

## **TUGAS AKHIR**

# **PERILAKU STRUKTUR GEDUNG AKIBAT BEBAN HIDUP TERHADAP FUNGSI RUANGAN DENGAN SISTEM *OUTRIGGER, BELT-TRUSS* SERTA DINDING GESER PELAT KHUSUS (DGPK)**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat Memperoleh  
Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik  
Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara*

**Disusun Oleh:**

**INDRA BAYU SUKMA**  
**1307210090**



**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK  
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA  
MEDAN  
2017**

## HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Indra Bayu Sukma

NPM : 1307210090

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Perilaku Struktur Gedung Akibat Beban Hidup Terhadap Fungsi Ruang Dengan Sistem *Outrigger, Belt-truss* serta Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)

Bidang Ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan di hadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II/Penguji

Tondi Amirsyah Putera , ST., MT. Rhini Wulan Dary, ST., MT.

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II/Penguji

Dr. Ade Faisal, ST., MSc. Mizanuddin Sitompul, ST., MT.

Program Studi Teknik Sipil  
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

## SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Indra Bayu Sukma

Tempat /Tanggal Lahir: Klumpang / 18 September 1995

NPM : 1307210090

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil,

menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Perilaku Struktur Gedung Akibat Beban Hidup Terhadap Fungsi Ruang Dengan Sistem *Outrigger, Belt-truss* serta Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)”,

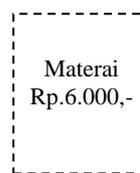
bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinal dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, September 2017

Saya yang menyatakan,



Indra Bayu Sukma

## ABSTRAK

### PERILAKU STRUKTUR GEDUNG AKIBAT BEBAN HIDUP TERHADAP FUNGSI RUANGAN DENGAN SISTEM *OUTRIGGER*, *BELT-TRUSS* SERTA DINDING GESER PELAT KHUSUS (DGPK) (STUDI LITERATUR)

**Indra Bayu Sukma  
(1307210090)**

**Tondi Amirsyah Putera P, ST., MT.  
Rhini Wulan Dary, ST., MT.**

Para perencana umumnya mendesain suatu gedung bertingkat hanya menggunakan beban hidup yang seragam saja sebagaimana difungsikannya gedung tersebut. Akan tetapi pada kenyataannya, terdapat gedung-gedung yang memiliki bermacam-macam fungsi pada setiap lantainya. Suatu struktur gedung yang memiliki massa berbeda pada setiap lantainya akan memiliki simpangan yang relatif besar. Salah satu cara untuk mengurangi simpangan yang terjadi adalah dengan menggunakan sistem ganda. Sistem *outrigger* dan *belt-truss* merupakan salah satu subsistem yang digunakan untuk sistem ganda yang dapat menahan beban lateral untuk bangunan bertingkat tinggi. Pada tugas akhir ini direncanakan beberapa model gedung dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan sistem ganda, SRPMK dengan *outrigger* dan *belt-truss*. Masing-masing dari model dengan sistem tersebut dibagi menjadi dua, yakni struktur gedung yang memiliki beban hidup seragam dan struktur gedung yang memiliki beban hidup berbeda. Model-model tersebut merupakan struktur gedung beraturan yang memiliki ketinggian yang sama, yaitu 35,5 meter (10 lantai) dan akan ditinjau terhadap beban gempa. Analisa beban gempa yang digunakan pada tugas akhir ini adalah analisa respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012. Berdasarkan hasil analisa, didapat berat struktur untuk Model 1 sebesar 4152851 kg, Model 2 sebesar 5077064,21 kg, Model 3 sebesar 4211670,35 kg dan Model 4 sebesar 5135883,51 kg. Dari perbandingan antara model-model yang menggunakan beban hidup seragam dengan model-model yang menggunakan beban hidup tidak seragam, dapat disimpulkan bahwa pengaruh dari penggunaan beban hidup yang tidak seragam di setiap lantai sangat mempengaruhi berat struktur secara drastis. Hal ini membuat simpangan semakin besar. Akan tetapi dengan digunakannya sistem *outrigger* dan *belt-truss* dapat mengurangi simpangan yang terjadi sekitar 40 mm sampai dengan 50 mm.

Kata kunci: Beban hidup, *outrigger*, *belt-truss*, simpangan, berat struktur

## **ABSTRACT**

### ***THE BEHAVIOR OF BUILDING STRUCTURE CAUSED BY THE LIVING LOAD ON THE FUNCTION OF ROOM USING OUTRIGGER SYSTEM, BELT-TRUSS AND STEEL PLATE SHEAR WALL (SPSW) (LITERATURE STUDY)***

**Indra Bayu Sukma  
(1307210090)**

**Tondi Amirsyah Putera P, ST., MT.**

**Rhini Wulan Dary, ST., MT.**

*Engineers generally design a multi-storey building using only a uniform live load just as the building is functioned. But in reality, there are buildings that have various functions on each floor. A building structure that has different masses on each floor will result drift relatively large. One way to reduce the drift that occurs is to use a dual system. Outrigger and belt-truss is one of the subsystems used for dual system that can withstand lateral loads for high-rise buildings. In this thesis, the researcher plan some building models with special moment frame (SMF) and dual system, SMF with outrigger and belt-truss. Each models with the system is devide into the building structures have uniform live loads and the building structures have different live loads. The models are regular buildings that have the same high, which is 35,5 meters (10 floors) and will be analyzed against the earthquake load. Analysis of earthquake load used in this thesis is the respon spectrum analysis based on SNI 1726:2012. Based on the results of the analysis, the weight of the structure for Model 1 is 4152851 kg, Model 2 is 5077064,21 kg, Model 3 is 4211670,35 kg and Model 4 is 5135883,51 kg. From the comparisson between the models use uniform life loads and the models use different live loads, it can be concluded that to use of different live loads on each floor can significantly affect the weight of the structure. This makes the bigger drift. But the use of the outrigger and belt-truss system, it can be reduce deformation around 40 mm to 50 mm.*

**Keywords:** *Live load, outrigger, belt-truss, deformation, structure's weight*

## KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini yang berjudul “Perilaku Struktur Gedung Akibat Beban Hidup Terhadap Fungsi Ruangan dengan Sistem *Outrigger, Belt-truss* Serta Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah Putera, ST, MT sebagai pembimbing I yang telah banyak memberi arahan, masukan dan kritikan dalam menyelesaikan skripsi ini.
2. Ibu Rhini Wulan Dary, ST, MT, selaku Dosen Pembimbing II yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan skripsi ini.
3. Bapak Rahmatullah, ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Bapak Dr. Ade Faisal, ST, MSc selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
5. Ibu Hj. Irma Dewi, ST, MSi selaku Sekretaris Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Semua Staf Pengajar yang telah memberikan ilmunya selama perkuliahan sarjana diantaranya : Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc, Ir. Ellyza Chairina, MSi, Rhini Wulandari, ST, MT, Ir. Sri Asfiati, MT, Ir. Tri Rahayu, MT, Randi Gunawan, ST, MT, Erin Chaniago, ST, MSc, Andri, ST, MT dan lainnya yang tidak dapat satu-persatu saya ucapkan disini.

7. Staf Tata Usaha Sarjana Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah bekerja sama dengan baik dan memudahkan urusan administrasi.
8. Ibunda saya Sumarni dan kakak-kakak saya Dian Pratiwi, Lusi Hrdiyanti dan Ayu Wulandari, beserta saudara-saudara baik paman-paman serta bibi yang telah memberikan semangat dan serta doa-nya agar penulis dapat menyelesaikan pendidikan di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara dengan baik.
9. Rekan-rekan Angkatan 2013 Struktur : Muhammad Lutfy Lubis, Muhammad Taruna, Evan Ferrari Gultom, Abdi Gunawan, Widianoro, Budi Santoso dan lainnya yang tidak dapat satu-persatu saya ucapkan disini.
10. Rekan-rekan Angkatan 2013 B1: Khaidir Affandi BB, Dini Sarah Zaivina, Brenda Ira Clara, Deni Rahmadi, Pangeran Agung Dila Syafira Zay dan lainnya yang tidak dapat satu-persatu saya ucapkan disini.
11. Sahabat-sahabat penulis: Syarbaini Lubis, M. Eka Kurniawan, M Hari Setiawan, Dian Ramadhan, Ricky Prianda Damanik dan Dicky Pratama P yang setia menemani suka maupun duka.
12. Dan pihak-pihak lain yang telah membantu penulis.

Akhir kata penulis berharap skripsi ini dapat memberikan sumbangan pemikiran yang bermanfaat bagi semua. Penulis menyadari akan keterbatasan dalam menyelesaikan skripsi ini sehingga banyak kekurangannya. Dengan demikian kritikan dan saran yang membangun dari semua pihak dalam penulisan skripsi ini.

Medan, September 2017

Indra Bayu Sukma

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAN KEASLIAN SKRIPSI	iii
ABSTRAK	iv
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xxii
DAFTAR NOTASI	xxv
DAFTAR SINGKATAN	xxix
<b>BAB 1. PENDAHULUAN</b>	
1.1. Latar Belakang Masalah	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Ruang Lingkup Penelitian	3
1.4. Tujuan Penelitian	4
1.5. Manfaat Penelitian	4
1.6. Sistematika Penulisan	5
<b>BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA</b>	
2.1. Tinjauan Umum	6
2.2. Sistem Struktur Penahan Lateral	7
2.2.1. Sistem <i>Rigid-frame</i>	10
2.2.2. Sistem <i>Braced Frame</i>	11
2.2.3. Sistem Ganda, Kombinasi <i>Braced/Wall</i> dengan Frame	12
2.3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)	13
2.4. <i>Steel Plate Shear Wall (SPSW)</i>	14
2.4.1. Modeling <i>Steel Plate Shear Wall (SPSW)</i>	15
2.4.1.1. <i>Strip Model</i>	15
2.4.1.2. <i>Orthotropic Membrane Model</i>	17
2.5. Sistem dengan <i>Outrigger</i> dan <i>Beltruss</i>	17
2.6. Ketentuan Seismik untuk Struktur Gedung Baja	21
2.6.1. Rangka Momen Khusus	21

2.6.1.1.	Persyaratan	21
2.6.1.1.1.	Rasio Momen	21
2.6.1.1.2.	Breising Stabilitas Balok	23
2.6.1.1.3.	Breising Stabilitas pada Sambungan Balok ke Kolom	24
2.6.1.2.	Komponen Struktur	25
2.6.1.2.1.	Persyaratan Dasar	25
2.6.1.2.2.	Sayap Balok	25
2.6.1.2.3.	Zona Terlindung	26
2.6.2.	Dinding Geser Pelat Khusus	26
2.6.2.1.	Persyaratan Sistem	27
2.6.2.1.1.	Kekakuan Elemen Pembatas	27
2.6.2.1.2.	Rasio Momen Sambungan	27
2.6.2.1.3.	Breising	27
2.6.2.1.4.	Bukaan Pada Badan	28
2.6.2.2.	Komponen Struktur	28
2.6.2.2.1.	Persyaratan Dasar	28
2.6.2.2.2.	Badan	28
2.6.2.2.3.	Zona Terlindung	29
2.7.	Tata Cara Perencanaan Gedung Tahan Gempa	29
2.7.1.	Gempa Rencana	29
2.7.2.	Peta Wilayah Gempa	29
2.7.3.	Arah Pembebanan Gempa	31
2.7.4.	Prosedur Analisis	31
2.7.5.	Struktur Penahan Gaya Seismik	36
2.7.6.	Spektrum Respon Desain	38
2.7.7.	Analisis Gaya Lateral Ekuivalen	42
2.7.7.1.	Geser Dasar Seismik	42
2.7.7.2.	Perioda Alami Struktur	44
2.7.7.3.	Distribusi Vertikal Gaya Gempa	46
2.7.7.4.	Distribusi Horizontal Gaya Gempa	46
2.7.7.5.	Penentuan Simpangan Antar Lantai	46

2.7.7.6. Pengaruh P-Delta	48
2.7.8. Analisis Respon Spektrum Ragam	49
2.8. Pembebanan untuk Perencanaan Bangunan Gedung	51
2.8.1. Beban Mati	51
2.8.2. Beban Hidup	52
2.8.3. Beban Gempa	57
<b>BAB 3. METODOLOGI PENELITIAN</b>	
3.1. Metodologi Penelitian	62
3.2. Pemodelan Struktur	63
3.2.1. Data Umum Perencanaan	63
3.2.2. Data Perencanaan Model 1 dan Model 2	63
3.2.2.1. Konfigurasi Bangunan	63
3.2.2.2. Dimensi Kolom-Balok	66
3.2.2.3. Rencana Pelat Lantai	66
3.2.3. Data Perencanaan Model 3 dan Model 4	67
3.2.3.1. Konfigurasi Bangunan	67
3.2.3.2. Dimensi Kolom-Balok dan Bresing	69
3.2.3.3. Rencana Pelat Lantai	69
3.2.3.4. Tebal Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)	69
3.2.4. Data Perencanaan Model Tambahan (Model 5 dan Model 6)	70
3.2.4.1. Konfigurasi Bangunan	70
3.2.4.2. Dimensi Kolom-Balok dan Bresing	70
3.3. Pembebanan Struktur	72
3.3.1. Pembebanan Pada Model 1 dan Model 3	73
3.3.1.1. Beban Mati	73
3.3.1.2. Beban Hidup	75
3.3.1.3. Beban <i>Notional</i>	75
3.3.1.4. Beban Gempa	76
3.3.2. Pembebanan Pada Model 2 dan Model 4	77
3.3.2.1. Beban Mati	77
3.3.2.2. Beban Hidup	77

3.3.2.3. Beban <i>Notional</i>	78
3.3.2.4. Beban Gempa	79
3.3.3. Pembebanan Pada Model 5 dan Model 6	79
3.4. Respon Spektrum Desain Gempa	80
3.5. Perioda Alami Fundamental	83
3.6. Kombinasi Beban	83
<b>BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN</b>	
4.1. Tinjauan Umum	85
4.2. Hasil Analisis Respon Spektrum	85
4.2.1. Hasil Analisis Struktur Model 1	85
4.2.1.1. Berat lantai	87
4.2.1.2. Gaya Geser Dasar Nominal	88
4.2.1.3. Penentuan Faktor Redundansi	89
4.2.1.4. Gaya Geser Lantai	90
4.2.1.5. Simpangan Antar Lantai	91
4.2.1.6. Pengaruh Efek P-Delta	92
4.2.1.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak ( <i>Soft Story</i> )	93
4.2.1.8. Ketidakberaturan Torsi	94
4.2.1.9. Ketidakberaturan Massa	96
4.2.1.10. Kontrol Desain SCWB ( <i>Strong Column Weak                 Beam</i> )	97
4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2	99
4.2.2.1. Berat lantai	100
4.2.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal	101
4.2.2.3. Penentuan Faktor Redundansi	102
4.2.2.4. Gaya Geser Lantai	103
4.2.2.5. Simpangan Antar Lantai	104
4.2.2.6. Pengaruh Efek P-Delta	105
4.2.2.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak ( <i>Soft Story</i> )	106
4.2.2.8. Ketidakberaturan Torsi	108

4.2.2.9. Ketidakberaturan Massa	109
4.2.2.10. Kontrol Desain SCWB ( <i>Strong Column Weak Beam</i> )	110
4.2.3. Hasil Analisis Struktur Model 3	111
4.2.3.1. Berat lantai	113
4.2.3.2. Gaya Geser Dasar Nominal	114
4.2.3.3. Penentuan Faktor Redundansi	114
4.2.3.4. Gaya Geser Lantai	115
4.2.3.5. Simpangan Antar Lantai	116
4.2.3.6. Pengaruh Efek P-Delta	117
4.2.3.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak ( <i>Soft Story</i> )	118
4.2.3.8. Ketidakberaturan Torsi	119
4.2.3.9. Ketidakberaturan Massa	121
4.2.3.10. Kontrol Desain SCWB ( <i>Strong Column Weak Beam</i> )	121
4.2.3.11. Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral	122
4.2.4. Hasil Analisis Struktur Model 4	124
4.2.4.1. Berat lantai	126
4.2.4.2. Gaya Geser Dasar Nominal	127
4.2.4.3. Penentuan Faktor Redundansi	128
4.2.4.4. Gaya Geser Lantai	128
4.2.4.5. Simpangan Antar Lantai	129
4.2.4.6. Pengaruh Efek P-Delta	130
4.2.4.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak ( <i>Soft Story</i> )	131
4.2.4.8. Ketidakberaturan Torsi	133
4.2.4.9. Ketidakberaturan Massa	134
4.2.4.10. Kontrol Desain SCWB ( <i>Strong Column Weak Beam</i> )	135

4.2.4.11.Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral	136
4.2.5. Hasil Analisis Struktur Model 5	137
4.2.5.1. Berat lantai	138
4.2.5.2. Gaya Geser Dasar Nominal	139
4.2.5.3. Penentuan Faktor Redundansi	140
4.2.5.4. Gaya Geser Lantai	141
4.2.5.5. Simpangan Antar Lantai	142
4.2.5.6. Pengaruh Efek P-Delta	143
4.2.5.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak ( <i>Soft Story</i> )	144
4.2.5.8. Ketidakberaturan Torsi	145
4.2.5.9. Ketidakberaturan Massa	146
4.2.5.10.Kontrol Desain SCWB ( <i>Strong Column Weak Beam</i> )	147
4.2.5.11.Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral	148
4.2.6. Hasil Analisis Struktur Model 6	149
4.2.6.1. Berat lantai	151
4.2.6.2. Gaya Geser Dasar Nominal	152
4.2.6.3. Penentuan Faktor Redundansi	153
4.2.6.4. Gaya Geser Lantai	153
4.2.6.5. Simpangan Antar Lantai	154
4.2.6.6. Pengaruh Efek P-Delta	155
4.2.6.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak ( <i>Soft Story</i> )	156
4.2.6.8. Ketidakberaturan Torsi	158
4.2.6.9. Ketidakberaturan Massa	159
4.2.6.10.Kontrol Desain SCWB ( <i>Strong Column Weak Beam</i> )	159
4.2.6.11.Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral	161

4.3. Rangkuman Grafik Perbandingan	162
4.3.1. Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai	162
4.3.2. Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai	168
4.3.3. Perbandingan Grafik Berat lantai Bangunan	171
<b>BAB 5. KESIMPULAN DAN SARAN</b>	
5.1. Kesimpulan	174
5.2. Saran	176
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>	177
<b>LAMPIRAN</b>	
<b>RIWAYAT HIDUP</b>	

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Pengaruh dimensi kolom terhadap deformasi (Dewobroto, 2012)	10
Tabel 2.2	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	32
Tabel 2.3	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	33
Tabel 2.4	Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012	34
Tabel 2.5	Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.6	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.7	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012	35
Tabel 2.8	Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.9	Faktor $R$ , $C_d$ , dan $\Omega_0$ untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726:2012	37
Tabel 2.10	Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012	38
Tabel 2.11	Koefisien situs, $F_a$ berdasarkan SNI 1726:2012	40
Tabel 2.12	Koefisien situs, $F_v$ berdasarkan SNI 1726:2012	40
Tabel 2.13	Nilai parameter periode pendekatan $C_t$ dan $x$ berdasarkan SNI 1726:2012	45
Tabel 2.14	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	45
Tabel 2.15	Simpangan antar lantai izin ( $\Delta_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012	48
Tabel 2.16	Beban hidup terdistribusi merata minimum, $L_o$ dan beban hidup terpusat minimum	53
Tabel 2.17	Faktor elemen beban hidup, $K_{LL}$	57

Tabel 2.18	Persyaratan masing-masingtingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar	60
Tabel 3.1	Dimensi kolom-balok	66
Tabel 3.2	Dimensi kolom-balok dan Bresing	69
Tabel 3.3	Dimensi kolom-balok dan Bresing	71
Tabel 3.4	Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987	73
Tabel 3.5	Beban tangga akibat reaksi perletakkan	74
Tabel 3.6	Beban <i>notional</i> terhadap sumbu X dan Y pada Model 1	76
Tabel 3.7	Beban <i>notional</i> terhadap sumbu X dan Y pada Model 3	76
Tabel 3.8	Beban hidup rencana beserta faktor reduksi	77
Tabel 3.9	Beban <i>notional</i> terhadap sumbu X dan Y pada Model 2	78
Tabel 3.10	Beban <i>notional</i> terhadap sumbu X dan Y pada Model 4	78
Tabel 3.11	Beban <i>notional</i> terhadap sumbu X dan Y pada Model 5	79
Tabel 3.12	Beban <i>notional</i> terhadap sumbu X dan Y pada Model 6	80
Tabel 3.13	Respon spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012	81
Tabel 3.14	Batasan perioda alami fundamental	83
Tabel 3.15	Kombinasi pembebanan	83
Tabel 4.1	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 1	85
Tabel 4.2	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1	86
Tabel 4.3	Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 1	87
Tabel 4.4	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 1	88
Tabel 4.5	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 1 <i>output</i> program analisis struktur	88
Tabel 4.6	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi $\rho$ 1,0 untuk Model 1	90
Tabel 4.7	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 1	90
Tabel 4.8	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 1	91
Tabel 4.9	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 1	92
Tabel 4.10	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 1	93

Tabel 4.11	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	93
Tabel 4.12	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	94
Tabel 4.13	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 1	95
Tabel 4.14	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 1	95
Tabel 4.15	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1	96
Tabel 4.16	Data properti kolom dan balok	97
Tabel 4.17	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 1	97
Tabel 4.18	Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 1	98
Tabel 4.19	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 2	99
Tabel 4.20	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2	100
Tabel 4.21	Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2	101
Tabel 4.22	Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 2	102
Tabel 4.23	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi $\rho$ 1,0 untuk Model 2	102
Tabel 4.24	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 2	103
Tabel 4.25	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 2	104
Tabel 4.26	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 2	105
Tabel 4.27	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 2	106
Tabel 4.28	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	107
Tabel 4.29	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	107
Tabel 4.30	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 2	108
Tabel 4.31	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 2	108
Tabel 4.32	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 2	109

Tabel 4.33	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 2	110
Tabel 4.34	Rasio momen pada Model 2	110
Tabel 4.35	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 3	111
Tabel 4.36	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3	112
Tabel 4.37	Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 3	113
Tabel 4.38	Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 3	114
Tabel 4.39	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi $\rho$ 1,0 untuk Model 3	115
Tabel 4.40	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 3	115
Tabel 4.41	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 3	116
Tabel 4.42	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3	117
Tabel 4.43	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3	118
Tabel 4.44	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	118
Tabel 4.45	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	119
Tabel 4.46	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3	120
Tabel 4.47	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3	120
Tabel 4.48	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3	121
Tabel 4.49	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 3	122
Tabel 4.50	Rasio momen pada Model 3	122
Tabel 4.51	Persentase penahan gaya gempa Model 3	123
Tabel 4.52	Koreksi nilai gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 3	124
Tabel 4.53	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 4	124
Tabel 4.54	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 4	125
Tabel 4.55	Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 4	126

Tabel 4.56	Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 4	127
Tabel 4.57	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi $\rho$ 1,0 untuk Model 4	128
Tabel 4.58	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 4	128
Tabel 4.59	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 4	130
Tabel 4.60	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 4	130
Tabel 4.61	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 4	131
Tabel 4.62	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	132
Tabel 4.63	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	132
Tabel 4.64	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 4	133
Tabel 4.65	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 4	133
Tabel 4.66	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 4	134
Tabel 4.67	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 4	135
Tabel 4.68	Rasio momen pada Model 4	135
Tabel 4.69	Persentase penahan gaya gempa Model 4	136
Tabel 4.70	Koreksi nilai gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 4	137
Tabel 4.71	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 5	137
Tabel 4.72	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 5	138
Tabel 4.73	Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 5	138
Tabel 4.74	Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 5	140
Tabel 4.75	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi $\rho$ 1,0 untuk Model 5	141
Tabel 4.76	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 5	141
Tabel 4.77	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 5	142

Tabel 4.78	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 5	143
Tabel 4.79	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 5	144
Tabel 4.80	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	144
Tabel 4.81	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	145
Tabel 4.82	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 5	145
Tabel 4.83	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 5	146
Tabel 4.84	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 5	147
Tabel 4.85	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 5	148
Tabel 4.86	Rasio momen pada Model 5	148
Tabel 4.87	Persentase penahan gaya gempa Model 5	149
Tabel 4.88	Koreksi nilai gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 5	149
Tabel 4.89	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 6	150
Tabel 4.90	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 6	150
Tabel 4.91	Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 6	151
Tabel 4.92	Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 6	152
Tabel 4.93	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi $\rho$ 1,0 untuk Model 6	153
Tabel 4.94	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 6	153
Tabel 4.95	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 6	154
Tabel 4.96	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 6	155
Tabel 4.97	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 6	156
Tabel 4.98	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x	157
Tabel 4.99	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y	157
Tabel 4.100	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 6	158

Tabel 4.101	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 6	158
Tabel 4.102	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 6	159
Tabel 4.103	Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 6	160
Tabel 4.104	Rasio momen pada Model 6	160
Tabel 4.105	Persentase penahan gaya gempa Model 6	161
Tabel 4.106	Koreksi nilai gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 6	161

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Macam sistem struktur penahan lateral: (a) <i>steelrigid-frame</i> ;(b) <i>RC rigid-frame</i> ;(c) <i>bracedsteelframe</i> ;(d) <i>RC frame-shearwall</i> ;(e) <i>steelframe-shearwall</i> ;(f) <i>steelframe-infilledwalled</i> (Taranath2005)	8
Gambar 2.2	Perilaku kolom kantilever terhadap beban lateral terpusat (Dewobroto, 2012)	9
Gambar 2.3	Deformasi <i>rigid-frame</i> : (a) <i>bending momen</i> ; (b) geser (Dewobroto, 2012)	11
Gambar 2.4	Macam-macam sistem rangka dengan batang diagonal (Dewobroto, 2012)	12
Gambar 2.5	Sistem kombinasi <i>braced-frame</i> atau <i>shear wall</i> dengan <i>rigid-frame</i> (Dewobroto, 2012)	13
Gambar 2.6	Perilaku inelastis sistem portal daktail (Hamburger et.al, 2009)	14
Gambar 2.7	<i>Steel Plate Shear Wall</i> (Berman dan Bruneau, 2003)	15
Gambar 2.8	<i>EquivalentStoryBraceModel</i> (Thorburnetal,1983)	16
Gambar 2.9	<i>StripModel</i> (Driveretal,1998)	16
Gambar 2.10	Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Geser Pelat Baja (EricksendanSabelli,2008)	17
Gambar 2.11	(a)Sistem <i>outrigger</i> dengan <i>core-tengah</i> ;(b) <i>Outrigger</i> pada <i>offsetcore</i> ;(c) diagonal;(d)elemen lantai yang bertugas sebagai <i>outrigger</i> (Taranath, 2005)	18
Gambar	2.12	Pengaruh penempatan <i>Outrigger</i>
Gambar	2.13	Lokasi optimum <i>outrigger</i> (a)
Gambar 2.14	$S_s$ , Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar $S_B$ untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)	30

Gambar 2.15	$S_1$ , Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar $S_B$ untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012)	30
Gambar 2.16	PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik ( $MCE_G$ ), kelas situs SB (SNI 1726:2012)	31
Gambar 2.17	Spektrum respons desain	42
Gambar 2.18	Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012	47
Gambar 3.1	<i>Steel Plate Shear Wall</i> (Berman dan Bruneau, 2003)	62
Gambar 3.2	a) Denah struktur Model 1 dan Model 2; b) Tampak Elevasi Model 1 dan Model 2; c) Perspektif struktur Model 1 dan Model 2	65
Gambar 3.3	a) Denah struktur Model 3 dan Model 4; b) Tampak Elevasi Model 3 dan Model 4; c) Perspektif struktur Model 3 dan Model 4	68
Gambar 3.4	Penempatan dan pemasangan kolom berdasarkan sumbunya untuk struktur Model 5 dan Model 6	72
Gambar 3.5	Grafik respons spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012	82
Gambar 4.1	<i>Joint reaction</i> pada <i>Base</i>	123
Gambar 4.2	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x antara Model 1 dan Model 2	162
Gambar 4.3	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y antara Model 1 dan Model 2	162
Gambar 4.4	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1 dan Model 2	163
Gambar 4.5	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1 dan Model 2	163
Gambar 4.6	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x antara Model 3 dan Model 4	164
Gambar 4.7	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y antara Model 3 dan Model 4	164

Gambar 4.8	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu x antara Model 3 dan Model 4	165
Gambar 4.9	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu y antara Model 3 dan Model 4	165
Gambar 4.10	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x antara Model 5 dan Model 6	166
Gambar 4.11	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y antara Model 5 dan Model 6	166
Gambar 4.12	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu x antara Model 5 dan Model 6	167
Gambar 4.13	Perbandingan rasio simpangan antar lantai respon spektrum sumbu y antara Model 5 dan Model 6	167
Gambar 4.14	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu x antara Model 1 dan Model 2	168
Gambar 4.15	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu y antara Model 1 dan Model 2	168
Gambar 4.16	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu x antara Model 3 dan Model 4	169
Gambar 4.17	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu y antara Model 3 dan Model 4	169
Gambar 4.18	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu x antara Model 5 dan Model 6	170
Gambar 4.19	Perbandingan gaya geser lantai respon spektrum sumbu y antara Model 5 dan Model 6	170
Gambar 4.20	Perbandingan berat total antara Model 1 dan Model 2	171
Gambar 4.21	Perbandingan berat total antara Model 3 dan Model 4	171
Gambar 4.22	Perbandingan berat total antara Model 5 dan Model 6	172
Gambar 4.23	Perbandingan berat total antara Model 1, Model 3 dan Model 5	172
Gambar 4.24	Perbandingan berat total antara Model 2, Model 4 dan Model 6	173

## DAFTAR NOTASI

$A_b$	Luas profil EPH, $\text{in}^2$ ( $\text{mm}^2$ )
$A_c$	Luas profil EPV, $\text{in}^2$ ( $\text{mm}^2$ )
$A_g$	Luas penampang bruto komponen struktur, $\text{mm}^2$
$A_T$	Luas tributari, $\text{m}^2$
$A_x$	Faktor amplifikasi torsi
$b_f$	Lebar sayap balok, mm
$C$	Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana, g
$C_d$	Faktor amplifikasi defleksi
$C_s$	Koefisien respon gempa, g
$C_t$	Nilai parameter periode pendekatan
$C_u$	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung
$C_{vx}$	Faktor distribusi vertikal
$D$	Pengaruh dari beban mati
$d$	Tinggi nominal total penampang, mm
$f$	Frekuensi Struktur
$F_a$	Koefisien situs perioda pendek (pada perioda 0,2 detik)
$F_i$	Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke-i struktur atas gedung, kg
$F_{PGA}$	Faktor amplifikasi untuk PGA
$F_v$	Koefisien situs perioda panjang (pada perioda 1 detik)
$f_c'$	Kuat tekan beton, MPa
$f_y$	Kuat leleh baja, Mpa
$F_{yb}$	Tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan, ksi (Mpa)
$F_{yc}$	Tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan, ksi (Mpa)
$E$	Modulus elastisitas bahan, Mpa
$E$	Pengaruh beban seismik
$E_c$	Modulus elastisitas beton, Mpa
$E_h$	Pengaruh beban seismik horizontal

$E_s$	Modulus elastisitas baja, Mpa
$E_v$	Pengaruh beban seismik vertikal
$G$	Modulus geser, Mpa
$g$	Percepatan gravitasi, mm/det <sup>2</sup>
$H$	Tinggi gedung yang ditinjau, m
$h$	Tinggi komponen struktur, mm
$h_i$	Tinggi tingkat yang ditinjau, m
$h_{sx}$	Tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)
$I$	Momen inersia, mm <sup>4</sup>
$I_b$	Momen inersia EPH diambil tegak lurus pelat badan, in <sup>4</sup> (mm <sup>4</sup> )
$I_c$	Momen inersia EPV diambil tegak lurus pelat badan, in <sup>4</sup> (mm <sup>4</sup> )
$I$	Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan menyesuaikan umur gedung itu
$I_e$	Faktor Keutamaan
$k$	Kekakuan struktur, KN/m
$K_{LL}$	Faktor elemen beban hidup
$L$	Panjang bentang, m
$L$	Beban hidup rencana tereduksi per ft <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> ) dari luasan yang didukung oleh komponen struktur
$L_{cf}$	Jarak bersih antara sayap kolom, in (mm)
$L_0$	Beban hidup rencana tanpa reduksi per ft <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> ) dari luasan yang didukung oleh komponen struktur
$M_{av}$	Momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DKI, kip-in. (N-mm)
$M_{uv}$	Momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DFBK, kip-in. (N-mm)
$M_{pb}^*$	Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi platis pada sumbu kolom, kip-in. (N-mm)

$M_{pc}^*$	Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk voute bila digunakan) di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan reduksi untuk gaya aksial dalam kolom,kip-in. (N-mm)
$P_{ac}$	Kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DKI termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)
$P_c$	Kekuatan tekan nominal, N
$PGA$	Nilai PGA dibatuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada peta Gempa SNI 1726:2012
$PGA_M$	Nilai percepatan tanah puncak yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs
$P_{uc}$	Kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK termasuk beban seismik teramplifikasi, kips (N)
$P_x$	Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (KN)
$Q_E$	Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain
$r$	Radius girasi penentu, in (mm)
$R$	Faktor koefisien modifikasi respon
$S_a$	spektrum respons percepatan desain
$S_S$	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda pendek 0,2 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
$S_I$	Nilai parameter respon spektrum percepatan gempa perioda 1,0 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2016
$S_{DS}$	Respon spektrum percepatan respon desain untuk perioda pendek
$S_{DI}$	Respon spektrum percepatan desain untuk perioda 1,0 detik
$S_{MS}$	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode pendek yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
$S_{MI}$	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
$T$	Perioda getar fundamental struktur, det
$T_{a\ min}$	Nilai batas bawah perioda bangunan, det
$T_{a\ maks}$	Nilai batas atas perioda bangunan, det

$t_{bf}$	Tebal sayap balok, mm
$t_w$	Tebal badan, in (mm)
$V_n$	Kekuatan geser, N
$V_t$	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
$V_l$	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekivalen
$W$	Berat total gedung, kg
$w_i$	Bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat-i, kg
$W_t$	Berat total gedung, kg
$Z_b$	Modulus panampang plastis balok, $\text{mm}^3$
$Z_c$	Modulus panampang plastis kolom, $\text{mm}^3$
$\alpha$	Sudut dari pelelehan badan dalam derajat, diukur relatif terhadap vertikal
$\delta_x$	Defleksi pusat massa ditingkat x
$\delta_{xe}$	Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis
$\Omega_0$	Faktor pembesaran defleksi
$\Delta$	Simpangan antar lantai tingkat desain
$\Delta_a$	Simpangan antar lantai yang diijinkan
$\rho$	Faktor redudansi
$\theta$	Koefisien stabilitas untuk efek P-delta
$\beta$	Rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser antara tingkat x dan x-1

## DAFTAR SINGKATAN

CQC	<i>Complete Quadratic Combination</i>
DGPK	Dinding Geser Pelat Khusus
EPH	Elemen Penahan Horizontal
EPM	Elemen Penahan Menengah
EPV	Elemen Penahan Vertikal
KDS	Kategori Desain Seismik
MCE	<i>Maximum Considered Earthquake</i>
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i>
PPPURG	Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
SDOF	<i>Single Degree of Freedom</i>
SMF	<i>Special Moment Frame</i>
SRPMK	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRSS	<i>Square Root of the Sum of Square</i>
SPSW	<i>Steel Plate Shear Wall</i>

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1. Latar Belakang Masalah

Pada saat ini kebutuhan akan gedung bertingkat baik untuk perkantoran, tempat perbelanjaan maupun untuk tempat hunian (apartemen) di Indonesia terus meningkat dikarenakan oleh perekonomian Indonesia yang terus tumbuh dan berkembang. Perencanaan dan pembangunan konstruksi bangunan gedung bertingkat di Indonesia juga terus mengalami peningkatan. Berbagai inovasi dalam merancang dan mendesain konstruksi gedung bertingkat salah satunya seperti membuat variasi bentuk geometri struktur bangunan gedung ataupun membuat suatu gedung memiliki bermacam-macam fungsi di setiap lantainya.

Pada umumnya para *engineer* merancang suatu gedung hanya membuat beban hidup yang seragam saja sebagaimana difungsikannya gedung tersebut. Akan tetapi pada kenyataannya, terdapat gedung-gedung yang memiliki bermacam-macam fungsi pada setiap lantainya. Dengan adanya bermacam-macam fungsi pada setiap lantai dari suatu gedung maka ada kemungkinan perilaku dari struktur gedung tersebut akan berbeda. Apabila gedung memiliki beban hidup yang berbeda di setiap lantai, maka dapat dipastikan massa pada setiap lantai akan berbeda. Suatu struktur gedung yang memiliki massa berbeda pada setiap lantainya akan memiliki deformasi antar lantai (*drift ratio*) yang relatif besar. Hal ini berbahaya apabila struktur gedung tersebut dibebani oleh beban lateral terutama untuk beban lateral yang besar, baik beban angin maupun beban gempa.

Indonesia merupakan negara dengan sebagian besar wilayahnya memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadap gempa bumi. Hal ini disebabkan karena lokasi Indonesia yang terletak pada pertemuan empat lempeng tektonik utama yang saling berinteraksi, sesar aktif dan gunung-gunung api. Dari kejadian-kejadian gempa bumi pada beberapa tahun terakhir di Indonesia, banyak sarana dan prasarana fisik yang rusak akibat dampak dari peristiwa gempa ini. Selain

bangunan-bangunan fisik yang mengalami kerusakan, hal yang paling penting dari peristiwa ini adalah banyaknya nyawa manusia yang hilang atau mengalami cedera akibat runtuh atau hancurnya bangunan pada saat gempa bumi terjadi. Untuk mengantisipasi dan mengurangi kerusakan pada gedung bertingkat yang disebabkan oleh gaya leteral akibat gempa, digunakan berbagai sistem struktur penahan beban lateral(Dewobroto, 2012).

Sistem *outrigger* dan *belt-truss* merupakan salah satu sistem penahan beban lateral yang mampu menahan gaya lateral untuk bangunan bertingkat tinggi. Penggunaan sistem *outrigger* dan *belt-truss* berfungsi untuk membuat bangunan agar berperilaku sebagai satu kesatuan seperti kolom kantilever tunggal. Penggunaan sistem *outrigger* dan *belt-truss* juga dapat mengurangi simpangan yang terjadi akibat beban gempa. Ketika beban lateral yang tergolong kecil maupun menengah bekerja pada suatu struktur, maka kerusakan bangunan secara struktural maupun non-struktural dapat dihindari. Sistem *outrigger* ini dapat dan umumnya digunakan pada bangunan bertingkat tinggi yang juga terletak pada daerah yang merupakan zona gempa ataupun yang beban anginnya cukup berdampak pada bangunan.

Pada tugas akhir ini akan menjelaskan” Perilaku Struktur Gedung Akibat Beban Hidup Terhadap Fungsi Ruang Dengan Sistem *Outrigger, Belt-truss* serta Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)”.

## **1.2. Rumusan Masalah**

Tugas akhir ini akan membahas tentang:

1. Nilai dari besaran-besaran yang didapat akibat perilaku struktur gedung bertingkat dengan sistem SRPMK dan gedung bertingkat dengan dual sistem menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* yang memiliki beban hidup berbeda di setiap lantainya terhadap beban gempa.
2. Perbandingan hasil dari perilaku struktur gedung bertingkat dengan sistem SRPMK dan gedung bertingkat dengan dual sistem menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* yang memiliki beban hidup berbeda di setiap lantainya dengan gedung bertingkat dengan sistem yang sama namun memiliki beban hidup yang seragam per lantainya.

3. Keefektifan penggunaan sistem *outrigger* dan *belt-truss* terhadap struktur gedung dengan cara membandingkan perilaku struktur gedung yang memiliki sistem *outrigger* dan *belt-truss* terhadap struktur gedung dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

### 1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Ruang lingkup analisis atau penelitian pada tugas akhir ini dibatasi dengan:

1. Gedung yang direncanakan adalah struktur gedung 3D beraturan 10 lantai dengan dimensi 25 m x 25 m dengan jarak antar kolom 5 m dan jarak antar lantai tingkat pertama 4 m dan tingkat selanjutnya 3,5 m.
2. Bresing(pengaku) yang digunakan pada sistem *outrigger* adalah bresing tipe *inverted V* dan *belt-truss* adalah bresing tipe – X.
3. Untuk *core* yang menopang sistem *outrigger* menggunakan Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK).
4. Tidak merencanakan sambungan karena sambungan dianggap kuat dalam menahan semua gaya-gaya yang bekerja.
5. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah.
6. Analisis struktur gedung terhadap beban gempa menggunakan analisis respon spektrum.
7. Struktur gedung yang dianalisis merupakan struktur gedung dengan material baja serta peraturan-peraturan yang digunakan dalam analisis adalah:
  - a. SNI 1729-2015: Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
  - b. SNI 1726-2012: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung.
  - c. SNI 7860-2015: Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung.
  - d. SNI 1727-2013: Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
  - e. PPPURG 1987: Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.

8. Struktur dianalisis secara linier elastis menggunakan program analisis struktur.
9. Bangunan direncanakan pada wilayah zona gempa Padang dengan kelas situs tanah sedang.
10. Model pada penelitian ini tidak umum diaplikasikan di lapangan karena sistem *outrigger* dengan *belt-truss* biasanya digunakan pada bangunan bertingkat banyak ( di atas 30 tingkat).

#### **1.4. Tujuan Penelitian**

Tujuan yang ingin dicapai dari penelitian tugas akhir ini adalah:

1. Untuk mengetahui nilai dari besaran-besaran yang didapat akibat perilaku struktur gedung bertingkat dengan sistem SRPMK dan gedung bertingkat dengan dual sistem menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* yang memiliki beban hidup berbeda di setiap lantainya terhadap beban gempa. Besaran tersebut berupa:
  - a. Periode getar
  - b. Berat lantai
  - c. Simpangan gedung
  - d. Gaya geser dasar
2. Membandingkan hasil dari perilaku struktur gedung bertingkat dengan sistem SRPMK dan gedung bertingkat dengan dual sistem menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* yang memiliki beban hidup berbeda di setiap lantainya dengan gedung bertingkat dengan sistem yang sama namun memiliki beban hidup yang seragam per lantainya.
3. Untuk mengetahui seberapa efektif penggunaan sistem *outrigger* dan *belt-truss* terhadap struktur gedung.

#### **1.5. Manfaat Penelitian**

Manfaat yang didapat dari penelitian tugas akhir ini adalah:

1. Memberikan pemahaman tentang bagaimana perilaku struktur gedung bertingkat yang memiliki beban hidup berbedadi setiap lantai.

