berdasarkan  $T = 1,236$  yaitu sebesar 1,368.

Dari nilai-nilai yang telah diperoleh sebelumnya didapatkan tabel perhitungan geser dasar seismik arah X sebesar 469264,17 kg.

**Tabel 24.** Perhitungan Geser Dasar Seismik Arah X

Lantai	hi (m)	Wi (kg)	K	Wi * Hi <sup>k</sup> (kg.m)	Cvx	Fx (kg)	VX (kg)
Lantai Kanopi	35.75	384938.81	1.368	51318426.12	0.130	61028.00	61028.00
Lantai Dak	32.25	591344.64	1.368	68471417.94	0.174	81426.37	142454.37
Lantai 8	28.35	791593.13	1.368	76841282.96	0.195	91379.84	233834.21
Lantai 7	24.45	791593.13	1.368	62757769.83	0.159	74631.69	308465.90
Lantai 6	20.55	791593.13	1.368	49479875.14	0.125	58841.59	367307.49
Lantai 5	16.65	791593.13	1.368	37101946.44	0.094	44121.72	411429.21
Lantai 4	12.75	791593.13	1.368	25753718.81	0.065	30626.38	442055.60
Lantai 3	8.85	791593.13	1.368	15628612.06	0.040	18585.58	460641.18
Lantai 2	4.95	813171.40	1.368	7251068.53	0.018	8622.99	469264.17
				6539013.64		394604117.84	469264.17

d) Penskalaan gaya

Menurut SNI 1726: 2019, penskalaan gaya gempa dilakukan dengan membandingkan V statis bangunan



dengan *base shear* (V dinamis) yang didapatkan dari program ETABS. Pada peraturan tersebut dijelaskan V dinamis harus memenuhi 100% dari V statis maka perlu dilakukan pengecekan sebagai berikut.

Dari hasil running ETABS diperoleh  $V_y$  dinamis sebesar 371638,74 kg, sehingga skala gaya diperoleh 1,199.

Dari hasil running ETABS diperoleh  $V_x$  dinamis sebesar 386972,78 kg, sehingga skala gaya diperoleh 1,213.

e) Cek Ketidakberaturan Horizontal

- Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b

**Tabel 25. Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b Arah Y**

Story	$\delta A$	$\delta A_i$	$\delta B$	$\delta B_i$	$\delta_{max}$	$\delta$			Ketidakberaturan torsi
	mm	mm	mm	mm	mm	1.2. rerata	1.4. rerata	1.4. rerata	
Lantai Kanopi	44.716	1.361	42.309	1.287	1.361	1.324	1.5888	1.8536	Tidak ada
Lantai Dak	43.355	2.251	41.022	2.128	2.251	2.1895	2.6274	3.0653	Tidak ada
Lantai 8	41.104	3.41	38.894	3.216	3.41	3.313	3.9756	4.6382	Tidak ada
Lantai 7	37.694	4.553	35.678	4.3	4.553	4.4265	5.3118	6.1971	Tidak ada
Lantai 6	33.141	5.566	31.378	5.258	5.566	5.412	6.4944	7.5768	Tidak ada
Lantai 5	27.575	6.404	26.12	6.054	6.404	6.229	7.4748	8.7206	Tidak ada
Lantai 4	21.171	7.017	20.066	6.63	7.017	6.8235	8.1882	9.5529	Tidak ada
Lantai 3	14.154	7.241	13.436	6.894	7.241	7.0675	8.481	9.8945	Tidak ada
Lantai 2	6.913	6.913	6.542	6.542	6.913	6.7275	8.073	9.4185	Tidak ada