2. Sebagai bahan pertimbangan dalam menggunakan sistem *outrigger* dan *belt-truss* untuk dijadikan sebagai sistem penahan beban lateral.
3. Mendapatkan pengetahuan tentang bagaimana menganalisis struktur gedung betingkat terhadap beban gempa.

## **1.6. Sistematika Penulisan**

Penulisan tugas akhir ini disusun dengan sistematika sebagai berikut:

### **BAB 1: PENDAHULUAN**

Pendahuluan berisi tentang latar belakang, perumusan masalah, ruang lingkup penelitian, tujuan penelitian, manfaat penelitian dan sistematika penulisan.

### **BAB 2: TINJAUAN PUSTAKA**

Tinjauan pustaka berisi dasar teori tentang penelitian yang akan dilakukan dengan mengacu pada beberapa sumber yang relevan dan berdasarkan dari persyaratan-persyaratan yang dibutuhkan untuk membantu penelitian.

### **BAB 3: METODE PENELITIAN**

Metode penelitian menjelaskan tentang rencana dan prosedur penelitian yang dilakukan penulis untuk memperoleh jawaban yang sesuai dengan permasalahan atau tujuan penelitian. Metode penelitian berisi populasi dan sampel, data penelitian, variabel penelitian dan metode analisis data.

### **BAB 4: HASIL DAN PEMBAHASAN**

Bab ini berisikan tentang hasil dari perhitungan yang telah dilakukan baik berupa tabel maupun gambar-gambar grafik. Dan pada bab ini juga akan dijawab secara ilmiah tujuan atau permasalahan yang diajukan dalam tugas akhir ini.

### **BAB 5: KESIMPULAN**

Berisikan tentang pernyataan singkat dan tepat yang dijabarkan dari hasil penelitian, kendala yang dihadapi dalam melaksanakan penelitian ini serta saran peneliti bagi pihak-pihak yang akan memanfaatkan hasil dari tugas akhir ini.

## **BAB 2**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1. Tinjauan Umum**

Gempa bumi merupakan fenomena alam biasa sama dengan fenomena alam yang lain seperti hujan, angin, gunung meletus dan sebagainya. Menyusul terjadinya gerakan-gerakan lempeng tektonik pada proses pembentukan bumi, maka sejak itulah proses terjadinya gempa bumi mulai terjadi. Kombinasi antara gerakan lempeng tektonik dan gempa bumi tersebut, memungkinkan kondisi geo-seismo-tektonik menjadi seperti sekarang ini (Pawirodikromo, 2012).

Indonesia merupakan negara dengan sebagian besar wilayahnya memiliki tingkat kerawanan yang tinggi terhadap gempa bumi. Hal ini disebabkan karena lokasi Indonesia yang terletak pada pertemuan empat lempeng tektonik utama yang saling berinteraksi, sesar aktif dan gunung-gunung api. Dari kejadian-kejadian gempa bumi pada beberapa tahun terakhir di Indonesia, banyak sarana dan prasarana fisik yang rusak akibat dampak dari peristiwa gempa ini. Selain bangunan-bangunan fisik yang mengalami kerusakan, hal yang paling penting dari peristiwa ini adalah banyaknya nyawa manusia yang hilang atau mengalami cedera akibat runtuh atau hancurnya bangunan pada saat gempa bumi terjadi (Dewobroto, 2012).

Sebagai profesional yang bertanggung jawab pada perencanaan bangunan yang kuat, kaku dan aman, maka mempelajari strategi perencanaan struktur tahan gempa adalah kewajiban. Baja secara alami mempunyai rasio kuat dibanding berat-volume yang tinggi, sehingga dapat dihasilkan bangunan yang relatif ringan. Ini merupakan faktor penting pada suatu bangunan tahan gempa.

Keunggulan lain konstruksi baja adalah adalah mutunya relatif seragam dikarenakan produk pabrik yang terkontrol. Karena itu pula ukuran dan bentuknya juga tertentu, terpisah dan baru bisa disatukan di lapangan. Pada satu sisi, konsep seperti itu suatu kelemahan atau sulit untuk dihasilkan konstruksi monolit, perlu detail sambungan yang baik. Tapi jika dapat diantisipasi ternyata dapat dibuat

suatu detail sedemikian rupa sehingga bila terjadi kerusakan (akibat gempa) maka bagian itu saja yang akan diperbaiki. Itu sangat memungkinkan karena dari awal memang tidak monolit.

Adanya faktor-faktor seperti itu maka pada konstruksi baja akan banyak dijumpai berbagai macam variasi sistem struktur tahan gempa dibanding konstruksi dari material yang lain (Dewobroto, 2016).

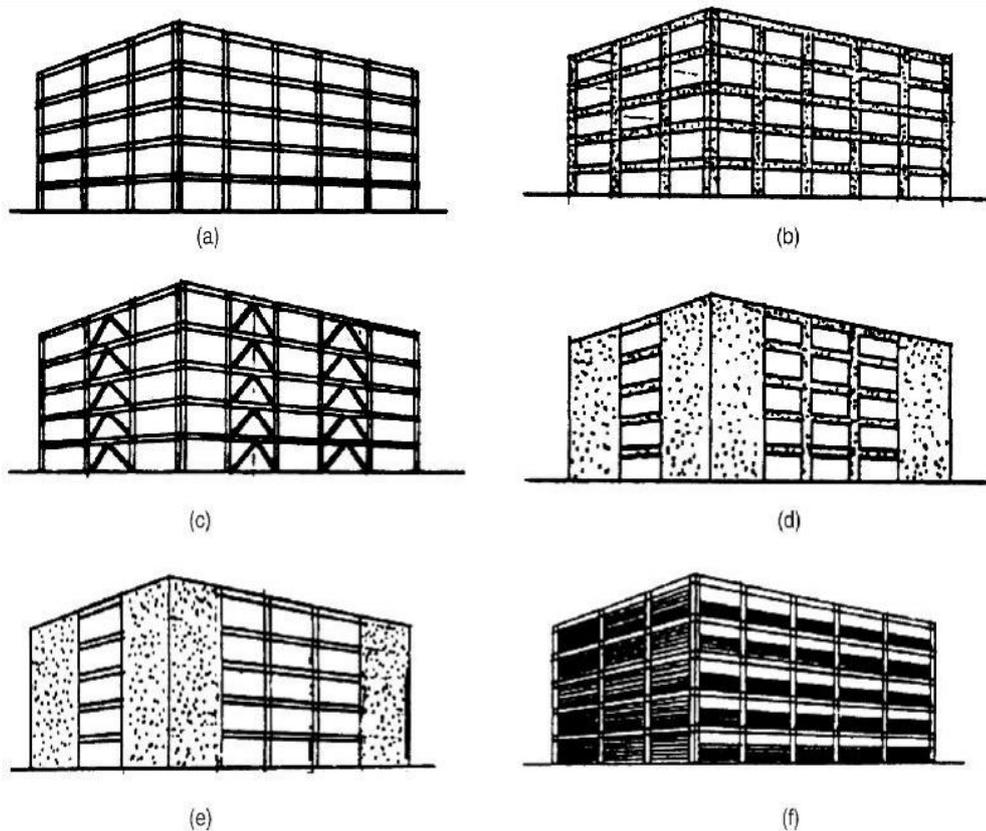
## 2.2. Sistem Struktur Penahan Lateral

Jarak antar kolom (bentang balok) pada bangunan tinggi umumnya relatif pendek. Dimensi bangunan meningkat ke arah vertikal, sehingga gempa dan angin akan lebih berpengaruh. Akibatnya diperlukan sistem struktur penahan lateral yang sesuai, yang mempengaruhi konfigurasi atau tata letak elemen vertikal dari segi arsitektur.

Pada bangunan relatif tidak tinggi, sistem penahan lateral dapat dirangkap sekaligus dengan sistem penahan gravitasi, yaitu *rigid-frame* atau portal. Penggunaan beton bertulang untuk *rigid-frame* relatif mudah karena sifatnya monolit, tetapi untuk baja perlu sistem sambungan yang detailnya lebih kompleks dibanding beton bertulang. Selanjutnya semakin tinggi bangunan, sistem *rigid-frame* tidak cukup, perlu dibuat struktur khusus yang memang didedikasikan untuk sistem struktur penahan lateral.

Sistem struktur penahan lateral menentukan kekakuan bangunan terhadap beban lateral (gempaan angin). Ini sangat penting, karena deformasi lateral bangunan harus dibatasi, agar nyaman dipakai (jangan sampai terjadi goyangan berlebih) yang dirasakan secara langsung oleh pemakainya, juga dampak pada kekuatannya akibat adanya momen tambahan dengan terjadinya efek  $P-\Delta$  pada elemen vertikal (kolom). Perilaku lateral gedung tinggi dapat dianalogikan sebagai kantilever, dimana untuk beban titik deformasinya  $\Delta = PL^3 / (3EI)$ , dengan  $P$  gaya lateral (gempa atau angin),  $L$  tinggi bangunan,  $E$  modulus elastisitas material, dan  $I$  momen inersia atau konstanta lentur berdasarkan konfigurasi fisik geometrinya. Jika kekakuan adalah besarnya gaya per unit deformasi, maka kekakuan lentur kantilever  $k = 3EI / L^3$ , berbanding linier dengan  $EI$  tetapi berbanding terbalik pangkat tiga dengan tingginya.

Parameter  $E$  tergantung materialnya, jika struktur baja nilai  $E_s = 200.000 \text{ MPa}$ , tapi untuk struktur beton bervariasi tergantung mutu beton yaitu  $E_c = 4700 \sqrt{f_c}$  MPa. Jadi dapat dipahami mengapa bangunan super tinggi, pemakaian beton mutu tinggi adalah sangat penting, tidak hanya dari segi kekuatannya, yaitu kemampuannya menahang gaya tekannya yang lebih besar, tetapi juga agar kekakuan struktur meningkat untuk mengurangi deformasi lateral. Jika peningkatan mutu bahan ( $E$ ) tidak bisa, atau tidak cukup ekonomis diusahakan, maka alternatif lainnya adalah peningkatan faktor  $I$ , yang dalam hal ini tentu tidak sekedar momen inersia seperti kantilever biasa, tetapi lebih pada konstanta yang mewakili kondisi geometri atau bentuk fisik struktur terhadap beban lateral. Gambar 2.1 merupakan macam-macam sistem struktur penahan lateral.

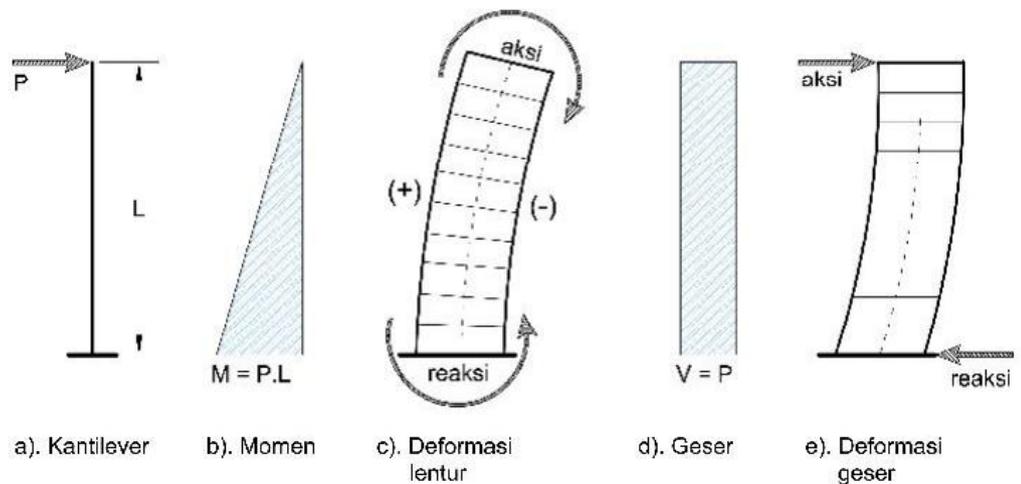


Gambar 2.1: Macam sistem struktur penahan lateral: (a) *steel rigid-frame*; (b) *RC rigid-frame*; (c) *braced steel frame*; (d) *RC frame-shear wall*; (e) *steel frame-shear wall*; (f) *steel frame-infilled wall* (Taranath 2005).

Pentingnya mengetahui karakter geometri atau bentuk fisik struktur gedung tinggi berkaitan dengan perilakunya terhadap beban lateral. Ini tentu berbeda jika yang

mempelajarinyaarsitek,yang akan mengevaluasi dari segikeindahan ataufungsinya adapunengineertentunyamelihatdarisisikekuatan, kekakuanfaktor daktilitas.

Selanjutnyadapatdipelajaristrategipeningkatankekakuanlateral,ditinjau sistem flat-slabkolom(yangpalingsederhana).Kekakuan lateralsemata-mataditentukan oleh elemenvertikal(kolom), yangbekerjasebagaikantilever.Berdasarkan teori elastisitasdapat diketahuiperilaku umumnya terhadap bebanterpusat yang dapat dilihat pada Gambar 2.2.



Gambar 2.2: Perilaku kolom kantilever terhadap beban lateral terpusat (Dewobroto, 2012).

Deformasi lateral ( $\Delta_{total}$ ) akibat beban terpusat ( $P$ ) terdiri dari deformasi lentur ( $\Delta_{lentur}$ ) dan deformasi geser ( $\Delta_{geser}$ ), keseluruhannya adalah  $\Delta_{total}$

$$= \Delta_{lentur} + \Delta_{geser}, \text{ adapun } \Delta_{lentur}$$

$$= \frac{PL^3}{3EI} \text{ dan } \Delta_{geser} = 1.2 \frac{PL}{GA} \text{ pada penampang persegi, } G = \frac{1}{2} E / (1 + \nu), \text{ jadi jika}$$

$$\nu = 0.2 \text{ (material beton) maka } G = \frac{1}{2} E / (1 + \nu) = 0.4167E.$$

Selanjutnya parameter numerik tersebut digunakan untuk menunjukkan seberapa besar pengaruh deformasi terhadap perubahan ukuran kolom ( $b \times h$ ), dimana nilai  $h$  akan ditingkatkan sesuai arah pembebanan, sampai akhirnya disebut dinding. Tabel 2.1 menunjukkan pengaruh dimensi kolom terhadap deformasi.

Tabel 2.1: Pengaruh dimensi kolom terhadap deformasi (Dewobroto, 2012).

No	b	h	h/L	I	A	$\Delta_{\text{lentur}}$	$\Delta_{\text{geser}}$	$\Delta_{\text{total}}$
1	1	0.5	0.05	0.01042	0.5	31,990 (99.8%)	58 (0.2%)	32,048 (100%)
2	1	1	0.10	0.08333	1	4,000 (99.3%)	29 (0.7%)	4,029 (100%)
3	1	3	0.30	2.25000	3	148 (93.7%)	10 (6.3%)	158 (100%)
4	1	5	0.50	10.41667	5	32 (84.0%)	6 (16%)	38 (100%)
5	1	7	0.70	28.58333	7	12 (75.0%)	4 (25%)	16 (100%)
6	1	10	1.00	83.33333	10	4 (58.0%)	3 (42%)	7 (100%)

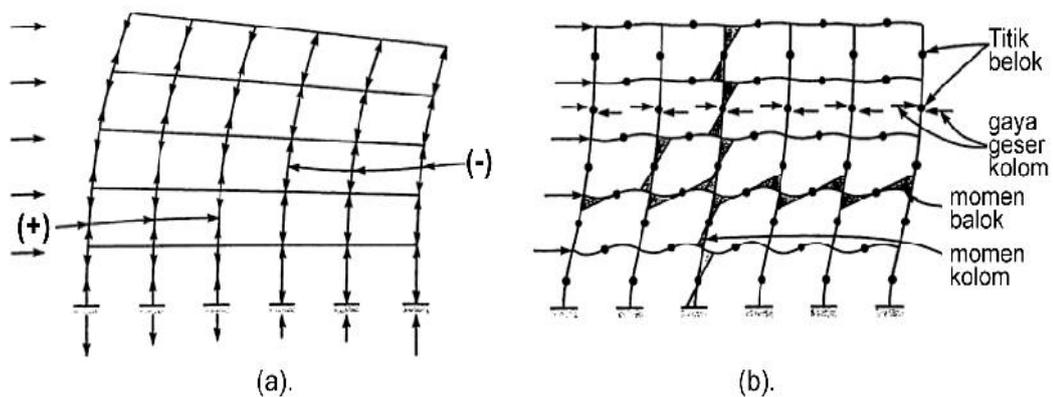
Catatan: P=1; E=1 dan L=10

Dari Tabel 2.1 diketahui bahwa rasio tinggi penampang ( $h$ ) terhadap tinggi kolom ( $L$ ), mempengaruhi perilaku struktur. Jika  $h/L$  kecil (kolom) maka deformasi lentur dominan, tetapi  $h/L$  semakin besar (dinding), sehingga kekakuan lentur bertambah maka deformasi yang terjadi sebagian disebabkan oleh adanya geser. Sehingga untuk kolom langsing, deformasi geser dapat diabaikan, tetapi sebaliknya untuk dinding maka deformasi geser yang terjadi harus diperhitungkan.

### 2.2.1. Sistem *Rigid-frame*

Perkembangan lanjut adalah *rigid-frame* atau portal. Kekakuan ujung-ujung bebas kolom bebas diberdayakan, yaitu dengan menghubungkannya pada balok kaku. Kaku atau tidaknya balok ditentukan parameter  $EI_b/L_b$ , yang berbanding lurus dengan tinggi penampang balok tetapi berbanding terbalik dengan panjangnya.

Perilaku lateral *rigid-frame* dan kolom bebas (kantilever) ternyata berbeda. Untuk itu akan diperlihatkan komponen-komponen deformasinya yang dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Deformasi *rigid-frame*: (a) *bending momen* ; (b) geser (Dewobroto, 2012).

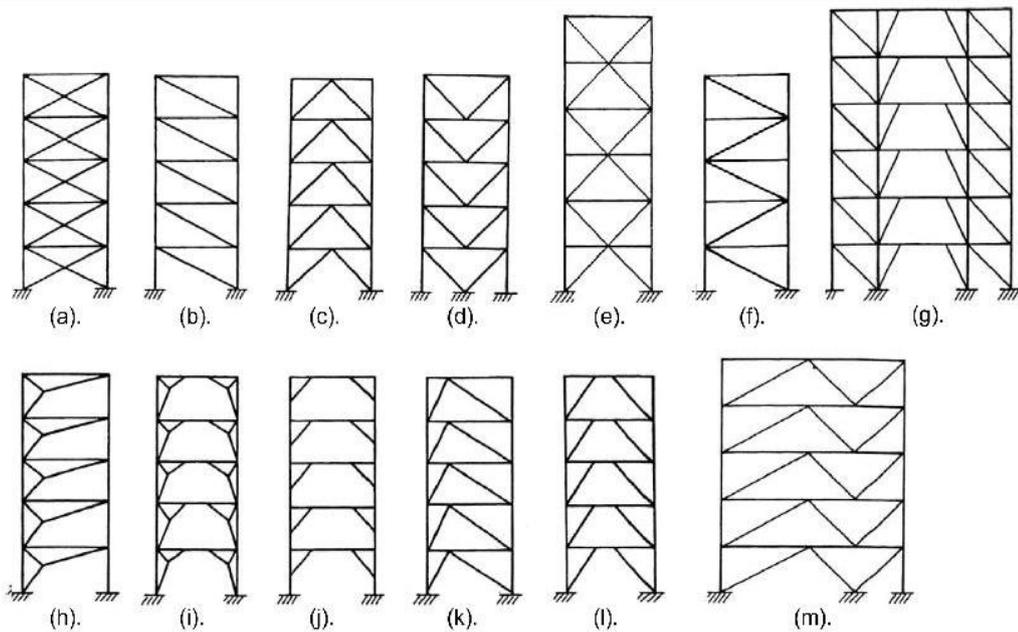
Gambar 2.3.a merupakan deformasi terhadap bending momen yang terjadi jika *rigid-frame* bekerja sebagai satu kesatuan struktur monolit, yang identik dengan Gambar 2.2.c. Ciri-cirinya adalah siku kolom tekan (-) dan siku kolom tarik (+).

Gambar 2.3.b merupakan deformasi yang diakibatkan oleh kekakuan lentur kolom secara individu, yang bentuknya identik dengan deformasi geser jika dianggap *rigid-frame* dapat bekerja sebagai satu kesatuan monolit, lihat Gambar 2.2.e. Ciri-cirinya tidak terjadi perubahan panjang dari masing-masing kolom.

Dalam kenyataannya, deformasi lateral *rigid-frame* secara keseluruhan didominasi oleh bentuk deformasi geser (Gambar 2.3.b). Itu terjadi karena kolom secara individu mempunyai kekakuan aksial yang besar dibanding lenturnya, sehingga yang lemah (lentur penampang) menentukan perilaku *rigid-frame* secara keseluruhan.

### 2.2.2. Sistem *Braced Frame*

Untuk itu dibuat studi lagi, mencari sistem penghubung kolom-kolom agar efektif bekerja secara monolit. Alternatifnya adalah *brace-frame* atau sistem rangka dengan batang diagonal. Konfigurasinya dapat dikategorikan sebagai *Concentric Brace Frame* (CBF) dan *Eccentric Brace Frame* (EBF) yang dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Macam-macam sistem rangka dengan batang diagonal (Dewobroto, 2012).

Jika konfigurasi rangka keseluruhandibentukdarisegitiga-segitiga, disebut CBF, jika hanya sebagian disebut EBF, misalnya rangka g, i, j, dan l pada Gambar 2.4. Konfigurasi batang diagonal (*bracing*) yang bermacam-macam, umumnya untuk mengakomodasi keperluan tata letak ruang di dalamnya, seperti jendela atau pintu dan sebagainya.

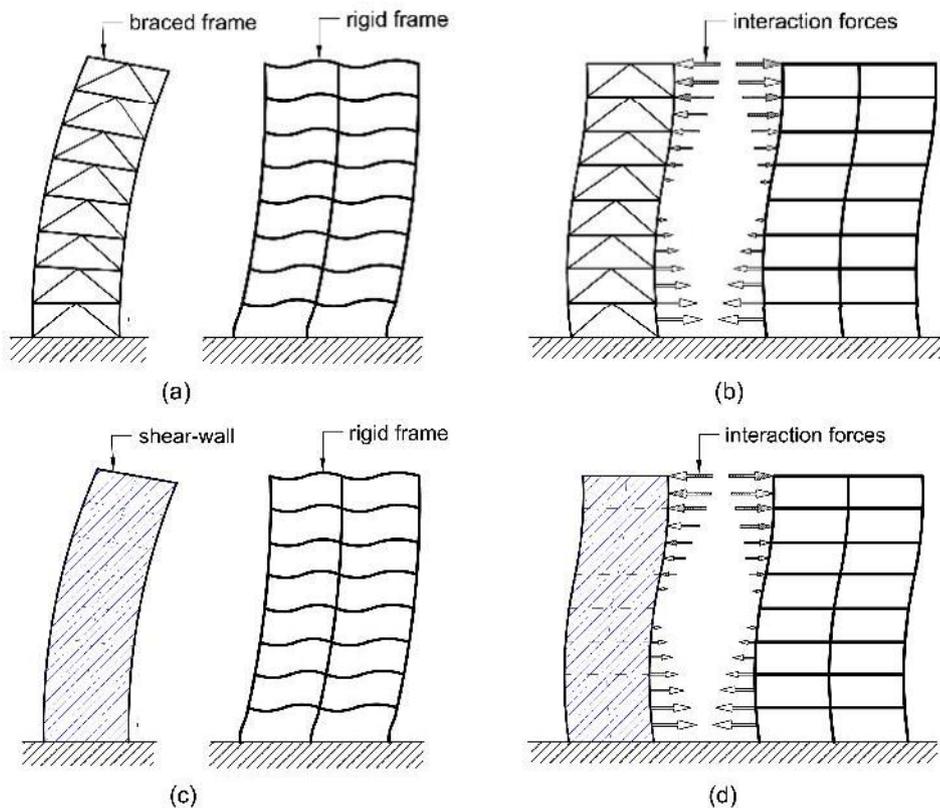
Adanya batang tekan (-) dan tarik (+) pada rangka dengan batang diagonal, menjadi petunjuk bahwa sistem *brace-frame* lebih optimal terhadap beban lateral daripada sistem *rigid-frame* yang mengandalkan penghubung balok horizontal saja.

### 2.2.3. Sistem Ganda, Kombinasi *Braced/Wall* dengan *Frame*

Karena tidak setiap sisi bangunan dapat dipasang *bracing* atau dijadikan dinding struktur maka dapat dibuat sistem kombinasi antara sistem *rigid-frame* dan sistem *braced-frame* atau dinding geser (*shear wall*).

Akibat beban lateral, *rigid-frame* akan berdeformasi geser (bentuk paralelogram) sedangkan dinding geser seperti kantilever, yaitu berdeformasi lentur. Bila dua sistem disatukan dengan diaphragm lantai yang kaku, akibat kompatibilitas antara

keduanya mengalami deformasi sama di setiap level lantai. Sehingga sistem ganda: *rigid-frame* dan dinding geser (*brace-frame*) bersama-sama memikul gaya geser, tetapi bagian atas cenderung saling bertolak-belakang. Pola pembagian gaya geser antar sistem rangka dan dinding geser dipengaruhi karakteristik respons dinamik dan bentuknya sendi plastis saat gempa, yang berbeda dari hasil analisis elastis. Meskipun analisis elastis tidak sepenuhnya dapat dipakai pada desain sistem ganda, tetapi minimal dapat memberi gambaran bagaimana interaksi antar kedua sistem. Gambar 2.5 menampilkan sistem kombinasi *braced-frame* atau *shear wall* dengan *rigid-frame*.

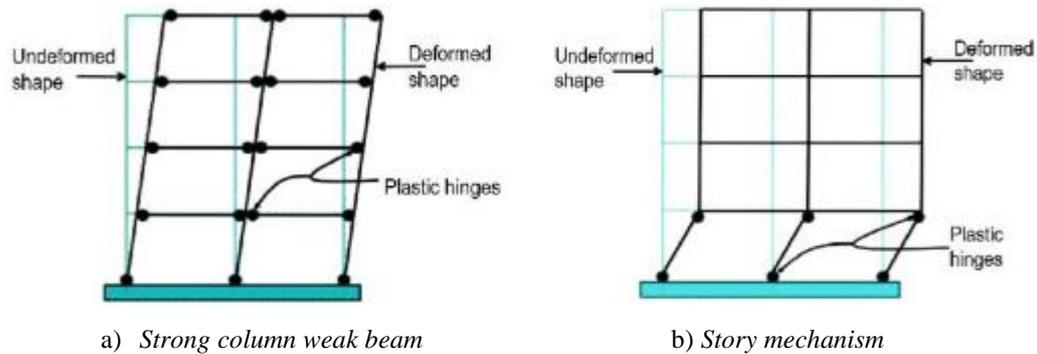


Gambar 2.5: Sistem kombinasi *braced-frame* atau *shear wall* dengan *rigid-frame* (Dewobroto, 2012).

### 2.3. Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Ini adalah jenis struktur rangka yang didesain untuk bekerja secara inelastis penuh. Oleh karena itu pada bagian yang akan mengalami sendi plastis perlu disiapkan secara khusus. Sistem ini cocok dipakai untuk perencanaan gedung tinggi yang masih memungkinkan dengan sistem portal. Umumnya ketinggian

bangunan akan dibatasi oleh persyaratan deformasi lateral. Hal yang penting, struktur rangka harus didesain berperilaku *strong column weak beam* untuk memastikan tidak terjadi sendi plastis di kolom, yang dapat menyebabkan *storey mechanisms* yaitu seperti yang tampak pada Gambar 2.6.



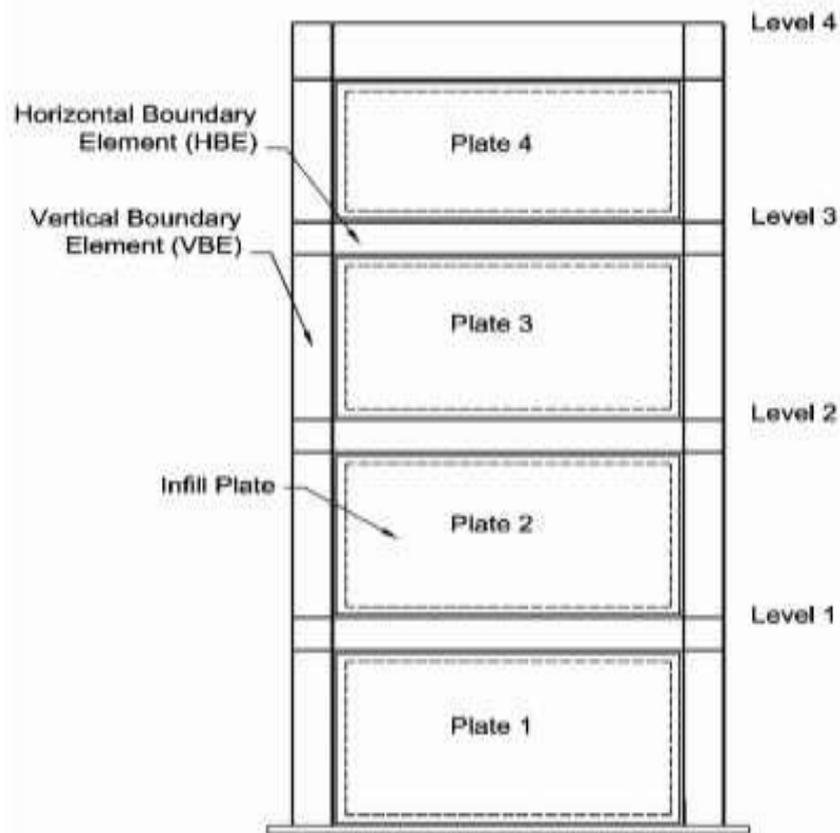
Gambar 2.6: Perilaku inelastis sistem portal daktail (Hamburger et.al, 2009).

Jenis sambungan kolom-balok yang dapat dipakai di rangka SMF harus didukung data empiris hasil uji laboratorium yang membuktikan bahwa jenis sambungan tadi mempunyai kemampuan daktilitas yang cukup, yaitu dapat bertahan sampai perputaran sudut *interstory drift* minimum sebesar 0,04 radian (AISC 2005a).

#### 2.4. Steel Plate Shear Wall (SPSW)

*Steel Plate Shear Wall* umumnya terdiri dari batas elemen horisontal dan vertikal, dan pelat pengisi yang berperilaku tekuk (*buckling*) ketika terjadi gaya geser dan membentuk medan diagonal untuk menahan beban lateral (Berman dan Bruneau, 2004).

Sistem ini tentu saja tidak bisa bekerja sebagai dinding pemikul beban gravitasi, fungsinya lebih seperti pada *plate-girder*, yaitu menahan geser. Karena memakai pelat yang relatif tipis maka kekakuannya tegak lurus bidang perlu dipertimbangkan sehingga jarak antar kolom diantara dinding pelat tersebut juga terbatas. Gambar 2.7 merupakan contoh bentuk dari *Steel Plate Shear Wall*.



Gambar 2.7: *Steel Plate Shear Wall* (Berman dan Bruneau, 2003).

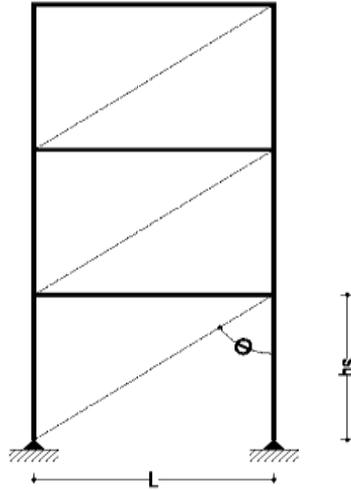
## 2.4.1. Modeling *Steel Plate Shear Wall* (SPSW)

### 2.4.1.1. *Strip Model*

Salah satu model yang direkomendasikan untuk mewakili SPSW yang dikembangkan oleh Thoburn et al. (1983) adalah model strip. Model ini secara umum digunakan untuk menyediakan nilai kekuatan ultimate yang tepat. Dalam perencanaan ini, model strip digunakan sebagai alternatif untuk desain SPSW. Dalam model ini, pelat baja tipis diganti dengan rangkaian batang tarik dengan kemiringan tertentu yang disebut strip model. Sudut kemiringan dari batang ini adalah fungsi dari panjang dan tinggi pelat, ketebalan pelat, luas penampang balok dan kolom, serta momen inersia kolom.

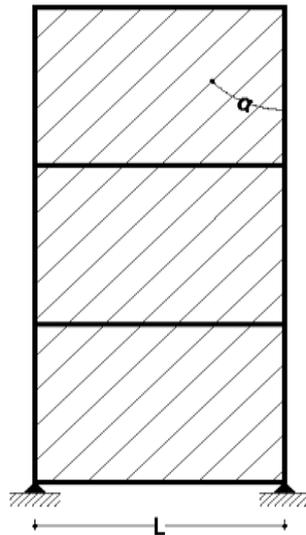
Perencanaan awal dilakukan dengan menggunakan pelat pada setiap tingkat sebagai rangkai yang dikenal dengan sebutan *equivalent story brace model*.

(modelrangkayangsamapadasetiaplantai), yangmembentangdisepanjang garis diagonalbatang sepertipadaGambar2.8.



Gambar 2.8: *EquivalentStoryBraceModel* (Thorburnetal,1983).

PenelitianyangdilakukanolehThorburnetal(1983) dan diteruskan oleh Driveretal (1998)menunjukkan bahwa dinding geser plat baja direncanakan dengan menggunakan rangkayang berfungsi sebagaipengakudengansudutkemiringantarikpelat $30^{\circ}$  -  $55^{\circ}$  .Padaumumnya sudutyang digunakanadalah $45^{\circ}$  ,yang manamodeltersebutmewakili pelatsebagaibatangtarikatau strip. Model itudikenaldengannamastripmodelataumultistrip model seperti pada Gambar 2.9.

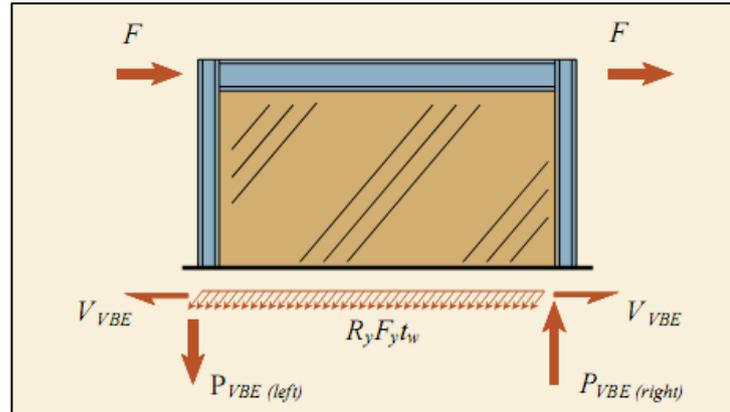


Gambar 2.9: *Strip Model* (Driver et al, 1998).

Pada tahun 2003, Berman dan Bruneau melakukan penelitian lanjutan dengan hasil bahwa idealnya dinding geser pelat baja harus direncanakan sedemikian rupa sehingga semua panel dinding geser pelat baja dapat meredam energi melalui deformasi inelastik ketika struktur terkena gempa. Oleh karena itu, ketebalan dinding geser pelat baja pada tiap lantai harus ditentukan dengan gaya geser lantai yang sesuai.

#### 2.4.1.2. *Orthotropic Membrane Model*

Pada model ini, pelat direncanakan dengan bentuk orthotropic (sifat elemen tergantung pada sumbu) dengan tahanan yang berbeda dan perlawanan tarik dari pelat. Sumbu lokal pada elemen ditetapkan untuk menghitung sudut tegangan tarik,  $\alpha$  (Ericksen dan Sabelli, 2008). Perencanaan gaya-gaya yang bekerja pada dinding geser ditunjukkan pada Gambar 2.10.

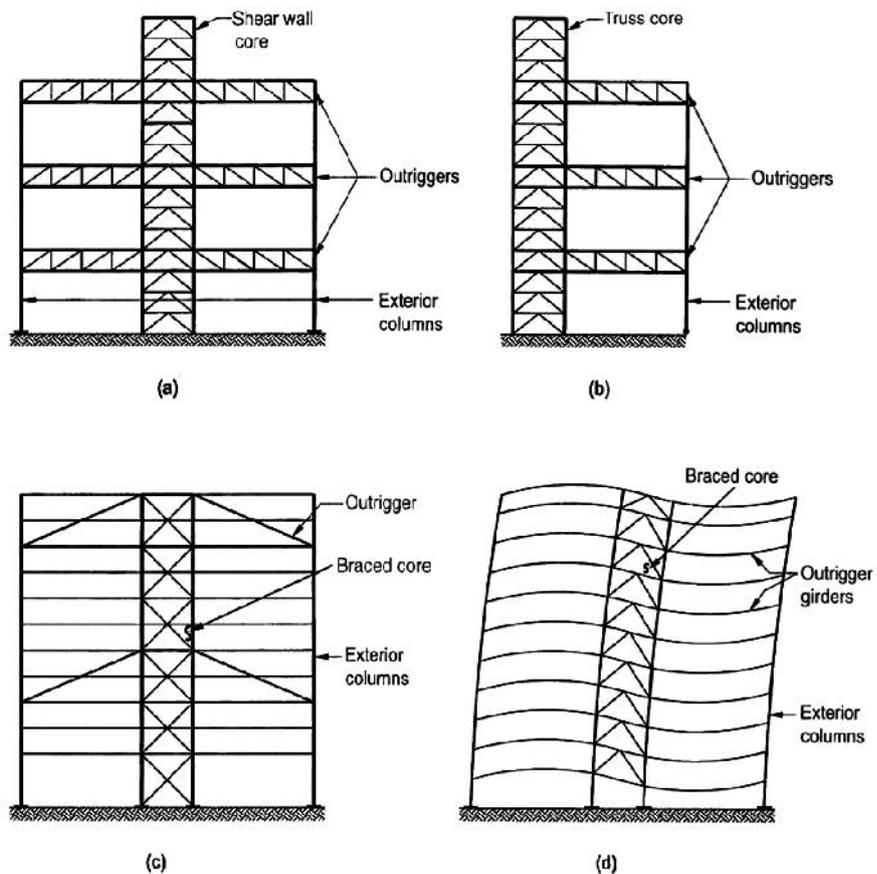


Gambar 2.10: Gaya-gaya yang Bekerja pada Dinding Geser Pelat Baja (Ericksen dan Sabelli, 2008).

### 2.5. Sistem dengan Outrigger dan Belt-truss

Untuk ketinggian lantai tertentu ( $\pm 50 \sim 60$  lantai), kombinasi antar elemen atau sistem, yaitu rigid-frame dengan braced-frame atau shear wall cukup menghasilkan sistem struktur penahan lateral yang kaku, baik terhadap beban gempa atau angin. Tetapi pada bangunan gedung lebih tinggi, diperlukan strategi khusus agar perilaku geometri gedung secara keseluruhan dapat diberdayakan.

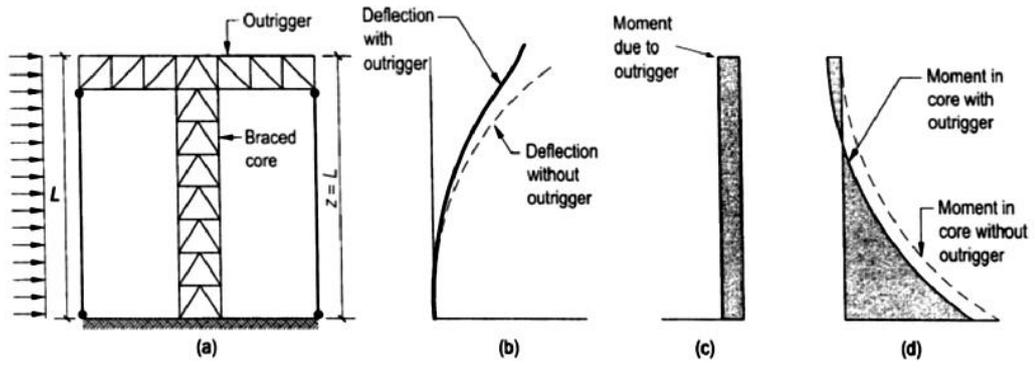
Seperti diketahui untuk struktur kantilever yang menerima lentur, maka hanya sisi bagian luarnya dari struktur tersebut yang bekerja. Bahkan dirumus balok lentur pun dapat diketahui bahwa titik di garis netral, tegangan lenturnya nol. Itu berarti pada bangunan tinggi, kolom ditengah bangunan tidak efektif menyumbang kekakuan pada sistem penahan lateralnya. Fungsinya menerima beban gravitasi ke pondasi. Gambar 2.11 merupakan jenis-jenis pemasangan outrigger.



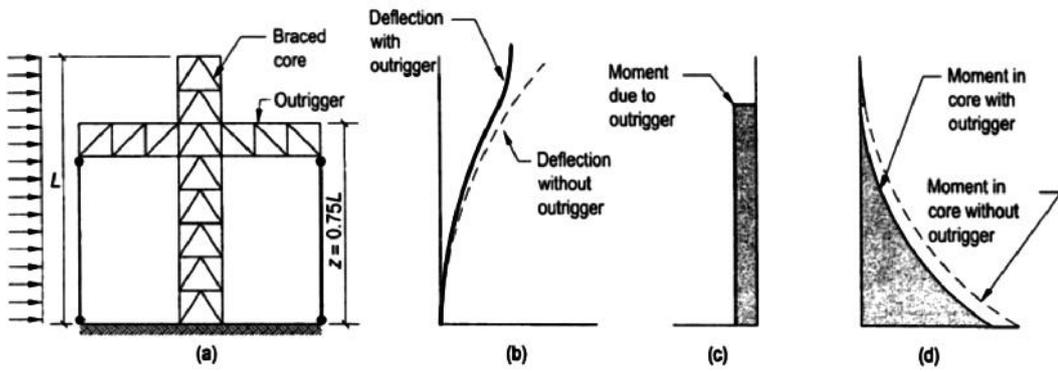
Gambar 2.11: (a) Sistem outrigger dengan core-tengah; (b) Outrigger pada offset core; (c) diagonal; (d) elemen lantai yang bertugas sebagai outrigger (Taranath, 2005).

Penggunaan sistem outrigger atau *belt-truss* dimaksudkan untuk memberdayakan dimensi bangunan seoptimal mungkin agar berperilaku sebagai satu kesatuan seperti kolom kantilever tunggal. Jadi outrigger dan *belt-truss* berfungsi menyatukan elemen vertikal (kolom) yang berada di tepilar.