**Tabel 26. Ketidakberaturan Torsi 1a dan 1b Arah X**

Story	$\delta A$	$\delta A_i$	$\delta B$	$\delta B_i$	$\delta_{max}$	$\delta$			Ketidakberaturan torsi
	mm	mm	mm	mm	mm	1.2. rerata	1.4. rerata	1.4. rerata	
Lantai Kanopi	49.985	2.71	49.287	2.696	2.71	2.703	3.2436	3.7842	Tidak ada
Lantai Dak	47.275	3.284	46.591	3.252	3.284	3.268	3.9216	4.5752	Tidak ada
Lantai 8	43.991	4.289	43.339	4.235	4.289	4.262	5.1144	5.9668	Tidak ada
Lantai 7	39.702	5.376	39.104	5.303	5.376	5.3395	6.4074	7.4753	Tidak ada
Lantai 6	34.326	6.311	33.801	6.221	6.311	6.266	7.5192	8.7724	Tidak ada
Lantai 5	28.015	7.038	27.58	6.933	7.038	6.9855	8.3826	9.7797	Tidak ada
Lantai 4	20.977	7.462	20.647	7.347	7.462	7.4045	8.8854	10.3663	Tidak ada
Lantai 3	13.515	7.371	13.3	7.253	7.371	7.312	8.7744	10.2368	Tidak ada
Lantai 2	6.144	6.144	6.047	6.047	6.144	6.0955	7.3146	8.5337	Tidak ada

- Ketidakberaturan sudut dalam  
Dari denah bangunan tower dapat dilihat struktur memiliki bentuk yang teratur sehingga tidak terdapat ketidakberaturan sudut dalam.
- Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma

**Tabel 27. Cek Diskontinuitas Diafragma**

Story	Luas		Presentase Buka	Maks	Control
	Lantai $m^2$	Bukaan $m^2$			
Lantai Kanopi	890.910	390.48	43.83%	50%	Tidak Ada
Lantai Dak	740.726	6.88	0.93%	50%	Tidak Ada
Lantai 8	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 7	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 6	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 5	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 4	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 3	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada
Lantai 2	740.726	46.595	6.29%	50%	Tidak Ada

- Ketidakberaturan Pergeseran Melintang Terhadap Bidang  
Pada bangunan tower tidak terdapat ketidakberaturan tipe tersebut dikarenakan tidak adanya pergeseran melintang terhadap bidang pada elemen vertikal.
- Ketidakberaturan Sistem Non Paralel  
Pada bangunan tower tidak terdapat

ketidakberaturan tipe tersebut dikarenakan seluruh elemen kolom terletak sejajar dengan sumbu orthogonal dan tidak ada elemen dinding geser

f) Cek Ketidakberaturan Vertikal

- Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak dan Tingkat Lunak Berlebih

**Tabel 28. Cek Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b Arah Y**

Story	Output Case	Shear Y kN	Drift Y m	Stiff Y kN/m	Ketidakberaturan 1a		Ketidakberaturan 1b	
					Cek 70%	Cek 80%	Cek 60%	Cek 70%
Lantai Kanopi	EQy	461.184	0.0014	323989.23				
Lantai Dak	EQy	1087.18	0.002	468614.74	Tidak Ada			Tidak Ada
Lantai 8	EQy	1838.55	0.003	531358.29	Tidak Ada			Tidak Ada
Lantai 7	EQy	2495.53	0.005	548081.77	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 6	EQy	3060.78	0.006	556456.68	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	EQy	3538.69	0.0063	563800.23	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	EQy	3924.59	0.0069	573764.20	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	EQy	4207.53	0.00704	597217.1	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	EQy	4368.50	0.00671	650736.2	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada

**Tabel 29. Cek Ketidakberaturan Vertikal 1a dan 1b Arah X**

Story	Output Case	Shear X kN	Drift X m	Stiff X kN/m	Ketidakberaturan 1a		Ketidakberaturan 1b	
					Cek 70%	Cek 80%	Cek 60%	Cek 70%
Lantai Kanopi	EQx	519.797	0.00227	228235.3				
Lantai Dak	EQx	1183.77	0.00276	428333.4	Tidak Ada			Tidak Ada
Lantai 8	EQx	98	4	34	Tidak Ada			Tidak Ada
Lantai 7	EQx	1982.44	0.00371	533563.6	Tidak Ada			Tidak Ada
Lantai 6	EQx	99	5	72	Tidak Ada			Tidak Ada
Lantai 5	EQx	2677.91	0.00471	568191.6	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	EQx	3273.79	0.00557	587292.3	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	EQx	3773.00	0.00625	603727.7	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	EQx	4169.35	0.00666	625802.9	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 1	EQx	4451.96	0.00660	674356.7	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 0	EQx	4601.97	0.00559	822134.1	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada	Tidak Ada