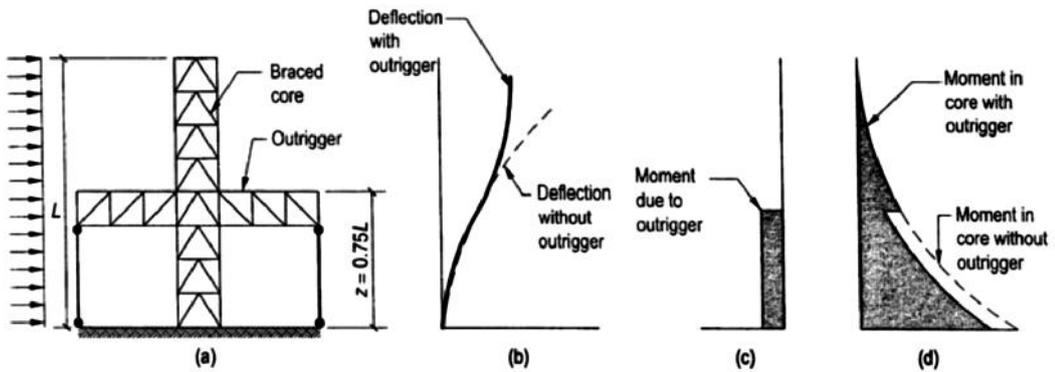
Besarnya lendutan yang dapat direduksi ternyata berkaitandengan penempatan *belt-truss* atau outrigger tersebut. Penempatan di atas bangunan bukanlah yang terbaik. Untuk melihat seberapa efektif lokasi penempatannya maka diperlukan peninjauan perilaku lentur sebelum dan sesudah diberikan *belt-truss* tersebut. Gambar 2.12 merupakan penempatan outrigger terhadap elevasi.



(a). *Belt-truss*  $diz=L$

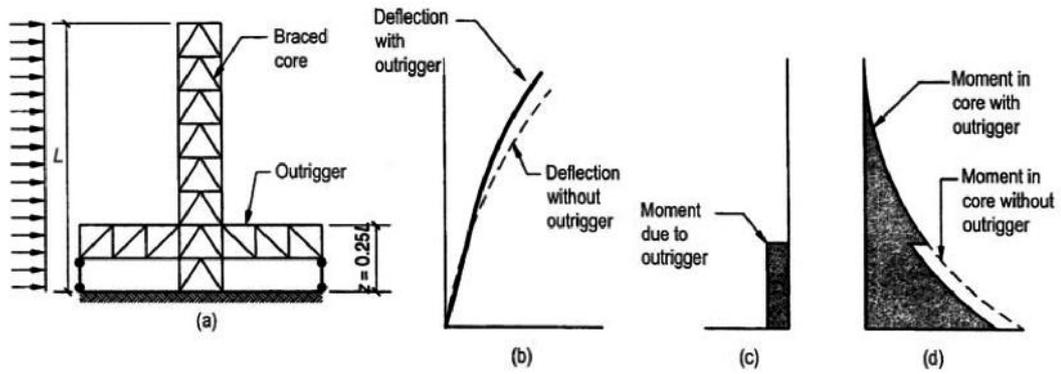


(b). *Belt-truss*  $diz=0.75L$



(c). *Belt-truss*  $diz=0.50L$

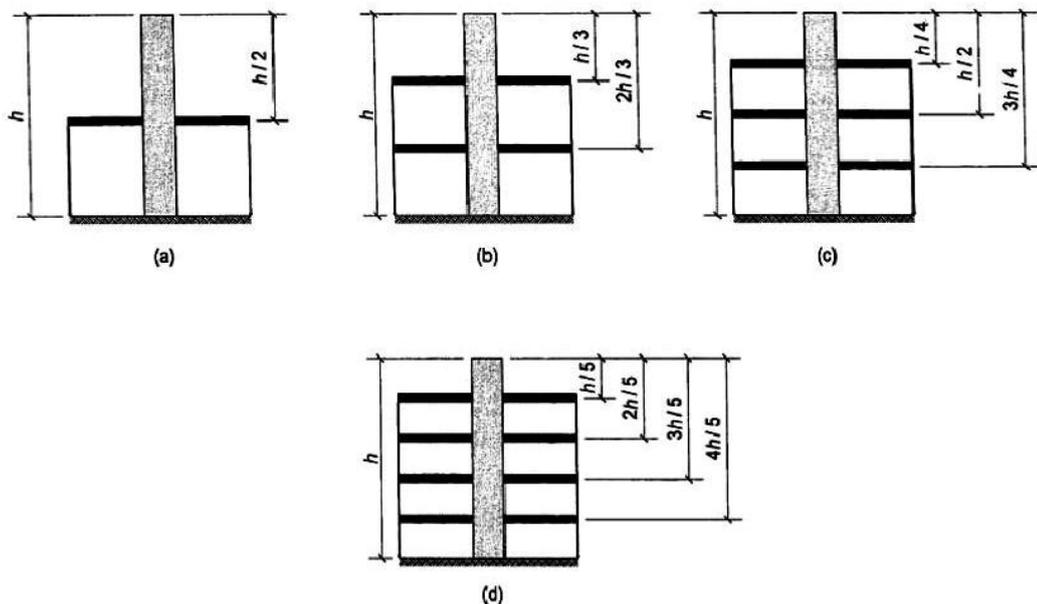
Gambar 2.12: Pengaruh penempatan outrigger terhadap elevasi (Taranath 2005).



(c).  $Belt-truss\ diz = 0.25L$

Gambar 2.12: Lanjutan.

Dari perilaku penempatan *single-outrigger* pada Gambar 2.12 dapat diketahui bahwa penempatan *outrigger* di ujung paling atas bangunan bukan lah yang terbaik. Selain itu, jika ditempatkan di bagian paling atas, maka kolom perimeter sepanjang tinggi bangunan harus didesain terhadap gayatarik, meskipun untuk struktur baja baik, karena tidak ada bahaya tekuk, tetapi sambungantarik menjadi masalah pada sistem sambungannya. Selanjutnya Taranath (2005) memberiusulan tinggielevasi optimum untuk beberapa tipe *outrigger* yang dapat dilihat pada Gambar 2.13.



Gambar 2.13. Lokasi optimum *outrigger* (a) *single*; (b) *double*; (c) *triple*; (d) *quadro* (Taranath 2005).

## 2.6. Ketentuan Seismik Untuk Struktur Gedung Baja

### 2.6.1. Rangka Momen Khusus

RMK diharapkan dapat mengalami deformasi inelastis yang besar apabila dibebani oleh gaya-gaya yang berasal dari beban gempa rencana. RMK didesain menurut ketentuan ini, diharapkan memberi kapasitas deformasi inelastik signifikan melalui pelelehan lentur balok dan pelelehan terbatas zona panel kolom. Kecuali di mana dengan cara lain diizinkan dalam pasal ini, kolom harus didesain lebih kuat dari pelelehan penuh dan pengerasan regangan penuh balok atau gelagar. Pelelehan lentur dari kolom pada dasar diizinkan. Desain sambungan dari balok ke kolom, termasuk zona panel dan pelat penerus harus berdasarkan pada hasil uji sambungan yang telah dilakukan.

#### 2.6.1.1. Persyaratan

##### 2.6.1.1.1. Rasio Momen

Hubungan yang berikut ini harus dipenuhi pada sambungan balok ke kolom sesuai dengan Pers. 2.1.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (2.1)$$

Keterangan:

$\sum M_{pc}^*$  = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur nominal kolom (termasuk voute bila digunakan) di atas dan di bawah joint pada garis sumbu balok dengan reduksi untuk gaya aksial dalam kolom. Diizinkan untuk menentukan  $\sum M_{pc}^*$  dengan menggunakan Pers. 2.2 atau 2.3.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c ( F_{yc} - P_{uc} / A_g ) \text{ (DFBK)} \quad (2.2)$$

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c ( F_{yc} - 1,5P_{uc} / A_g ) \text{ (DKI)} \quad (2.3)$$

Apabila garis dari balok, berlawanan pada joint yang sama, tidak sesuai, garis tengah antara sumbu harus digunakan.

$\sum M_{pb}^*$  = Jumlah dari proyeksi kekuatan lentur ekspektasi dari balok pada lokasi sendi platis pada sumbu kolom. Diizinkan untuk menentukan  $\sum M_{pb}^*$  dengan menggunakan Pers. 2.4 atau 2.5.

$$\sum M_{pb}^* = \sum ( 1,1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv} ) \text{ (DFBK)} \quad (2.4)$$

$$\sum M_{pb}^* = \sum ( 1,1R_y F_{yb} Z_b + 1,5M_{av} ) \text{ (DKI)} \quad (2.5)$$

Di mana:

$A_g$  = luas penampang bruto kolom, in<sup>2</sup>(mm<sup>2</sup>)

$F_{yc}$  = tegangan leleh kolom minimum yang disyaratkan , ksi(Mpa)

$F_{yb}$  = tegangan leleh balok minimum yang disyaratkan , ksi(Mpa)

$P_{uc}$  = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DFBK termasuk beban seismik teramplifikasi , kips (N)

$P_{ac}$  = kekuatan tekan perlu dengan menggunakan kombinasi beban DKI termasuk beban seismik teramplifikasi , kips (N)

$M_{uv}$  = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DFBK, kip-in. (N-mm)

$M_{av}$  = momen tambahan akibat amplifikasi geser dari lokasi sendi plastis pada sumbu kolom berdasarkan kombinasi beban DKI, kip-in. (N-mm)

$Z_c$  = modulus panampang plastis kolom, mm<sup>3</sup>

$Z_b$  = modulus panampang plastis balok, mm<sup>3</sup>

Pengecualian: persyaratan ini tidak boleh diterapkan jika kondisi pada (a) atau (b) dipenuhi.

(a) Kolom dengan  $P_{rc} < 0,3 P_c$  untuk semua kondisi beban selain dari yang ditentukan dengan menggunakan beban seismik teramplifikasi memenuhi salah satu dari yang berikut:

(i) Kolom digunakan pada bangunan gedung tingkat satu tau tingkat paling atas dari bangunan gedung bertingkat banyak.

(ii) Kolom dimana: (1) jumlah kekuatan geser tersedia dari semua kolom yang dikecualikan dalam tingkat yang kecil dari 20 % dari jumlah kekuatan geser tersedia dari semua kolom rabgka momen pada tingkat ini bekerja pada arah yang sama; dan (2) jumlah kekuatan geser teredia dari semua kolom yang dikecualikan pada setiap deretan kolom rangka momen dalam tingkat yang kurang dari 33 % dari kekuatan geser tersedia dari semua kolom rangka momen pada deretan kolom. Untuk tujuan

pengecualian ini, deretan kolom yang didefinisikan sebagai deretan tunggal kolom dan deretan sejajar kolom-kolom yang terletak di 10 % dari dimensi rencana yang tegak lurus deretan kolom.

Catatan: untuk tujuan pengecualian ini, kekuatan geser yang tersedia dari kolom harus dihitung sebagai kekuatan batas yang memperhitungkan kekuatan lentur pada setiap ujung yang dibatasi oleh kekuatan lentur balok yang menerima beban, atau kekuatan lentur kolom itu sendiri, dibagi dengan  $H$ , dimana  $H$  adalah tinggi tingkat dalam inci (mm).

Kekuatan tekan nominal,  $P_c$  harus dihitung dengan Pers. 2.6 atau 2.7.

$$P_c = F_{yc} A_g \text{ (DFBK)} \quad (2.6)$$

$$P_c = F_{yc} A_g / 1,5 \text{ (DKI)} \quad (2.7)$$

(b) Kolom dalam setiap tingkat memiliki rasio kekuatan geser tersedia terhadap kekuatan geser perlu yaitu 50 % lebih besar dari tingkat di atasnya.

#### **2.6.1.1.2. Breising Stabilitas dari Balok**

Balok harus terbreis agar memenuhi persyaratan untuk komponen struktur daktail tinggi dalam Pasal D1.2b pada SNI 7860:2015. Sebagai tambahan, kecuali dengan cara lain ditunjukkan melalui pengujian, breis balok harus berada berdekatan dengan gaya terpusat, perubahan dalam penampang melintang dan lokasi-lokasi lainnya dimana analisis menunjukkan bahwa sendi plastis harus terbentuk selama deformasi inelastik RMK. Penempatan breising lateral harus konsisten dengan yang didokumen untuk sambungan teruji yang dijelaskan dalam ANSI/AISC 358, atau seperti yang ditentukan sambungan teruji menurut Pasal K1 pada SNI 7860:2015, atau dalam program pengujian kualifikasi menurut Pasal K2 pada SNI 7860:2015.

Penggunaan breising stabilitas dianjurkan agar tidak terjadi tekuk lokal atau *local buckling*. Tekuk lokal adalah tekuk yang terjadi pada elemen-elemen pelat profil dari balok. Kekuatan perlu breising stabilitas yang tersedia yang berdekatan dengan sendi plastis harus seperti yang disyaratkan Pasal D1.2c pada SNI 7860:2015.

### 2.6.1.1.3. Breising Stabilitas pada Sambungan Balok ke Kolom

#### A. Sambungan Terbreis

Apabila badan dari balok dan kolom adalah sebidang, dan kolom terbukti tetap elastis di luar dari zona panel, sayap kolom pada sambungan balok ke kolom hanya memerlukan breising stabilitas pada level sayap yang paling atas dari balok. Diizinkan mengasumsikan bahwa kolom tetap elastis bila rasio dihitung menggunakan Pers. 2.1 lebih besar dari 2,0.

Apabila suatu kolom tidak dapat ditampilkan tetap elastis di luar dari zonal panel, persyaratan yang berikut harus ditetapkan:

- (i) Sayap kolom harus terbreis lateral pada level sayap balok paling atas dan paling bawah. Breising stabilitas diizinkan ada pada salah satu, langsung atau tidak langsung.

Catatan: breising stabilitas langsung sayap kolom yang dicapai melalui penggunaan dari breis komponen atau komponen struktur lainnya, dek dan pelat, dibebankan pada sayap kolom atau dekat titik breising yang diinginkan untuk menahan tekuk lateral. Breising stabilitas tidak langsung yang mengacu pada breising yang dicapai melalui kekakuan komponen struktur dan sambungan yang tidak langsung dibebankan pada sayap kolom, melainkan beberapa bekerja melalui badan kolom atau pelat pengaku.

- (ii) Setiap breis komponen struktur sayap-kolom harus dirancang untuk kekuatan perlu yang sama dengan 2 % dari kekuatan sayap balok yang tersedia  $F_y b_f t_{bf}$  (DFBK) atau  $F_y b_f t_{bf} / 1,5$  (DKI) yang sesuai.

#### B. Sambungan Tidak Terbreis

Kolom yang memiliki sambungan balok ke kolom dengan tanpa breising komponen struktur yang tegak lurus rangka seismik pada sambungan harus dirancang dengan menggunakan jarak antara breis komponen struktur yang berdekatan sebagai tinggi kolom untuk tekuk tegak lurus pada rangka seismik dan harus dengan Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural Bab H pada SNI 7860:2015, kecuali bahwa:

- (i) Kekuatan kolom perlu harus ditentukan dari kombinasi beban dalam peraturan bangunan gedung yang berlaku yang mencakup beban seismik

teramplifikasi. Dalam penentuan efek beban seismik teramplifikasi dari gaya-gaya horizontal yang mencakup kuat lebih  $E_{mh}$ , tidak perlu melampaui 125 % dari kekuatan tersedia rangka berdasarkan kekuatan lentur tersedia balok atau kekuatan geser tersedia zona panel.

(ii) Kelangsingan  $L/r$  untuk kolom tidak boleh melampaui 60, dimana:

$L$  = panjang kolom, in (mm)

$r$  = radius girasi penentu, in (mm)

(iii) Kekuatan lentur perlu kolom yang tegak lurus rangka seismik harus mencakup momen yang diakibatkan oleh aplikasi dari gaya sayap balok yang disyaratkan Pasal E3.4c(1)(2) SNI 7850:2015 selain momen orde kedua akibat hasil perpindahan lateral sayap kolom.

## **2.6.1.2. Komponen Struktur**

### **2.6.1.2.1. Persyaratan Dasar**

Komponen struktur balok dan kolom harus memenuhi persyaratan Pasal D1.1 SNI 7860:2015 untuk komponen struktur daktail tinggi, kecuali dinyatakan lolos uji. Balok baja struktural pada Rangka Momen Khusus (RMK) boleh komposit dengan pelat beton bertulang untuk menahan beban gravitasi.

### **2.6.1.2.2. Sayap Balok**

Perubahan mendadak pada daerah sayap balok tidak diperbolehkan dalam daerah sendi plastis. Pengeboran lubang pada sayap atau pengurangan lebar sayap balok tidak diizinkan kecuali pengujian atau kualifikasi membuktikan bahwa hasil konfigurasi dapat menyalurkan sendi plastis stabil untuk mengakomodasi sudut simpangan tingkat yang diperlukan. Konfigurasi harus konsisten dengan suatu sambungan teruji yang dijelaskan dalam ANSI/AISC 358, atau dengan cara lain ditentukan dalam sambungan teruji menurut Pasal K1 SNI 7860:2015, atau dalam suatu program uji kualifikasi menurut Pasal K2 SNI 7860:2015. Perubahan luasan pada sayap balok umumnya terjadi pada daerah sendi plastis yang berhubungan dengan sambungan balok kolom.

### 2.6.1.2.3. Zona Terlindung

Daerah pada setiap ujung dari balok yang menahan regangan inelastik harus dirancang sbagai suatu zona terlindung, dan harus memenuhi persyaratan Pasal D3.1 SNI 7860:2015. Luas zona terlindung harus seperti dijelaskan ANSI/AISC 358, atau dengan cara lain ditentukan dalam sambungan teruji menurut Pasal K1 SNI 7860:2015, atau dalam suatu program uji kualifikasi menurut Pasal K2 SNI 7860:2015.

Catatan: zona sendi plastis pada ujungujung balok RMK harus diperlakukan sebagai zona terlindung. Zona sendi plastis harus ditetapkan seperti bagian dari suatu sambungan teruji atau program kualifikasi untuk sambungan, melalui Pasal E3.6c SNI 7860:2015. Pada umumnya, untuk sambungan tanpa tulangan, zona terlindung harus diperpanjang dari muka kolom ke setengah dari ketinggian balok di luar titik sendi plastis.

### 2.6.2. Dinding Geser Pelat Khusus

DGPK yang dirancang menurut ketentuan ini diharapkan memberi kapasitas deformasi inelastis yang signifikan terutama melalui pelelehan pelat badan dan pembentukan sendi plastis pada ujung-ujung dari Elemen Pembatas Horizontal (EPH). Badan DGPK tidak boleh diperhitungkan sebagai penahan gaya gravitasi.

Kekuatan perlu EPH, Elemen Pembatas Vertikal (EPV), dan sambungan pada DGPK harus berdasarkan kombinasi beban dalam peraturan bangunan gedung yang berlaku, yang mencakup beban seismik teramplifikasi. Dalam penentuan beban seismik teramplifikasi efek gaya horizontal yang mencakup kekuatan-lebih,  $E_{mh}$ , harus ditentukan dari suatu analisis dimana semua badan diasumsikan untuk menahan gaya-gaya sesuai dengan kekuatan yang diharapkan dalam tarik pada suatu sudut  $\alpha$  seperti yang sudah ditentukan dan EPH yang menahan gaya lentur pada setiap ujung sama dengan  $1,1R_y M_p$  (DFBK) atau  $(1,1/1,5)R_y M_p$  (DKI). Badan harus ditentukan dalam tarik dengan mengabaikan efek gravitasi.

Catatan: Gaya geser pada persamaan E1-1 pada SNI 7860:2015 harus termasuk dalam analisis ini. Perancang harus menyadari bahwa dalam beberapa kasus gaya-

gaya dari analisis dalam peraturan bangunan gedung yang berlaku akan menentukan desain EPH.

Catatan: Gaya geser dalam balok dan kolom cenderung tinggi dan pelelehan geser dapat menentukan kondisi batas.

### **2.6.2.1. Persyaratan Sistem**

#### **2.6.2.1.1. Kekakuan Elemen Pembatas**

Elemen Pembatas Vertikal (EPV) harus memiliki momen inersia di sumbu yang tegak lurus bidang badan,  $I_c$ , tidak kurang dari  $0,0031 t_w h^4/L$ . Elemen Pembatas Horizontal (EPH) harus memiliki momen inersia di sumbu yang tegak lurus bidang badan,  $I_b$ , tidak kurang dari  $0,0031 L^4/h$  kali selisih ketebalan pelat badan yang di atas dan di bawah.

Keterangan:

$I_b$  = momen inersia EPH diambil tegak lurus pelat badan,  $\text{in}^4$  ( $\text{mm}^4$ ).

$I_c$  = momen inersia EPV diambil tegak lurus pelat badan,  $\text{in}^4$  ( $\text{mm}^4$ ).

$L$  = jarak antara sumbu EPV, in (mm).

$h$  = jarak antara sumbu EPH, in (mm).

$t_w$  = tebal badan, in (mm).

#### **2.6.2.1.2. Rasio Momen Sambungan**

Ketentuan rasio momen dalam Pasal E3.4a dalam SNI 7860:2015 harus memenuhi untuk semua perpotongan EPH/EPV tanpa memperimbangkan efek dari badan.

#### **2.6.2.1.3. Breising**

EPH harus terbreis agar memenuhi persyaratan untuk komponen struktur daktail sedang dalam Pasal D1.2a dalam SNI 7860:2015. EPH (Elemen Pembatas Horizontal) merupakan balok yang menjadi komponen untuk Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK) dengan ketentuan kedua-dua sayap balok harus terbreis lateral atau penampang melintang harus terbreis torsional.

#### 2.6.2.1.4. Bukaan Pada Badan

Bukaan pada badan harus diperkuat pada semua sisi oleh elemen pembatas menengah melebihi lebar dan tinggi penuh panel kecuali dibuktikan oleh pengujian dan analisis atau diizinkan oleh Pasal F5.7 dalam SNI 7860:2015.

#### 2.6.2.2. Komponen Struktur

##### 2.6.2.2.1. Persyaratan Dasar

EPH, EPV dan elemen pembatas menengah harus memenuhi persyaratan Pasal D1.1 untuk komponen struktur daktail tinggi.

##### 2.6.2.2.2. Badan

Kekuatan geser desain panel,  $\phi V_n$  (DFBK), kekuatan geser izin,  $V_n/\Omega$  (DKI), sesuai dengan kadaan batas dari pelelehan geser, harus ditentukan dengan Pers. 2.8.

$$V_n = 0,42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (2.8)$$

$$\phi = 0,9 \quad (\text{DFBK}) \quad \Omega = 1,67 \quad (\text{DKI})$$

Keterangan:

$L_{cf}$  = jarak bersih antara sayap kolom, in (mm).

$t_w$  = tebal badan, in (mm).

$\alpha$  = sudut dari pelelehan badan dalam derajat, diukur relatif terhadap vertikal.

Sudut inklinasi,  $\alpha$ , boleh diambil sebesar  $40^\circ$  atau dapat dihitung dengan Pers. 2.9.

$$\tan 4\alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (2.9)$$

Keterangan:

$A_b$  = luas profil EPH, in<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>).

$A_c$  = luas profil EPV, in<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>).

### **2.6.2.2.3. Zona Terlindung**

Zona terlindung DGPK harus memenuhi Pasal D1.3 dalam SNI 7860:2015 yang mencakup:

- (1) Badan DGPK
- (2) Elemen yang menghubungkan badan ke EPH dan EPV.
- (3) Zona sendi plastis pada setiap ujung EPH, di sepanjang daerah rentang dari muka kolom ke satu tinggi balok di luar muka kolom, atau seperti dengan cara lain yang disyaratkan dalam Pasal E3.5c dalam SNI 7860:2015.

## **2.7. Tata Cara Perencanaan Gedung Tahan Gempa**

### **2.7.1. Gempa Rencana**

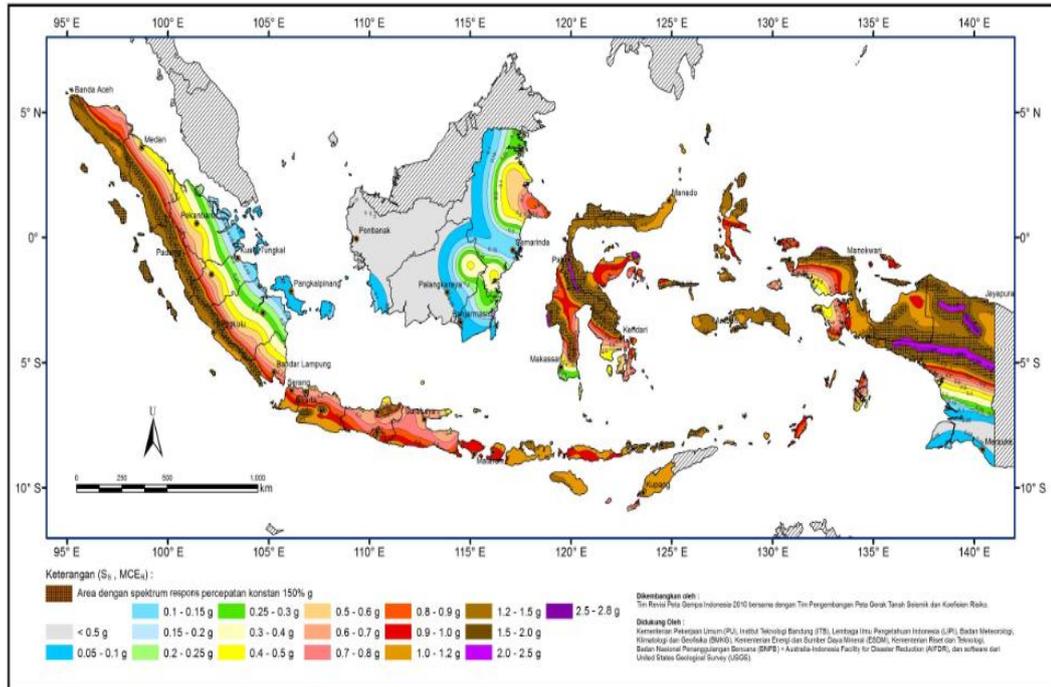
Akibat pengaruh gempa rencana, struktur gedung, secara keseluruhan masih harus berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Berdasarkan SNI 1726:2012, zonasi peta gempa menggunakan peta gempa untuk probabilitas 2% terlampaui dalam 50 tahun atau memiliki periode ulang 2500 tahun.

### **2.7.2. Peta Wilayah Gempa**

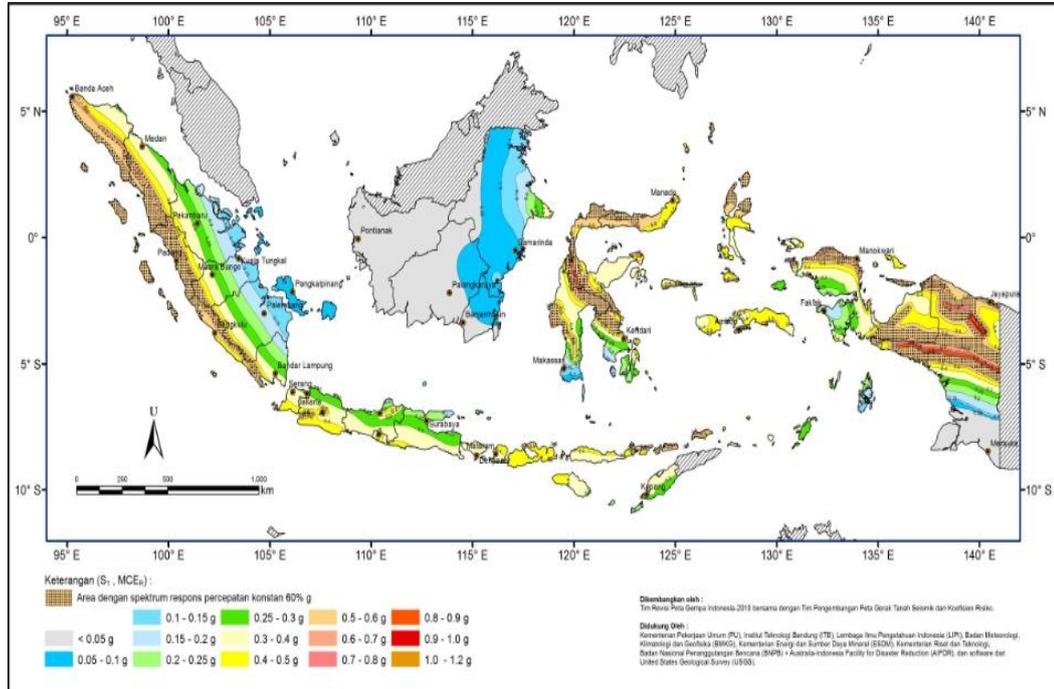
Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 14, menjelaskan tentang peta-peta gerak tanah seismik dan koefisien risiko gempa maksimum yang dipertimbangkan (*Maximum Considered Earthquake, MCE*) yang ditunjukkan pada Gambar 2.14 sampai dengan Gambar 2.16.

Gambar 2.14 dan 2.15 menunjukkan peta gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ( $MCE_R$ ) parameter-parameter gerak tanah  $S_S$  dan  $S_1$ , kelas situs SB.  $S_S$  adalah parameter nilai percepatan respons spektral gempa  $MCE_R$  risiko tertarget pada perioda pendek, teredam 5 persen.  $S_1$  adalah parameter nilai percepatan respons spektral gempa  $MCE_R$  risiko tertarget pada perioda 1 detik, teredam 5 persen.

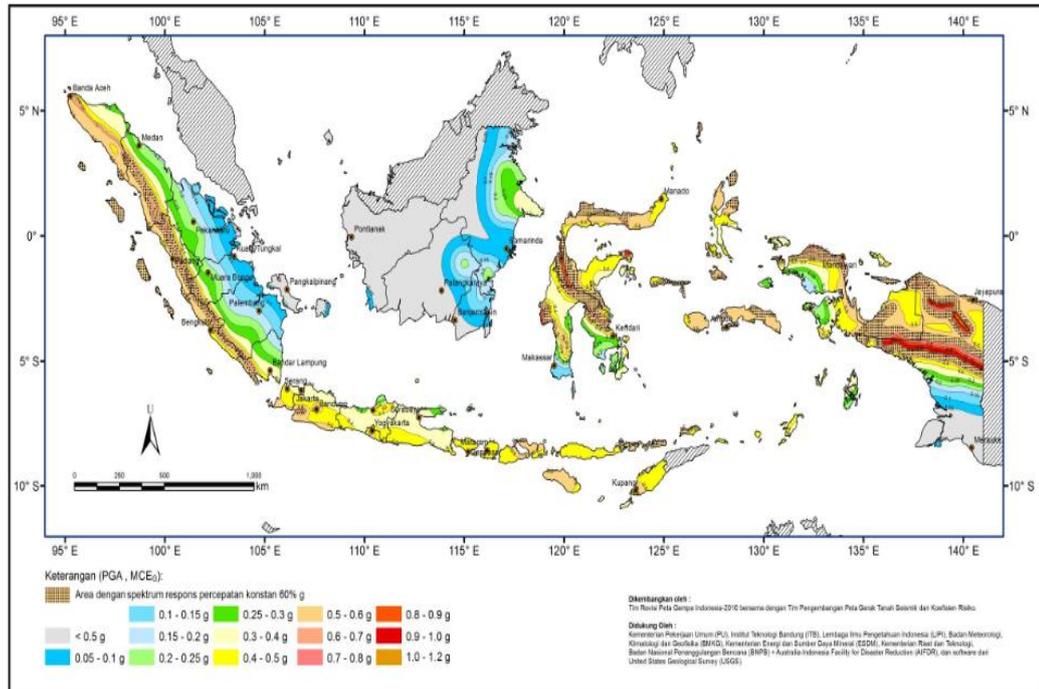
Gambar 2.16 menyajikan gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik ( $MCE_G$ ), percepatan tanah puncak, dalam g, kelas situs SB.



Gambar 2.14:  $S_{0.2}$ , Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar  $S_B$  untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.15:  $S_1$ , Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar  $S_B$  untuk probabilitas terlampaui 2% dalam 50 tahun dengan redaman 5% (SNI 1726:2012).



Gambar 2.16: PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE<sub>G</sub>), kelas situs SB (SNI 1726:2012).

### 2.7.3. Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberi pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektivitas 30%.

### 2.7.4. Prosedur Analisis

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.3.2.1 dan 7.3.2.2 ketidakberaturan struktur bangunan dapat dibedakan menjadi ketidakbertaturan horizontal dan vertikal. Ketidakberaturan horizontal dan vertikal dapat dilihat pada Tabel 2.2 dan 2.3.

Tabel 2.2: Ketidakberaturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a.	Ketidakberaturan torsi di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12..1 Tabel 13 12.2.2	D, E, dan F B, C, D, E dan F C, D, E dan F C, D, E dan F D, E, dan F
1b.	Ketidakberaturan torsi berlebihan di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung struktur melintang terhadap sumbu lebih dari 1,4 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di kedua ujung struktur. Persyaratan ketidakberaturan torsi berlebihan dalam pasal-pasal referensi berlaku hanya untuk struktur di mana diafragmanya kaku atau setengah kaku.	7.3.3.1 7.3.3.4 7.7.3 7.8.4.3 7.12.1 Tabel 13 12.2.2	E dan F D B, C dan D C dan D C dan D D B, C dan D
2.	Ketidakberaturan sudut dalam didefinisikan ada jika kedua proyeksi denah struktur dari sudut dalam lebih besar dari 15 persen dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma didefinisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50 persen daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50 persen dari suatu tingkat ketinggian selanjutnya.	7.3.3.4 Tabel 13	D, E, dan F D, E, dan F
4.	Ketidakberaturan gesekan melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal.	7.3.3.3 7.3.3.4 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F

Tabel 2.2: Lanjutan.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
5.	Ketidakberaturan sistem nonparalel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa.	7.5.3. 7.7.3 Tabel 13 12.2.2	C, D, E dan F B, C, D, E dan F D, E, dan F B, C, D, E dan F

Tabel 2.3: Ketidakberaturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012.

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	Tabel 13	D, E, dan F
1b	ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	7.3.3.1 Tabel 13	E dan F D, E dan F
2.	Ketidakberaturan berat (massa) didefinisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu di tinjau.	Tabel 13	D, E, dan F
3.	Ketidakberaturan geometri vertikal didefinisikan ada jika dimensi horisontal sistem penahan gaya seismik di semua tingkat lebih dari 130 persen dimensi horisontal sistem penahanan gaya seismik tingkat di dekatnya.		
4.	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidakberaturan elemen penahan gaya lateral vertikal didefinisikan ada jika pegeseran arah bidang elemen penahan gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen penahan di tingkat di bawahnya.	7.3.3.3 7.3.3.4 Tabel 13	B, C, D, E dan F D, E dan F D, E dan F

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Pasal referensi	Penerapan kategori desain seismik
5a	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80 persen kuat lateralnya tingkat di atasnya. Kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.		E dan F D, E dan F
5b	Diskontinuitas dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat yang berlebihan di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 65 persen kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemen penahan seismik yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	7.3.3.1 7.3.3.2 Tabel 13	D, E dan F B dan C D, E dan F

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.6, prosedur analisis yang dapat digunakan seperti pada Tabel 2.8. Prosedur analisis yang digunakan terkait erat dengan berbagai parameter struktur bangunan tersebut, yaitu:

- a. Parameter keutamaan bangunan berdasarkan Pasal 4.1.2 SNI 1726:2012 dan dapat dilihat pada Tabel 2.4.
- b. Parameter faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012 dapat dilihat Tabel 2.5.

Kategori desain seismik berdasarkan parameter percepatan respons spektra pada periode 1 detik ( $S_1$ ) dan parameter percepatan respons spektra pada periode pendek ( $S_S$ ) berdasarkan Pasal 6.5 SNI 1726:2012 dapat dilihat pada Tabel 2.6 dan 2.7.

Tabel 2.4: Kategori risiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori resiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ol style="list-style-type: none"> <li>a. Perumahan</li> <li>b. Rumah toko dan rumah kantor</li> <li>c. Pasar</li> </ol>	II

Tabel 2.4: *Lanjutan.*

Jenis Pemanfaatan	Kategori risiko
d. Gedung perkantoran e. Gedung apartemen/Rumah susun f. Pusat perbelanjaan/Mall g. Bangunan industri h. Fasilitas manufaktur i. Pabrik	II

Tabel 2.5: Faktor keutamaan gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.6: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Tabel 2.7: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

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

Prosedur analisis struktur harus terdiri dari salah satu tipe struktur yang diizinkan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.2 sampai dengan Tabel 2.7, yaitu berdasarkan kategori desain seismik struktur, sistem struktur, properti dinamis dan

keteraturan. Dari berbagai parameter yang dimiliki oleh struktur gedung tersebut, dapat ditetapkan prosedur analisis yang dapat digunakan seperti yang dijabarkan pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8: Prosedur analisis yang boleh digunakan berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori desain seismik	Karakteristik struktur	Analisis gaya lateral ekuivalen Pasal 7.8	Analisis spektrum respons ragam Pasal 7.9	Prosedur riwayat respons seismik Pasal 11
B, C	Bangunan dengan Kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat.	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II, dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Semua struktur lainnya	I	I	I
D, E, F	Bangunan dengan kategori Risiko I atau II dari konstruksi rangka ringan dengan ketinggian tidak melebihi 3 tingkat	I	I	I
	Bangunan lainnya dengan Kategori Risiko I atau II dengan ketinggian tidak melebihi 2 tingkat	I	I	I
	Struktur beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan semua struktur dari konstruksi rangka ringan	I	I	I
	Struktur tidak beraturan dengan $T < 3,5 T_s$ dan mempunyai hanya ketidakberaturan horisontal Tipe 2, 3, 4, atau 5 dari Tabel 2.1 atau ketidakberaturan vertikal Tipe 4, 5a, atau 5b dari Tabel 2.2	I	I	I
	Semua struktur lainnya	TI	I	I

Catatan, I: Diizinkan, TI: Tidak Diizinkan

### 2.7.5. Struktur Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan gaya seismik lateral dan vertikal dasar harus memenuhi salah satu tipe yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012 Pasal 7.2. Setiap tipe dibagi-

bagi berdasarkan tipe elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismik lateral. Setiap sistem penahan gaya seismik yang dipilih harus dirancang dan didetailkan sesuai dengan persyaratan khusus bagi sistem tersebut yang telah ditetapkan.

Di dalam SNI 1726:2012 Pasal 7.2, sistem struktur penahan gaya seismik ditentukan oleh parameter berikut ini:

- a. Faktor koefisien modifikasi respons ( $R$ )
- b. Faktor kuat lebih sistem ( $C_d$ )
- c. Faktor pembesaran defleksi ( $\Omega_0^g$ )
- d. Faktor batasan tinggi sistem struktur

Hal ini dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9: Faktor  $R$ ,  $C_d$ , dan  $\Omega_0$  untuk sistem penahan gaya gempa berdasarkan SNI 1726:2012.

Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, $R^a$	Faktor kuat lebih sistem, $\Omega_0^g$	Faktor pembesaran defleksi, $C_d^b$	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $h_n$ (m) <sup>c</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>d</sup>	E <sup>d</sup>	F <sup>e</sup>
Sistem rangka pemikul momen: Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
Sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan: Dinding geser pelat baja khusus	8	2½	6½	TB	TB	TB	TB	TB

### 2.7.6. Spektrum Respons Desain

Menurut Faisal (2015), respons spektrum adalah spektrum (plot) yang memuat nilai-nilai amplituda maksimum dari sebuah nilai respons sistem teredam untuk beragam variasi perioda (frekuensi) alami.

Respons spektrum merupakan konsep pendekatan yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan. Definisi respons spektra adalah respons maksimum dari suatu sistem struktur *Single Degree of Freedom* (SDOF) baik percepatan ( $a$ ), kecepatan ( $v$ ) dan perpindahan ( $d$ ) dengan struktur tersebut dibebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons spectra adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum ( $S_d$ ), kecepatan relatif maksimum ( $S_v$ ) dan percepatan relatif maksimum ( $S_a$ ).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.3, respons spektra desain harus ditentukan dan dimuat terlebih dahulu berdasarkan data-data yang ada. Data-data yang dibutuhkan dan prosedur untuk pembuatan respons spektra berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 6.3 adalah:

a. Parameter percepatan batuan dasar

Parameter  $S_s$  (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan  $S_a$  (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing-masing dari respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam peta gerak tanah seismik seperti yang ada pada Gambar 2.14 dan 2.15 dengan kemungkinan 2 persen terlampaui dalam 50 tahun dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi.

b. Parameter kelas situs

Berdasarkan sifat-sifat tanah pada situs, maka situs harus diklasifikasikan sebagai situs SA, SB, SC, SD, SE, dan SF berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 5.3 dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10: Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A

Tabel 2.10: *Lanjutan.*

Kelas situs	$\bar{V}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan luanak)	350 sampai 750	> 50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40$ persen, dan kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: a. Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah b. Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) c. Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$ ) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

CATATAN, N/A = tidak dapat dipakai

- c. Koefisien-koefisien situs dan parameter-parameter respons spektra percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko tertarget ( $MCE_R$ ).

Untuk penentuan respons spektra percepatan gempa  $MCE_R$  di permukaan tanah diperlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Parameter spektrum respons percepatan pada periode pendek  $S_{MS}$  dan periode 1 detik  $S_{M1}$  yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan Pers. 2.10 dan 2.11.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (2.10)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_I \quad (2.11)$$

dimana:

$S_S$  = Nilai parameter respons spektra percepatan gempa periode pendek 0,2 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.14)

$S_I$  = Nilai parameter respons spektra percepatan gempa periode 1,0 detik di batuan dasar ( $S_B$ ) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.12)

$F_a$  = Koefisien periode pendek

$F_v$  = Koefisien periode 1,0 detik

Koefisien situs  $F_a$  dan  $F_v$  ditentukan berdasarkan Tabel 2.11 dan 2.12.