- Ketidakberaturan Berat (Massa)

**Tabel 30. Cek Ketidakberaturan Berat (Massa)**

Story	Massa ton	Cek 1,5x massa di lantai atas		Cek 1,5x massa di lantai bawah
		Cek 1,5x	Cek 1,5x	
Lantai Kanopi	384.94	-	-	-
Lantai Dak	591.34	-	-	OK
Lantai 8	791.59		OK	OK
Lantai 7	791.59		OK	OK
Lantai 6	791.59		OK	OK
Lantai 5	791.59		OK	OK
Lantai 4	791.59		OK	OK
Lantai 3	791.59		OK	OK
Lantai 2	813.17		OK	-

- Ketidakberaturan Geometri Vertikal  
 Pada bangunan tower ini tidak terdapat ketidakberaturan jenis ini dikarenakan sistem penahan seismik dalam hal ini kolom memiliki dimensi horizontal yang sama dari lantai dasar hingga lantai kanopi.
- Ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral  
 Pada bangunan tower ini tidak terdapat ketidakberaturan jenis ini dikarenakan seluruh elemen vertikal pemikul gaya lateral menerus dan tidak ada pergeseran horizontal.
- Ketidakberaturan Tingkat Lemah (5a) dan Tingkat Lemah Berlebihan (5b)

**Tabel 31. Cek Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b Arah Y**

Story	Output Case	VY kN	Ketidakberaturan	
			5a Cek 80%	5b Cek 65%
Lantai Kanopi	Envelope Max	461.7576		
Lantai Dak	Envelope Max	1088.4669	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 8	Envelope Max	1840.7235	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 7	Envelope Max	2498.4836	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 6	Envelope Max	3064.4034	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	Envelope Max	3542.8843	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	Envelope Max	3929.2407	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	Envelope Max	4212.5078	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	Envelope Max	4373.6549	Tidak Ada	Tidak Ada

**Tabel 32. Cek Ketidakberaturan Vertikal 5a dan 5b Arah X**

Story	Output Case	VX kN	Ketidakberaturan	
			5a Cek 80%	5b Cek 65%
Lantai Kanopi	Envelope Max	520.3354		
Lantai Dak	Envelope Max	1185.0506	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 8	Envelope Max	1984.6183	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 7	Envelope Max	2680.872	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 6	Envelope Max	3277.425	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 5	Envelope Max	3777.1965	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 4	Envelope Max	4173.9887	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 3	Envelope Max	4456.9033	Tidak Ada	Tidak Ada
Lantai 2	Envelope Max	4607.0696	Tidak Ada	Tidak Ada

**g) Pengecekan Keamanan Struktur**

- Simpangan antar lantai  
 Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan simpangan antar lantai pada bangunan tower.

**Tabel 33. Simpangan Antar Lantai Arah X**

Story	Load Case/Combo	Direction	δ		Cd	Δ x	Tinggi Tingkat	Delta Izin	Cek
			Total mm	xe mm					
Lantai Kanopi	COMB Env	X	49.985	2.71	5.5	14.905	3500	70	OK
Lantai Dak	COMB Env	X	47.275	3.266	5.5	17.963	3900	78	OK
Lantai 8	COMB Env	X	44.009	4.303	5.5	23.6665	3900	78	OK
Lantai 7	COMB Env	X	39.706	5.376	5.5	29.568	3900	78	OK
Lantai 6	COMB Env	X	34.33	6.311	5.5	34.7105	3900	78	OK
Lantai 5	COMB Env	X	28.019	7.038	5.5	38.709	3900	78	OK
Lantai 4	COMB Env	X	20.981	7.465	5.5	41.0575	3900	78	OK
Lantai 3	COMB Env	X	13.516	7.337	5.5	40.3535	3900	78	OK
Lantai 2	COMB Env	X	6.179	6.179	5.5	33.9845	4950	99	OK

**Tabel 34. Simpangan Antar Lantai Arah Y**

Story	Load Case/Combo	Direction	δ		Cd	Δ y	Tinggi Tingkat	Delta Izin	Cek
			Total mm	ye mm					
Lantai Kanopi	COMB Env	Y	44.771	1.364	5.5	7.502	3500	70	OK
Lantai Dak	COMB Env	Y	43.407	2.259	5.5	12.4245	3900	78	OK
Lantai 8	COMB Env	Y	41.148	3.42	5.5	18.81	3900	78	OK
Lantai 7	COMB Env	Y	37.728	4.561	5.5	25.0855	3900	78	OK
Lantai 6	COMB Env	Y	33.167	5.574	5.5	30.657	3900	78	OK
Lantai 5	COMB Env	Y	27.593	6.412	5.5	35.266	3900	78	OK
Lantai 4	COMB Env	Y	21.181	7.021	5.5	38.6155	3900	78	OK
Lantai 3	COMB Env	Y	14.16	7.245	5.5	39.8475	3900	78	OK
Lantai 2	COMB Env	Y	6.915	6.915	5.5	38.0325	4950	99	OK

- Cek P-Delta  
 Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan koefisien stabilitas pada bangunan tower.

**Tabel 35. Cek Pengaruh P-Delta Arah Y**

Story	Tinggi mm	Elevasi mm	Δi mm	P kN	Vy kN	θ	θ max	Keterangan
Lantai Kanopi	3500	35750	2.71	4242.4379	54	0.00155	0.09090	Stabil
Lantai Dak	3900	32250	3.266	10455.9753	3622	0.00175	0.09090	Stabil
Lantai 8	3900	28350	4.303	18488.7231	1534.37	0.00241	0.09090	Stabil
Lantai 7	3900	24450	5.376	26521.4709	2082.66	0.00319	0.09090	Stabil
Lantai 6	3900	20550	6.311	34554.2187	2554.39	0.00398	0.09090	Stabil
Lantai 5	3900	16650	7.038	42586.9666	2953.24	0.00473	0.09090	Stabil
Lantai 4	3900	12750	7.465	50619.7144	3275.30	0.00537	0.09090	Stabil
Lantai 3	3900	8850	7.337	58652.4622	3511.43	0.00571	0.09090	Stabil
Lantai 2	4950	4950	6.179	67130.553	3645.77	0.00417	0.09090	Stabil

**Tabel 36. Cek Pengaruh P-Delta Arah X**

Story	Tinggi mm	Elevasi mm	Δi mm	P kN	Vy kN	θ	θ max	Keterangan
Lantai Kanopi	350	357	1.3	4242.43	428.784	0.00070	0.09090	Stabil
Lantai Dak	390	322	2.2	10455.9	976.508	0.00112	0.09090	Stabil
Lantai 8	390	283	3.4	18488.7	1635.33	0.00180	0.09090	Stabil
Lantai 7	390	244	4.5	26521.4	2209.03	0.00255	0.09090	Stabil
Lantai 6	390	205	5.5	34554.2	2700.57	0.00332	0.09090	Stabil
Lantai 5	390	166	6.4	42586.9	3112.37	0.00409	0.09090	Stabil
Lantai 4	390	127	7.0	50619.7	3439.32	0.00481	0.09090	Stabil
Lantai 3	390	885	7.2	58652.4	3672.45	0.00539	0.09090	Stabil
Lantai 2	495	495	6.9	67130.5	3796.20	0.00449	0.09090	Stabil