Tabel 2.11: Koefisien situs,  $F_a$  berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_S$				
	$S_S \leq 0,25$	$S_S = 0,5$	$S_S = 0,75$	$S_S = 0,4$	$S_S \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS <sup>b</sup>				

Tabel 2.12: Koefisien situs,  $F_v$  berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 1$ detik, $S_I$				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS <sup>b</sup>				

Keterangan:

- c. Nilai-nilai  $F_a$  maupun  $F_v$  yang tidak terdapat pada tabel dapat dilakukan proses interpolasi linier.
- d. SS merupakan situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs spesifik.
- d. Parameter percepatan spektra desain  
Parameter-percepatan spektra desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) harus ditentukan melalui Pers. 2.12 dan 2.13.

$$S_{DS} = \frac{2}{3}S_{MS} \quad (2.12)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}S_{M1} \quad (2.13)$$

dimana:

$S_{DS}$  = Respons spektra percepatan desain untuk perioda pendek

$S_{D1}$  = Respons spektra percepatan desain untuk perioda 1,0 detik

- e. Prosedur pembuatan respons spektra desain berdasarkan SNI 1726:2012  
Selanjutnya, untuk mendapatkan kurva spektrum desain harus dikembangkan dengan mengacu pada gambar dan mengikuti ketentuan di bawah ini:
  - a. Untuk periode yang lebih kecil dari  $T_0$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$ , harus diambil dari Pers. 2.14.

$$S_a = S_{DS} \left( 0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.14)$$

- b. Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan  $T_0$  dan lebih kecil dari atau sama dengan  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain,  $S_a$  sama dengan  $S_{DS}$ .
- c. Untuk perioda lebih besar dari  $T_s$ , spektrum respons percepatan desain  $S_a$  diambil berdasarkan Pers. 2.15.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.15)$$

dimana:

$T$  = Periode getar fundamental struktur

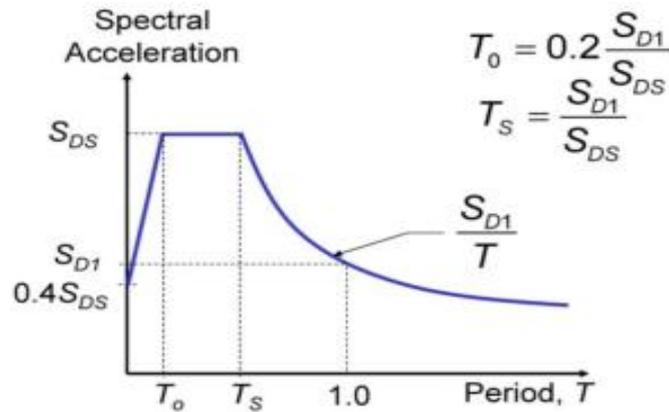
$S_{DS}$  = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode pendek

$S_{D1}$  = Parameter respons spektra percepatan desain pada periode 1 detik

Untuk nilai  $T_0$  dan  $T_s$  dapat ditentukan dengan Pers. 2.16 dan 2.17. Dari parameter-parameter yang didapat akan terbentuk sebuah grafik seperti pada Gambar 2.17.

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{T} \quad (2.16)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.17)$$



Gambar 2.17: Spektrum respons desain.

## 2.7.7. Analisis Gaya Lateral Ekivalen

### 2.7.7.1. Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012, Geser dasar seismik ( $V$ ) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.18.

$$V = C_s \cdot W_t \quad (2.18)$$

dimana:

$C_s$  = Koefisien respons seismik yang ditentukan

$W_t$  = Berat total gedung

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1 persamaan-persamaan yang digunakan untuk menentukan koefisien  $C_s$  adalah:

1.  $C_s$  maksimum

Untuk  $C_s$  maksimum ditentukan dengan Pers. 2.19.

$$C_{smaksimum} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.19)$$

dimana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

$R$  = Faktor modifikasi respons berdasarkan Tabel 2.9

$I$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

2.  $C_s$  hasil hitungan

Nilai  $C_{smaksimum}$  di atas tidak perlu melebihi  $C_{shitungan}$  pada Pers. 2.20.

$$C_{s \text{ hasil hitungan}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.20)$$

dimana:

$S_{D1}$  = Parameter percepatan respons spektrum desain pada perioda 1 detik

$R$  = Faktor modifikasi respons berdasarkan Tabel 2.9

$I$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

$T$  = Perioda struktur dasar (detik)

3.  $C_{s \text{ minimum}}$

Nilai  $C_{shitungan}$  di atas tidak perlu kurang dari nilai  $C_{s \text{ minimum}}$  pada Pers.2.21.

$$C_{s \text{ minimum}} = 0,044 S_{DS} \quad I \geq 0,01 \quad (2.21)$$

dimana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

$I$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

4.  $C_{s\text{minimum tambahan}}$

Sedangkan sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana  $S_1$  jika lebih besar dari 0,6 g maka  $C_s$  harus tidak kurang dari Pers. 2.22.

$$C_{s\text{ minimum tambahan}} = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \quad (2.22)$$

dimana:

$S_1$  = Parameter percepatan respons spektrum desain yang dipetakan

$R$  = Faktor modifikasi respons berdasarkan Tabel 2.9

$I$  = Faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

#### 2.7.7.2. Periode Alami Struktur

Periode adalah besarnya waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu getaran. Periode alami struktur perlu diketahui agar resonansi pada struktur dapat dihindari. Resonansi struktur adalah keadaan di mana frekuensi alami pada struktur sama dengan frekuensi beban luar yang bekerja sehingga dapat menyebabkan keruntuhan struktur.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 5.6, periode struktur fundamental ( $T$ ) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh dengan menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode struktur fundamental memiliki nilai batas minimum dan batas maksimum. Nilai-nilai tersebut adalah:

1. Periode fundamental pendekatan minimum ( $T_{a\text{ minimum}}$ ) ditentukan dari Pers. 2.23.

$$T_{a\text{ minimum}} = C_t h_n^x \quad (2.23)$$

dimana:

$T_{a\text{ minimum}}$  = Nilai batas bawah periode bangunan

$h_n$  = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur (meter)

$C_t$  = Ditentukan dari Tabel 2.13

$x$  = Ditentukan dari Tabel 2.13

Tabel 2.13: Nilai parameter periode pendekatan  $C_t$  dan  $x$  berdasarkan SNI 1726:2012.

Tipe Struktur	$C_t$	$X$
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika gaya gempa:		
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

2. Periode fundamental pendekatan maksimum ( $T_{a \text{ maksimum}}$ ) ditentukan dari Pers. 2.24.

$$T_{a \text{ maksimum}} = C_u T_{a \text{ minimum}} \quad (2.24)$$

dimana:

$T_{a \text{ maksimum}}$  = Nilai batas atas periode bangunan

$C_u$  = Ditentukan dari Tabel 2.14

Tabel 2.14: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

Parameter Percepatan Respons Spektra Desain pada 1 Detik $S_{D1}$	Koefisien ( $C_u$ )
0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
0,1	1,7

### 2.7.7.3. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral ( $F_i$ ) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.25 dan 2.26.

$$F_i = C_{vx} \cdot V \quad (2.25)$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.26)$$

dimana:

$C_{vx}$  = Faktor distribusi vertikal

$V$  = Gaya geser atau laeral desain total

$w_i$  = Bagian berat seismik efektif total struktur ( $W$ ) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- $i$

$h_i$  = Tinggi (meter) dari dasar sampai tingkat ke- $i$

$K$  = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.

- Untuk struktur yang memiliki  $T \leq 0,5$  detik;  $k=1$
- Untuk struktur yang memiliki  $T \geq 2,5$  detik;  $k=2$
- Untuk struktur yang memiliki  $0,5 < T < 2,5$ ;  $k$  adalah hasil interpolasi

### 2.7.7.4. Disdistribusi Horizontal Gaya Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.4, geser tingkat di semua ( $V_x$ ) harus ditentukan dari Pers. 2.27.

$$V_x = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2.27)$$

dimana:

$F_i$  = Bagian dari geser dasar seismik ( $V$ ) (kN) yang timbul di tingkat ke- $i$

### 2.7.7.5. Penentuan Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6, simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja, yaitu pada kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat

massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi di dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat di atasnya.

Defleksi pusat massa di tingkat  $x$  ( $\delta_x$ ) dalam mm harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.28. Ilustrasi dari defleksi pusat massa dapat dilihat pada Gambar 2.18.

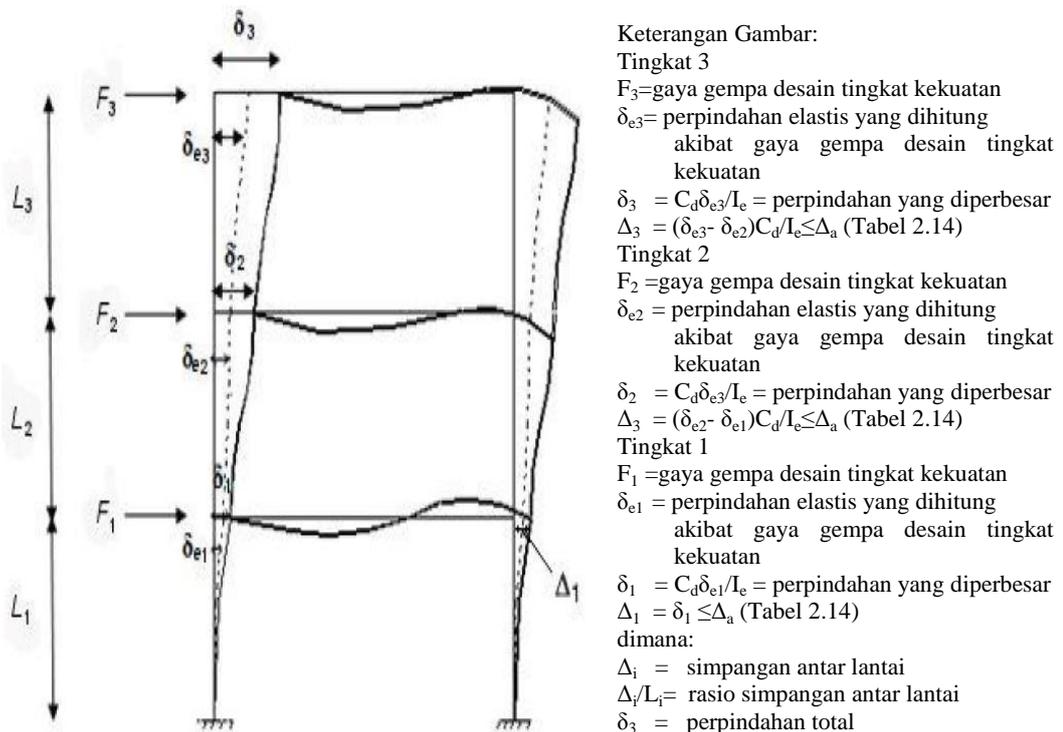
$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (2.28)$$

dimana:

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.8

$\delta_{xe}$  = Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis

$I_e$  = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.4



Gambar 2.18: Penentuan simpangan antar lantai berdasarkan SNI 1726:2012.

Simpangan antar lantai tingkat desain ( $\Delta$ ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai tingkat izin ( $\Delta_a$ ) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 2.15.

Tabel 2.15: Simpangan antar lantai izin ( $\Delta_a$ ) berdasarkan SNI 1726:2012.

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain 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.	0,025 $h_{sx}$ <sup>c</sup>	0,020 $h_{sx}$	0,015 $h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata <sup>d</sup>	0,010 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0,007 $h_{sx}$	0,007 $h_{sx}$	0,007 $h_{sx}$
Semua struktur lainnya	0,020 $h_{sx}$	0,015 $h_{sx}$	0,010 $h_{sx}$

#### 2.7.7.6. Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.7, pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas ( $\theta$ ), seperti yang ditentukan oleh Pers. 2.29 yang harus sama dengan atau kurang dari 0,1.

$$\delta_x = \frac{P_x \Delta I_x}{V_x h_{sx} C_d} \quad (2.29)$$

dimana:

$P_x$  = Beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat x (kN); bila menghitung  $P_x$ , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1

$\Delta$  = Simpangan antar lantai tingkat desain

$I_e$  = Faktor keutamaan yang ditentukan sesuai dengan Tabel 2.5

$V_x$  = Gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat x dan x-1 (kN)

$h_{sx}$  = Tinggi tingkat di bawah tingkat x (mm)

$C_d$  = Faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 2.9

Koefisien stabilitas ( $\theta$ ) harus tidak melebihi  $\theta_{max}$  yang ditentukan dengan Pers. 2.30.

$$\theta_{max} = \frac{0,5}{\beta C_d} \leq 0,25 \quad (2.30)$$

dimana  $\beta$  adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser antara tingkat  $x$  dan  $x-1$ . Rasio ini secara konservatif diambil sebesar 1.

Jika koefisien stabilitas ( $\theta$ ) lebih besar dari 0,1 tetapi kurang dari atau sama dengan faktor peningkatan terkait dengan pengaruh P-delta pada perpindahan dan gaya elemen struktur harus ditentukan dengan analisis rasional. Sebagai alternatif, diizinkan untuk mengalikan perpindahan dan gaya elemen struktur dengan  $1,0 (1-\theta)$ .

Jika  $\theta$  lebih besar dari  $\theta_{max}$ , struktur berpotensi tidak stabil dan harus didesain ulang. Jika pengaruh P-delta disertakan dalam analisis, otomatis Pers. 2.30 masih harus dipenuhi, tetapi nilai  $\theta$  yang dihitung dari Pers. 2.29 menggunakan hasil analisis P-delta diizinkan dengan  $(1+\theta)$  sebelum diperiksa dengan Pers. 2.30.

#### **2.7.8. Analisis Respons Spektrum Ragam**

Metode analisis ragam spektrum respons mendefinisikan bahwa simpangan struktur yang terjadi merupakan penjumlahan dari simpangan masing-masing ragam getarnya.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011) parameter respons terkombinasi respons masing-masing ragam yang ditentukan melalui spektrum respons rencana gempa merupakan respons maksimum. Pada umumnya, respons masing-masing ragam mencapai nilai maksimum pada saat yang berbeda sehingga respons maksimum ragam-ragam tersebut tidak dapat dijumlahkan begitu saja. Terdapat dua cara metode superposisi, yaitu metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares*) dan Kombinasi Kuadratik Lengkap (*Complete Quadratic Combination*).

Dalam hal ini, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan ragam respons menurut metode ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%. Untuk penjumlahan respons ragam yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan, harus dilakukan dengan metode yang telah disebutkan sebelumnya

yaitu Kombinasi Lengkap Kuadratik (*Complete Quadratic Combination/ CQC*). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan apabila selisihnya kurang dari 15%. Untuk struktur yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respons ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan Akar Kuadrat Jumlah Kuadrta (*Square Root of the Sum of Squares/ SRSS*).

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1, nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil dari kurang 85% nilai respons ragam yang pertama. Bila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser  $V_t$ , maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan dengan Pers. 2.31.

$$V_t \geq 0,85 V_I \quad (2.31)$$

dimana:

$V_I$  = Gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama atau yang didapat dari prosedur gaya geser statik ekuivalen.

Maka, apabila nilai akhir respons dinamik lebih kecil dari nilai respons ragam pertama, gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis spektrum respons ragam dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala yang ditentukan dengan Pers. 2.32.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 V_I}{V_t} \geq 1 \quad (2.32)$$

dimana:

$V_t$  = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons yang telah dilakukan

$V_I$  = Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen

Pada penggunaan program penghitung struktur, skala pada analisis respons ragam struktur harus dikalikan dengan faktor ini agar gaya gempa sesuai dengan yang disyaratkan.

## 2.8. Pembebanan untuk Perencanaan Bangunan Gedung

Pembebanan struktur berdasarkan SNI 1727:2013, PPIUG 1983 dan SNI 1726:2012. Beban yang bekerja pada struktur berupa beban mati, beban hidup dan beban gempa selain itu ada pula beban dari lift dan tangga.

### 2.8.1. Beban Mati

Beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, *finishing*, kalsing gedung dan komponen arsitektural dan struktural lain serta peralatan layan terpasang lain termasuk berat keran. Beban mati terdiri dari:

- a. Berat bahan konstruksi:
  - 1) Berat sesungguhnya bahan.
  - 2) Data berat jenis dan berat bahan pada standar sebelumnya bisa digunakan.
- b. Berat peralatan layan tetap:
  - 1) Peralatan/ mesin yang menyatu dan selalu ada selama masa layan bangunan seperti: peralatan plambing, ME, alat pemanas, ventilasi, sistem pengkodisian udara dll.

Adapun berat jenis dari bahan bangunan dan berat per satuan luas yang diambil dari Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPPURG 1987) dapat dilihat di bawah ini:

- a. Bahan Bangunan
  - 1) Baja 7.850 kg/m<sup>3</sup>
  - 2) Beton 2.200 kg/m<sup>3</sup>
  - 3) Beton bertulang 2.400 kg/m<sup>3</sup>
- b. Komponen Gedung
  - 1) Dinding pasangan batako:
    - Berlubang:
      - Tebal dinding 20 cm (HB 20) 200 kg/m<sup>2</sup>
      - Tebal dinding 10 cm (HB 10) 120 kg/m<sup>2</sup>
    - Tanpa lubang:
      - Tebal dinding 15 cm 300 kg/m<sup>2</sup>

Tebal dinding 10 cm	200	kg/m <sup>2</sup>
2) Adukan per cm tebal:		
Dari semen	21	kg/m <sup>2</sup>
Dari kapur, semen merah atau tras	17	kg/m <sup>2</sup>
3) Langit-langit, terdiri dari:		
Semen asbes, tebal maks 4 mm	11	kg/m <sup>2</sup>
Kaca, tebal 3 - 4 mm	10	kg/m <sup>2</sup>
4) Penggantung langit-langit (dari kayu)	7	kg/m <sup>2</sup>
5) Penutup lantai	24	kg/m <sup>2</sup>

### 2.8.2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk bahan konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir atau beban mati.

Beban hidup atap merupakan beban pada atap yang diakibatkan pelaksanaan pemeliharaan oleh pekerja, peralatan dan material dan selama masa layan struktur yang diakibatkan oleh benda bergerak, seperti tanaman atau benda dekorasi kecil yang tidak berhubungan dengan penghunian.

a. Beban merata:

Minimum sesuai Tabel 2.16

b. Beban terpusat:

1) Untuk lantai, atap dan sejenisnya

2) Bekerja merata di area 762 mm x 762 mm

3) Minimum sesuai Tabel 2.16

4) Penempatan pada lokasi yang menghasilkan efek beban maksimum

c. Beban partisi:

Minimal 0,72 kN/m<sup>2</sup>

d. Beban impak:

Tangga berjalan: mengacu pada ASME A17.1

e. Mesin:

1) Mesin ringan: berat ditingkatkan 20%

2) Mesin bergerak maju mundur: berat ditingkat 50%

Tabel 2.16: Beban hidup terdistribusi merata minimum,  $L_o$  dan beban hidup terpusat minimum berdasarkan SNI 1727:2013.

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (kN)
Apartemen (lihat rumah tinggal)		
Sistem lantai akses		
Ruang kantor	50 (2,4)	2000 (8,9)
Ruang komputer	100 (4,79)	2000 (8,9)
Gudang persenjataan dan ruang latihan	150 (7,18) <sup>a</sup>	
Ruang pertemuan		
Kursi tetap (terikat di lantai)	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Lobi	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Kursi dapat dipindahkan	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Panggung pertemuan	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Lantai podium	150 (7,18) <sup>a</sup>	
Balkon dan dek	1,5 kali beban hidup untuk daerah yang dilayani. Tidak perlu melebihi 100 psf (4,79 kN/m <sup>2</sup> )	
Jalur untuk akses pemeliharaan	40 (1,92)	300 (1,33)
Koridor		
Lantai pertama	100 (4,79)	
Lantai lain	Sama seperti pelayanan hunian kecuali disebutkan lain	
Ruang makan dan restoran	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Hunian (lihat rumah tinggal)		
Ruang mesin elevator pada daerah 2 in x 2 in (50 mm x 50 mm)		300 (1,33)
Konstruksi pelat lantai <i>finishing</i> ringan pada area 1 in x 1 in (25 mm x 25 mm)		200 (0,89)
Jalur penyelamatan terhadap kebakaran	100 (4,79)	
Hunian satu keluarga saja	40 (1,92)	
Tangga permanen	Lihat pasa 4.5	
Garasi/ parkir	40 (1,92) <sup>a, b, c</sup>	
Mobil penumpang saja	<sub>c</sub>	
Truk dan bus		
Susunan tangga, rel pengamandan batang pegangan	Lihat Pasal 4.5	

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (kN)
Helipad	60 (2,87) <sup>d, e</sup> tidak boleh direduksi	e, f, g
Rumah sakit:		
Ruang operasi, laboratorium	60 (2,87)	1000 (4,45)
Ruang pasien	40 (1,92)	1000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,45)
Hotel (lihat rumah tinggal)		
Perpustakaan		
Ruang baca	60 (2,87)	1000 (4,45)
Ruang penyimpanan	150 (7,18) <sup>a, h</sup>	1000 (4,45)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	1000 (4,45)
Pabrik		
Ringan	125 (6,00) <sup>a</sup>	2000 (8,90)
Berat	250 (11,97) <sup>a</sup>	3000 (13,40)
Gedung perkantoran:		
Ruang arsip dan komputer harus dirancang untuk beban yang lebih berat berdasarkan pada perkiraan hunian		
Lobi dan koridor lantai pertama	100 (4,79)	2000 (8,90)
Kantor	50 (2,40)	2000 (8,90)
Koridor di atas lantai pertama	80 (3,83)	2000 (8,90)
Lembaga hukum		
Blok sel	40 (1,92)	
Koridor	100 (4,790)	
Tempat rekreasi		
Tempat bowling, kolam renang dan penggunaan yang sama	75 (3,59) <sup>a</sup>	
Bangsai dansa dan ruang dansa	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Gimnasium	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Tempat menonton baik terbuka atau tertutup	100 (4,79) <sup>a</sup>	
Stadium dan tribun/ arena dengan tempat duduk tetap (terikat pada lantai)	60 (2,87) <sup>a, k</sup>	
Rumah tinggal		
Hunian (satu keluarga dan dua keluarga)		
Loteng yang tidak dapat didiami tanpa gudang	10 (0,48) <sup>l</sup>	
Loteng yang tidak dapat didiami dengan gudang	20 (0,96) <sup>m</sup>	
Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur	30 (1,44)	
Semua ruang kecuali tangga dan balkon	40 (1,92)	
Semua hunian rumah tinggal lainnya		
Ruang pribadi dan koridor yang	40 (1,92)	

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (kN)
melayani mereka Ruang publik <sup>a</sup> dan koridor yang melayani mereka	100 (4,79)	
Atap Atap datar, berbubung dan lengkung Atap digunakan untuk taman atap Atap yang digunakan untuk tujuan lain  Atap yang digunakan untuk hunian lainnya Awning dan kanopi Konstruksi pabrik yang didukung oleh struktur rangka kaku ringan Rangka tumpu layar penutup  Semua konstruksi lainnya Komponen struktur atap utama, yang terhubung langsung dengan pekerjaan lantai Titik panel tunggal dari batang bawah rangka atap atau setiap titik sepanjang komponen struktur utama yang mendukung atap di atas pabrik, gudang, dan perbaikan garasi Semua komponen struktur atap utama lainnya Semua permukaan atap dengan beban pekerja pemeliharaan	20 (0,96) <sup>n</sup> 100 (4,79) Sama seperti hunian dilayani <sup>a</sup>  5 (0,24) tidak boleh direduksi 5 (0,24) tidak boleh direduksi dan berdasarkan luas tributari dari atap yang ditumpu oleh rangka 20 (0,96)	200 (0,89)     2000 (8,9)   300 (1,33)  300 (1,33)
Sekolah Ruang kelas Koridor di atas lantai pertama Koridor lantai pertama	40 (1,92) 80 (3,83) 100 (4,79)	1000 (4,5) 1000 (4,5) 1000 (4,5)
Bak-bak/ <i>scuttles</i> , rusuk untuk atap kaca dan langit-langit yang dapat diakses		200 (0,89)
Pinggir jalan untuk pejalan kaki, jalan lintas kendaraan dan lahan/ jalan untuk truk-truk	250 (11,97) <sup>a, p</sup>	8000 (35,6) <sup>a</sup>
Tangga dan jalan keluar Ruang tinggal untuk satu dan keluarga saja	100 (4,79) 40 (1,92)	300 <sup>r</sup> 300 <sup>r</sup>

Tabel 2.16: *Lanjutan.*

Hunian atau penggunaan	Merata Psf (kN/m <sup>2</sup> )	Terpusat Lb (kN)
Gudang di atas langit-langit	20 (0,96)	
Gudang penyimpanan barang sebelum disalurkan ke pengecer (jika diantisipasi menjadi gudang penyimpanan, harus dirancang untuk beban lebih berat)		
Ringan	125 (6,00) <sup>a</sup>	
Berat	250 (11,97) <sup>a</sup>	
Toko		
Eceran		
Lantai pertama	100 (4,79)	1000 (4,45)
Lantai di atasnya	75 (3,59)	1000 (4,45)
Grosir, di semua lantai	125 (6,00) <sup>a</sup>	1000 (4,45)
Penghalang kendaraan	Lihat Pasal 4.5	
Semua jalan dan panggung yang ditinggikan (selain jalan keluar)	60 (2,87)	
Pekarangan dan teras, jalur pejalan kaki	100 (4,79) <sup>a</sup>	

f. Reduksi beban hidup merata

1) Untuk struktur dengan  $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$

2)  $L \geq 4,79 \text{ kN/m}^2$ , garasi mobil penumpang dan tempat pertemuan tidak boleh direduksi

Beban hidup tereduksi dihitung dengan Pers. 2.33.

$$L = L_0 \left( 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right) \quad (2.33)$$

$L \geq 0,50 L_0$  - Komponen struktur penyangga 1 lantai

$L \geq 0,40 L_0$  - Komponen struktur penyangga  $\geq 2$  lantai

Dimana:

$L$  = Beban hidup desain tereduksi

$L_0$  = Beban hidup desain tanpa reduksi

$K_{LL}$  = Faktor elemen beban hidup berdasarkan Tabel 2.17

$A_T$  = Luas tributari

Tabel 2.17: Faktor elemen beban hidup,  $K_{LL}$  berdasarkan SNI 1727:2013.

Elemen	$K_{LL}^a$
Kolom-kolom interior	4
Kolom-kolom eksterior tanpa pelat kantilever	4
Kolom-kolom tepi dengan pelat kantilever	3
Kolom-kolom sudut dengan pelat kantilever	2
Balok-balok tepi tanpa pelat-pelat kantilever	2
Balok-balok interior	2
Semua komponen struktur yang tidak disebut di atas: Balok-balok tepi dengan pelat-pelat kantilever Balok-balok kantilever Pelat-pelat satu arah Pelat-pelat satu arah Komponen struktur tanpa ketentuan-ketentuan untuk penyaluran Geser menerus tegak lurus terhadap bentangnya	1

### 2.8.3. Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 cara analisis, yaitu analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur riwayat respons seismik.

Kombinasi beban untuk metode ultimit struktur, komponen-komponen struktur, dan elemen-elemen fondasi harus sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), faktor-faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, beban hidup nominal dan beban gempa nominal adalah:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3.  $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
4.  $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL)$
5.  $0,9 DL \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL) \pm 1 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$   
 $0,9 DL \pm 1 (\rho Q_E + 0,2 S_{DS} DL) \pm 0,3 (\rho Q_E - 0,2 S_{DS} DL)$

dimana:

- DL = Beban mati, termasuk SIDL
- LL = Beban hidup
- EX = Beban gempa arah-x
- EY = Beban gempa arah-y
- $\rho$  = Faktor reduksi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3
- $S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek
- $Q_E$  = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya geser desain total di dasar struktur dalam arah yang ditinjau. Pengaruh tersebut harus dihasilkan dari penerapan gaya horizontal secara serentak dalam dua arah tegak lurus satu sama lain

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (3) dan (4), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.34.

$$E = E_h + E_v \quad (2.34)$$

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.35.

$$E = E_h - E_v \quad (2.35)$$

dimana:

- E = Pengaruh beban seismik
- $E_h$  = Pengaruh beban seismik horizontal yang akan didefinisikan selanjutnya
- $E_v$  = Pengaruh beban seismik vertikal yang akan didefinisikan selanjutnya

Untuk pengaruh beban seismik  $E_h$  harus ditentukan dengan Pers. 2.36.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.36)$$

dimana:

- Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau  $F_p$
- $\rho$  = Faktor reduksi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

Sedangkan pengaruh beban seismik  $E_v$  harus ditentukan dengan Pers. 2.37.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.37)$$

dimana:

$S_{DS}$  = Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek

$DL$  = Pengaruh beban mati

Faktor reduksi ( $\rho$ ) harus dikenakan pada sistem penahan gaya seismik masing-masing dalam kedua arah ortogonal untuk semua struktur.

Kondisi dimana nilai  $\rho$  diizinkan 1 sebagai berikut:

- a. Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- b. Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
- c. Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
- d. Desain elemen kolektor, sambungan lewatan, dan sambungannya dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 pada SNI 1726:2012 yang digunakan.
- e. Desain elemen struktur atau sambungan dimana kombinasi beban dengan faktor kuat-lebih berdasarkan Pasal 7.4.3 disyaratkan untuk didesain.

Beban diafragma ditentukan dengan menggunakan Pers. 2.38.

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (2.38)$$

dimana:

$F_{px}$  = Gaya desain diafragma

$F_i$  = Gaya desain yang diterapkan di tingkat i

$w_i$  = Tributari berat sampai tingkat i

$w_{px}$  = Tributari berat sampai diafragma di tingkat x

dimana  $F_{px}$  tidak boleh kurang dari Pers. 2.39.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.39)$$

dan  $F_{px}$  tidak boleh melebihi dari Pers. 2.40.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.40)$$

- f. Struktur bagian sistem peredaman

- g. Desain dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

Untuk struktur yang dirancang bagi kategori desain seismik D,E, dan F faktor redudansi ( $\rho$ ) harus sama dengan 1,3; kecuali jika satu dari dua kondisi berikut dipenuhi dimana  $\rho$  dizinkan diambil sebesar 1:

- a. Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.18.
- b. Struktur dengan denah beraturan disemua tingkat dengan sistem penahan gaya seismik terdiri dari paling sedikit dua bentang perimeter penahan gaya seismik yang merangka pada masing-masing sisi struktur dalam masing-masing arah ortogonal disetiap tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar. Jumlah bentang untuk dinding geser harus dihitung sebagai panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat atau dua kali panjang dinding geser dibagi dengan tinggi tingkat untuk konstruksi rangka ringan.

Tabel 2.18: Persyaratan masing-masingtingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar berdasarkan SNI 1726:2012.

Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Rangka dengan bresing	Pelepasan bresing individu, atau sambungan yang terhubung tidak akan mengakibatkan reduksi kuat tingkat sebesar lebih dari 33 %, atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai ketidakberaturan torsi berlebihan (ketidakberaturan horizontal Tipe 1b).
Rangka pemikul momen	Kehilangan tahanan momen disambungan balok ke kolom dikedua ujung balok tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 % atau sistem yang dihasilkan tidak mempunyai (ketidakberaturan horizontal Tipe b).
Dinding geser atau pilar dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0	Pelepasan dinding geser atau pier dinding dengan rasio tinggi terhadap panjang lebih besar dari 1,0 di semua tingkat atau saambungan kolektor yang terhubung, tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 %, atau sistem yang dihasilkan mempunyai (ketidakberaturan horizontal Tipe b).

Tabel 2.18: *Lanjutan.*

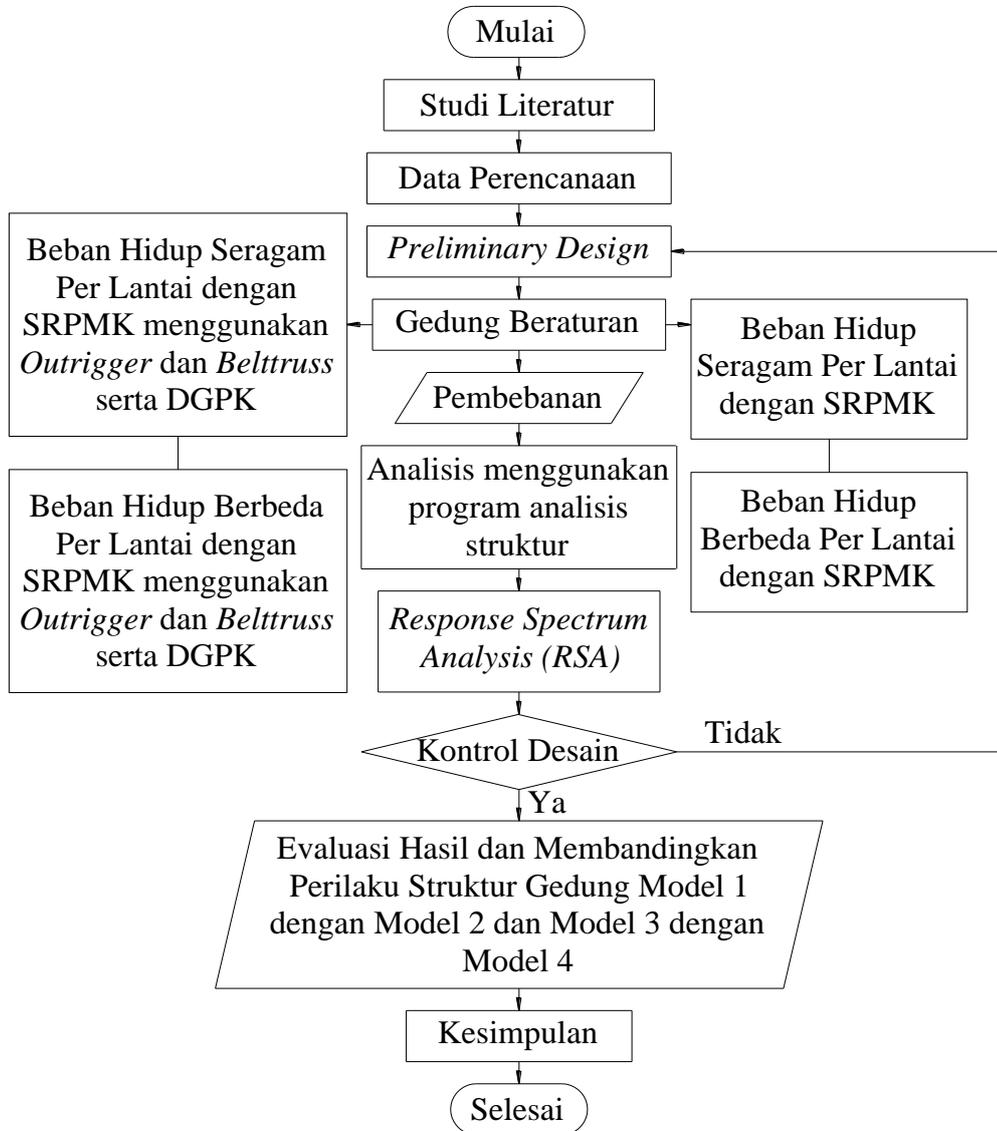
Elemen Penahan Gaya Lateral	Persyaratan
Kolom kantilever	Kehilangan tahanan momen di sambungan dasar semua kolom kantilever tunggal tidak akan mengakibatkan lebih dari reduksi kuat tingkat sebesar 33 persen atau sistem yang dihasilkan mempunyai ketidakberaturan torsi berlebihan (ketidakberaturan horizontal Tipe 1b).
Lainnya	Tidak ada persyaratan

## BAB 3

### METODOLOGI PENELITIAN

#### 3.1. Metodologi Penelitian

Pada bab ini berisi tentang tahapan pemodelan struktur dan struktur dianalisis menggunakan bantuan program analisis struktur. Adapun tahapan tersebut dapat dilihat di diagram alir pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Diagram Alir Metode Penelitian.

Tugas akhir ini memiliki empat pemodelan struktur, yaitu struktur yang memiliki beban hidup seragam di setiap lantai dengan sistem SRPMK (Model 1), struktur yang memiliki beban hidup berbeda di setiap lantai dengan sistem SRPMK (Model 2), struktur yang memiliki beban hidup seragam di setiap lantai dengan sistem ganda SRPMK menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* dengan *core* DGPK (Model 3) dan struktur yang memiliki beban hidup berbeda di setiap lantai dengan sistem ganda SRPMK menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* dengan *core* DGPK (Model 4). Keempat model bangunan tersebut akan dianalisis secara elastis linier dengan menggunakan Analisis Respons Spektrum (*Response Spectrum Analysis*).

### **3.2. Pemodelan Struktur**

#### **3.2.1. Data Umum Perencanaan**

Adapun data umum perencanaan yang digunakan pada keempat model struktur tersebut yaitu :

- a. Gedung difungsikan sebagai perkantoran.
- b. Gedung terletak di Kota Padang.
- c. Kategori Desain Seismik D (KDS D).
- d. Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPMK) dan sistem ganda (*dual system*).
- e. Portal struktur menggunakan material baja.

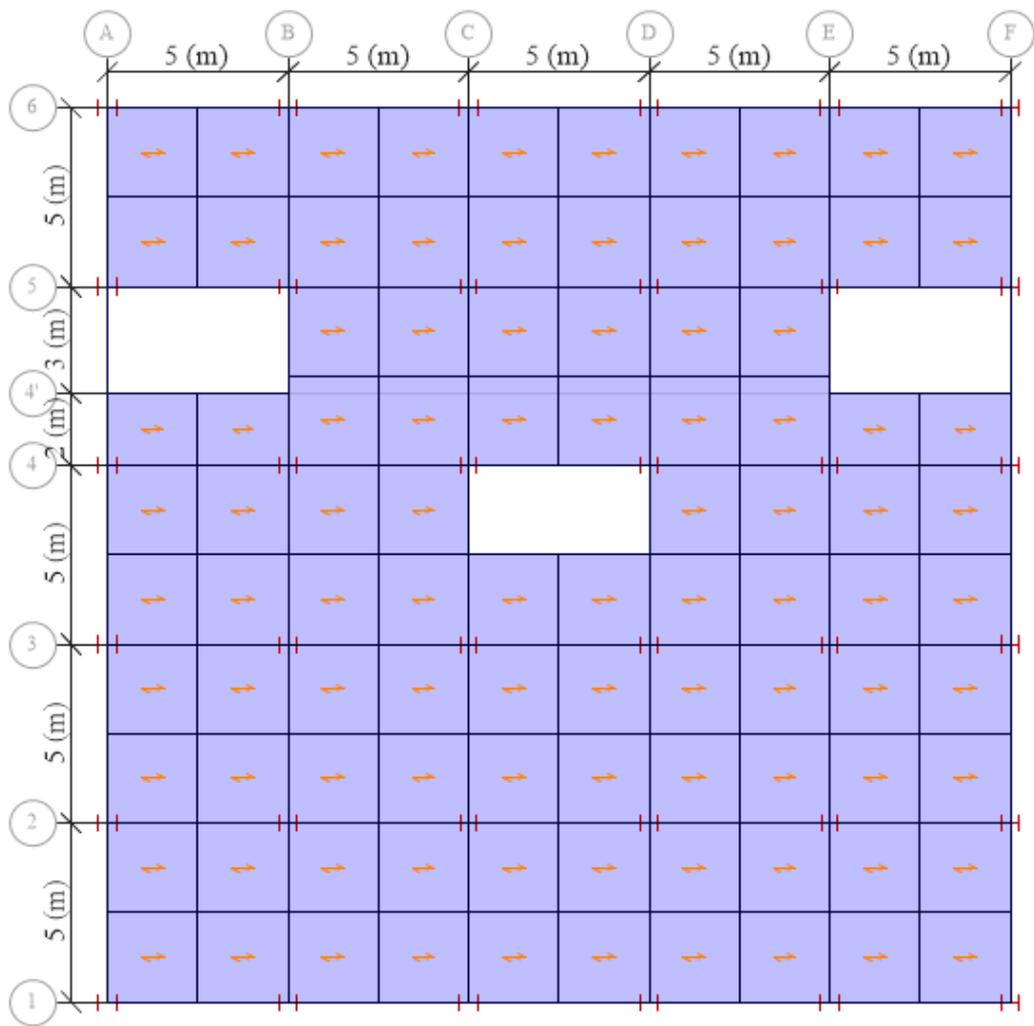
#### **3.2.2. Data Perencanaan Model 1 dan Model 2**

##### **3.2.2.1. Konfigurasi Bangunan**

Konfigurasi bangunan pada Model 1 dan Model 2 adalah sama, yaitu struktur baja dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), yang membedakan Model 1 dan Model 2 adalah pembebanannya. Struktur bangunan pada Model 1 dan Model 2 memiliki bentuk persegi yang simetris dan merupakan bangunan beraturan (*regular building*) dengan jarak antar kolom struktur adalah 5 meter. Tinggi dari struktur bangunan mencapai 35,5 meter yang terdiri dari 10

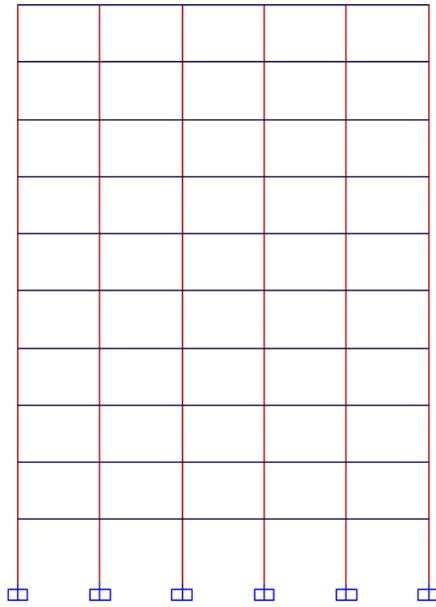
lantai. Setiap lantai memiliki ketinggian 3,5 meter, akan tetapi untuk lantai satu memiliki ketinggian 4 meter.

Pada tengah bangunan terdapat *void* yang merupakan akses lift dan juga terdapat dua buah akses tangga. Akses lift tersebut memiliki dimensi panjang 5 meter (arah x) dan lebar 2,5 meter (arah y). Untuk akses tangga memiliki dimensi panjang 5 meter (arah x) dan lebar 3 meter (arah y). Gambar 3.2 merupakan denah dan tampak dari struktur bangunan Model 1 dan Model 2.

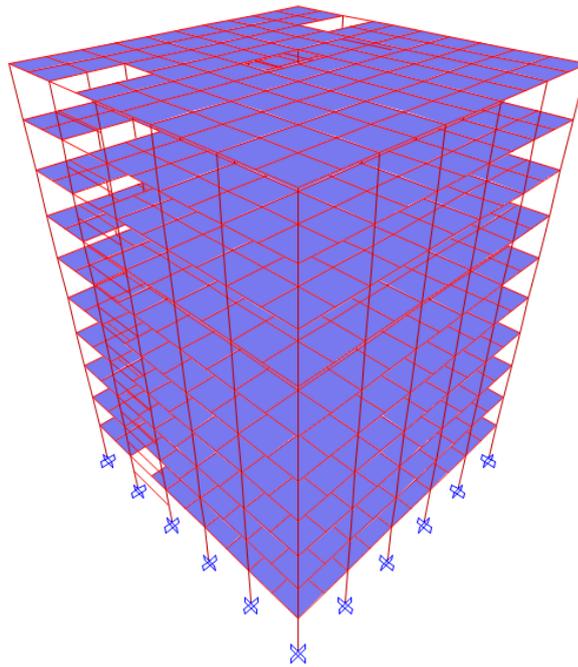


a)

Gambar 3.2: a) Denah struktur Model 1 dan Model 2; b) Tampak elevasi Model 1 dan Model 2; c) Perspektif struktur Model 1 dan Model 2.



b)



c)

Gambar 3.2: Lanjutan.