**2. Penulangan Struktur**

**a) Penulangan pelat lantai**

- Data material pelat lantai  
 Pelat lantai direncanakan menggunakan mutu beton f'c 30 MPa, dan mutu baja tulangan fy 420 MPa.
- Data pelat lantai  
 Pelat lantai yang ditinjau merupakan pelat lantai dengan dimensi terluas dan memikul beban yang paling tinggi dengan data sebagai berikut.
  - Panjang bentang pendek (Lx) = 3 meter
  - Panjang bentang panjang (Ly) = 5 meter
  - Ly/Lx = 1,677
  - Tebal pelat lantai = 120mm
  - Tebal selimut beton = 30mm
  - Tulangan direncanakan = D10
  - Tebal efektif pelat lantai = 90mm
  - Faktor reduksi kuat lentur = 0,8

**b) Penulangan Balok**

Perhitungan tulangan lentur balok dilakukan Setelah dilakukan perhitungan rasio tulangan, diperoleh luas tulangan perlu sebesar 333 mm<sup>2</sup> sehingga digunakan tulangan D10-200 dengan luas tulangan 393 mm<sup>2</sup>.

dengan langkah menentukan *material properties* balok, menghitung  $\rho$ ,  $\rho_{min}$ , dan  $\rho_{max}$ , menghitung  $A_s$  perlu, dan menghitung jumlah tulangan perlu, dan menghitung *probable moment capacities* (Mpr).

Perhitungan tulangan sengkang balok dilakukan dengan menghitung nilai  $V_s$ , mengasumsikan kebutuhan tulangan sengkang, menghitung spasi tulangan sengkang dan menghitung kembali kapasitas nilai  $V_s$  terpasang.

Perhitungan tulangan tersebut dilakukan di area tumpuan dan lapangan dengan nilai momen dan gaya geser maksimum yang diperoleh dari program ETABS. Berikut ini merupakan rekapitulasi hasil perhitungan penulangan balok.

**Tabel 37.** Rekapitulasi Tulangan Lentur Balok

Balok	Dimensi			Tulangan Lentur						
	b	h	d	Area	rho	As Terpasang		MPr (kNm)	Vs Terpasang (kN)	
						perlu (mm <sup>2</sup> )	Tekan			Tarik
B1	300	600	540.5	Tump	0.0141	2286.7	9 Ø19	5 Ø19	2552.79	606.99
					Lap.	0.0101	1631.1	3 Ø19	6 Ø19	1701.86
B2	250	500	440.5	Tump	0.0240	2646.8	10 Ø19	5 Ø19	2836.43	482.04
					Lap.	0.0070	766.00	2 Ø19	3 Ø19	850.93
B3	400	800	740.5	Tump	0.0082	2419.3	9 Ø19	5 Ø19	2552.79	904.38
					Lap.	0.0050	1491.3	3 Ø19	6 Ø19	1701.86
BA1	250	400	342	Tump	0.0158	1355.1	7 Ø16	4 Ø16	1408.00	209.95
					Lap.	0.0082	699.46	2 Ø16	4 Ø16	804.57
BK1	250	400	340.5	Tump	0.0236	2010.2	8 Ø19	4 Ø19	2269.14	294.33
					Lap.	0.0053	455.00	2 Ø19	2 Ø19	567.29
BL	250	400	343.5	Tump	0.0033	320.04	3 Ø13	3 Ø13	398.36	68.41
					Lap.	0.0042	360.06	3 Ø13	3 Ø13	398.36