### 3.2.2.2. Dimensi Kolom-Balok

Kolom dan balok struktural di setiap lantai memiliki ukuran yang sama, baik untuk Model 1 maupun Model 2. Terdapat beberapa jenis dan ukuran dari profil kolom dan balok yang digunakan pada perencanaan struktur untuk Model 1 dan Model 2. Ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1: Dimensi kolom-balok.

Konfigurasi struktural	Dimensi profil	Mutu Material	Keterangan
Kolom Luar	498.432.45.70	BJ 50	Kolom terluar untuk semua lantai
Kolom Dalam	458.417.30.50	BJ 50	Kolom dalam untuk semua lantai
Balok Luar	450.300.12.22	BJ 37	Balok terluar untuk semua lantai
Balok Dalam	400.300.12.22	BJ 37	Balok dalam untuk semua lantai
Balok anak	250.250.9.14	BJ 41	Arah X dan Y untuk semua lantai
Balok Lintel	400.300.12.22	BJ 37	Semua untuk semua lantai

Letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.2.a.

### 3.2.2.3. Rencana Pelat Lantai

Pada tugas akhir ini, pelat lantai yang digunakan dalam pemodelan struktur menggunakan pelat rusuk (*deck*). Konstruksi pelat rusuk terdiri dari kombinasi monolit sejumlah rusuk dengan jarak beraturan dan pelat atas yang membentang dalam dua arah. Mutu beton dari pelat lantai menggunakan  $f_c' 30$  Mpa. Perencanaan pelat menggunakan profil W *deck* yang diambil dari CV. SUKSES MANDIRI TEKNIK. Spesifikasi dari pelat *deck* yang digunakan adalah:

- Ukuran *deck* per unit memiliki lebar 1 meter.
- Profil W *deck* memiliki tebal 1 milimeter.
- Lebar rusuk adalah 146 mm.
- Lebar rusuk terbuka adalah 187 mm.

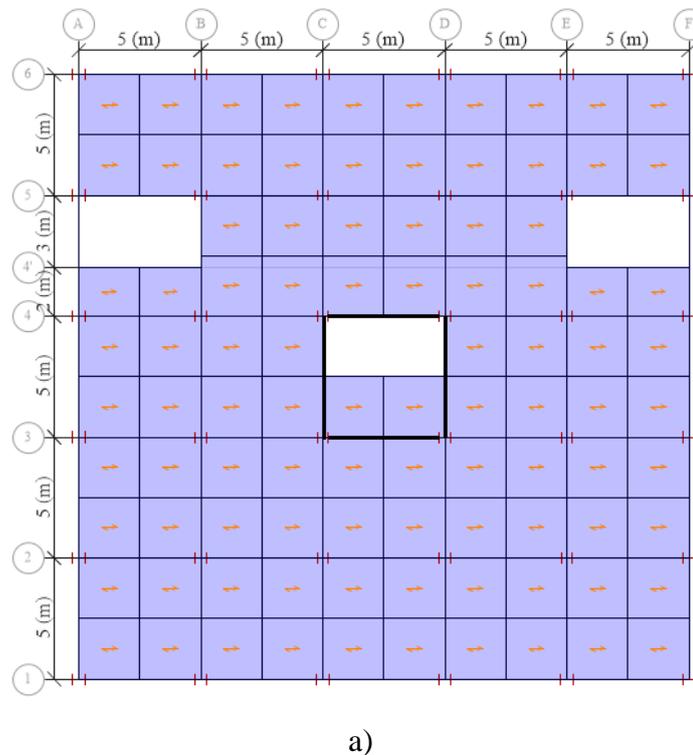
Untuk perhitungan tebal pelat dapat dilihat pada Lampiran A1.

### 3.2.3. Data Perencanaan Model 3 dan Model 4

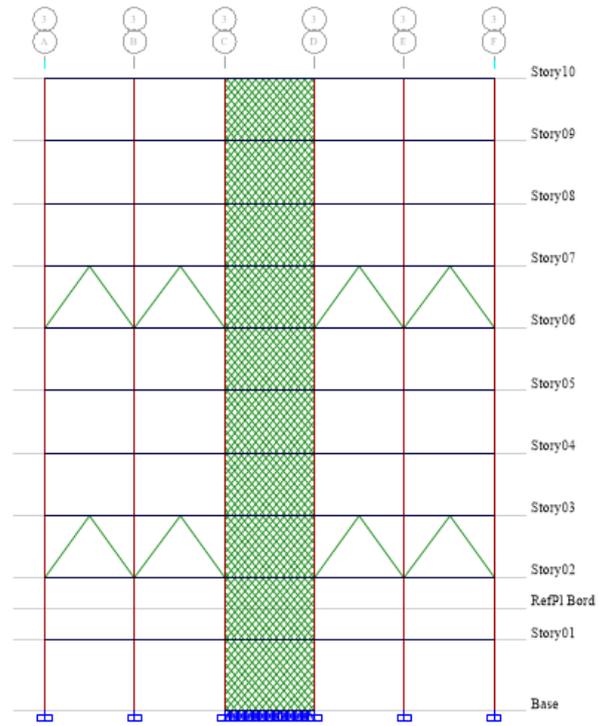
#### 3.2.3.1. Konfigurasi Bangunan

Konfigurasi bangunan pada Model 3 dan Model 4 adalah sama, yaitu struktur baja dengan sistem ganda SRPMK menggunakan *outrigger* dan *belttruss* dengan *coreDGPK*, yang membedakan Model 3 dan Model 4 adalah pembebanannya. Struktur bangunan pada Model 3 dan Model 4 memiliki bentuk persegi yang simetris dan merupakan bangunan beraturan (*regular building*) dengan jarak antar kolom struktur adalah 5 meter. Ketinggian dan jumlah lantai yaitu 10 lantai dengan tinggi yang sama dengan model sebelumnya. Akan tetapi model ini tidak umum diaplikasikan di lapangan karena sistem *outrigger* dengan *belt-truss* biasanya digunakan pada bangunan bertingkat banyak (di atas 30 tingkat).

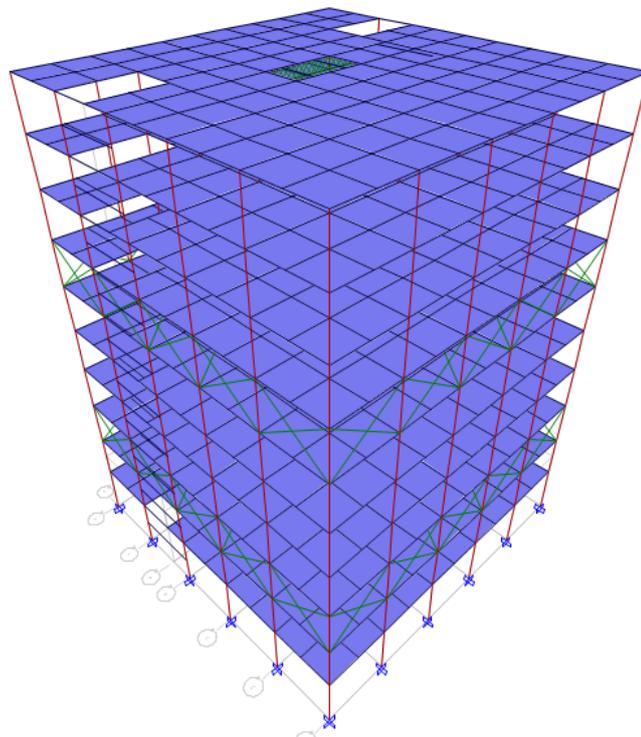
Pada tengah bangunan terdapat *void* yang merupakan akses lift dan juga terdapat dua buah akses tangga dengan dimensi yang sama seperti pada Model 1 dan Model 2. Gambar 3.3 merupakan denah dan tampak dari struktur bangunan Model 3 dan Model 4.



Gambar 3.3: a) Denah struktur Model 3 dan Model 4; b) Tampak elevasi Model 3 dan Model 4; c) Perspektif struktur Model 3 dan Model 4.



b)



c)

Gambar 3.3: Lanjutan.

### 3.2.3.2. Dimensi Kolom-Balok dan Bresing

Kolom dan balok untuk Model 3 dan Model 4 ini sebenarnya sama dengan Model 1 dan Model 2, hanya ditambah pemasangan *outrigger* dan *belt-truss* dengan *core DGPK*. Kolom dan balok struktural di setiap lantai memiliki ukuran yang sama, baik untuk Model 3 maupun Model 4 dan juga bresing yang digunakan sebagai *outrigger* dan *belt-truss* juga memiliki ukuran yang sama. Terdapat beberapa jenis dan ukuran dari profil kolom dan balok yang digunakan pada perencanaan struktur untuk Model 3 dan Model 4. Ukuran kolom dan balok serta bresing dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2: Dimensi kolom-balok dan Bresing.

Konfigurasi struktural	Dimensi profil	Mutu Material	Keterangan
Kolom Luar	498.432.45.70	BJ 50	Kolom terluar untuk semua lantai
Kolom Dalam	458.417.30.50	BJ 50	Kolom dalam untuk semua lantai
Balok Luar	450.300.12.22	BJ 37	Balok terluar untuk semua lantai
Balok Dalam	400.300.12.22	BJ 37	Balok dalam untuk semua lantai
Balok anak	250.250.9.14	BJ 41	Arah X dan Y untuk semua lantai
Balok Lintel	400.300.12.22	BJ 37	Semua untuk semua lantai
Bresing	200.200.8.12	BJ 37	<i>Outrigger</i> dan <i>Belt-truss</i>

Letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.3.a.

### 3.2.3.3. Rencana Pelat Lantai

Pelat lantai yang digunakan dalam pemodelan struktur menggunakan pelat rusuk (*deck*). Perencanaan pelat pada model ini sama seperti pada model sebelumnya, sehingga data teknis pelat sama seperti pada model sebelumnya. Untuk perhitungan tebal pelat dapat dilihat pada Lampiran A1.

### 3.2.3.4. Tebal Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)

Perencanaan Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK) yang digunakan sebagai *core wall* pada model ini menggunakan metode *strip model*. Dinding Geser Pelat

Khusus (DGPK) yang direncanakan memiliki dimensi kotor lebar 5 meter dan tinggi 3,5 meter di setiap sisi. Akan tetapi ukuran pada lantai bawah memiliki tinggi 4 meter. Jumlah strip yang direncanakan berdasarkan ketentuan, yaitu lebih dari 10 strip dimana jarak antar strip adalah 300 mm. Untuk menghitung ketebalan minimum dari DGPK digunakan Pers. 2.8 yang ditransformasikan dengan menentukan sudut pelelehan dari material dinding sehingga didapat ketebalan minimum dari DGPK. Tebal rencana yang digunakan diambil lebih dari ketebalan minimum, yaitu 6 mm. Perhitungan tebal dari DGPK dapat dilihat pada Lampiran A2.

### **3.2.4. Data Perencanaan Model Tambahan (Model 5 dan Model 6)**

#### **3.2.4.1. Konfigurasi Bangunan**

Model 5 dan Model 6 ini merupakan perbaikan dari Model 3 dan Model 4. Berdasarkan analisis, pemeriksaan perioda untuk modal struktur pada Model 3 dan Model 4 tersebut telah mengalami rotasi yang sangat signifikan pada mode 2. Pada prinsipnya apabila perioda semakin besar, maka defleksi juga semakin besar. Sehingga pada struktur defleksi terbesar yang harusnya terjadi untuk pertama kali adalah translasi, tidak boleh rotasi atau puntir. Apabila terjadi puntir dengan defleksi yang besar, maka itu akan sangat berbahaya bagi struktur. Sehingga Model tersebut tidak dapat digunakan karena terjadi kesalahan struktur dan dibuat Model baru yang memiliki perilaku struktur yang benar yaitu Model 5 dan Model 6 ini.

Konfigurasi bangunan, rencana pelat lantai, tebal dinding geser, serta pembebanan secara keseluruhan (kecuali beban *notional*) untuk Model 5 dan Model 6 sebenarnya sama dengan Model 3 dan Model 4, yang membedakannya hanya dimensi kolom-balok dan tata letak kolom yang ditempatkan berdasarkan sumbunya.

#### **3.2.4.2. Dimensi Kolom-Balok dan Bresing**

Penempatan kolom untuk Model 5 dan Model 6 ini sedikit berbeda dari model-model sebelumnya. Kolom dan balok untuk Model 5 dan Model 6 memiliki variasi bentuk dan penempatan kolom yang berbeda-beda. Hal ini untuk

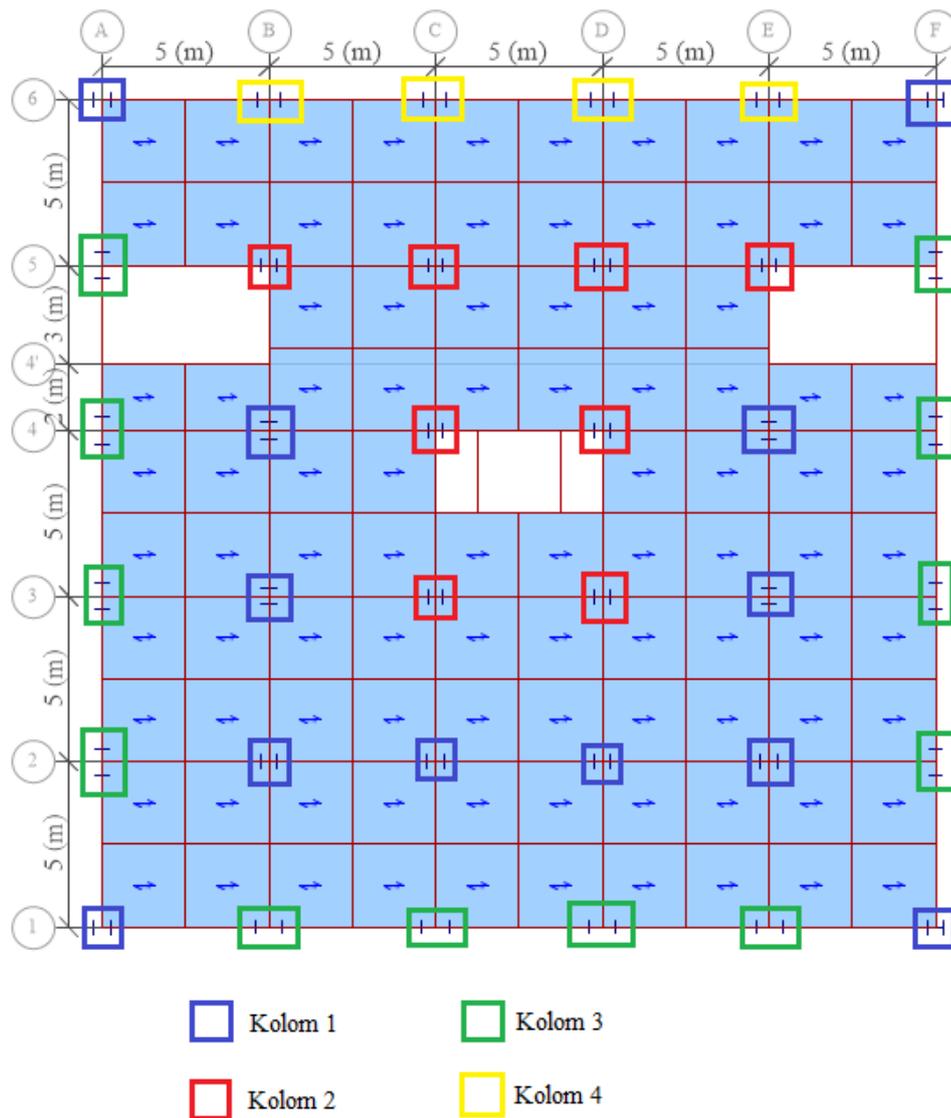
membuat struktur bangunan agar tidak terjadi rotasi pada saat perioda yang menentukan. Kolom dan balok struktural di setiap lantai memiliki ukuran yang sama, baik untuk Model 5 maupun Model 6 dan juga bresing yang digunakan sebagai *outrigger* dan *belt-truss* juga memiliki ukuran yang sama. Untuk kolom terluar menggunakan profil yang memiliki momen inersia yang lebih besar agar dapat menahan gaya yang disebabkan oleh torsi atau puntir pada struktur bangunan. Akan tetapi penggunaan profil yang digunakan pada kolom terluar lebih ringan dari model sebelumnya sehingga berat struktur pada Model 5 dan Model 6 menjadi lebih ringan dari model-model sebelumnya. Hal ini membuat Model 5 dan Model 6 menjadi lebih efisien dan ekonomis.

Terdapat beberapa jenis dan ukuran dari profil kolom dan balok yang digunakan pada perencanaan struktur untuk Model 5 dan Model 6. Ukuran kolom dan balok serta pengaku dapat dilihat pada Tabel 3.3.

Tabel 3.3: Dimensi kolom-balok dan Bresing.

Konfigurasi struktural	Dimensi profil	Mutu Material	Keterangan
Kolom 1	498.432.45.70	BJ 50	Kolom terluar untuk semua lantai
Kolom 2	458.417.30.50	BJ 50	Kolom dalam untuk semua lantai
Kolom 3	800.400.16.36	BJ 50	Kolom terluar untuk semua lantai
Kolom 4	700.400.16.32	BJ 50	Kolom dalam untuk semua lantai
Balok Luar	400.300.12.19	BJ 37	Balok terluar untuk semua lantai
Balok Dalam	350.300.12.19	BJ 37	Balok dalam untuk semua lantai
Balok anak	250.250.9.14	BJ 41	Arah X dan Y untuk semua lantai
Balok Lintel	350.300.12.19	BJ 37	Semua untuk semua lantai
Bresing	200.200.8.12	BJ 37	<i>Outrigger</i> dan <i>Belt-truss</i>

Letak dan posisi dari masing-masing ukuran kolom dan balok dapat dilihat pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4: Penempatan dan pemasangan kolom berdasarkan sumbunya untuk struktur Model 5 dan Model 6.

### 3.3. Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan pada struktur dihitung berdasarkan pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPPURG 1987) dan SNI 1727:2013. Pada tugas akhir ini terdapat pembagian dalam pembebanan yaitu pembebanan dengan beban hidup seragam, yaitu pada Model 1 dan Model 3 dan pembebanan dengan beban hidup tidak seragam, yaitu pada Model 3 dan Model 4. Untuk Model 5 dan Model 6 pembebanannya sama dengan Model 3 dan Model 4.

### 3.3.1. Pembebanan Pada Model 1 dan Model 3

#### 3.3.1.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang bersifat tetap berupa kolom, balok, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin-mesin serta peralatan-peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut. Berat material konstruksi yang digunakan dalam perencanaan dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4: Berat material konstruksi berdasarkan PPPURG 1987.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton bertulang	2400 kg/m <sup>3</sup>
Baja	7850 kg/m <sup>3</sup>
Plafon dan penggantung	18 kg/m <sup>2</sup>
Adukan/cm dari semen	21 kg/m <sup>2</sup>
Pasangan batako	250 kg/m <sup>2</sup>
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m <sup>2</sup>
Waterproof	4 kg/m <sup>2</sup>
<i>Mechanical dan Engineering</i>	40 kg/m <sup>2</sup>

Beban mati pada perencanaan ini terdiri dari berat sendiri struktur dan beban mati tambahan yang dijelaskan pada item-item berikut ini:

a. Berat Sendiri

Berat sendiri merupakan berat dari komponen struktur secara keseluruhan tidak termasuk segala unsur tambahan yang tidak memikul beban. Perhitungan berat sendiri telah dihitung secara otomatis oleh program analisis struktur.

b. Beban Tambahan Pelat Lantai

Pada pelat lantai terdapat beban mati tambahan yang merupakan *finishing* dari pelat lantai. Beban ini berupa keramik lantai, adukan semen dari spesi antara pelat dengan keramik, plafon beserta penggantungnya dan *mechanical engineering* dan lain-lain. Untuk perhitungan beban tambahan pelat lantai dapat dilihat pada Lampiran A3.1.

c. Beban Dinding

Pada perencanaan, dinding bukanlah komponen dari struktur (kecuali dinding struktural) karena dia tidak memikul beban, sehingga dinding dibuat sebagai beban tambahan. Beban dinding dijadikan sebagai beban garis yang ditumpu pada balok-balok yang berhubungan pada masing-masing lantai. Pada perencanaan ini beban dinding hanya diletakkan pada balok-balok terluar saja, karena dinding bagian dalam menggunakan partisi. Nilai beban dinding pada lantai satu sebesar 11,25 kN/m, pada lantai dua sampai dengan sembilan sebesar 10,5 kN/m dan pada lantai sepuluh sebesar 5,25 kN/m. Untuk perhitungan beban dinding dapat dilihat pada Lampiran A3.2.

d. Beban Tangga

Pada perencanaan ini tangga bukan merupakan bagian dari struktur sehingga tidak dimodelkan pada program analisis struktur. Berat keseluruhan dari tangga akan dijadikan beban yang akan dipikul oleh struktur. Untuk pembebanan tangga sendiri dilakukan analisis struktur dengan bantuan program analisis struktur dan hasil reaksi perletakan dari analisis struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat yang diletakkan di balok lintel dan balok induk. Nilai beban tangga akibat reaksi perletakan dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Beban tangga akibat reaksi perletakan.

Beban Mati		
1. Untuk Lt 1 ke Lt 10	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	0,21	kN
Reaksi di balok induk	43,18	kN
2. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	0,57	kN
Reaksi di balok induk	44,72	kN
Beban Hidup		
1. Untuk Lt 1 ke Lt 10	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	2,44	kN
Reaksi di balok induk	38,23	kN
2. Untuk Base ke Lt 1	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	1,72	kN
Reaksi di balok induk	39,80	kN

Untuk perhitungan berat tangga yang digunakan sebagai input beban pada program analisis struktur dapat dilihat pada Lampiran A3.3.

e. Beban Lift

Pada perencanaan ini beban lift diperhitungkan sebagai beban mati yang dibuat menjadi beban terpusat yang dipikul oleh balok penumpu. Lift yang akan digunakan menjadi beban diambil dari perusahaan CV. Pribumi Jaya Abadi dimana data teknisnya adalah sebagai berikut:

- 1) Kapasitas penumpang adalah 17 orang dengan beban maks 1150 kg.
- 2) Bukaan lift berdimensi 1000 x 2100 mm.
- 3) Ukuran kereta angkut memiliki lebar 1800 mm dan panjang 1500 mm.
- 4) Tipikal lift merupakan dua kereta angkut.
- 5) Dimensi jalur kereta memiliki lebar 4800 mm dan panjang 2200 mm.
- 6) Lift memiliki kecepatan 1 m/det.

Untuk perhitungan beban lift dapat dilihat pada Lampiran A3.4.

### **3.3.1.2. Beban Hidup**

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban mati. Pada perencanaan Model 1 dan Model 3, beban hidup yang bekerja pada struktur yaitu beban hidup seragam perlantai yaitu beban hidup perkantoran dengan faktor reduksi beban hidup yang sama pada setiap lantai. Perencanaan beban hidup mengacu pada SNI 1727:2013 yang dapat dilihat pada Tabel 2.16 Nilai faktor reduksi beban hidup untuk semua lantai adalah 0,44. Untuk perhitungan nilai faktor reduksi dapat dilihat pada Lampiran A4.1.

### **3.3.1.3. Beban *Notional***

Berdasarkan SNI 1729:2015 bahwa untuk struktur baja yang menahan gravitasi terutama melalui kolom, dinding atau portal vertikal nominal, diijinkan menggunakan beban *notional* untuk mewakili efek ketidaksempurnaan awal. Beban *notional* harus ditambahkan bersama-sama beban lateral lain, juga pada

semua kombinasi, kecuali kasus tertentu yang memenuhi kriteria pada *section* 2.2b(4) (AISC 2010). Besarnya beban *notional* (AISC 2010) dapat dilihat pada Tabel 3.6 dan 3.7.

Tabel 3.6: Beban *notional* terhadap sumbu X dan Y pada Model 1.

Lantai	Tingkat ( $h_i$ )	Berat ( $Y_i$ )		Ni	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 10	35,5	3268,542	3268,542	6,537	6,537
Lt 9	32	4242,201	4242,201	8,484	8,484
Lt 8	28,5	4233,874	4233,874	8,468	8,468
Lt 7	25	4242,201	4242,201	8,484	8,484
Lt 6	21,5	4242,201	4242,201	8,484	8,484
Lt 5	18	4242,201	4242,201	8,484	8,484
Lt 4	14,5	4242,201	4242,201	8,484	8,484
Lt 3	11	4250,529	4250,529	8,501	8,501
Lt 2	7,5	4250,529	4250,529	8,501	8,501
Lt 1	4	4314,032	4314,032	8,628	8,628

Tabel 3.7: Beban *notional* terhadap sumbu X dan Y pada Model 3.

Lantai	Tingkat ( $h_i$ )	Berat ( $Y_i$ )		Ni	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 10	35,5	3278,906	3278,906	6,558	6,558
Lt 9	32	4263,602	4263,602	8,527	8,527
Lt 8	28,5	4255,275	4255,275	8,511	8,511
Lt 7	25	4359,158	4359,158	8,718	8,718
Lt 6	21,5	4359,158	4359,158	8,718	8,718
Lt 5	18	4263,602	4263,602	8,527	8,527
Lt 4	14,5	4263,602	4263,602	8,527	8,527
Lt 3	11	4367,486	4367,486	8,735	8,735
Lt 2	7,5	4367,486	4367,486	8,735	8,735
Lt 1	4	4338,428	4338,428	8,677	8,677

### 3.3.1.4. Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 analisis, yaitu analisis Gaya Lateral Ekuivalen, analisis Respons Spektrum Ragam dan prosedur Riwayat Respons

Seismik. Perencanaan beban gempa pada tugas akhir ini menggunakan analisis Respons Spektrum Ragam dan diperiksa dengan analisis Gaya Lateral Ekuivalen. Adapun untuk menentukan beban gempa dapat dilihat pada subbab 2.7.

### 3.3.2. Pembebanan Pada Model 2 dan Model 4

#### 3.3.2.1. Beban Mati

Beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang bersifat tetap berupa kolom, balok, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan *finishing*, mesin-mesin serta peralatan-peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut. Beban mati yang direncanakan pada Model 2 dan Model 4 ini sama seperti pada model sebelumnya.

#### 3.3.2.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban mati. Pada perencanaan Model 2 dan Model 4, beban hidup yang bekerja pada struktur yaitu beban hidup tidak seragam di setiap lantai dengan faktor reduksi beban hidup yang berbeda pada setiap lantai. Beban hidup yang direncanakan beserta faktor reduksinya untuk model ini dapat di lihat pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8: Beban hidup rencana beserta faktor reduksi.

<b>BEBAN HIDUP (Lo)</b>			Faktor Reduksi
1. PELAT LANTAI :			
* R. Kantor	2,4	kN/m <sup>2</sup>	0,55
* Lobi & Koridor Lt 1	4,79	kN/m <sup>2</sup>	0,44
* Koridor	3,83	kN/m <sup>2</sup>	0,60
* R. Makan (a)	4,79	kN/m <sup>2</sup>	1,00
* R. Komputer	4,79	kN/m <sup>2</sup>	0,66
* R. Arsip	4	kN/m <sup>2</sup>	0,93
* R. Pertemuan (a)	4,79	kN/m <sup>2</sup>	1,00
2. PELAT ATAP	0,96	kN/m <sup>2</sup>	0,44
3. PELAT TANGGA & BORDES	4,79	kN/m <sup>2</sup>	1,00

Rencana beban pada Tabel 3.8 akan didistribusikan ke ruangan-ruangan yang telah digambarkan pada setiap lantai. Untuk denah rencana beban hidup dapat dilihat pada Lampiran A4.1. Untuk perhitungan nilai faktor reduksi dapat dilihat pada Lampiran A4.3.

### 3.3.2.3. Beban *Notional*

Beban *notional* harus ditambahkan bersama-sama beban lateral lain, juga pada semua kombinasi, kecuali kasus tertentu yang memenuhi kriteria pada section 2.2b(4) (AISC 2010). Besarnya beban *notional* (AISC 2010) dapat dilihat pada Tabel 3.9 dan 3.10.

Tabel 3.9: Beban *notional* terhadap sumbu X dan Y pada Model 2.

Lantai	Tingkat ( $h_i$ )	Berat ( $Y_i$ )		$N_i$	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 10	35,5	3419,089	3419,089	6,838	6,838
Lt 9	32	5849,409	5849,409	11,699	11,699
Lt 8	28,5	5062,357	5062,357	10,125	10,125
Lt 7	25	4900,550	4900,550	9,801	9,801
Lt 6	21,5	5726,520	5726,520	11,453	11,453
Lt 5	18	4900,550	4900,550	9,801	9,801
Lt 4	14,5	4860,781	4860,781	9,722	9,722
Lt 3	11	5085,804	5085,804	10,172	10,172
Lt 2	7,5	5862,496	5862,496	11,725	11,725
Lt 1	4	5103,086	5103,086	10,206	10,206

Tabel 3.10: Beban *notional* terhadap sumbu X dan Y pada Model 4.

Lantai	Tingkat ( $h_i$ )	Berat ( $Y_i$ )		$N_i$	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 10	35,5	3429,453	3429,453	6,859	6,859
Lt 9	32	5870,810	5870,810	11,742	11,742
Lt 8	28,5	5083,759	5083,759	10,168	10,168
Lt 7	25	5017,507	5017,507	10,035	10,035
Lt 6	21,5	5843,477	5843,477	11,687	11,687
Lt 5	18	4921,952	4921,952	9,844	9,844
Lt 4	14,5	4882,183	4882,183	9,764	9,764
Lt 3	11	5202,761	5202,761	10,406	10,406

Tabel 3.10: *Lanjutan.*

Lantai	Tingkat ( $h_i$ )	Berat ( $Y_i$ )		Ni	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 2	7,5	5979,453	5979,453	11,959	11,959
Lt 1	4	5127,481	5127,481	10,255	10,255

### 3.3.2.4. Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat pergerakan tanah dimana struktur tersebut berdiri. Pembebanan struktur beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012. Analisis beban gempa terdapat 3 analisis, yaitu analisis Gaya Lateral Ekuivalen, analisis Respons Spektrum Ragam dan prosedur Riwayat Respons Seismik. Perencanaan beban gempa pada tugas akhir ini menggunakan analisis Respons Spektrum Ragam dan diperiksa dengan analisis Gaya Lateral Ekuivalen. Adapun untuk menentukan beban gempa dapat dilihat pada subbab 2.7.

### 3.3.3. Pembebanan Pada Model 5 dan Model 6

Pembebanan untuk Model 5 sama dengan pembebanan untuk Model 3 dan pembebanan untuk Model 6 sama dengan pembebanan untuk Model 4. Pembebanan yang sama meliputi beban mati tambahan termasuk tangga, beban hidup, serta beban gempa. Akan tetapi pembebanan untuk beban *notional* berbeda dikarenakan berat sendiri bangunan yang berubah karena perbedaan profil kolom dan balok antara Model 5 dengan Model 3 dan Model 6 dengan Model 4. Tabel 3.11 dan 3.12 merupakan nilai beban *notional* untuk Model 5 dan Model 6.

Tabel 3.11: Beban *notional* terhadap sumbu X dan Y pada Model 5.

Lantai	Tingkat ( $h_i$ )	Berat ( $Y_i$ )		Ni	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 10	35,5	3165,351	3165,351	6,331	6,331
Lt 9	32	4095,589	4095,589	8,191	8,191
Lt 8	28,5	4087,248	4087,248	8,174	8,174
Lt 7	25	4191,144	4191,144	8,382	8,382
Lt 6	21,5	4191,144	4191,144	8,382	8,382

Tabel 3.11: *Lanjutan.*

Lantai	Tingkat ( $h_i$ )	Berat ( $Y_i$ )		Ni	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 5	18	4095,589	4095,589	8,191	8,191
Lt 4	14,5	4095,589	4095,589	8,191	8,191
Lt 3	11	4199,485	4199,485	8,399	8,399
Lt 2	7,5	4199,485	4199,485	8,399	8,399
Lt 1	4	4162,608	4162,608	8,325	8,325

Tabel 3.12: Beban *notional* terhadap sumbu X dan Y pada Model 6.

Lantai	Tingkat ( $h_i$ )	Berat ( $Y_i$ )		Ni	
	m	X (KN)	Y (KN)	X (KN)	Y (KN)
Lt 10	35,5	3365,847	3365,847	6,732	6,732
Lt 9	32	5750,897	5750,897	11,502	11,502
Lt 8	28,5	4963,846	4963,846	9,928	9,928
Lt 7	25	4897,594	4897,594	9,795	9,795
Lt 6	21,5	5723,564	5723,564	11,447	11,447
Lt 5	18	4802,039	4802,039	9,604	9,604
Lt 4	14,5	4762,270	4762,270	9,525	9,525
Lt 3	11	5082,848	5082,848	10,166	10,166
Lt 2	7,5	5859,540	5859,540	11,719	11,719
Lt 1	4	4999,645	4999,645	9,999	9,999

### 3.4. Respons Spektrum Desain Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, respons spektrum desain gempa harus dibuat terlebih dahulu. Dengan data percepatan batuan dasar  $S_s = 1,398$ ,  $S_1 = 0,6$  dan  $PGA = 0,515$  pada kondisi tanah lunak yang berada di kota Padang, respons spektrum desain gempa rencana dianalisis berdasarkan tahap-tahap yang terdapat pada subbab 2.7, maka akan didapatkan nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respons spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- a. Nilai  $F_a = 1$  (berdasarkan Tabel 2.11)
- b. Nilai  $F_v = 1,5$  (berdasarkan Tabel 2.12)
- c.  $S_{MS} = 1,398$  (berdasarkan Pers. 2.10)
- d.  $S_{M1} = 0,9$  (berdasarkan Pers. 2.11)
- e.  $S_{DS} = 0,932$  (berdasarkan Pers. 2.12)

- f.  $S_{DI} = 0,6$  (berdasarkan Pers. 2.13)
- g.  $T_0 = 0,129$  (berdasarkan Pers. 2.16)
- h.  $T_I = 0,644$  (berdasarkan Pers. 2.17)
- i. Nilai  $S_a$  (berdasarkan Pers.2.14 dan Pers 2.15)

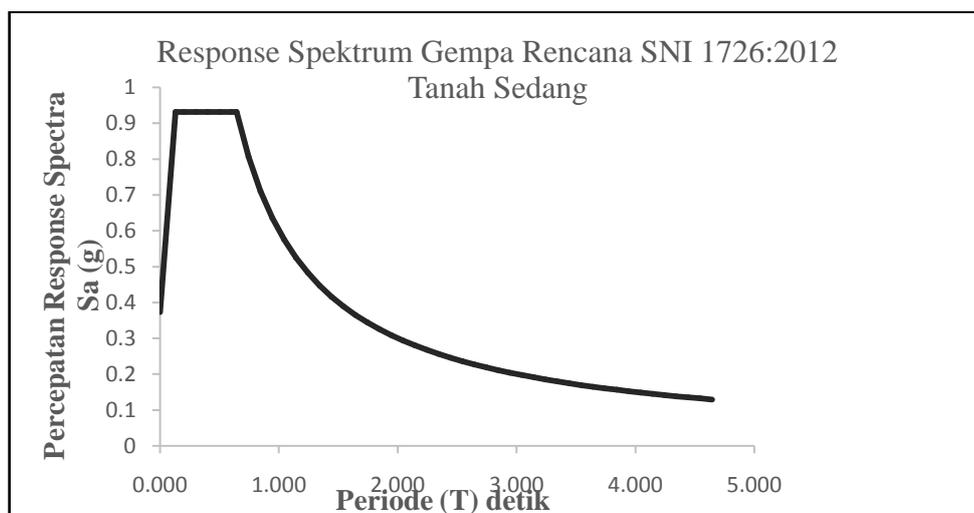
Respons spektrum percepatan dapat dilihat pada Tabel 3.11 dan respons spektrum diplot ke dalam grafik seperti pada Gambar 3.5.

Tabel 3.13: Respons spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah lunak berdasarkan SNI 1726:2012.

T (DETIK)	T (DETIK)	Sa (g)
0	0,000	0,373
T0	0,129	0,932
	0,2	0,932
	0,3	0,932
	0,4	0,932
	0,5	0,932
	0,6	0,932
Ts	0,644	0,932
Ts +0,1	0,744	0,807
Ts +0,2	0,844	0,711
Ts +0,3	0,944	0,636
Ts +0,4	1,044	0,575
Ts +0,5	1,144	0,525
Ts +0,6	1,244	0,482
Ts +0,7	1,344	0,447
Ts +0,8	1,444	0,416
Ts +0,9	1,544	0,389
Ts +1,0	1,644	0,365
Ts +1,1	1,744	0,344
Ts +1,2	1,844	0,325
Ts +1,3	1,944	0,309
Ts +1,4	2,044	0,294
Ts +1,5	2,144	0,280
Ts +1,6	2,244	0,267
Ts +1,7	2,344	0,256
Ts +1,8	2,444	0,246

Tabel 3.13: *Lanjutan.*

T (DETIK)	T (DETIK)	Sa (g)
Ts +1,9	2,544	0,236
Ts +2,0	2,644	0,227
Ts +2,1	2,744	0,219
Ts +2,2	2,844	0,211
Ts +2,3	2,944	0,204
Ts +2,4	3,044	0,197
Ts +2,5	3,144	0,191
Ts +2,6	3,244	0,185
Ts +2,7	3,344	0,179
Ts +2,8	3,444	0,174
Ts +2,9	3,544	0,169
Ts +3,0	3,644	0,165
Ts +3,1	3,744	0,160
Ts +3,2	3,844	0,156
Ts +3,3	3,944	0,152
Ts +3,4	4,044	0,148
Ts +3,5	4,144	0,145
Ts +3,6	4,244	0,141
Ts +3,7	4,344	0,138
Ts +3,8	4,444	0,135
Ts +3,9	4,544	0,132
Ts +4,0	4,644	0,129



Gambar 3.5: Grafik respons spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah sedang berdasarkan SNI 1726:2012.

### 3.5. Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726:2012, untuk perencanaan desain gempa terdapat batasan periode alami fundamental pada struktur yang direncanakan. Batasan ini merupakan periode fundamental pendekatan  $T_a$ . Batasan periode alami fundamental dihitung berdasarkan Tabel 2.13 dan 2.14 dengan Pers. 2.22 dan 2.23. Tabel 3.14 merupakan batasan periode alami fundamental pada struktur yang direncanakan.

Tabel 3.14: Batasan periode alami fundamental.

Tipe Struktur	$T_{a\ min}$ $Ct.Hn^x$	$T_{a\ maks}$ $Cu.Ta$
SRPMK	1,259	1,762
<i>Dual System</i>	0,71	0,994

### 3.6. Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah menggunakan desain kekuatan batas (DFBK) yang telah ditetapkan dalam SNI 1726:2012 dan SNI 1727:2013. Untuk pemodelan ini menggunakan nilai  $\rho = 1,3$  yang diperoleh dari KDS D dan  $S_{DS} = 0,932$ . Maka kombinasi pembebanan dapat dilihat pada Tabel 3.15.

Tabel 3.15: Kombinasi pembebanan.

Kombinasi	Koefisien		Koefisien		Koefisien		Koefisien	
Kombinasi 1	1,4	DL	0	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 2	1,2	DL	1,6	LL	0	EX	0	EY
Kombinasi 3	1,44	DL	1	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 4	0,96	DL	1	LL	-0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 5	1,07	DL	1	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 6	1,33	DL	1	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 7	1,44	DL	1	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 8	0,96	DL	1	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 9	1,33	DL	1	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 10	1,07	DL	1	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 11	1,14	DL	0	LL	0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 12	0,66	DL	0	LL	-0,39	EX	-1,3	EY

Tabel 3.15: *Lanjutan.*

<b>Kombinasi</b>	<b>Koefisien</b>		<b>Koefisien</b>		<b>Koefisien</b>		<b>Koefisien</b>	
Kombinasi 13	0,77	DL	0	LL	0,39	EX	-1,3	EY
Kombinasi 14	1,03	DL	0	LL	-0,39	EX	1,3	EY
Kombinasi 15	1,14	DL	0	LL	1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 16	0,66	DL	0	LL	-1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 17	1,03	DL	0	LL	1,3	EX	-0,39	EY
Kombinasi 18	0,77	DL	0	LL	-1,3	EX	0,39	EY
Kombinasi 19	1,20	DL	1	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 20	1,20	DL	1	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 21	1,20	DL	1	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 22	1,20	DL	1	LL	-1	NX	-1	NY
Kombinasi 23	0,90	DL	0	LL	1	NX	1	NY
Kombinasi 24	0,90	DL	0	LL	1	NX	-1	NY
Kombinasi 25	0,90	DL	0	LL	-1	NX	1	NY
Kombinasi 26	0,90	DL	0	LL	-1	NX	-1	NY

## BAB 4

### HASIL DAN PEMBAHASAN

#### 4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas hasil dari studi perencanaan yang telah dijelaskan pada bab tiga. Dari analisis yang dilakukan terhadap beberapa model struktur gedung yang telah direncanakan, didapatkan nilai-nilai yang nantinya akan dicek berdasarkan ketentuan-ketentuan yang telah disyaratkan oleh SNI 1726:2012 dan SNI 7860:2015. Pada bab ini juga akan membahas perbandingan hasil dari model struktur gedung baja yang memiliki beban hidup seragam dan model struktur gedung baja yang memiliki beban hidup berbeda dengan sistem penahan gaya gempa SRPMK dan sistem ganda (*belt-truss* dengan *core* DGPK).

#### 4.2. Hasil Analisis Respons Spektrum

##### 4.2.1. Hasil Analisis Struktur Model 1

Berdasarkan SNI 1726:2012, analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami untuk struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal ortogonal dari respons yang ditinjau oleh model. Model 1 merupakan struktur gedung yang memiliki beban hidup seragam di setiap lantai dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Pada Model 1, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum U<sub>x</sub>* dan *Sum U<sub>y</sub>*) pada *mode* 5, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1: Data perioda *output* program analisis struktur Model 1.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<b>Sum U<sub>X</sub></b>	<b>Sum U<sub>Y</sub></b>	<b>Sum R<sub>Z</sub></b>
	sec			
1	1,371	0	0,8304	0
2	1,235	0,8025	0,8304	0,0035

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>	<b>Sum RZ</b>
3	1,071	0,8059	0,8304	0,8175
4	0,448	0,8059	0,9268	0,8175
5	0,391	0,9067	0,9268	0,818
6	0,345	0,9072	0,9268	0,915
7	0,259	0,9072	0,9611	0,915
8	0,215	0,947	0,9611	0,9153
9	0,195	0,9473	0,9611	0,9526
10	0,177	0,9473	0,9784	0,9526
11	0,14	0,969	0,9784	0,9529
12	0,132	0,969	0,9882	0,9529

Dapat dilihat pada Tabel 4.2 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1.

<i>Mode</i>	<b>Persentase</b>	<b>CQC &lt; 15%</b>	<b>SRSS &gt; 15%</b>
T1-T2	9,92%	OK	TIDAK OK
T2-T3	13,28%	OK	TIDAK OK
T3-T4	58,17%	TIDAK OK	OK
T4-T5	12,72%	OK	TIDAK OK
T5-T6	11,76%	OK	TIDAK OK
T6-T7	24,93%	TIDAK OK	OK
T7-T8	16,99%	TIDAK OK	OK
T8-T9	9,30%	OK	TIDAK OK
T9-T10	9,23%	OK	TIDAK OK
T10-T11	20,90%	TIDAK OK	OK
T11-T12	5,71%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.2, analisis respons spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di bawah 15% yang mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

#### 4.2.1.1. Berat lantai

Berat lantai didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat lantai secara otomatis. Tabel 4.3 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamikrespons spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.3: Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 1.

<i>Story</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>	<i>XCM</i>	<i>YCM</i>	<i>XCR</i>	<i>YCR</i>
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	431403,22	431403,22	12,5	12,2727	12,5	12,5
<i>Story02</i>	425052,85	425052,85	12,5	12,2516	12,5	12,5
<i>Story03</i>	425052,85	425052,85	12,5	12,2516	12,5	12,5
<i>Story04</i>	424220,1	424220,1	12,5147	12,2423	12,5	12,5
<i>Story05</i>	424220,1	424220,1	12,5147	12,2423	12,5	12,5
<i>Story06</i>	424220,1	424220,1	12,5147	12,2423	12,5	12,5
<i>Story07</i>	424220,1	424220,1	12,5147	12,2423	12,5	12,5
<i>Story08</i>	423387,35	423387,35	12,5	12,233	12,5	12,5
<i>Story09</i>	424220,1	424220,1	12,5147	12,2423	12,5	12,5
<i>Story10</i>	326854,23	326854,23	12,5	12,2196	12,5	12,5
Jumlah	4152851	4152851				

Dari hasil diatas didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu x rata-ratanya mendekati 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan. Sedangkan nilai koordinat dari pusat massa sumbu y tidak berada tepat ditengah-tengah dari panjang bangunan. Hal ini dikarenakan luasan yang mendistribusikan berat lantai untuk sumbu y tidak simetris dikarenakan lubang. Untuk nilai pusat kekakuan adalah 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan. Hal ini dikarenakan profil dari kolom dan balok memiliki ukuran yang sama serta simetris untuk arah x dan arah y.

Dari Tabel 4.3 dapat disimpulkan bahwa struktur bangunan pada Model 1 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak

sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi sesuai dengan SNI 1726:2012.

#### 4.2.1.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7.8, apabila kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen ( $V_1$ ), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

dimana:

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen dan responspektrum tertera pada Tabel 4.4 dan 4.5.

Tabel 4.4: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 1.

Arah Gempa	$V_1$ (KN)
Gempa X	2521,974
Gempa Y	2271,800

Untuk perhitungan  $V_1$  tertera pada Lampiran B1.

Tabel 4.5: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respons spektrum Model 1 output program analisis struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>Output Case</i>	<i>Case Type</i>	<i>Step Type</i>	<i>Global F<sub>x</sub></i>	<i>Global F<sub>y</sub></i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	2072,022	580,545
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	621,615	1935,124

Periksa:

- a. Arah X

$V_t < 0,85 V_l$ , gunakan faktor skala.

$$2072,022 \text{ KN} < 0,85 \cdot 2521,974 \text{ KN}$$

$$2072,022 \text{ KN} < 2143,678 \text{ KN} \text{ (gunakan faktor skala)}$$

b. Arah Y

$V_t < 0,85 V_l$ , gunakan faktor skala.

$$1935,124 \text{ KN} < 0,85 \cdot 2271,800 \text{ KN}$$

$$1935,124 \text{ KN} > 1931,030 \text{ KN} \text{ (tidak gunakan faktor skala)}$$

Dari perhitungan di atas diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen ( $V_l$ ) untuk arah x, sehingga gaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya. Berikut ini merupakan nilai faktor skala yang akan dikalikan dengan gaya gempa rencana.

$$\text{Faktor skala} : 0,85 \frac{V_l}{V_t} > 1$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa X} & : 0,85 \frac{2521,974}{2072,022} > 1 \\ & 1,0346 > 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa Y} & : 0,85 \frac{2271,800}{1935,124} > 1 \\ & 0,9979 < 1 \end{aligned}$$

#### 4.2.1.3. Penentuan Faktor Redundansi

Berdasarkan sub subbab 2.8.3 bahwasanya untuk struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi  $\rho$  harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.8.3 dipenuhi, dimana redundansi  $\rho$  diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.6 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.6: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi  $\rho$  1,0 untuk Model 1.

Lantai	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	35% V <sub>x</sub> <i>Base shear</i>	35% V <sub>x</sub> <i>Base shear</i>	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
10	427,964	393,918	882,691	795,130	Tidak Oke	Tidak Oke
9	909,311	834,406	882,691	795,130	Oke	Oke
8	1318,769	1206,684	882,691	795,130	Oke	Oke
7	1661,191	1515,737	882,691	795,130	Oke	Oke
6	1939,292	1764,626	882,691	795,130	Oke	Oke
5	2156,939	1957,483	882,691	795,130	Oke	Oke
4	2318,453	2098,878	882,691	795,130	Oke	Oke
3	2429,003	2194,171	882,691	795,130	Oke	Oke
2	2494,181	2249,162	882,691	795,130	Oke	Oke
1	2521,974	2271,800	882,691	795,130	Oke	Oke

Dari Tabel 4.6 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 10 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi  $\rho$  yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

#### 4.2.1.4. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 1.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
10	35,5	<i>Top</i>	348,021	305,948
		<i>Bottom</i>	348,021	305,948
9	32	<i>Top</i>	716,968	636,709
		<i>Bottom</i>	716,968	636,709
8	28,5	<i>Top</i>	1017,679	907,758
		<i>Bottom</i>	1017,679	907,758

Tabel 4.7: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
7	25	Top	1272,421	1132,217
		Bottom	1272,421	1132,217
6	21,5	Top	1489,418	1321,834
		Bottom	1489,418	1321,834
5	18	Top	1678,855	1487,850
		Bottom	1678,855	1487,850
4	14,5	Top	1845,519	1636,431
		Bottom	1845,519	1636,431
3	11	Top	1984,781	1767,734
		Bottom	1984,781	1767,734
2	7,5	Top	2090,303	1872,800
		Bottom	2090,303	1872,800
1	4	Top	2143,714	1935,124
		Bottom	2143,714	1935,124
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

#### 4.2.1.5. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi gedung antara lantai *i* dengan lantai di bawahnya. Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.8 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 1.

Tabel 4.8: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 1.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat $\Delta/\rho$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
10	3500	30,90	32,972	169,96	181,35	5,57	4,68	53,85	OKE	OKE
9	3500	29,89	32,122	164,39	176,67	8,83	8,47	53,85	OKE	OKE

Tabel 4.8: Lanjutan.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
8	3500	28,28	30,582	155,56	168,20	12,44	12,29	53,85	OKE	OKE
7	3500	26,02	28,347	143,13	155,91	15,85	15,76	53,85	OKE	OKE
6	3500	23,14	25,482	127,28	140,15	18,91	18,87	53,85	OKE	OKE
5	3500	19,70	22,052	108,37	121,29	21,57	21,64	53,85	OKE	OKE
4	3500	15,78	18,118	86,80	99,65	23,63	24,07	53,85	OKE	OKE
3	3500	11,49	13,742	63,17	75,58	24,60	26,01	53,85	OKE	OKE
2	3500	7,01	9,013	38,57	49,57	23,12	26,83	53,85	OKE	OKE
1	4000	2,81	4,135	15,45	22,74	15,45	22,74	61,54	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

#### 4.2.1.6. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.9 dan 4.10.

Tabel 4.9: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 1.

Lantai	Tinggi (m)	<i>Story Drift</i> (m)	Gaya Geser Seismik, $V_x$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	<i>Stability Ratio</i> ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0056	348,021	3279,006	3279,006	0,00027	OK
9	32	0,0088	716,968	4242,201	7521,207	0,00053	OK
8	28,5	0,0124	1017,679	4233,874	11755,080	0,00092	OK
7	25	0,0158	1272,421	4242,201	15997,281	0,00145	OK
6	21,5	0,0189	1489,418	4242,201	20239,482	0,00217	OK
5	18	0,0216	1678,855	4242,201	24481,683	0,00318	OK
4	14,5	0,0236	1845,519	4242,201	28723,884	0,00461	OK
3	11	0,0246	1984,781	4250,529	32974,413	0,00676	OK
2	7,5	0,0231	2090,303	4250,529	37224,941	0,00998	OK
1	4	0,0154	2143,714	4314,032	41538,973	0,01361	OK

Tabel 4.10: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 1.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_y$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0047	305,948	3279,006	3279,006	0,00026	OK
9	32	0,0085	636,709	4242,201	7521,207	0,00057	OK
8	28,5	0,0123	907,758	4233,874	11755,080	0,00102	OK
7	25	0,0158	1132,217	4242,201	15997,281	0,00162	OK
6	21,5	0,0189	1321,834	4242,201	20239,482	0,00244	OK
5	18	0,0216	1487,850	4242,201	24481,683	0,00360	OK
4	14,5	0,0241	1636,431	4242,201	28723,884	0,00530	OK
3	11	0,0260	1767,734	4250,529	32974,413	0,00802	OK
2	7,5	0,0268	1872,800	4250,529	37224,941	0,01293	OK
1	4	0,0227	1935,124	4314,032	41538,973	0,02219	OK

Dari Tabel 4.9 dan 4.10 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 1 dapat diabaikan.

#### 4.2.1.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung apakah memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) atau tidak. Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel 4.11 dan 4.12.

Tabel 4.11: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	277074,24	251199,77	-	-	-	-
Lt. 9	377575,75	318700,72	136,27%	136,27%	126,87%	126,87%
Lt. 8	403127,89	336114,40	106,77%	123,16%	105,46%	117,96%
Lt. 7	412782,34	343944,76	102,39%	117,07%	102,33%	113,89%
Lt. 6	417745,90	348461,49	101,20%	105,01%	101,31%	104,67%
Lt. 5	419576,78	351899,82	100,44%	102,03%	100,99%	102,64%

Tabel 4.11: *Lanjutan.*

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 4	425493,23	355590,21	101,41%	102,11%	101,05%	102,15%
Lt. 3	441998,81	361996,34	103,88%	105,00%	101,80%	102,84%
Lt. 2	496587,82	378004,49	112,35%	115,75%	104,42%	106,03%
Lt. 1	762073,25	462647,67	153,46%	167,60%	122,39%	126,68%

Tabel 4.12: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	277071,98	256306,795	-	-	-	-
Lt. 9	377575,70	324350,173	136,27%	136,27%	126,55%	126,55%
Lt. 8	403127,89	341892,179	106,77%	123,16%	105,41%	117,76%
Lt. 7	412782,34	349848,459	102,39%	117,07%	102,33%	113,77%
Lt. 6	417745,90	354446,813	101,20%	105,01%	101,31%	104,65%
Lt. 5	419576,78	357935,102	100,44%	102,03%	100,98%	102,64%
Lt. 4	425493,23	361574,582	101,41%	102,11%	101,02%	102,12%
Lt. 3	441998,81	367720,941	103,88%	105,00%	101,70%	102,72%
Lt. 2	496587,82	383559,482	112,35%	115,75%	104,31%	105,84%
Lt. 1	762073,25	467899,36	153,46%	167,60%	121,99%	126,13%

Dari Tabel 4.11 dan 4.12 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

#### 4.2.1.8. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.1.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 1 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Berdasarkan SNI 1726:2012 ketidakberaturan torsi didefinisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang dihitung termasuk tak terduga, di sebuah ujung melintang terhadap sumbu lebih dari 1,2 kali simpangan antar lantai tingkat rata-rata di

kedua ujung struktur. Ketidakberaturan torsi hanya berlaku untuk struktur dimana diafragma kaku atau setengah kaku. Dikarenakan diafragma yang direncanakan pada pemodelan ini menggunakan diafragma kaku, maka harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 1 tertera pada Tabel 4.13 dan 4.14.

Tabel 4.13: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 1.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	29,283	32,561	0,963	1,056	1,0461
Lantai 9	32	28,320	31,505	1,527	1,686	1,0495
Lantai 8	28,5	26,793	29,819	2,147	2,376	1,0506
Lantai 7	25	24,646	27,443	2,735	3,031	1,0513
Lantai 6	21,5	21,911	24,412	3,264	3,619	1,0516
Lantai 5	18	18,647	20,793	3,721	4,127	1,0517
Lantai 4	14,5	14,926	16,666	4,073	4,524	1,0525
Lantai 3	11	10,853	12,142	4,238	4,716	1,0534
Lantai 2	7,5	6,615	7,426	3,973	4,442	1,0557
Lantai 1	4	2,642	2,984	2,642	2,984	1,0608

Tabel 4.14: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 1.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	32,980	32,980	0,850	0,850	1,0000
Lantai 9	32	32,130	32,130	1,540	1,540	1,0000
Lantai 8	28,5	30,590	30,590	2,236	2,236	1,0000
Lantai 7	25	28,354	28,354	2,866	2,866	1,0000
Lantai 6	21,5	25,488	25,488	3,430	3,430	1,0000
Lantai 5	18	22,058	22,058	3,935	3,935	1,0000
Lantai 4	14,5	18,123	18,123	4,378	4,378	1,0000
Lantai 3	11	13,745	13,745	4,730	4,730	1,0000
Lantai 2	7,5	9,015	9,015	4,879	4,879	1,0000
Lantai 1	4	4,136	4,136	4,136	4,136	1,0000

Dari Tabel 4.13 dan 4.14 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat

rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y.

#### 4.2.1.9. Ketidakberaturan Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012, dikatakan bahwa ketidakberaturan massa didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat yang memiliki massa efektif lebih dari 150 persen massa efektif tingkat di dekatnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung apakah memiliki ketidakberaturan massa atau tidak. Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	431403,22	431403,22	101,49%	101,49%	Tidak	Tidak
Lt. 2	425052,85	425052,85	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 3	425052,85	425052,85	100,20%	100,20%	Tidak	Tidak
Lt. 4	424220,1	424220,1	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	424220,1	424220,1	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 6	424220,1	424220,1	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 7	424220,1	424220,1	100,20%	100,20%	Tidak	Tidak
Lt. 8	423387,35	423387,35	99,80%	99,80%	Tidak	Tidak
Lt. 9	424220,1	424220,1	129,79%	129,79%	Tidak	Tidak
Lt. 10	326854,23	326854,23	75,77%	75,77%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.15 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 1 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

#### 4.2.1.10. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Dalam konsep kolom kuat – balok lemah, kerusakan pertama kali diharapkan terjadi pada balok terlebih dahulu agar tidak terjadi keruntuhan secara total. Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah *joint* dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada *joint* yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 1.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$  = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah *joint*

$\sum M_{pb}$  = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  didapatkan dari perhitungan di bawah ini dengan menggunakan Pers. 2.4 dan 2.5 dengan data dari Tabel 4.16 dan 4.17.

Tabel 4.16: Data properti kolom dan balok.

Elemen	Ag	d	b	tw	tf	Z	Fy
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m <sup>3</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
K (dalam)	0,05289	0,458	0,417	0,03	0,05	0,009547	290000
B (dalam)	0,01793	0,4	0,3	0,012	0,022	0,002954	240000

Tabel 4.17: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 1.

Pu	atas	bawah
	2616,882	2904,506
Vu	kanan	kiri
	91,126	95,501

Data-data:

- $R_y = 1,5$  (ASTM A36/A36M, Tabel A3.1 SNI 7860:2015)
- $S_h = 0$  (Asumsilas, SNI 7972:2013 Pasal 10.8)

$$\begin{aligned} \text{c. } L_h &= L - d_c - S_h = 5 - 0,458 - 0 \\ &= 4,542 \text{ m} \quad (\text{kanan dan kiri}) \end{aligned}$$

dimana:

$L_h$  = Jarak antara lokasi sendi plastis

$L$  = Jarak antar kolom

$d_c$  = Dua kali jarak dari pusat kolom ke sendi plastis

$$\text{d. } V_{pr} = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad (4.1)$$

dimana:

$$M_{pr} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b \quad (4.2)$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 240000 \cdot 0,002954$$

$$= 1169,586 \text{ KNm} \quad (\text{kanan dan kiri})$$

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b + M_v)$$

dimana:

$$M_v = [V_{pr} + V_u] \cdot \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \quad (4.3)$$

Tabel 4.18: Momen tambahan akibat amplifikasi geser pada lokasi sendi plastis untuk Model 1.

M <sub>v</sub>	kanan	kiri
	138,805	139,807

$$\begin{aligned} \sum M_{pc} &= \sum \left( 0,009547 \left( 290000 - \frac{2616,882}{0,05289} \right) \right) + \left( 0,009547 \left( 290000 - \frac{2904,506}{0,05289} \right) \right) \\ &= 4540,612 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_{pb} &= \sum \left( 1,1 \cdot 1,5 \cdot 240000 \cdot 0,002954 + 138,805 \right) + \left( 1,1 \cdot 1,5 \cdot 240000 \cdot 0,002954 + 139,807 \right) \\ &= 2616,782 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas di dapat nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  yang merupakan nilai yang menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 1. Rasio momen dari  $\sum M_{pc}$  terhadap  $\sum M_{pb}$  yang di dapat dari perhitungan akan dijadikan acuan untuk kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 1.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

$$\frac{4540,612}{2616,782} > 1$$

$$1,74 > 1 \text{ (Oke)}$$

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 1 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

#### 4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2

Model 2 merupakan struktur gedung yang memiliki beban hidup tidak seragam di setiap lantai dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Pada Model 2, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode 5*, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19: Data perioda *output* program analisis struktur Model 2.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>	<b>Sum RZ</b>
	sec			
1	1,513	0,0000	0,8287	0,0000
2	1,362	0,8038	0,8287	0,0000
3	1,175	0,8038	0,8287	0,8151
4	0,493	0,8038	0,9286	0,8151
5	0,429	0,9084	0,9286	0,8151
6	0,377	0,9084	0,9286	0,9165
7	0,288	0,9084	0,9643	0,9165
8	0,238	0,9513	0,9643	0,9167
9	0,215	0,9513	0,9643	0,9565

Tabel 4.19: *Lanjutan.*

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>	<b>Sum RZ</b>
	sec			
10	0,193	0,9513	0,9795	0,9565
11	0,152	0,9709	0,9795	0,9565
12	0,145	0,9709	0,9876	0,9565

Dapat dilihat pada Tabel 4.20 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.20: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2.

<i>Mode</i>	<b>Persentase</b>	<b>CQC &lt; 15%</b>	<b>SRSS &gt; 15%</b>
T1-T2	9,98%	OK	TIDAK OK
T2-T3	13,73%	OK	TIDAK OK
T3-T4	58,04%	TIDAK OK	OK
T4-T5	12,98%	OK	TIDAK OK
T5-T6	12,12%	OK	TIDAK OK
T6-T7	23,61%	TIDAK OK	OK
T7-T8	17,36%	TIDAK OK	OK
T8-T9	9,66%	OK	TIDAK OK
T9-T10	10,23%	OK	TIDAK OK
T10-T11	21,24%	TIDAK OK	OK
T11-T12	4,61%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.20, analisis respons spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

#### **4.2.2.1. Berat lantai**

Berat lantai didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat lantai secara otomatis. Tabel 4.21 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta

pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respons spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.21: Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 2.

<i>Story</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>	<i>XCM</i>	<i>YCM</i>	<i>XCR</i>	<i>YCR</i>
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	510308,55	510308,55	12,5	12,46	12,5	12,5
<i>Story02</i>	586249,59	586249,59	12,5	11,7187	12,5	12,5
<i>Story03</i>	508580,35	508580,35	12,5	13,0249	12,5	12,5
<i>Story04</i>	486078,13	486078,13	12,5134	12,7647	12,5	12,5
<i>Story05</i>	490055,02	490055,02	12,5179	12,6799	12,5	12,5
<i>Story06</i>	572652,03	572652,03	12,5154	12,3267	12,5	12,5
<i>Story07</i>	490055,02	490055,02	12,5179	12,6799	12,5	12,5
<i>Story08</i>	506235,72	506235,72	12,5	13,0065	12,5	12,5
<i>Story09</i>	584940,89	584940,89	12,5168	11,7069	12,5	12,5
<i>Story10</i>	341908,91	341908,91	12,5	12,5155	12,5	12,5
Jumlah	5077064,21	5077064,21				

Dari hasil Tabel 4.21 didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu x rata-ratanya mendekati 12,5 m. Ini tidak jauh berbeda dengan Model 1. Akan tetapi, nilai koordinat dari pusat massa sumbu y bergeser sedikit lebih jauh dibanding dengan Model 1 serta pusat massa pada setiap lantainya berbeda. Untuk nilai pusat kekakuan adalah 12,5 m, sama dengan Model 1 karena profil dari kolom dan balok memiliki ukuran yang sama serta simetris untuk arah x dan arah y. Berat total bangunan untuk Model 2 sebesar 5077064,21 kg, jauh lebih besar dibanding dengan berat total bangunan untuk Model 1. Hal ini dipengaruhi oleh beban hidup yang tidak seragam.

#### 4.2.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7.8, apabila kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen ( $V_1$ ), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

dimana:

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Dengan perhitungan yang sama pada Model 1, perbandingan antara gaya geser dasar statik ekivalen dengan gaya geser dasar respons spektrum dan penggunaan faktor skala dirangkum pada Tabel 4.22. Untuk perhitungan  $V_1$  tertera pada Lampiran B1.

Tabel 4.22: Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 2.

$V_t$		0,85 $V_1$		Faktor Skala	
Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X	Arah Y
2327,1839	2162,7553	2376,379	2139,212	1,0211	0,9891

Dari Tabel 4.22 diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen ( $V_1$ ) untuk arah x, sehingga gaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya.

#### 4.2.2.3. Penentuan Faktor Redundansi

Untuk menentukan penggunaan faktor redundansi antara 1,0 atau 1,3 dilakukan pengecekan seperti pada model sebelumnya dengan ketentuan yang sama. Tabel 4.23 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.23: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 2.

Lantai	$V_x$	$V_y$	35% $V_x$ <i>Base shear</i>	35% $V_x$ <i>Base shear</i>	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
10	416,828	386,125	978,509	880,852	Tidak Oke	Tidak Oke
9	1031,512	951,087	978,509	880,852	Oke	Oke
8	1482,230	1361,741	978,509	880,852	Oke	Oke

Tabel 4.23: Lanjutan.

Lantai	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	35% V <sub>x</sub> Base shear	35% V <sub>x</sub> Base shear	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
7	1843,946	1688,058	978,509	880,852	Oke	Oke
6	2184,574	1991,872	978,509	880,852	Oke	Oke
5	2410,626	2190,808	978,509	880,852	Oke	Oke
4	2575,175	2333,272	978,509	880,852	Oke	Oke
3	2691,122	2431,586	978,509	880,852	Oke	Oke
2	2768,384	2495,231	978,509	880,852	Oke	Oke
1	2795,740	2516,721	978,509	880,852	Oke	Oke

Dari Tabel 4.23 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 10 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi  $\rho$  yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

#### 4.2.2.4. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 2.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
10	35,5	Top	345,651	305,127
		Bottom	345,651	305,127
9	32	Top	822,875	738,835
		Bottom	822,875	738,835
8	28,5	Top	1148,586	1037,075
		Bottom	1148,586	1037,075
7	25	Top	1404,981	1265,175
		Bottom	1404,981	1265,175
6	21,5	Top	1658,730	1486,832
		Bottom	1658,730	1486,832
5	18	Top	1850,818	1654,426

Tabel 4.24: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
		<i>Bottom</i>	1850,818	1654,426
4	14,5	<i>Top</i>	2019,756	1804,294
		<i>Bottom</i>	2019,756	1804,294
3	11	<i>Top</i>	2171,619	1947,486
		<i>Bottom</i>	2171,619	1947,486
2	7,5	<i>Top</i>	2312,487	2088,325
		<i>Bottom</i>	2312,487	2088,325
1	4	<i>Top</i>	2376,288	2162,755
		<i>Bottom</i>	2376,288	2162,755
0	0	<i>Top</i>	0,000	0,000
		<i>Bottom</i>	0,000	0,000

Dapat dilihat perbandingan gaya geser lantai untuk Model 1 dan Model 2 yang tertera pada Tabel 4.7 dan Tabel 4.24, nilai gaya geser dasar pada Model 2 lebih besar daripada Model 1. Hal ini dipengaruhi oleh beban hidup yang tidak seragam pada Model 2.

#### 4.2.2.5. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.25 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 2.

Tabel 4.25: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 2.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat $\Delta/\rho$ (mm)	Cek	
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)		X	Y
10	3500	33,79	36,39	185,86	200,15	5,81	4,87	53,85	OKE	OKE
9	3500	32,74	35,504	180,05	195,27	9,71	9,39	53,85	OKE	OKE
8	3500	30,97	33,797	170,34	185,88	13,58	13,60	53,85	OKE	OKE
7	3500	28,50	31,324	156,76	172,28	17,28	17,31	53,85	OKE	OKE
6	3500	25,36	28,177	139,48	154,97	20,72	20,87	53,85	OKE	OKE

Tabel 4.25: *Lanjutan.*

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e \cdot C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$\Delta a/\rho$ (mm)	X	Y
5	3500	21,59	24,383	118,76	134,11	23,58	23,84	53,85	OKE	OKE
4	3500	17,30	20,049	95,17	110,27	25,78	26,43	53,85	OKE	OKE
3	3500	12,62	15,244	69,39	83,84	26,90	28,64	53,85	OKE	OKE
2	3500	7,73	10,037	42,49	55,20	25,44	29,82	53,85	OKE	OKE
1	4000	3,10	4,616	17,06	25,39	17,06	25,39	61,54	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Tabel 4.25 menampilkan nilai perpindahan total dari struktur gedung Model 2 serta nilai simpangan antar lantainya. Dapat dilihat dari perpindahan total struktur untuk Model 2 pada tingkat maksimumnya adalah 20 cm, lebih besar 2 cm dari perpindahan total struktur pada tingkat maksimum untuk Model 1. Hal ini dikarenakan total beban yang dimiliki struktur Model 2 lebih besar dari Model 1, sehingga beban gempa yang bekerja pada Model 2 menjadi lebih besar juga. Dengan kekakuan yang sama antara Model 1 dengan Model 2, maka otomatis simpangan yang dihasilkan oleh Model 2 akan lebih besar.

#### 4.2.2.6. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.26 dan 4.27.

Tabel 4.26: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 2.

Lantai	Tinggi (m)	<i>Story Drift</i> (m)	Gaya Geser Seismik, $V_x$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	<i>Stability Ratio</i> ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0058	345,651	3279,006	3279,006	0,00028	OK
9	32	0,0097	822,875	5849,409	9128,415	0,00061	OK
8	28,5	0,0136	1148,586	5062,357	14190,772	0,00107	OK
7	25	0,0173	1404,981	4900,550	19091,322	0,00171	OK

Tabel 4.26: Lanjutan.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_x$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
6	21,5	0,0207	1658,730	5726,520	24817,842	0,00262	OK
5	18	0,0236	1850,818	4900,550	29718,393	0,00383	OK
4	14,5	0,0258	2019,756	4860,781	34579,174	0,00554	OK
3	11	0,0269	2171,619	5085,804	39664,977	0,00812	OK
2	7,5	0,0254	2312,487	5862,496	45527,473	0,01214	OK
1	4	0,0171	2376,288	5103,086	50630,559	0,01652	OK

Tabel 4.27: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 2.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_y$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0049	305,127	3279,006	3279,006	0,00027	OK
9	32	0,0094	738,835	5849,409	9128,415	0,00066	OK
8	28,5	0,0136	1037,075	5062,357	14190,772	0,00119	OK
7	25	0,0173	1265,175	4900,550	19091,322	0,00190	OK
6	21,5	0,0209	1486,832	5726,520	24817,842	0,00295	OK
5	18	0,0238	1654,426	4900,550	29718,393	0,00433	OK
4	14,5	0,0264	1804,294	4860,781	34579,174	0,00635	OK
3	11	0,0286	1947,486	5085,804	39664,977	0,00964	OK
2	7,5	0,0298	2088,325	5862,496	45527,473	0,01576	OK
1	4	0,0254	2162,755	5103,086	50630,559	0,02702	OK

Dari Tabel 4.26 dan 4.27 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 2 dapat diabaikan.

#### 4.2.2.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya, sehingga struktur gedung Model 2 harus diperiksa terhadap ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Kontrol *soft story* pada arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.28 dan 4.29.

Tabel 4.28: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	247181,26	233822,20	-	-	-	-
Lt. 9	380980,49	330501,15	154,13%	154,13%	141,35%	141,35%
Lt. 8	399341,34	345459,54	104,82%	127,15%	104,53%	122,43%
Lt. 7	401357,86	349236,85	100,50%	117,18%	101,09%	115,16%
Lt. 6	410512,86	356981,53	102,28%	104,22%	102,22%	104,46%
Lt. 5	413306,30	358974,95	100,68%	102,37%	100,56%	102,40%
Lt. 4	421054,16	361430,94	101,87%	103,10%	100,68%	101,79%
Lt. 3	444830,93	366532,09	105,65%	107,20%	101,41%	102,06%
Lt. 2	499811,40	384695,26	112,36%	117,22%	104,96%	106,18%
Lt. 1	766227,08	468481,97	153,30%	168,32%	121,78%	126,31%

Tabel 4.29: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	247179,26	234135,90	-	-	-	-
Lt. 9	380980,44	330791,34	154,13%	154,13%	141,28%	141,28%
Lt. 8	399341,34	345581,44	104,82%	127,15%	104,47%	122,35%
Lt. 7	401357,86	349323,35	100,50%	117,18%	101,08%	115,10%
Lt. 6	410512,86	357065,68	102,28%	104,22%	102,22%	104,44%
Lt. 5	413306,30	359044,33	100,68%	102,37%	100,55%	102,39%
Lt. 4	421054,16	361485,43	101,87%	103,10%	100,68%	101,79%
Lt. 3	444830,93	366576,35	105,65%	107,20%	101,41%	102,05%
Lt. 2	499811,40	384746,78	112,36%	117,22%	104,96%	106,18%
Lt. 1	766227,08	468550,36	153,30%	168,32%	121,78%	126,32%

Dari Tabel 4.28 dan 4.29 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 2 tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

#### 4.2.2.8. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.2.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 2 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 2 tertera pada Tabel 4.30 dan 4.31.

Tabel 4.30: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 2.

Lantai	Elevasi	$d_{x_{min}}$	$d_{x_{max}}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	33,627	33,961	1,052	1,080	1,0131
Lantai 9	32	32,575	32,881	1,716	1,789	1,0208
Lantai 8	28,5	30,859	31,092	2,444	2,502	1,0117
Lantai 7	25	28,415	28,590	3,121	3,164	1,0068
Lantai 6	21,5	25,294	25,426	3,744	3,790	1,0061
Lantai 5	18	21,550	21,636	4,271	4,305	1,0040
Lantai 4	14,5	17,279	17,331	4,679	4,696	1,0018
Lantai 3	11	12,600	12,635	4,892	4,893	1,0001
Lantai 2	7,5	7,708	7,742	4,616	4,632	1,0017
Lantai 1	4	3,092	3,110	3,092	3,110	1,0029

Tabel 4.31: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 2.

Lantai	Elevasi	$d_{x_{min}}$	$d_{x_{max}}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	36,390	36,390	0,886	0,886	1,0000
Lantai 9	32	35,504	35,504	1,707	1,707	1,0000
Lantai 8	28,5	33,797	33,797	2,473	2,473	1,0000
Lantai 7	25	31,324	31,324	3,147	3,147	1,0000
Lantai 6	21,5	28,177	28,177	3,793	3,793	1,0000
Lantai 5	18	24,384	24,384	4,335	4,335	1,0000
Lantai 4	14,5	20,049	20,049	4,805	4,805	1,0000
Lantai 3	11	15,244	15,244	5,207	5,207	1,0000
Lantai 2	7,5	10,037	10,037	5,421	5,421	1,0000
Lantai 1	4	4,616	4,616	4,616	4,616	1,0000

Dari Tabel 4.30 dan 4.31 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat

rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 2 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y. Dan dari perbandingan antara Model 1 dengan Model 2, untuk rasio ketidakberaturan torsi pada Model 2 sedikit lebih kecil dibandingkan dengan rasio ketidakberaturan torsi pada Model 1.

#### 4.2.2.9. Ketidakberaturan Massa

Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 2 dapat dilihat pada Tabel 4.32.

Tabel 4.32: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 2.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	510308,55	510308,55	87,05%	87,05%	Tidak	Tidak
Lt. 2	586249,59	586249,59	115,27%	115,27%	Tidak	Tidak
Lt. 3	508580,35	508580,35	104,63%	104,63%	Tidak	Tidak
Lt. 4	486078,13	486078,13	99,19%	99,19%	Tidak	Tidak
Lt. 5	490055,02	490055,02	100,82%	100,82%	Tidak	Tidak
Lt. 6	572652,03	572652,03	116,85%	116,85%	Tidak	Tidak
Lt. 7	490055,02	490055,02	96,80%	96,80%	Tidak	Tidak
Lt. 8	506235,72	506235,72	103,30%	103,30%	Tidak	Tidak
Lt. 9	584940,89	584940,89	171,08%	171,08%	Ada	Ada
Lt. 10	341908,91	341908,91	67,00%	67,00%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.32 dapat dilihat bahwa terdapat persentase massa efektif yang melebihi 150% pada lantai sembilan. Akan tetapi, nilai persentase tersebut disebabkan oleh lantai di atasnya yang merupakan atap gedung. Berdasarkan SNI 1726:2012, dikatakan bahwa untuk ketidakberaturan berat (massa) untuk atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.

#### 4.2.2.10. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah *joint* dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada *joint* yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 2.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$  = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah *joint*

$\sum M_{pb}$  = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Dengan data properti kolom-balok yang sama dengan Model 1, nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  didapat dari perhitungan yang sama seperti pada Model 1 menggunakan Pers. 2.4 dan 2.5 dengan data dari Tabel 4.33.

Tabel 4.33: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 2.

Pu	atas	bawah
	2926,342	3297,472
Vu	kanan	kiri
	93,811	93,642

Nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  serta rasio momen dirangkum dalam Tabel 4.34 dengan menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 2.

Tabel 4.34: Rasio momen pada Model 2.

$\sum M_{pc}$	$\sum M_{pb}$	Rasio Momen
4413,820	2618,012	1,69

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 2 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

#### 4.2.3. Hasil Analisis Struktur Model 3

Model 3 merupakan struktur gedung yang memiliki beban hidup seragam di setiap lantai dengan sistem ganda SRPMK menggunakan *outrigger* dan *beltruss* dengan *core* Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK). Pada Model 3 dilakukan pemeriksaan kombinasi ragam modal partisipasi massa dimana perpindahan harus mencapai 90 persen pada kedua sumbu arah (*Sum Ux dan Sum Uy*), sehingga dapat dikatakan partisipasi massa telah memenuhi syarat. Pemeriksaan ini juga menentukan metode pendekatan yang akan digunakan pada analisis respons spektrum. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.35.

Tabel 4.35: Data perioda *output* program analisis struktur Model 3.

<i>Mode</i>	<i>Period</i> sec	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum RZ</i>
1	0,783	0,0000	0,7971	0
2	0,775	0,0273	0,7971	0,8124
3	0,730	0,7886	0,7971	0,8411
4	0,262	0,7904	0,7971	0,9483
5	0,255	0,7904	0,9366	0,9483
6	0,236	0,9265	0,9366	0,9498
7	0,180	0,9266	0,9366	0,9739
8	0,154	0,9266	0,9746	0,9739
9	0,143	0,9692	0,9746	0,974
10	0,096	0,9693	0,9746	0,9787
11	0,089	0,9693	0,9833	0,9787
12	0,081	0,9786	0,9833	0,9787

Dapat dilihat pada Tabel 4.35, nilai sum UX dan sum UY telah mencapai 90 persen pada mode 6 yang mana merupakan syarat untuk menggunakan metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*). Akan tetapi pada mode 2 telah terjadi rotasi yang sangat signifikan dimana

seharusnya mode 1 dan mode 2 harus translasi. Berdasarkan penelusuran, masalah ini terjadi disebabkan oleh penyaluran gaya yang tidak merata oleh *outrigger* dikarenakan adanya lubang (*void*) pada bangunan. Sehingga penggunaan *outrigger* tidak begitu efektif digunakan untuk struktur gedung yang memiliki lubang (*void*).

Pada prinsipnya apabila perioda semakin besar, maka defleksi juga semakin besar. Sehingga pada struktur, defleksi terbesar yang harusnya terjadi untuk pertama kali adalah translasi, tidak boleh rotasi. Apabila terjadi rotasi dengan defleksi yang besar, maka itu akan sangat berbahaya bagi struktur. Sehingga Model ini tidak dapat dikatakan sebagai struktur yang benar dan akan dibuat model baru dengan perilaku struktur yang benar. Akan tetapi model ini tetap akan dilanjutkan sebagai bahan perbandingan. Tabel 4.36 merupakan persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.36: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3.

<i>Mode</i>	<b>Persentase</b>	<b>CQC &lt; 15%</b>	<b>SRSS &gt; 15%</b>
T1-T2	1,02%	OK	TIDAK OK
T2-T3	5,81%	OK	TIDAK OK
T3-T4	64,11%	TIDAK OK	OK
T4-T5	2,67%	OK	TIDAK OK
T5-T6	7,45%	OK	TIDAK OK
T6-T7	23,73%	TIDAK OK	OK
T7-T8	14,44%	OK	TIDAK OK
T8-T9	7,14%	OK	TIDAK OK
T9-T10	32,87%	TIDAK OK	OK
T10-T11	7,29%	OK	TIDAK OK
T11-T12	8,99%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.36, analisis respons spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di bawah 15% yang

mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

#### 4.2.3.1. Berat lantai

Berat lantai didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat lantai secara otomatis. Tabel 4.37 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respons spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.37: Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 3.

<i>Story</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>	<i>XCM</i>	<i>YCM</i>	<i>XCR</i>	<i>YCR</i>
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	433842,81	433842,81	12,5	12,2739	12,5	12,5
<i>Story02</i>	436748,55	436748,55	12,5	12,2583	12,5	12,5
<i>Story03</i>	436748,55	436748,55	12,5	12,2583	12,5	12,5
<i>Story04</i>	426360,24	426360,24	12,5146	12,2436	12,5	12,5
<i>Story05</i>	426360,24	426360,24	12,5146	12,2436	12,5	12,5
<i>Story06</i>	435915,8	435915,8	12,5143	12,2492	12,5	12,5
<i>Story07</i>	435915,8	435915,8	12,5143	12,2492	12,5	12,5
<i>Story08</i>	425527,49	425527,49	12,5	12,2343	12,5	12,5
<i>Story09</i>	426360,24	426360,24	12,5146	12,2436	12,5	12,5
<i>Story10</i>	327890,63	327890,63	12,5	12,2205	12,5	12,5
Jumlah	4211670,35	4211670,35				

Dari hasil di atas didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu x rata-ratanya mendekati 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan, tidak jauh berbeda dengan model sebelumnya. Sedangkan nilai koordinat dari pusat massa sumbu y sedikit bergeser, tidak berada tepat ditengah-tengah dari panjang bangunan. Untuk nilai pusat kekakuan adalah 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan. Hal ini dikarenakan profil dari kolom dan balok memiliki ukuran yang sama serta simetris untuk arah x dan arah y.

#### 4.2.3.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7.8, apabila kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen ( $V_1$ ), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu::

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

dimana:

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Dengan perhitungan yang sama pada Model 1, perbandingan antara gaya geser dasar statik ekivalen dengan gaya geser dasar respons spektrum dan penggunaan faktor skala dirangkum pada Tabel 4.38. Untuk perhitungan  $V_1$  tertera pada Lampiran B1.

Tabel 4.38: Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 3.

$V_t$		0,85 $V_1$		Faktor Skala	
Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X	Arah Y
3453,029	3298,502	3464,438	3429,042	1,0033	1,0369

Dari Tabel 4.38 diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen ( $V_1$ ) untuk arah x, sehingagaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya.

#### 4.2.3.3. Penentuan Faktor Redundansi

Untuk menentukan penggunaan faktor redundansi antara 1,0 atau 1,3 dilakukan pengecekan seperti pada model sebelumnya dengan ketentuan yang

sama. Tabel 4.39 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.39: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi 1,0 untuk Model 3.

Lantai	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	35% V <sub>x</sub> Base shear	35% V <sub>x</sub> Base shear	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
10	614,353	615,177	1426,534	1411,958	Tidak Oke	Tidak Oke
9	1325,899	1325,721	1426,534	1411,958	Tidak Oke	Tidak Oke
8	1950,012	1947,045	1426,534	1411,958	Oke	Oke
7	2502,458	2495,116	1426,534	1411,958	Oke	Oke
7	2502,458	2495,116	1426,534	1411,958	Oke	Oke
6	2969,392	2956,504	1426,534	1411,958	Oke	Oke
5	3344,011	3324,935	1426,534	1411,958	Oke	Oke
4	3638,376	3612,783	1426,534	1411,958	Oke	Oke
3	3859,975	3827,897	1426,534	1411,958	Oke	Oke
2	4004,555	3966,828	1426,534	1411,958	Oke	Oke
1	4075,810	4034,167	1426,534	1411,958	Oke	Oke

Dari Tabel 4.39 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 10 dan 9 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi  $\rho$  yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

#### 4.2.3.4. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.40.

Tabel 4.40: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 3.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
10	35,5	Top	536,196	530,023
		Bottom	536,196	530,023

Tabel 4.40: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
9	32	Top	1127,662	1114,276
		Bottom	1127,662	1114,276
8	28,5	Top	1613,807	1590,549
		Bottom	1613,807	1590,549
7	25	Top	2037,251	1998,181
		Bottom	2037,251	1998,181
6	21,5	Top	2443,025	2396,660
		Bottom	2443,025	2396,660
5	18	Top	2772,627	2718,571
		Bottom	2772,627	2718,571
4	14,5	Top	3023,374	2967,238
		Bottom	3023,374	2967,238
3	11	Top	3212,714	3156,274
		Bottom	3212,714	3156,274
2	7,5	Top	3379,481	3333,418
		Bottom	3379,481	3333,418
1	4	Top	3464,434	3429,124
		Bottom	3464,434	3429,124
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

#### 4.2.3.5. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15. Tabel 4.41 adalah hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 3.