**Tabel 38.** Rekapitulasi Tulangan Geser Balok

Balok	Dimensi			Tulangan Lentur					Tulangan Geser		
	b	h	d	Area	rho	As Terpasang		MPr (kNm)	Vs Terpasang (kN)	Vs Terpasang (kN)	
						perlu (mm <sup>2</sup> )	Tekan				Tarik
B1	300	600	540.5	Tump	0.0	7008	255	606.98	293.901	D10 - 356.7	
					Lap.	0.0	0806	1701.	1466	293.6	D10 - 356.
B2	250	500	440.5	Tump	0.0	7256	2836.	482.03	3066	D10 - 387.	
					Lap.	0.0	0443	850.9	8386	67	D10 - 193.
B3	400	800	740.5	Tump	0.0	3011	2552.	904.37	359.1	D10 - 390.	
					Lap.	0.0	0533	1701.	7626	67	D10 - 244.
BA1	250	400	342	Tump	0.0	0714	1408.	209.95	9786	D10 - 150.	
					Lap.	0.0	0827	804.5	1466	67	D10 - 150.
BK1	250	400	340.5	Tump	0.0	1985	2269.	294.32	5653	D10 - 149.	
					Lap.	0.0	0485	567.2	125.6	150	D10 - 82.
BL	250	400	343.5	Tump	0.0	4145	398.3	68.408	39.63	D10 - 151.	
					Lap.	0.004	360.05	398.3	6	33.958	150

c) Penulangan Kolom

Perencanaan penulangan kolom dilakukan dengan mengambil gaya dalam kolom dari ETABS, kemudian dilanjutkan dengan analisis menggunakan program SPColumn. Setelah diperoleh kebutuhan tulangan yang memenuhi beban yang bekerja pada

kolom tersebut, dilanjutkan dengan perhitungan manual sengkang dan pengecekan kaidah *strong column - weak beam*.

Berikut ini merupakan rekapitulasi perhitungan penulangan kolom.

**Tabel 39.** Rekapitulasi Penulangan Kolom

Kolom	SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019			
	Tulangan Lentur		Tulangan Geser	
K1 (600x750)	18	Ø19	1,5 D13 - 100	Tump
			1,5 D13 - 100	Lap.
K1 (450x600)	18	Ø25	1,5 D13 - 100	Tump
			1,5 D13 - 100	Lap.

**Rekapitulasi hasil analisis struktur**

Berikut ini merupakan tabel rekapitulasi hasil analisis struktur yang ditinjau dari gaya dalam yang bekerja serta penulangan yang diperlukan pada masing-masing elemen struktur.

**Tabel 40.** Rekapitulasi Peningkatan Penulangan Balok

Balok	Area	Desain Code Lama				Desain Code Baru			
		Tulangan Lentur		Tulangan Geser		Tulangan Lentur		Tulangan Geser	
		Momen (kNm)	Terpasang	Vs (kN)	Terpasang	Momen (kNm)	Terpasang	Vs (kN)	Terpasang
B1 (300x600)	Tump	247.4	7 Ø19	234.0	D10 - 125	298.2	9 Ø19	293.9	D10 - 100
		Lap.	189.2	3 Ø19	191.9	D10 - 150	220.7	3 Ø19	293.6
B2 (250x500)	Tump	167.4	6 Ø19	137.5	D10 - 125	255.3	10 Ø19	319.6	D10 - 75
		Lap.	67.39	2 Ø19	46.78	D10 - 200	86.84	2 Ø19	188.7
B3 (400x800)	Tump	402.5	8 Ø19	338.4	D10 - 125	456.1	9 Ø19	359.1	D10 - 125
		Lap.	277.7	3 Ø19	100.7	D10 - 200	288.9	7 Ø19	113.1
BA1 (250x400)	Tump	105.1	7 Ø16	110.8	D10 - 150	110.0	7 Ø16	115.0	D10 - 150
		Lap.	58.67	2 Ø16	46.47	D10 - 150	60.91	2 Ø16	84.09
BK1 (250x400)	Tump	115.2	8 Ø16	86.78	D10 - 150	196.3	8 Ø19	149.4	D10 - 150
		Lap.	58.67	2 Ø16	46.47	D10 - 150	40.43	2 Ø19	125.6
BL (250x400)	Tump	21.74	3 Ø13	33.28	D10 - 150	29.09	3 Ø13	39.63	D10 - 150
		Lap.	29.85	3 Ø13	32.35	D10 - 150	32.60	3 Ø13	33.96

**Tabel 41.** Rekapitulasi Peningkatan Penulangan Kolom

SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013				SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019			
Tulangan Lentur		Tulangan Geser		Tulangan Lentur		Tulangan Geser	
16	Ø19	1,5 D13 - 100	Tump.	18	Ø19	1,5 D13 - 100	Tump.
		1,5 D13 - 100	Lap.			1,5 D13 - 100	Lap.
18	Ø19	1,5 D13 - 100	Tump.	18	Ø25	1,5 D13 - 100	Tump.
		1,5 D13 - 100	Lap.			1,5 D13 - 100	Lap.