Tabel 4.41: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 3.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat $\Delta_a$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
10	3500	19,04	21,376	123,77	138,94	9,34	10,37	70	OKE	OKE
9	3500	17,60	19,78	114,43	128,57	11,56	12,95	70	OKE	OKE

Tabel 4.41: Lanjutan.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat $\Delta a/\rho$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
8	3500	15,83	17,787	102,86	115,62	11,54	13,57	70	OKE	OKE
7	3500	14,05	15,699	91,32	102,04	6,48	5,90	70	OKE	OKE
6	3500	13,05	14,792	84,84	96,15	15,22	17,35	70	OKE	OKE
5	3500	10,71	12,123	69,62	78,80	18,32	20,12	70	OKE	OKE
4	3500	7,89	9,028	51,29	58,68	16,46	18,82	70	OKE	OKE
3	3500	5,36	6,132	34,83	39,86	7,63	6,90	70	OKE	OKE
2	3500	4,18	5,071	27,20	32,96	14,57	16,93	70	OKE	OKE
1	4000	1,94	2,467	12,63	16,04	12,63	16,04	80	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

#### 4.2.3.6. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.42 dan 4.43.

Tabel 4.42: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_x$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0093	536,1958	3279,006	3279,006	0,00025	OK
9	32	0,0116	1127,6618	4263,602	7542,608	0,00037	OK
8	28,5	0,0115	1613,807	4255,275	11797,883	0,00046	OK
7	25	0,0065	2037,2508	4359,158	16157,041	0,00032	OK
6	21,5	0,0152	2443,0248	4359,158	20516,199	0,00091	OK
5	18	0,0183	2772,6268	4263,602	24779,801	0,00140	OK
4	14,5	0,0165	3023,3744	4263,602	29043,404	0,00168	OK
3	11	0,0076	3212,7141	4367,486	33410,889	0,00111	OK
2	7,5	0,0146	3379,4809	4367,486	37778,375	0,00334	OK
1	4	0,0126	3464,4337	4338,428	42116,803	0,00591	OK

Tabel 4.43: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_y$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0104	530,0233	3279,006	3279,006	0,00028	OK
9	32	0,0130	1114,2759	4263,602	7542,608	0,00042	OK
8	28,5	0,0136	1590,5486	4255,275	11797,883	0,00054	OK
7	25	0,0059	1998,1811	4359,158	16157,041	0,00029	OK
6	21,5	0,0173	2396,6604	4359,158	20516,199	0,00106	OK
5	18	0,0201	2718,5711	4263,602	24779,801	0,00157	OK
4	14,5	0,0188	2967,2378	4263,602	29043,404	0,00195	OK
3	11	0,0069	3156,274	4367,486	33410,889	0,00102	OK
2	7,5	0,0169	3333,4175	4367,486	37778,375	0,00393	OK
1	4	0,0160	3429,1239	4338,428	42116,803	0,00757	OK

Dari Tabel 4.42 dan 4.43 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 3 dapat diabaikan.

#### 4.2.3.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Struktur gedung Model 5 harus diperiksa terhadap ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 3 tertera pada Tabel 4.44 dan 4.45.

Tabel 4.44: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	328157,73	288288,57	-	-	-	-
Lt. 9	597380,79	510475,84	182,04%	182,04%	177,07%	177,07%
Lt. 8	1104576,76	993925,39	184,90%	238,69%	194,71%	248,87%
Lt. 7	1246410,39	1132499,59	112,84%	184,19%	113,94%	189,52%
Lt. 6	949435,37	790318,59	76,17%	96,61%	69,79%	89,91%
Lt. 5	989685,98	834470,63	104,24%	89,96%	105,59%	85,83%
Lt. 4	1540535,24	1363421,41	155,66%	145,08%	163,39%	148,34%
Lt. 3	1922604,01	1746931,32	124,80%	165,76%	128,13%	175,38%
Lt. 2	1479145,00	1189853,69	76,93%	99,65%	68,11%	90,49%
Lt. 1	1739859,25	1285233,17	117,63%	105,61%	108,02%	89,66%

Tabel 4.45: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	328156,88	288547,43	-	-	-	-
Lt. 9	597380,71	521527,11	182,04%	182,04%	180,74%	180,74%
Lt. 8	1104517,58	1021430,38	184,89%	238,68%	195,85%	252,18%
Lt. 7	1246408,30	1135485,15	112,85%	184,19%	111,17%	185,99%
Lt. 6	949421,45	825541,17	76,17%	96,61%	72,70%	92,47%
Lt. 5	989656,45	884960,91	104,24%	89,96%	107,20%	89,02%
Lt. 4	1540484,38	1463221,57	155,66%	145,08%	165,34%	154,24%
Lt. 3	1922598,74	1754532,16	124,80%	165,76%	119,91%	165,85%
Lt. 2	1479145,00	1278586,65	76,93%	99,66%	72,87%	93,49%
Lt. 1	1739859,25	1389135,35	117,63%	105,61%	108,65%	92,68%

Pada Tabel 4.45 terdapat persentase kekakuan lateral yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya, yaitu pada lantai 6 dan lantai 2. Hal ini dikarenakan lantai di atasnya memiliki kekakuan yang sangat besar karena terdapat *outrigger* dan *belt-truss*. Diketahui bahwa *outrigger* dan *belt-truss* dapat mengkekakuan lantai dimana dia dipasang. Sehingga perbedaan kekakuan antara lantai 6 dan lantai 2 dengan lantai di atasnya sangat jauh berbeda. Maka sesuai dengan Tabel 2.3 Tipe 1a, model ini memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*).

Dapat dilihat juga untuk lantai yang sama pada kedua tabel juga hampir terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*), baik untuk satu tingkat di atasnya maupun tiga tingkat rata-rata di atasnya. Jadi dalam menggunakan *outrigger* dan *belt-truss* harus mempertimbangkan kekakuan lantainya juga.

#### 4.2.3.8. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.5.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 3 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 3 tertera pada Tabel 4.46 dan 4.47.

Tabel 4.46: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	18,537	19,940	1,412	1,466	1,0188
Lantai 9	32	17,125	18,474	1,740	1,828	1,0247
Lantai 8	28,5	15,385	16,646	1,738	1,827	1,0250
Lantai 7	25	13,647	14,819	0,977	1,013	1,0181
Lantai 6	21,5	12,670	13,806	2,278	2,455	1,0374
Lantai 5	18	10,392	11,351	2,738	2,979	1,0422
Lantai 4	14,5	7,654	8,372	2,462	2,667	1,0400
Lantai 3	11	5,192	5,705	1,144	1,203	1,0251
Lantai 2	7,5	4,048	4,502	2,169	2,398	1,0501
Lantai 1	4	1,879	2,104	1,879	2,104	1,0565

Tabel 4.47: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	21,392	21,392	1,597	1,597	1,0000
Lantai 9	32	19,795	19,795	1,993	1,993	1,0000
Lantai 8	28,5	17,802	17,802	2,088	2,088	1,0000
Lantai 7	25	15,714	15,714	0,907	0,907	1,0000
Lantai 6	21,5	14,807	14,807	2,671	2,671	1,0000
Lantai 5	18	12,136	12,136	3,098	3,098	1,0000
Lantai 4	14,5	9,038	9,038	2,899	2,899	1,0000
Lantai 3	11	6,139	6,139	1,061	1,061	1,0000
Lantai 2	7,5	5,078	5,078	2,608	2,608	1,0000
Lantai 1	4	2,470	2,470	2,470	2,470	1,0000

Dari Tabel 4.46 dan 4.47 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 3 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y. Rasio yang didapat pada Tabel 4.47 adalah 1,0 di setiap tingkat. Hal ini memang sudah seharusnya dikarenakan nilai rotasi RZ pada Tabel 4.35 adalah 0 untuk sumbu y pada *mode* 1.

#### 4.2.3.9. Ketidakberaturan Massa

Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 3 dapat dilihat pada Tabel 4.48.

Tabel 4.48: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	433843	433843	99,33%	99,33%	Tidak	Tidak
Lt. 2	436749	436749	100,67%	100,67%	Tidak	Tidak
Lt. 3	436749	436749	102,44%	102,44%	Tidak	Tidak
Lt. 4	426360	426360	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	426360	426360	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 6	435916	435916	102,24%	102,24%	Tidak	Tidak
Lt. 7	435916	435916	102,44%	102,44%	Tidak	Tidak
Lt. 8	425527	425527	99,80%	99,80%	Tidak	Tidak
Lt. 9	426360	426360	130,03%	130,03%	Tidak	Tidak
Lt. 10	327891	327891	75,58%	75,58%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.48 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 5 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

#### 4.2.3.10. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Pada Model 3 perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*).

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$  = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah *joint*

$\sum M_{pb}$  = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Dengan data properti kolom-balok yang sama dengan Model 1, nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  didapat dari perhitungan yang sama seperti pada Model 1 menggunakan Pers. 2.4 dan 2.5 dengan data dari Tabel 4.49.

Tabel 4.49: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 3.

Pu	atas	bawah
	3841,145	5356,431
Vu	kanan	kiri
	124,945	82,492

Nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  serta rasio momen dirangkum dalam Tabel 4.50 dengan menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 3.

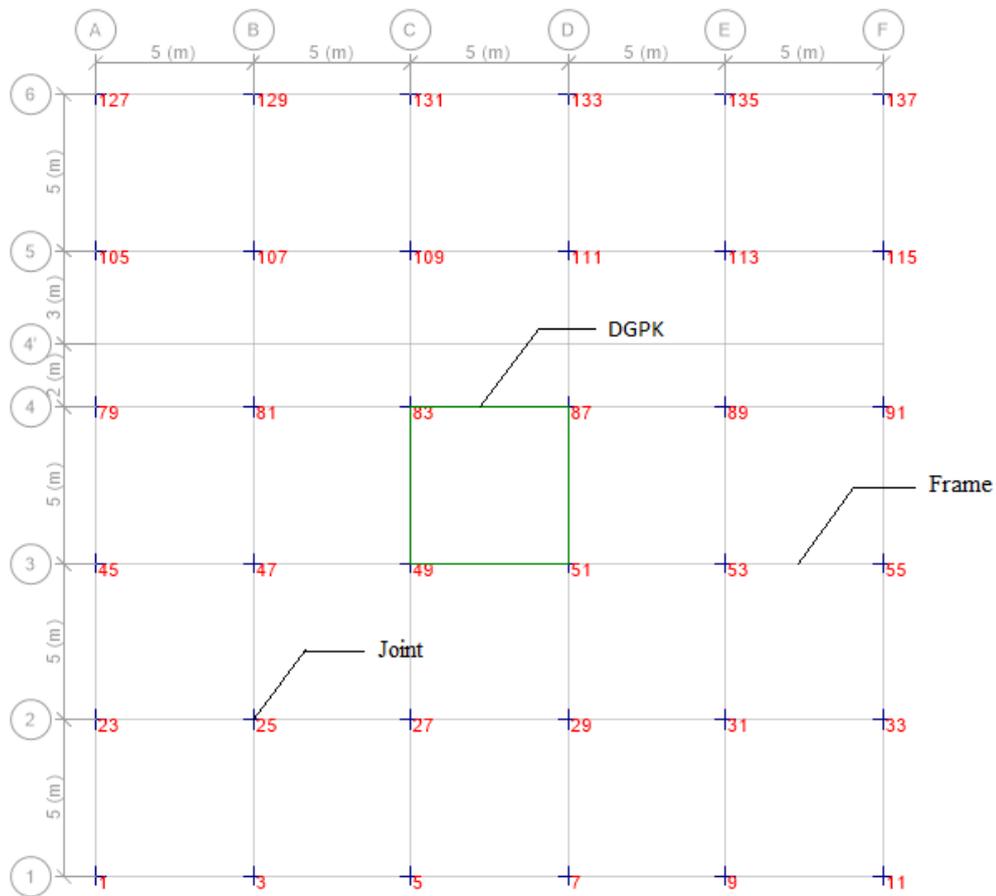
Tabel 4.50: Rasio momen pada Model 3.

$\sum M_{pc}$	$\sum M_{pb}$	Rasio Momen
3877,036	2632,271	1,47

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 3 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

#### 4.2.3.11. Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral

Struktur pada model ini memiliki sistem ganda sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Untuk itu dilakukan analisis dengan cara menghitung gaya geser yang dipikul pada setiap *joint reaction* untuk setiap *frame*. *Frame* tersebut dibagi menjadi SRPMK dan sistem ganda, kemudian dihitung persentase yang dipikul oleh SRPMK dan sistem ganda tersebut.



Gambar 4.1: Joint reaction pada base.

Berdasarkan data dari hasil *output* Model 3 yang dianalisis dengan program analisis struktur dan dirangkum pada Lampiran C1.a) didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda.

Tabel 4.51: Persentase penahan gaya gempa Model 3.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	1220,003	2303,926	34,62	65,38
Gempa Y	830,864	2622,040	24,06	75,94

Dapat dilihat pada Tabel 4.51 bahwa persentase dari SRPMK sebesar 34,62 persen untuk gempa x. Akan tetapi untuk gempa y, persentase dari SRPMK kurang dari 25 persen, yaitu sebesar 24,06 persen, sehingga model ini tidak masuk dalam

kategori yang direncanakan yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan.

Dari jumlah gaya yang diterima oleh sistem terhadap gaya gempa terdapat selisih nilai. Tabel 4.52 merupakan koreksi dari selisih nilai antara gaya gempa dengan gaya yang diterima oleh sistem.

Tabel 4.52: Koreksi nilai gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 3.

Arah	Gaya Gempa Yang Diterima (KN)	Gaya Geser Dasar (KN)	Koreksi (%)
Gempa X	3523,930	3464,4337	1,7173
Gempa Y	3452,904	3429,1239	0,6935

#### 4.2.4. Hasil Analisis Struktur Model 4

Model 4 merupakan struktur gedung yang memiliki beban hidup tidak seragam di setiap lantai dengan sistem ganda SRPMK menggunakan *outrigger* dan *beltruss* dengan *core*Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK). Pada Model 4 dilakukan pemeriksaan kombinasi ragam modal partisipasi massa dimana perpindahan harus mencapai 90 persen pada kedua sumbu arah (*Sum Ux dan Sum Uy*), sehingga dapat dikatakan partisipasi massa telah memenuhi syarat. Pemeriksaan ini juga menentukan metode pendekatan yang akan digunakan pada analisis respons spektrum. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.53.

Tabel 4.53: Data perioda *output* program analisis struktur Model 4.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum RZ</i>
	sec			
1	0,863	0	0,7969	0
2	0,848	0,0005	0,7969	0,8395
3	0,805	0,7882	0,7969	0,8402
4	0,286	0,7884	0,7969	0,9535
5	0,279	0,7884	0,9396	0,9535
6	0,259	0,9295	0,9396	0,9535
7	0,197	0,9296	0,9396	0,9752

Tabel 4.53: *Lanjutan.*

8	0,17	0,9296	0,976	0,9752
9	0,158	0,971	0,976	0,9752
10	0,102	0,9711	0,976	0,9792
11	0,097	0,9711	0,9836	0,9792
12	0,088	0,9791	0,9836	0,9792

Dapat dilihat pada Tabel 4.53, nilai sum UX dan sum UY telah mencapai 90 persen pada mode 6 yang mana merupakan syarat untuk menggunakan metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*) atau metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*). Akan tetapi pada mode 2 telah terjadi rotasi yang sangat signifikan dimana seharusnya mode 1 dan mode 2 harus translasi. Masalah pada model ini sama dengan masalah pada Model 3. Tabel 4.54 merupakan persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.54: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 4.

<i>Mode</i>	<b>Persentase</b>	<b>CQC &lt; 15%</b>	<b>SRSS &gt; 15%</b>
T1-T2	1,74%	OK	TIDAK OK
T2-T3	5,07%	OK	TIDAK OK
T3-T4	64,47%	TIDAK OK	OK
T4-T5	2,45%	OK	TIDAK OK
T5-T6	7,17%	OK	TIDAK OK
T6-T7	23,94%	TIDAK OK	OK
T7-T8	13,71%	OK	TIDAK OK
T8-T9	7,06%	OK	TIDAK OK
T9-T10	35,44%	TIDAK OK	OK
T10-T11	4,90%	OK	TIDAK OK
T11-T12	9,28%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.54, analisisrespons spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di bawah 15% yang

mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

#### 4.2.4.1. Berat lantai

Berat lantai didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat lantai secara otomatis. Tabel 4.55 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respons spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.55: Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 4.

<i>Story</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>	<i>XCM</i>	<i>YCM</i>	<i>XCR</i>	<i>YCR</i>
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	512748,14	512748,14	12,5	12,4602	12,5	12,5
<i>Story02</i>	597945,28	597945,28	12,5	11,734	12,5	12,5
<i>Story03</i>	520276,05	520276,05	12,5	13,0131	12,5	12,5
<i>Story04</i>	488218,26	488218,26	12,5133	12,7636	12,5	12,5
<i>Story05</i>	492195,16	492195,16	12,5179	12,6791	12,5	12,5
<i>Story06</i>	584347,72	584347,72	12,515	12,3302	12,5	12,5
<i>Story07</i>	501750,71	501750,71	12,5175	12,6757	12,5	12,5
<i>Story08</i>	508375,86	508375,86	12,5	13,0044	12,5	12,5
<i>Story09</i>	587081,02	587081,02	12,5167	11,7098	12,5	12,5
<i>Story10</i>	342945,31	342945,31	12,5	12,5155	12,5	12,5
Jumlah	5135883,51	5135883,51				

Dari hasil di atas didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu x rata-ratanya mendekati 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan, tidak jauh berbeda dengan model sebelumnya. Sedangkan nilai koordinat dari pusat massa sumbu y tidak beraturan, dapat dilihat pada lantai 2 dan 9 jauh bergeser dengan rata-rata pusat massa pada lantai lain. Ini sama seperti Model 2. Untuk nilai pusat kekakuan pada Model ini sama dengan pusat kekakuan Model 3 karena memiliki konfigurasi yang sama. Berat total bangunan untuk Model 4 sebesar 5135883,51 kg, jauh lebih besar

dibanding dengan berat total bangunan untuk Model 3. Hal ini dipengaruhi oleh beban hidup yang tidak seragam. Dan berat total dari model ini sedikit bertambah dari Model 2 dikarenakan adanya *outrigger*, *belt-truss* dan Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK).

#### 4.2.4.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7.8, apabila kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen ( $V_1$ ), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu::

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

dimana:

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Dengan perhitungan yang sama pada Model 1, perbandingan antara gaya geser dasar statik ekuivalen dengan gaya geser dasar respons spektrum dan penggunaan faktor skala dirangkum pada Tabel 4.56. Untuk perhitungan  $V_1$  tertera pada Lampiran B1.

Tabel 4.56: Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 4.

Vt		0,85 V1		Faktor Skala	
Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X	Arah Y
3873,815	3662,193	3860,997	3793,888	0,9967	1,0360

Dari Tabel 4.56 diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen ( $V_1$ ) untuk arah y, sehingagaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya.

#### 4.2.4.3. Penentuan Faktor Redundansi

Tabel 4.57 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.57: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi  $\rho$  1,0 untuk Model 4.

Lantai	Vx	Vy	35% Vx <i>Base shear</i>	35% Vx <i>Base shear</i>	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
10	600,023	597,063	1589,822	1562,189	Tidak Oke	Tidak Oke
9	1511,380	1501,199	1589,822	1562,189	Tidak Oke	Tidak Oke
8	2201,935	2183,985	1589,822	1562,189	Oke	Oke
7	2787,963	2761,223	1589,822	1562,189	Oke	Oke
6	3361,567	3323,757	1589,822	1562,189	Oke	Oke
5	3755,247	3707,855	1589,822	1562,189	Oke	Oke
4	4059,613	4002,957	1589,822	1562,189	Oke	Oke
3	4295,521	4229,859	1589,822	1562,189	Oke	Oke
2	4469,892	4395,722	1589,822	1562,189	Oke	Oke
1	4542,350	4463,398	1589,822	1562,189	Oke	Oke

Dari Tabel 4.57 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 10 dan 9 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi  $\rho$  yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

#### 4.2.4.4. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.58.

Tabel 4.58: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 4.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	Vx	Vy
	(m)		(kN)	(kN)
10	35,5	<i>Top</i>	526,218	515,270

Tabel 4.58: *Lanjutan.*

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
		<i>Bottom</i>	526,218	515,270
9	32	<i>Top</i>	1282,901	1256,628
		<i>Bottom</i>	1282,901	1256,628
8	28,5	<i>Top</i>	1813,970	1770,706
		<i>Bottom</i>	1813,970	1770,706
7	25	<i>Top</i>	2251,674	2185,653
		<i>Bottom</i>	2251,674	2185,653
6	21,5	<i>Top</i>	2742,368	2661,118
		<i>Bottom</i>	2742,368	2661,118
5	18	<i>Top</i>	3087,973	2993,501
		<i>Bottom</i>	3087,973	2993,501
4	14,5	<i>Top</i>	3349,313	3248,909
		<i>Bottom</i>	3349,313	3248,909
3	11	<i>Top</i>	3558,128	3454,827
		<i>Bottom</i>	3558,128	3454,827
2	7,5	<i>Top</i>	3775,770	3684,236
		<i>Bottom</i>	3775,770	3684,236
1	4	<i>Top</i>	3873,815	3794,033
		<i>Bottom</i>	3873,815	3794,033
0	0	<i>Top</i>	0,000	0,000
		<i>Bottom</i>	0,000	0,000

Dapat dilihat perbandingan gaya geser lantai untuk Model 3 dan Model 4 yang tertera pada Tabel 4.40 dan Tabel 4.58, nilai gaya geser dasar pada Model 4 lebih besar daripada Model 3. Hal ini dipengaruhi oleh beban hidup yang tidak seragam pada Model 4.

#### 4.2.4.5. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15. Tabel 4.59 adalah hasil simpangan antar lantai untuk Model 4.

Tabel 4.59: Nilai simpangan antar lantainya pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 4.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat $\Delta_a$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
10	3500	21,10	23,408	137,17	152,15	10,17	11,08	70	OKE	OKE
9	3500	19,54	21,703	127,00	141,07	12,68	14,16	70	OKE	OKE
8	3500	17,59	19,524	114,32	126,91	12,80	14,85	70	OKE	OKE
7	3500	15,62	17,24	101,52	112,06	7,18	6,43	70	OKE	OKE
6	3500	14,51	16,251	94,34	105,63	16,92	19,08	70	OKE	OKE
5	3500	11,91	13,315	77,42	86,55	20,35	22,06	70	OKE	OKE
4	3500	8,78	9,921	57,07	64,49	18,23	20,57	70	OKE	OKE
3	3500	5,98	6,756	38,84	43,91	8,50	7,54	70	OKE	OKE
2	3500	4,67	5,596	30,34	36,37	16,22	18,66	70	OKE	OKE
1	4000	2,17	2,725	14,12	17,71	14,12	17,71	80	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Tabel 4.59 menampilkan nilai perpindahan total dari struktur gedung Model 4 serta nilai simpangan antar lantainya. Dapat dilihat dari perpindahan total struktur untuk Model 4 pada tingkat maksimumnya adalah 15,2 cm, lebih besar dari perpindahan total struktur pada tingkat maksimum untuk Model 3 yang sebesar 13,9 cm. Hal ini dikarenakan total beban yang dimiliki struktur Model 4 lebih besar dari Model 3, sehingga beban gempa yang bekerja pada Model 4 jadi besar juga dan otomatis simpangan yang dihasilkan oleh Model 4 akan lebih besar.

#### 4.2.4.6. Pengaruh Efek P-Delta

Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.60 dan 4.61.

Tabel 4.60: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 4.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_x$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0102	526,2182	3279,006	3279,006	0,00027	OK
9	32	0,0127	1282,9013	5870,810	9149,816	0,00043	OK
8	28,5	0,0128	1813,9696	5083,759	14233,575	0,00054	OK
7	25	0,0072	2251,6736	5017,507	19251,082	0,00038	OK

Tabel 4.60: Lanjutan.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_x$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0102	526,2182	3279,006	3279,006	0,00027	OK
9	32	0,0127	1282,9013	5870,810	9149,816	0,00043	OK
8	28,5	0,0128	1813,9696	5083,759	14233,575	0,00054	OK
7	25	0,0072	2251,6736	5017,507	19251,082	0,00038	OK
6	21,5	0,0169	2742,3676	5843,477	25094,559	0,00111	OK
5	18	0,0204	3087,973	4921,952	30016,510	0,00169	OK
4	14,5	0,0182	3349,3128	4882,183	34898,693	0,00202	OK
3	11	0,0085	3558,1276	5202,761	40101,454	0,00134	OK
2	7,5	0,0162	3775,7696	5979,453	46080,906	0,00406	OK
1	4	0,0141	3873,8151	5127,481	51208,388	0,00718	OK

Tabel 4.61: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 4.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_y$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0111	515,2704	3279,006	3279,006	0,00031	OK
9	32	0,0142	1256,6279	5870,810	9149,816	0,00050	OK
8	28,5	0,0148	1770,7064	5083,759	14233,575	0,00064	OK
7	25	0,0064	2185,6531	5017,507	19251,082	0,00035	OK
6	21,5	0,0191	2661,1178	5843,477	25094,559	0,00129	OK
5	18	0,0221	2993,5008	4921,952	30016,510	0,00189	OK
4	14,5	0,0206	3248,9092	4882,183	34898,693	0,00234	OK
3	11	0,0075	3454,8269	5202,761	40101,454	0,00122	OK
2	7,5	0,0187	3684,2355	5979,453	46080,906	0,00479	OK
1	4	0,0177	3794,0326	5127,481	51208,388	0,00919	OK

Dari Tabel 4.60 dan 4.61 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 4 dapat diabaikan.

#### 4.2.4.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Struktur gedung Model 4 harus diperiksa terhadap ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 4 tertera pada Tabel 4.62 dan 4.63.

Tabel 4.62: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai i	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	291780,19	258089,57	-	-	-	-
Lt. 9	615786,80	533464,53	211,04%	211,04%	206,70%	206,70%
Lt. 8	1132988,08	1032956,46	183,99%	249,68%	193,63%	260,99%
Lt. 7	1238576,90	1128010,31	109,32%	182,09%	109,20%	185,48%
Lt. 6	951695,39	832388,25	76,84%	95,57%	73,79%	92,68%
Lt. 5	1013889,44	887769,15	106,54%	91,53%	106,65%	88,97%
Lt. 4	1580037,05	1460608,33	155,84%	147,94%	164,53%	153,85%
Lt. 3	1915697,56	1745386,21	121,24%	162,09%	119,50%	164,62%
Lt. 2	1508911,95	1280202,74	78,77%	100,38%	73,35%	93,82%
Lt. 1	1782810,69	1389523,05	118,15%	106,87%	108,54%	92,92%

Tabel 4.63: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	291779,36	258118,79	-	-	-	-
Lt. 9	615786,79	533985,88	211,05%	211,05%	206,88%	206,88%
Lt. 8	1132927,65	1033958,52	183,98%	249,66%	193,63%	261,07%
Lt. 7	1238575,04	1128067,47	109,33%	182,10%	109,10%	185,33%
Lt. 6	951681,45	832478,39	76,84%	95,57%	73,80%	92,63%
Lt. 5	1013859,27	888918,25	106,53%	91,53%	106,78%	89,05%
Lt. 4	1579985,02	1462995,74	155,84%	147,93%	164,58%	154,03%
Lt. 3	1915691,35	1745561,02	121,25%	162,09%	119,31%	164,45%
Lt. 2	1508911,95	1282586,49	78,77%	100,38%	73,48%	93,91%
Lt. 1	1782810,69	1392191,24	118,15%	106,87%	108,55%	93,00%

Dari Tabel 4.62 dan 4.63 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y. Akan tetapi memang tidak dapat dipungkiri bahwa pada struktur ini hampir terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Dapat dilihat pada lantai 6 dan lantai 2 pada kedua tabel, persentase yang dimiliki lantai tersebut hampir mencapai 70% baik untuk arah x maupun arah y. Hal ini terjadi

dikarenakan pada lantai di atasnya telah dipasang *outrigger* dan *belt-truss*, sehingga nilai kekakuan pada kedua lantai sangat jauh berbeda.

#### 4.2.4.8. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.2.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 4 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 4 tertera pada Tabel 4.64 dan 4.65.

Tabel 4.64: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 4.

Lantai	Elevasi	$d_{x_{min}}$	$d_{x_{max}}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	21,001	21,212	1,561	1,553	0,9974
Lantai 9	32	19,440	19,659	1,994	1,934	0,9847
Lantai 8	28,5	17,446	17,725	1,979	1,953	0,9934
Lantai 7	25	15,467	15,772	1,098	1,103	1,0023
Lantai 6	21,5	14,369	14,669	2,592	2,622	1,0058
Lantai 5	18	11,777	12,047	3,104	3,159	1,0088
Lantai 4	14,5	8,673	8,888	2,776	2,837	1,0109
Lantai 3	11	5,897	6,051	1,289	1,310	1,0081
Lantai 2	7,5	4,608	4,741	2,467	2,536	1,0138
Lantai 1	4	2,141	2,205	2,141	2,205	1,0147

Tabel 4.65: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 4.

Lantai	Elevasi	$d_{x_{min}}$	$d_{x_{max}}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	23,409	23,409	1,705	1,705	1,0000
Lantai 9	32	21,704	21,704	2,179	2,179	1,0000
Lantai 8	28,5	19,525	19,525	2,285	2,285	1,0000
Lantai 7	25	17,240	17,240	0,989	0,989	1,0000
Lantai 6	21,5	16,251	16,251	2,936	2,936	1,0000
Lantai 5	18	13,315	13,315	3,393	3,393	1,0000
Lantai 4	14,5	9,922	9,922	3,165	3,165	1,0000
Lantai 3	11	6,757	6,757	1,160	1,160	1,0000
Lantai 2	7,5	5,597	5,597	2,872	2,872	1,0000
Lantai 1	4	2,725	2,725	2,725	2,725	1,0000

Dari Tabel 4.64 dan 4.65 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 4 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y. Dan dari perbandingan antara Model 3 dengan Model 4, untuk rasio ketidakberaturan torsi pada Model 4 tidak jauh berbeda dibandingkan dengan rasio ketidakberaturan torsi pada Model 3.

#### 4.2.4.9. Ketidakberaturan Massa

Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 4 dapat dilihat pada Tabel 4.66.

Tabel 4.66: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 4.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	512748	512748	85,75%	85,75%	Tidak	Tidak
Lt. 2	597945	597945	116,62%	116,62%	Tidak	Tidak
Lt. 3	520276	520276	106,57%	106,57%	Tidak	Tidak
Lt. 4	488218	488218	99,19%	99,19%	Tidak	Tidak
Lt. 5	492195	492195	100,81%	100,81%	Tidak	Tidak
Lt. 6	584348	584348	118,72%	118,72%	Tidak	Tidak
Lt. 7	501751	501751	98,70%	98,70%	Tidak	Tidak
Lt. 8	508376	508376	101,32%	101,32%	Tidak	Tidak
Lt. 9	587081	587081	171,19%	171,19%	Ada	Ada
Lt. 10	342945	342945	66,88%	66,88%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.66 dapat dilihat bahwa terdapat persentase massa efektif yang melebihi 150% pada lantai sembilan. Akan tetapi, nilai persentase tersebut disebabkan oleh lantai di atasnya yang merupakan atap gedung. Berdasarkan SNI 1726:2012, dikatakan bahwa untuk ketidakberaturan berat (massa) untuk atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.

#### 4.2.4.10. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah *joint* dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada *joint* yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 4.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$  = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah *joint*

$\sum M_{pb}$  = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Dengan data properti kolom-balok yang sama dengan Model 1, nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  didapat dari perhitungan yang sama seperti pada Model 1 menggunakan Pers. 2.4 dan 2.5 dengan data dari Tabel 4.67.

Tabel 4.67: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 4.

Pu	atas	bawah
	4189,664	5879,679
Vu	kanan	kiri
	141,524	80,547

Nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  serta rasio momen dirangkum dalam Tabel 4.68 dengan menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 4.

Tabel 4.68: Rasio momen pada Model 4.

$\sum M_{pc}$	$\sum M_{pb}$	Rasio Momen
3719,676	2639,864	1,41

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 4 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

#### 4.2.4.11. Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral

Struktur pada model ini memiliki sistem ganda sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Untuk itu dilakukan analisis dengan cara menghitung gaya geser yang dipikul pada setiap *joint reaction* untuk setiap *frame*. *Frame* tersebut dibagi menjadi SRPMK dan sistem ganda, kemudian dihitung persentase yang dipikul oleh SRPMK dan sistem ganda tersebut.

Berdasarkan data dari hasil *output* Model 4 yang dianalisis dengan program analisis struktur dan dirangkum pada Lampiran C1.b) didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda.

Tabel 4.69: Persentase penahan gaya gempa Model 4.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	1337,913	2571,763	34,22	65,78
Gempa Y	917,770	2901,778	24,03	75,97

Dapat dilihat pada Tabel 4.69 bahwa persentase dari SRPMK sebesar 34,22 persen untuk gempa x. Akan tetapi untuk gempa y, persentase dari SRPMK kurang dari 25 persen, yaitu sebesar 24,03 persen, sehingga model ini tidak masuk dalam kategori yang direncanakan yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan.

Dari jumlah gaya yang diterima oleh sistem terhadap gaya gempa terdapat selisih nilai. Tabel 4.70 merupakan koreksi dari selisih nilai antara gaya gempa dengan gaya yang diterima oleh sistem.

Tabel 4.70: Koreksi nilai gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 4.

Arah	Gaya Gempa Yang Diterima (KN)	Gaya Geser Dasar (KN)	Koreksi (%)
Gempa X	3909,676	3873,8151	0,9257
Gempa Y	3819,548	3794,0326	0,6725

#### 4.2.5. Hasil Analisis Struktur Model 5

Model 5 ini merupakan perbaikan dari Model 3. Berdasarkan analisis, pemeriksaan perioda untuk modal struktur pada Model 3 tersebut telah mengalami rotasi yang sangat signifikan pada mode 2 sehingga dibuat model perbaikan yaitu Model 5. Pada Model 5 dilakukan pemeriksaan kombinasi ragam modal partisipasi massa dimana perpindahan harus mencapai 90 persen pada kedua sumbu arah (*Sum Ux dan Sum Uy*), sehingga dapat dikatakan partisipasi massa telah memenuhi syarat. Pemeriksaan ini juga menentukan metode pendekatan yang akan digunakan pada analisis respons spektrum. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.71.

Tabel 4.71: Data perioda *output* program analisis struktur Model 5.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<i>Sum UX</i>	<i>Sum UY</i>	<i>Sum RZ</i>
	sec			
1	0,777	0	0,7835	0
2	0,771	0,7689	0,7835	0,0121
3	0,749	0,7806	0,7835	0,8235
4	0,253	0,7844	0,7835	0,9326
5	0,251	0,7844	0,9276	0,9326
6	0,248	0,9247	0,9276	0,9357
7	0,177	0,9248	0,9276	0,9709
8	0,15	0,9248	0,9711	0,9709
9	0,148	0,9698	0,9711	0,9709
10	0,089	0,9699	0,9711	0,9759
11	0,085	0,9699	0,98	0,9759
12	0,083	0,9789	0,98	0,9759

Dapat dilihat pada Tabel 4.72 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.72: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 5.

<i>Mode</i>	<b>Persentase</b>	<b>CQC &lt; 15%</b>	<b>SRSS &gt; 15%</b>
T1-T2	0,77%	OK	TIDAK OK
T2-T3	2,85%	OK	TIDAK OK
T3-T4	66,22%	TIDAK OK	OK
T4-T5	0,79%	OK	TIDAK OK
T5-T6	1,20%	OK	TIDAK OK
T6-T7	28,63%	TIDAK OK	OK
T7-T8	15,25%	TIDAK OK	OK
T8-T9	1,33%	OK	TIDAK OK
T9-T10	39,86%	TIDAK OK	OK
T10-T11	4,49%	OK	TIDAK OK
T11-T12	2,35%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.72, analisisrespons spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di bawah 15% yang mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

#### 4.2.5.1. Berat lantai

Berat lantai didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat lantai secara otomatis. Tabel 4.73 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respons spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.73: Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 5.

<i>Story</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>	<b>XCM</b>	<b>YCM</b>	<b>XCR</b>	<b>YCR</b>
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	416260,82	416260,82	12,5	12,2017	12,5	12,0506
<i>Story02</i>	419948,52	419948,52	12,5	12,1906	12,5	12,1874

Tabel 4.73: *Lanjutan.*

<i>Story</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>	<b>XCM</b>	<b>YCM</b>	<b>XCR</b>	<b>YCR</b>
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story03</i>	419948,52	419948,52	12,5	12,1906	12,5	12,2529
<i>Story04</i>	409558,88	409558,88	12,5153	12,1735	12,5	12,2516
<i>Story05</i>	409558,88	409558,88	12,5153	12,1735	12,5	12,2735
<i>Story06</i>	419114,44	419114,44	12,5149	12,181	12,5	12,2855
<i>Story07</i>	419114,44	419114,44	12,5149	12,181	12,5	12,3047
<i>Story08</i>	408724,8	408724,8	12,5	12,1637	12,5	12,2869
<i>Story09</i>	409558,88	409558,88	12,5153	12,1735	12,5	12,2842
<i>Story10</i>	316535,08	316535,08	12,5	12,1732	12,5	12,3054
<b>Jumlah</b>	4048323,26	4048323,26				

Dari hasil di atas didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu x rata-ratanya mendekati 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan, tidak jauh berbeda dengan model sebelumnya. Sedangkan nilai koordinat dari pusat massa sumbu y sedikit bergeser, tidak berada tepat ditengah-tengah dari panjang bangunan. Ini juga tidak jauh berbeda dengan Model 1. Nilai pusat kekakuan pada Model ini, untuk arah x sama seperti model sebelumnya yaitu berada di tengah-tengah dari lebar bangunan. Akan tetapi untuk arah y berbeda dengan model sebelumnya. Hal ini dikarenakan ukuran kolom dan balok yang digunakan berbeda serta kolom pada arah y tidak sama pada kolom bagian terluarnya. Tetapi untuk pusat kekakuan arah x memiliki ukuran yang sama pada kedua sisinya. Berat total bangunan untuk Model 5 sebesar 4048323,26 kg. Ini merupakan berat total struktur yang paling ringan diantara semua struktur. Hal ini dikarenakan penggunaan kolom yang lebih ringan namun memiliki momen inersia yang lebih besar pada sumbu kuatnya.

#### **4.2.5.2. Gaya Geser Dasar Nominal**

Berdasarkan sub subbab 2.7.8, apabila kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen ( $V_1$ ), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu:

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

dimana:

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal statik ekivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Dengan perhitungan yang sama pada Model 1, perbandingan antara gaya geser dasar statik ekivalen dengan gaya geser dasar respons spektrum dan penggunaan faktor skala dirangkum pada Tabel 4.74. Untuk perhitungan  $V_1$  tertera pada Lampiran B1.

Tabel 4.74: Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 5.

$V_t$		0,85 $V_1$		Faktor Skala	
Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X	Arah Y
3162,686	3150,905	3347,349	3321,501	1,0584	1,0541

Dari Tabel 4.74 diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekivalen ( $V_1$ ) untuk arah x dan y, sehingagaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya.

#### 4.2.5.3. Penentuan Faktor Redundansi

Penggunaan redundansi  $\rho$  harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.8.3 dipenuhi, dimana redundansi  $\rho$  diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen geser dasar dalam arah yang ditinjau, maka redundansi diijinkan diambil 1,0. Apabila kondisi ini tidak terpenuhi, maka nilai faktor redundansi 1,0 harus diganti dengan redundansi 1,3. Tabel 4.75 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.75: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi  $\rho$  1,0 untuk Model 5.

Lantai	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	35% V <sub>x</sub> <i>Base shear</i>	35% V <sub>x</sub> <i>Base shear</i>	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
10	601,307	597,445	1378,320	1367,677	Tidak Oke	Tidak Oke
9	1292,826	1284,308	1378,320	1367,677	Tidak Oke	Tidak Oke
8	1897,884	1885,084	1378,320	1367,677	Oke	Oke
7	2432,551	2415,758	1378,320	1367,677	Oke	Oke
6	2883,063	2862,704	1378,320	1367,677	Oke	Oke
5	3242,869	3219,471	1378,320	1367,677	Oke	Oke
4	3524,344	3498,388	1378,320	1367,677	Oke	Oke
3	3735,249	3707,203	1378,320	1367,677	Oke	Oke
2	3871,776	3842,222	1378,320	1367,677	Oke	Oke
1	3938,058	3907,648	1378,320	1367,677	Oke	Oke

Dari Tabel 4.75 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 10 dan 9 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi  $\rho$  yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

#### 4.2.5.4. Gaya Geser Lantai

Gaya geser lantai merupakan distribusi dari gaya geser dasar yang dibagi pada setiap lantai untuk masing-masing arah gempa. Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.76.

Tabel 4.76: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 5.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
10	35,5	<i>Top</i>	538,570	532,072
		<i>Bottom</i>	538,570	532,072
9	32	<i>Top</i>	1116,949	1104,892
		<i>Bottom</i>	1116,949	1104,892
8	28,5	<i>Top</i>	1581,858	1565,656
		<i>Bottom</i>	1581,858	1565,656

Tabel 4.76: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
7	25	Top	1981,513	1960,583
		Bottom	1981,513	1960,583
6	21,5	Top	2368,527	2344,364
		Bottom	2368,527	2344,364
5	18	Top	2681,815	2654,711
		Bottom	2681,815	2654,711
4	14,5	Top	2919,741	2891,381
		Bottom	2919,741	2891,381
3	11	Top	3099,995	3070,939
		Bottom	3099,995	3070,939
2	7,5	Top	3263,317	3235,633
		Bottom	3263,317	3235,633
1	4	Top	3347,379	3321,369
		Bottom	3347,379	3321,369
0	0	Top	0,000	0,000
		Bottom	0,000	0,000

#### 4.2.5.5. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai merupakan selisih dari nilai defleksi gedung antara lantai *i* dengan lantai di bawahnya. Berdasarkan peraturan SNI 1726:2012, kontrol simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja batas, yaitu kinerja batas ultimit. Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15 yang dikalikan dengan nilai faktor redundansi. Tabel 4.77 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 5.