**KESIMPULAN**

Kesimpulan yang dapat diambil dari penelitian ini yaitu perubahan dari SNI 1726:2012 dan SNI 2847:2013 menjadi SNI 1726:2019 dan SNI 2847:2019 menyebabkan adanya peningkatan berupa gaya geser dasar rata-rata sebesar 14,8%

serta peningkatan faktor skala gaya gempa rata-rata sebesar 19,9%. Dimensi elemen struktur yang digunakan tidak memerlukan peningkatan akibat perubahan SNI tersebut. Terjadi peningkatan pada gaya-gaya dalam yang bekerja pada setiap elemen struktur, yang mengakibatkan peningkatan kebutuhan tulangan pada elemen struktur balok dan kolom. Perkuatan struktur rata-rata yang diperlukan pada balok berdasarkan luas tulangan perlunya yaitu sebesar 17,82% dan perkuatan struktur rata-rata yang diperlukan pada kolom berdasarkan luas tulangan perlunya yaitu sebesar 46,4%.

#### DAFTAR PUSTAKA

- [1] R. Pebria, B. I. Heru, and I. Sugihartono, "IDENTIFIKASI PENYEBARAN GEMPA DI INDONESIA DENGAN METODE CLUSTERING," *PROSIDING SNF*, vol. 3, pp. 366-370, Oct. 2014.
- [2] N. N. Halim, E. Widodo, and R. Artikel, "Clustering Dampak Gempa Bumi di Indonesia Menggunakan Kohonen Self Organizing Maps," *Seminar Nasional Integrasi Matematika dan Nilai Islami*, vol. 1, no. 1. 2017.
- [3] M. A. Ghaffar, A. Soehardjono, and D. Nuralinah, "Perencanaan Ulang Struktur Gedung Tahan Gempa Menggunakan Metode Dinding Geser Yang Mengacu Pada Sni - 1726 - 2012 Pada Gedung Dekanat Fakultas Teknik Universitas Brawijaya," *Jurnal Mahasiswa Jurusan Teknik Sipil Universitas Brawijaya*, vol. 1, no. 1, 2015.
- [4] M. R. Fadillah, "METODE ANALISIS PERHITUNGAN STRUKTUR BANGUNAN TAHAN GEMPA (Studi Kasus Gedung E, F Universitas Muhammadiyah Sukabumi)," *Jurnal Student Teknik Sipil Edisi*, vol. 2, no. 3, 2020.
- [5] A. Wicaksana and A. Rosyidah, "Pembandingan Perancangan Bangunan Tahan Gempa Menggunakan SNI 1726:2012 dan SNI 1726:2019," *Jurnal Ilmiah Rekayasa Sipil*, vol. 1, no. 1. 2021.
- [6] A. S. Nurul Sodik and R. Andayani, "Pengaruh Penerapan SNI 1726:2019 Terhadap Desain Struktur Rangka Momen Beton Bertulang Di Indonesia," *Jurnal Rekayasa Sipil (JRS-Unand)*, vol. 17, no. 1, p. 1, Jul. 2021, doi: 10.25077/jrs.17.1.1-12.2021.
- [7] Badan Standarisasi Nasional, "SNI-1726-2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-gedung," 2019.
- [8] Badan Standarisasi Nasional, "SNI-2847-2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan (ACI 318M-14 dan ACI 318RM-14, MOD)," 2019.
- [9] Badan Standarisasi Nasional, "Baja Tulangan Beton," 2017, [Online]. Available: [www.bsn.go.id](http://www.bsn.go.id)