Tabel 4.77: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 5.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat $\Delta_a$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
10	3500	21,60	21,72	140,43	141,18	11,79	11,70	70	OKE	OKE
9	3500	19,79	19,92	128,64	129,48	14,03	14,00	70	OKE	OKE

Tabel 4.77: Lanjutan.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat $\Delta_a$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
8	3500	17,63	17,766	114,60	115,48	13,74	13,90	70	OKE	OKE
7	3500	15,52	15,627	100,86	101,58	7,05	6,79	70	OKE	OKE
6	3500	14,43	14,582	93,81	94,78	17,35	17,50	70	OKE	OKE
5	3500	11,76	11,89	76,46	77,29	20,63	20,65	70	OKE	OKE
4	3500	8,59	8,713	55,83	56,63	18,43	18,64	70	OKE	OKE
3	3500	5,75	5,846	37,39	38,00	7,89	7,61	70	OKE	OKE
2	3500	4,54	4,676	29,50	30,39	15,84	16,18	70	OKE	OKE
1	4000	2,10	2,187	13,66	14,22	13,66	14,22	80	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

#### 4.2.5.6. Pengaruh Efek P-Delta

Berdasarkan SNI 1726:2012 efek P-delta harus diperhitungkan untuk struktur gedung yang memikul beban gempa. Akan tetapi, efek P-delta dapat diabaikan jika nilai *stability ratio* lebih kecil dari 0,1. Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.78 dan 4.79.

Tabel 4.78: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 5.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_x$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0118	538,5697	3279,006	3279,006	0,00031	OK
9	32	0,0140	1116,9493	4095,589	7374,595	0,00045	OK
8	28,5	0,0137	1581,8578	4087,248	11461,843	0,00054	OK
7	25	0,0071	1981,5129	4191,144	15652,987	0,00034	OK
6	21,5	0,0173	2368,5267	4191,144	19844,131	0,00104	OK
5	18	0,0206	2681,8153	4095,589	23939,720	0,00157	OK
4	14,5	0,0184	2919,7405	4095,589	28035,309	0,00188	OK
3	11	0,0079	3099,9948	4199,485	32234,794	0,00115	OK
2	7,5	0,0158	3263,3172	4199,485	36434,279	0,00363	OK
1	4	0,0137	3347,379	4162,608	40596,888	0,00637	OK

Tabel 4.79: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 5.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_y$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0117	532,0715	3279,006	3279,006	0,00031	OK
9	32	0,0140	1104,8924	4095,589	7374,595	0,00045	OK
8	28,5	0,0139	1565,6561	4087,248	11461,843	0,00055	OK
7	25	0,0068	1960,583	4191,144	15652,987	0,00033	OK
6	21,5	0,0175	2344,3639	4191,144	19844,131	0,00106	OK
5	18	0,0207	2654,7112	4095,589	23939,720	0,00159	OK
4	14,5	0,0186	2891,3808	4095,589	28035,309	0,00192	OK
3	11	0,0076	3070,939	4199,485	32234,794	0,00112	OK
2	7,5	0,0162	3235,6325	4199,485	36434,279	0,00374	OK
1	4	0,0142	3321,3691	4162,608	40596,888	0,00668	OK

Dari Tabel 4.78 dan 4.79 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 5 dapat diabaikan.

#### 4.2.5.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Struktur gedung Model 5 harus diperiksa terhadap ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 5 tertera pada Tabel 4.80 dan 4.81.

Tabel 4.80: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	266859,16	262937,34	-	-	-	-
Lt. 9	495197,69	483946,64	185,57%	185,57%	184,05%	184,05%
Lt. 8	952590,98	945013,90	192,37%	250,01%	195,27%	253,06%
Lt. 7	1088587,52	1065605,87	114,28%	190,46%	112,76%	188,95%
Lt. 6	809493,94	793591,73	74,36%	95,75%	74,47%	95,44%
Lt. 5	865668,04	851911,05	106,94%	91,10%	107,35%	91,14%
Lt. 4	1391816,75	1383650,44	160,78%	151,08%	162,42%	153,11%
Lt. 3	1757871,45	1703283,13	126,30%	171,95%	123,10%	168,69%
Lt. 2	1336032,96	1285863,99	76,00%	99,82%	75,49%	97,94%
Lt. 1	1589750,29	1501292,27	118,99%	106,32%	116,75%	103,00%

Tabel 4.81: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	266858,86	262976,06	-	-	-	-
Lt. 9	495197,28	485611,54	185,57%	185,57%	184,66%	184,66%
Lt. 8	952555,31	949091,87	192,36%	250,00%	195,44%	253,57%
Lt. 7	1088585,49	1066014,86	114,28%	190,47%	112,32%	188,38%
Lt. 6	809485,32	794131,83	74,36%	95,75%	74,50%	95,27%
Lt. 5	865645,73	861104,95	106,94%	91,10%	108,43%	91,96%
Lt. 4	1391775,58	1400078,05	160,78%	151,08%	162,59%	154,35%
Lt. 3	1757868,31	1704228,50	126,30%	171,95%	121,72%	167,34%
Lt. 2	1336032,96	1299906,18	76,00%	99,82%	76,28%	98,34%
Lt. 1	1589750,29	1518214,73	118,99%	106,32%	116,79%	103,42%

Dari Tabel 4.80 dan 4.81 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y. Akan tetapi memang tidak dapat dipungkiri bahwa pada struktur ini hampir terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Dapat dilihat pada lantai 6 dan lantai 2 pada kedua tabel, persentase yang dimiliki lantai tersebut hampir mencapai 70% baik untuk arah x maupun arah y. Hal ini terjadi dikarenakan pada lantai di atasnya telah dipasang *outrigger* dan *belt-truss*, sehingga nilai kekakuan pada kedua lantai sangat jauh berbeda.

#### 4.2.5.8. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.5.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 5 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 5 tertera pada Tabel 4.82 dan 4.83.

Tabel 4.82: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 5.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	21,339	21,902	1,791	1,836	1,0124

Tabel 4.82: Lanjutan.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 9	32	19,548	20,066	2,142	2,177	1,0081
Lantai 8	28,5	17,406	17,889	2,107	2,120	1,0031
Lantai 7	25	15,299	15,769	1,054	1,115	1,0281
Lantai 6	21,5	14,245	14,654	2,634	2,708	1,0139
Lantai 5	18	11,611	11,946	3,117	3,240	1,0193
Lantai 4	14,5	8,494	8,706	2,794	2,883	1,0157
Lantai 3	11	5,700	5,823	1,173	1,253	1,0330
Lantai 2	7,5	4,527	4,570	2,423	2,461	1,0078
Lantai 1	4	2,104	2,109	2,104	2,109	1,0012

Tabel 4.83: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 5.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	21,722	21,722	1,799	1,799	1,0000
Lantai 9	32	19,923	19,923	2,155	2,155	1,0000
Lantai 8	28,5	17,768	17,768	2,139	2,139	1,0000
Lantai 7	25	15,629	15,629	1,045	1,045	1,0000
Lantai 6	21,5	14,584	14,584	2,692	2,692	1,0000
Lantai 5	18	11,892	11,892	3,178	3,178	1,0000
Lantai 4	14,5	8,714	8,714	2,867	2,867	1,0000
Lantai 3	11	5,847	5,847	1,170	1,170	1,0000
Lantai 2	7,5	4,677	4,677	2,489	2,489	1,0000
Lantai 1	4	2,188	2,188	2,188	2,188	1,0000

Dari Tabel 4.82 dan 4.83 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 5 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y.

#### 4.2.5.9. Ketidakberaturan Massa

Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 5 dapat dilihat pada Tabel 4.84.

Tabel 4.84: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 5.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	416261	416261	99,12%	99,12%	Tidak	Tidak
Lt. 2	419949	419949	100,89%	100,89%	Tidak	Tidak
Lt. 3	419949	419949	102,54%	102,54%	Tidak	Tidak
Lt. 4	409559	409559	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	409559	409559	100,00%	100,00%	Tidak	Tidak
Lt. 6	419114	419114	102,33%	102,33%	Tidak	Tidak
Lt. 7	419114	419114	102,54%	102,54%	Tidak	Tidak
Lt. 8	408725	408725	99,80%	99,80%	Tidak	Tidak
Lt. 9	409559	409559	129,39%	129,39%	Tidak	Tidak
Lt. 10	316535	316535	76,04%	76,04%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.84 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase massa efektif yang melebihi 150% dari tingkat di dekatnya baik arah x maupun arah y sehingga struktur gedung pada Model 5 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

#### 4.2.5.10. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah *joint* dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada *joint* yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 5.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$  = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah *joint*

$\sum M_{pb}$  = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Dengan data properti kolom-balok yang sama dengan Model 1, nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  didapat dari perhitungan yang sama seperti pada Model 1 menggunakan Pers. 2.4 dan 2.5 dengan data dari Tabel 4.85.

Tabel 4.85: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 5.

Pu	atas	bawah
	3765,878	5166,535
Vu	kanan	kiri
	122,673	73,394

Nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  serta rasio momen dirangkum dalam Tabel 4.86 dengan menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 5.

Tabel 4.86: Rasio momen pada Model 5.

$\sum M_{pc}$	$\sum M_{pb}$	Rasio Momen
3924,899	2631,230	1,49

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 5 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

#### 4.2.5.11. Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral

Struktur pada model ini memiliki sistem ganda sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa desain. Tahanan gaya gempa total harus disediakan oleh kombinasi rangka pemikul momen dan dinding geser atau rangka bresing, dengan distribusi yang proporsional terhadap kekakuannya. Untuk itu dilakukan analisis dengan cara menghitung gaya geser yang dipikul pada setiap *joint reaction* untuk setiap *frame*. *Frame* tersebut dibagi menjadi SRPMK dan sistem ganda, kemudian dihitung persentase yang dipikul oleh SRPMK dan sistem ganda tersebut.

Berdasarkan data dari hasil *output* Model 5 yang dianalisis dengan program analisis struktur dan dirangkum pada Lampiran C1.c) didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda.

Tabel 4.87: Persentase penahan gaya gempa Model 5.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	1162,305	2217,124	34,39	65,61
Gempa Y	1133,899	2220,711	33,80	66,20

Dapat dilihat pada Tabel 4.87 bahwa persentase dari SRPMK sebesar 34,39 persen untuk gempa x dan 33,80 persen untuk gempa y, sehingga model ini masuk dalam kategori yang direncanakan yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan. Akan tetapi persentase dari sistem ganda lebih besar dari SRPMK.

Dari jumlah gaya yang diterima oleh sistem terhadap gaya gempa terdapat selisih nilai. Tabel 4.88 merupakan koreksi dari selisih nilai antara gaya gempa dengan gaya yang diterima oleh sistem.

Tabel 4.88: Koreksi nilai gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 5.

Arah	Gaya Gempa Yang Diterima (KN)	Gaya Geser Dasar (KN)	Koreksi (%)
Gempa X	3379,429	3347,379	0,9575
Gempa Y	3354,610	3321,3691	1,0008

#### 4.2.6. Hasil Analisis Struktur Model 6

Model 6 ini merupakan perbaikan dari Model 4. Berdasarkan analisis, pemeriksaan perioda untuk modal struktur pada Model 4 tersebut telah mengalami rotasi yang sangat signifikan pada mode 2 sehingga dibuat model perbaikan yaitu Model 6. Pada Model 6 dilakukan pemeriksaan kombinasi ragam modal partisipasi massa dimana perpindahan harus mencapai 90 persen pada kedua sumbu arah (*Sum Ux dan Sum Uy*), sehingga dapat dikatakan partisipasi massa telah memenuhi syarat. Pemeriksaan ini juga menentukan metode pendekatan yang

akan digunakan pada analisis respons spektrum. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.89.

Tabel 4.89: Data perioda *output* program analisis struktur Model 6.

<i>Mode</i>	<i>Period</i>	<b>Sum UX</b>	<b>Sum UY</b>	<b>Sum RZ</b>
	sec			
1	0,825	0	0,7908	0
2	0,816	0,7695	0,7908	0,0214
3	0,783	0,7885	0,7908	0,8294
4	0,265	0,7885	0,9341	0,8294
5	0,264	0,8352	0,9341	0,9057
6	0,261	0,9317	0,9341	0,9457
7	0,182	0,9317	0,9341	0,973
8	0,161	0,9317	0,9733	0,973
9	0,159	0,9723	0,9733	0,9731
10	0,093	0,9734	0,9733	0,9772
11	0,091	0,9734	0,9812	0,9772
12	0,088	0,9803	0,9812	0,9777

Dapat dilihat pada Tabel 4.90 persentase nilai perioda yang menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS.

Tabel 4.90: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 6.

<i>Mode</i>	<b>Persentase</b>	<b>CQC &lt; 15%</b>	<b>SRSS &gt; 15%</b>
T1-T2	1,09%	OK	TIDAK OK
T2-T3	4,04%	OK	TIDAK OK
T3-T4	66,16%	TIDAK OK	OK
T4-T5	0,38%	OK	TIDAK OK
T5-T6	1,14%	OK	TIDAK OK
T6-T7	30,27%	TIDAK OK	OK
T7-T8	11,54%	OK	TIDAK OK
T8-T9	1,24%	OK	TIDAK OK
T9-T10	41,51%	TIDAK OK	OK
T10-T11	2,15%	OK	TIDAK OK
T11-T12	3,30%	OK	TIDAK OK

Berdasarkan dari hasil persentase yang tertera pada Tabel 4.90, analisisrespons spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

#### 4.2.6.1. Berat lantai

Berat lantai didapat dari hasil pemodelan dengan menggunakan program analisis struktur. Peneliti tidak melakukan perhitungan manual dikarenakan program analisis struktur melakukan perhitungan untuk menghitung berat lantai secara otomatis. Tabel 4.91 menunjukkan besarnya massa, pusat massa serta pusat kekakuan tiap lantai yang diperhitungkan dalam analisis dinamik respons spektrum dengan menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.91: Massa lantai, pusat massa dan pusat kekakuan Model 6.

<i>Story</i>	<i>Mass X</i>	<i>Mass Y</i>	<b>XCM</b>	<b>YCM</b>	<b>XCR</b>	<b>YCR</b>
	kg	kg	m	m	m	m
<i>Story01</i>	499964,47	499964,47	12,5	12,4028	12,5	12,0506
<i>Story02</i>	585953,99	585953,99	12,5	11,6734	12,5	12,1874
<i>Story03</i>	508284,76	508284,76	12,5	12,9734	12,5	12,2529
<i>Story04</i>	476226,98	476226,98	12,5136	12,7149	12,5	12,2516
<i>Story05</i>	480203,87	480203,87	12,5183	12,6287	12,5	12,2735
<i>Story06</i>	572356,44	572356,44	12,5154	12,2806	12,5	12,2855
<i>Story07</i>	489759,42	489759,42	12,518	12,6262	12,5	12,3047
<i>Story08</i>	496384,57	496384,57	12,5	12,9635	12,5	12,2869
<i>Story09</i>	575089,73	575089,73	12,5171	11,6475	12,5	12,2842
<i>Story10</i>	336584,73	336584,73	12,5	12,478	12,5	12,3054
Jumlah	5020808,96	5020808,96				

Dari hasil di atas didapat berat massa pada bangunan, dimana nilai koordinat dari pusat massa sumbu x rata-ratanya mendekati 12,5 m yang merupakan setengah dari lebar atau panjang bangunan, tidak jauh berbeda dengan model sebelumnya. Sedangkan nilai koordinat dari pusat massa sumbu y tidak beraturan, dapat dilihat pada lantai 2 dan 9 jauh bergeser dengan rata-rata pusat massa pada lantai lain. Ini sama seperti model-model dengan beban hidup tidak seragam. Untuk nilai pusat kekakuan pada Model ini sama dengan pusat kekakuan Model 5

karena memiliki konfigurasi yang sama. Berat total bangunan untuk Model 5 sebesar 5020808,96 kg, jauh lebih besar dibanding dengan berat total bangunan untuk Model 5. Hal ini dipengaruhi oleh beban hidup yang tidak seragam.

#### 4.2.6.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Berdasarkan sub subbab 2.7.8, apabila kombinasi respons untuk geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen ( $V_1$ ), maka gaya geser lantai dan simpangan antar lantai harus dikalikan dengan faktor skala yaitu::

$$0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

dimana:

$V_1$  = Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen

$V_t$  = Gaya geser dasar kombinasi ragam

Dengan perhitungan yang sama pada Model 1, perbandingan antara gaya geser dasar statik ekuivalen dengan gaya geser dasar respons spektrum dan penggunaan faktor skala dirangkum pada Tabel 4.92. Untuk perhitungan  $V_1$  tertera pada Lampiran B1.

Tabel 4.92: Perbandingan gaya geser dasar dan penggunaan faktor skala Model 6.

$V_t$		0,85 $V_1$		Faktor Skala	
Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X (KN)	Arah Y (KN)	Arah X	Arah Y
3733,620	3711,389	3922,506	3879,716	1,0506	1,0454

Dari Tabel 4.92 diketahui bahwa nilai gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih kecil dari 85 persen gaya geser dasar yang dihitung menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen ( $V_1$ ) untuk arah x dan y, sehingagaya gempa rencana yang diinput pada program analisis struktur harus dikalikan dengan faktor skala yang melebihi 1,00 sesuai arahnya.

#### 4.2.6.3. Penentuan Faktor Redundansi

Tabel 4.93 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.93: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi  $\rho$  1,0 untuk Model 6.

Lantai	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>	35% V <sub>x</sub> <i>Base shear</i>	35% V <sub>x</sub> <i>Base shear</i>	Kontrol	Kontrol
					Arah X	Arah X
10	613,160	607,659	1615,150	1597,530	Tidak Oke	Tidak Oke
9	1542,156	1527,891	1615,150	1597,530	Tidak Oke	Tidak Oke
8	2243,358	2222,117	1615,150	1597,530	Oke	Oke
7	2837,803	2810,301	1615,150	1597,530	Oke	Oke
6	3421,174	3387,135	1615,150	1597,530	Oke	Oke
5	3819,599	3780,781	1615,150	1597,530	Oke	Oke
4	4127,203	4084,400	1615,150	1597,530	Oke	Oke
3	4365,630	4319,445	1615,150	1597,530	Oke	Oke
2	4542,030	4493,044	1615,150	1597,530	Oke	Oke
1	4614,714	4564,372	1615,150	1597,530	Oke	Oke

Dari Tabel 4.93 diketahui bahwa gaya geser pada lantai 10 dan 9 dengan redundansi 1,0 tidak memenuhi syarat lebih besar dari 35 persen gaya geser dasar. Sehingga nilai faktor redundansi  $\rho$  yang digunakan pada pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur adalah 1,3.

#### 4.2.6.4. Gaya Geser Lantai

Nilai gaya geser lantai yang didapat dari pemodelan struktur dengan menggunakan program analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.94.

Tabel 4.94: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 6.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
10	35,5	<i>Top</i>	536,249	529,470
		<i>Bottom</i>	1304,614	1289,659
9	32	<i>Top</i>	1304,614	1289,659
		<i>Bottom</i>	1840,810	1818,510

Tabel 4.94: Lanjutan.

Tingkat	Tinggi	Lokasi	V <sub>x</sub>	V <sub>y</sub>
	(m)		(kN)	(kN)
8	28,5	Top	1840,810	1818,510
		Bottom	2279,662	2249,996
7	25	Top	2279,662	2249,996
		Bottom	2775,105	2739,330
6	21,5	Top	2775,105	2739,330
		Bottom	3122,244	3081,366
5	18	Top	3122,244	3081,366
		Bottom	3385,685	3341,951
4	14,5	Top	3385,685	3341,951
		Bottom	3596,765	3551,008
3	11	Top	3596,765	3551,008
		Bottom	3820,673	3776,336
2	7,5	Top	3820,673	3776,336
		Bottom	3922,541	3879,886
1	4	Top	3922,541	3879,886
		Bottom	0,000	0,000

Dapat dilihat perbandingan gaya geser lantai untuk Model 5 dan Model 6 yang tertera pada Tabel 4.76 dan Tabel 4.94, nilai gaya geser dasar pada Model 6 lebih besar daripada Model 5. Hal ini dipengaruhi oleh beban hidup yang tidak seragam pada Model 6.

#### 4.2.6.5. Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai tingkat desain tidak boleh melebihi simpangan antar lantai ijin seperti yang terdapat pada Tabel 2.15. Tabel 4.95 merupakan hasil simpangan antar lantai untuk Model 6.

Tabel 4.95: Nilai simpangan antar lantaipada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 6.

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e * C_d$ )/I <sub>e</sub>		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat $\Delta_a$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
10	3500	22,40	22,61	145,58	146,98	11,16	10,89	70	OKE	OKE

Tabel 4.95: *Lanjutan.*

Lantai	h (m)	Perpindahan Elastis ( $\delta_e$ )		Perpindahan Total ( $\delta_e \cdot C_d$ )/ $I_e$		Simpangan Antar Lantai ( $\Delta$ )		Syarat $\Delta_a$ (mm)	Cek X	Cek Y
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
9	3500	20,68	20,94	134,42	136,09	13,19	13,74	70	OKE	OKE
8	3500	18,65	18,82	121,23	122,35	13,96	14,09	70	OKE	OKE
7	3500	16,50	16,66	107,27	108,26	7,49	7,14	70	OKE	OKE
6	3500	15,35	15,56	99,78	101,11	17,96	18,30	70	OKE	OKE
5	3500	12,59	12,74	81,82	82,81	21,38	21,48	70	OKE	OKE
4	3500	9,30	9,44	60,44	61,33	19,36	19,65	70	OKE	OKE
3	3500	6,32	6,41	41,09	41,68	8,72	8,25	70	OKE	OKE
2	3500	4,98	5,14	32,37	33,44	17,14	17,61	70	OKE	OKE
1	4000	2,34	2,44	15,23	15,83	15,23	15,83	80	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0		

Tabel 4.95 menampilkan nilai perpindahan total dari struktur gedung Model 6 serta nilai simpangan antar lantainya. Dapat dilihat dari perpindahan total struktur untuk Model 6 pada tingkat maksimumnya adalah 14,7 cm, lebih besar dari perpindahan total struktur pada tingkat maksimum untuk Model 5 yang sebesar 14,1 cm. Hal ini dikarenakan total beban yang dimiliki struktur Model 6 lebih besar dari Model 5, sehingga beban gempa yang bekerja pada Model 6 menjadi lebih besar juga. Dengan kekakuan yang sama antara Model 5 dengan Model 6, maka otomatis simpangan yang dihasilkan oleh Model 6 akan lebih besar.

#### 4.2.6.6. Pengaruh Efek P-Delta

Kontrol pengaruh P-delta untuk arah x dan y tertera pada Tabel 4.96 dan 4.97.

Tabel 4.96: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 6.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_x$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0112	536,2492	3365,847	3365,847	0,00030	OK
9	32	0,0132	1304,6139	5750,897	9116,745	0,00044	OK
8	28,5	0,0140	1840,8102	4963,846	14080,590	0,00058	OK
7	25	0,0075	2279,6619	4897,594	18978,185	0,00038	OK

Tabel 4.96: Lanjutan.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_x$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
6	21,5	0,0180	2775,1052	5723,564	24701,749	0,00114	OK
5	18	0,0214	3122,2437	4802,039	29503,788	0,00173	OK
4	14,5	0,0194	3385,6854	4762,270	34266,057	0,00208	OK
3	11	0,0087	3596,7652	5082,848	39348,905	0,00133	OK
2	7,5	0,0171	3820,6734	5859,540	45208,445	0,00416	OK
1	4	0,0152	3922,5409	4999,645	50208,090	0,00750	OK

Tabel 4.97: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 6.

Lantai	Tinggi (m)	Story Drift (m)	Gaya Geser Seismik, $V_y$ (kN)	Beban Vertikal Total (kN)	Beban Vertikal Kumulatif (kN)	Stability Ratio ( $\theta_x$ )	Cek
10	35,5	0,0109	529,4702	3365,847	3365,847	0,00030	OK
9	32	0,0137	1289,6588	5750,897	9116,745	0,00047	OK
8	28,5	0,0141	1818,5103	4963,846	14080,590	0,00059	OK
7	25	0,0071	2249,9963	4897,594	18978,185	0,00037	OK
6	21,5	0,0183	2739,3301	5723,564	24701,749	0,00118	OK
5	18	0,0215	3081,3664	4802,039	29503,788	0,00176	OK
4	14,5	0,0196	3341,9512	4762,270	34266,057	0,00214	OK
3	11	0,0082	3551,0075	5082,848	39348,905	0,00128	OK
2	7,5	0,0176	3776,3361	5859,540	45208,445	0,00432	OK
1	4	0,0158	3879,8862	4999,645	50208,090	0,00788	OK

Dari Tabel 4.96 dan 4.97 diketahui bahwa tidak ada nilai *stability ratio* yang lebih besar dari 0,1. Sehingga efek P-delta untuk Model 6 dapat diabaikan.

#### 4.2.6.7. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak (*Soft Story*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 kekakuan tingkat lunak (*soft story*) didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70 persen kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80 persen kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya. Untuk itu perlu dilakukan pemeriksaan terhadap struktur gedung. Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada arah x dan y untuk Model 6 tertera pada Tabel 4.98 dan 4.99.

Tabel 4.98: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Lantai i	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	278224,88	272111,69	-	-	-	-
Lt. 9	584336,53	563678,17	210,02%	210,02%	207,15%	207,15%
Lt. 8	1069392,98	1054417,01	183,01%	247,96%	187,06%	252,32%
Lt. 7	1184001,23	1161090,56	110,72%	183,86%	110,12%	184,28%
Lt. 6	916392,53	875365,75	77,40%	96,88%	75,39%	94,49%
Lt. 5	956900,53	924707,82	104,42%	90,56%	105,64%	89,75%
Lt. 4	1492975,47	1465288,02	156,02%	146,50%	158,46%	148,45%
Lt. 3	1848772,29	1806382,86	123,83%	164,76%	123,28%	165,96%
Lt. 2	1429582,88	1341251,15	77,33%	99,77%	74,25%	95,89%
Lt. 1	1661786,58	1524752,55	116,24%	104,49%	113,68%	99,16%

Tabel 4.99: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Lantai	$\Sigma k_{ix}$	$\Sigma k_{iy}$	<i>X Direction</i>		<i>Y Direction</i>	
	(kN/m)	(kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
Lt. 10	278224,26	272239,09	-	-	-	-
Lt. 9	584336,09	570049,48	210,02%	210,02%	209,39%	209,39%
Lt. 8	1069352,46	1069860,13	183,00%	247,95%	187,68%	254,04%
Lt. 7	1184000,03	1162647,90	110,72%	183,86%	108,67%	182,41%
Lt. 6	916381,35	888155,53	77,40%	96,88%	76,39%	95,07%
Lt. 5	956878,32	953786,22	104,42%	90,56%	107,39%	91,69%
Lt. 4	1492924,84	1520890,26	156,02%	146,50%	159,46%	151,86%
Lt. 3	1848767,43	1810105,98	123,84%	164,77%	119,02%	161,48%
Lt. 2	1429582,88	1393019,02	77,33%	99,77%	76,96%	97,53%
Lt. 1	1661786,58	1592994,95	116,24%	104,49%	114,36%	101,16%

Dari Tabel 4.98 dan 4.99 dapat dilihat bahwa tidak ada persentase kekakuan lateral tiap lantai yang kurang dari 70% untuk satu tingkat di atasnya ataupun kurang dari 80% untuk rata-rata tiga tingkat di atasnya baik arah x maupun arah y. Akan tetapi memang tidak dapat dipungkiri bahwa pada struktur ini hampir terdapat ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*). Dapat dilihat pada lantai 6 dan lantai 2 pada kedua tabel, persentase yang dimiliki lantai tersebut hampir mencapai 70% baik untuk arah x maupun arah y.

#### 4.2.6.8. Ketidakberaturan Torsi

Dari sub subbab 4.2.2.1 diketahui bahwa struktur gedung pada Model 6 memiliki eksentrisitas antara pusat massa dan pusat kekakuan sehingga harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi. Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x dan y untuk Model 6 tertera pada Tabel 4.100 dan 4.101.

Tabel 4.100: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 6.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	21,782	23,172	1,661	1,681	1,0060
Lantai 9	32	20,121	21,491	2,088	2,118	1,0071
Lantai 8	28,5	18,033	19,373	2,090	2,174	1,0197
Lantai 7	25	15,943	17,199	1,137	1,132	0,9978
Lantai 6	21,5	14,806	16,067	2,698	2,884	1,0333
Lantai 5	18	12,108	13,183	3,187	3,426	1,0361
Lantai 4	14,5	8,921	9,757	2,878	3,112	1,0391
Lantai 3	11	6,043	6,645	1,301	1,323	1,0084
Lantai 2	7,5	4,742	5,322	2,536	2,807	1,0507
Lantai 1	4	2,206	2,515	2,206	2,515	1,0655

Tabel 4.101: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 6.

Lantai	Elevasi	$dx_{min}$	$dx_{max}$	$\Delta x_{min}$	$\Delta x_{max}$	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35,5	22,621	22,621	1,676	1,676	1,0000
Lantai 9	32	20,945	20,945	2,114	2,114	1,0000
Lantai 8	28,5	18,831	18,831	2,168	2,168	1,0000
Lantai 7	25	16,663	16,663	1,100	1,100	1,0000
Lantai 6	21,5	15,563	15,563	2,816	2,816	1,0000
Lantai 5	18	12,747	12,747	3,306	3,306	1,0000
Lantai 4	14,5	9,441	9,441	3,024	3,024	1,0000
Lantai 3	11	6,417	6,417	1,269	1,269	1,0000
Lantai 2	7,5	5,148	5,148	2,711	2,711	1,0000
Lantai 1	4	2,437	2,437	2,437	2,437	1,0000

Dari Tabel 4.100 dan 4.101 dapat dilihat bahwa tidak ada rasio antara simpangan antar lantai tingkat maksimum terhadap simpangan antar lantai tingkat

rata-rata yang lebih dari 1,2 sehingga struktur gedung pada Model 6 tidak memiliki ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x maupun gempa arah y.

#### 4.2.6.9. Ketidakberaturan Massa

Pemodelan ini diharuskan untuk memeriksa ketidakberaturan massa dikarenakan penggunaan beban hidup yang beragam di setiap lantai. Kontrol ketidakberaturan beraturan massa untuk Model 6 dapat dilihat pada Tabel 4.102.

Tabel 4.102: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 6.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n±1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	499964	499964	85,32%	85,32%	Tidak	Tidak
Lt. 2	585954	585954	117,20%	117,20%	Tidak	Tidak
Lt. 3	508285	508285	106,73%	106,73%	Tidak	Tidak
Lt. 4	476227	476227	99,17%	99,17%	Tidak	Tidak
Lt. 5	480204	480204	100,84%	100,84%	Tidak	Tidak
Lt. 6	572356	572356	119,19%	119,19%	Tidak	Tidak
Lt. 7	489759	489759	98,67%	98,67%	Tidak	Tidak
Lt. 8	496385	496385	101,35%	101,35%	Tidak	Tidak
Lt. 9	575090	575090	170,86%	170,86%	Ada	Ada
Lt. 10	336585	336585	67,32%	67,32%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.102 dapat dilihat bahwa terdapat persentase massa efektif yang melebihi 150% pada lantai sembilan. Akan tetapi, nilai persentase tersebut disebabkan oleh lantai di atasnya yang merupakan atap gedung. Berdasarkan SNI 1726:2012, dikatakan bahwa untuk ketidakberaturan berat (massa) untuk atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau.

#### 4.2.6.10. Kontrol Desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*)

Berdasarkan SNI 7860:2015 struktur gedung baja harus diperiksa menurut ketentuan rasio momen yaitu hubungan antara balok dan kolom harus memiliki

rasio momen yang menghasilkan jumlah kekuatan lentur kolom di atas dan di bawah *joint* dibagi jumlah kekuatan lentur balok pada *joint* yang sama harus lebih besar dari 1,0. Untuk itu perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 6.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1$$

dimana:

$\sum M_{pc}$  = Jumlah kekuatan lentur nominal kolom di atas dan di bawah *joint*

$\sum M_{pb}$  = Jumlah kekuatan lentur ekspektasi balok pada lokasi sendi plastis

Dengan data properti kolom-balok yang sama dengan Model 1, nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  didapat dari perhitungan yang sama seperti pada Model 1 menggunakan Pers. 2.4 dan 2.5 dengan data dari Tabel 4.103.

Tabel 4.103: Gaya aksial dan gaya geser pada daerah sendi plastis untuk Model 6.

Pu	atas	bawah
	4040,331	5620,82
Vu	kanan	kiri
	144,577	95,403

Nilai dari  $\sum M_{pc}$  dan  $\sum M_{pb}$  serta rasio momen dirangkum dalam Tabel 4.104 dengan menggunakan data yang diambil berdasarkan dari perkiraan kolom terlemah pada struktur Model 6.

Tabel 4.104: Rasio momen pada Model 6.

$\sum M_{pc}$	$\sum M_{pb}$	Rasio Momen
3793,357	2641,263	1,44

Nilai rasio momen yang didapat lebih besar dari 1,0 sehingga struktur gedung Model 6 sesuai dengan desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

#### 4.2.6.11. Kontrol SRPMK dengan 25 Persen Gaya Lateral

Pada model ini dilakukan analisis kontrol SRPMK dengan paling sedikit menahan 25 persen gaya lateral dengan cara menghitung gaya geser yang dipikul pada setiap *joint reaction* untuk setiap *frame*. *Frame* tersebut dibagi menjadi SRPMK dan sistem ganda, kemudian dihitung persentase yang dipikul oleh SRPMK dan sistem ganda tersebut.

Berdasarkan data dari hasil *output* Model 6 yang dianalisis dengan program analisis struktur dan dirangkum pada Lampiran C1.d) didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda.

Tabel 4.105: Persentase penahan gaya gempa Model 6.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	1420,880	2540,367	35,87	64,13
Gempa Y	1387,750	2525,753	35,46	64,54

Dapat dilihat pada Tabel 4.105 bahwa persentase dari SRPMK sebesar 35,87 persen untuk gempa x dan 35,46 persen untuk gempa y, sehingga model ini masuk dalam kategori yang direncanakan yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25 persen gaya gempa yang ditetapkan. Akan tetapi persentase dari sistem ganda lebih besar dari SRPMK.

Dari jumlah gaya yang diterima oleh sistem terhadap gaya gempa terdapat selisih nilai. Tabel 4.106 merupakan koreksi dari selisih nilai antara gaya gempa dengan gaya yang diterima oleh sistem.

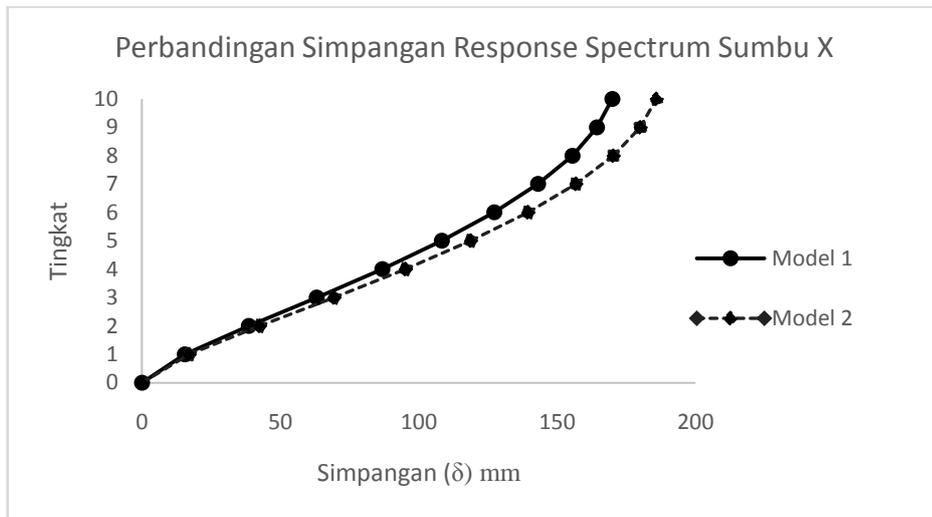
Tabel 4.106: Koreksi gaya gempa dengan gaya yang diterima sistem Model 6.

Arah	Gaya Gempa Yang Diterima (KN)	Gaya Geser Dasar (KN)	Koreksi (%)
Gempa X	3961,247	3922,5409	0,9868
Gempa Y	3913,503	3879,8862	0,8664

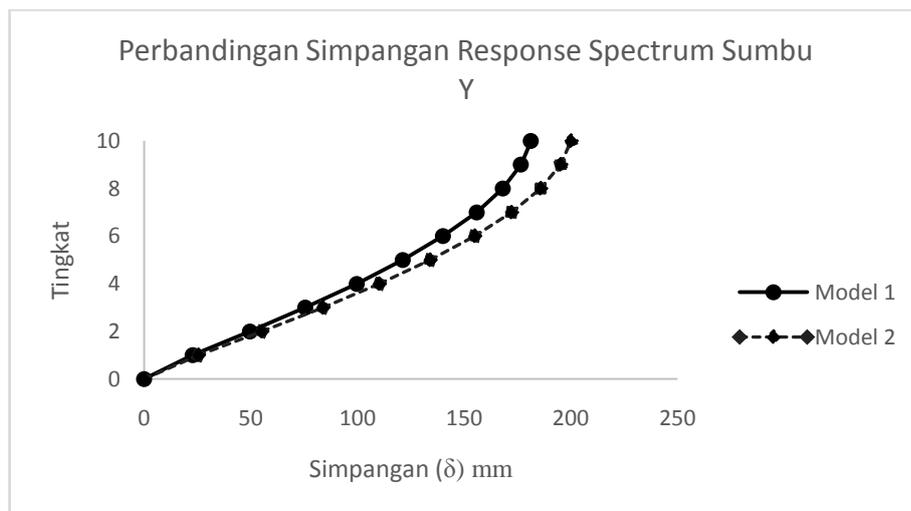
### 4.3. Rangkuman Grafik Perbandingan

#### 4.3.1. Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai

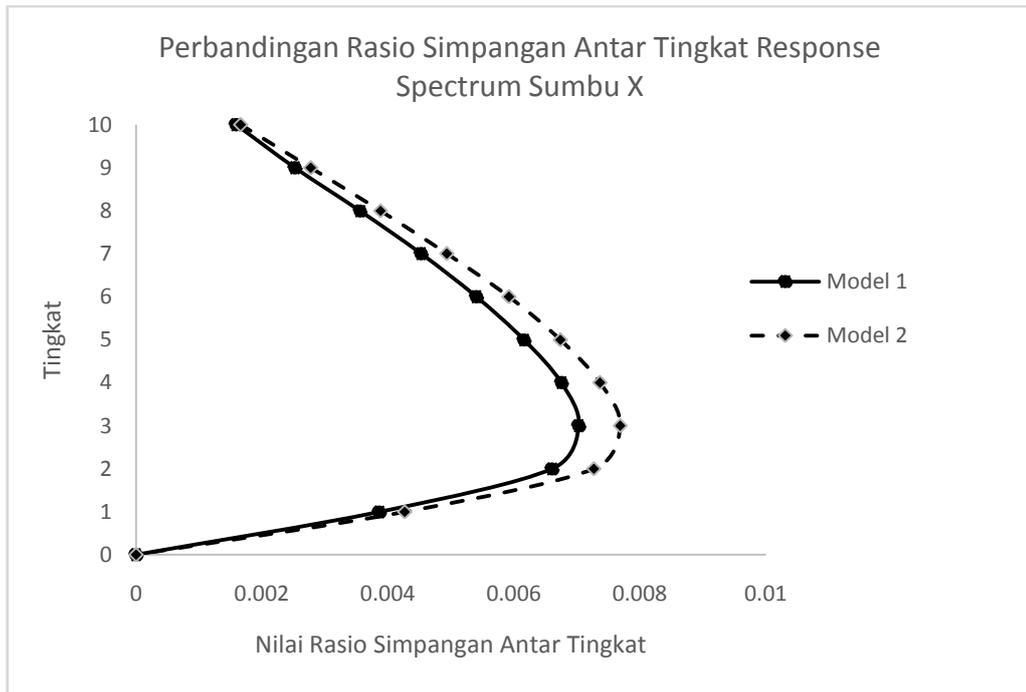
Perbandingan simpangan dan simpangan antar lantai dijelaskan dengan menggunakan grafik agar mudah untuk memahaminya. Dari Gambar 4.2 sampai dengan Gambar 4.13 menyajikan perbandingan grafik simpangan terhadap ketinggian lantai gedung antara Model 1 dengan Model 2, Model 3 dengan Model 4, dan antara Model 5 dengan Model 6 serta disajikan simpangan antar lantai.



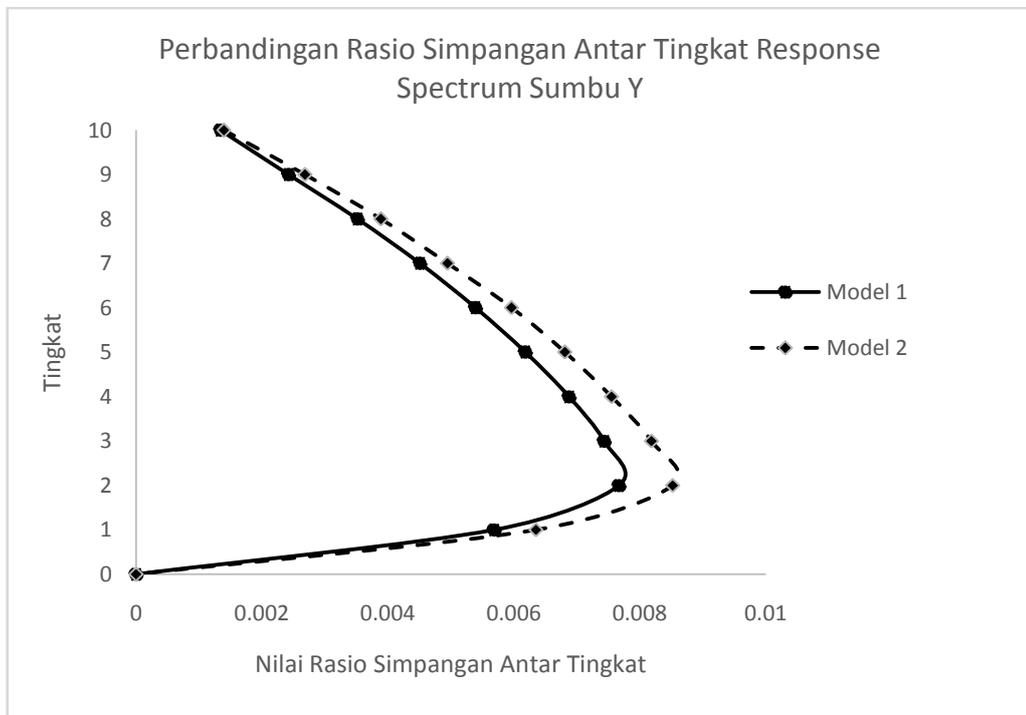
Gambar 4.2: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x antara Model 1 dan Model 2.



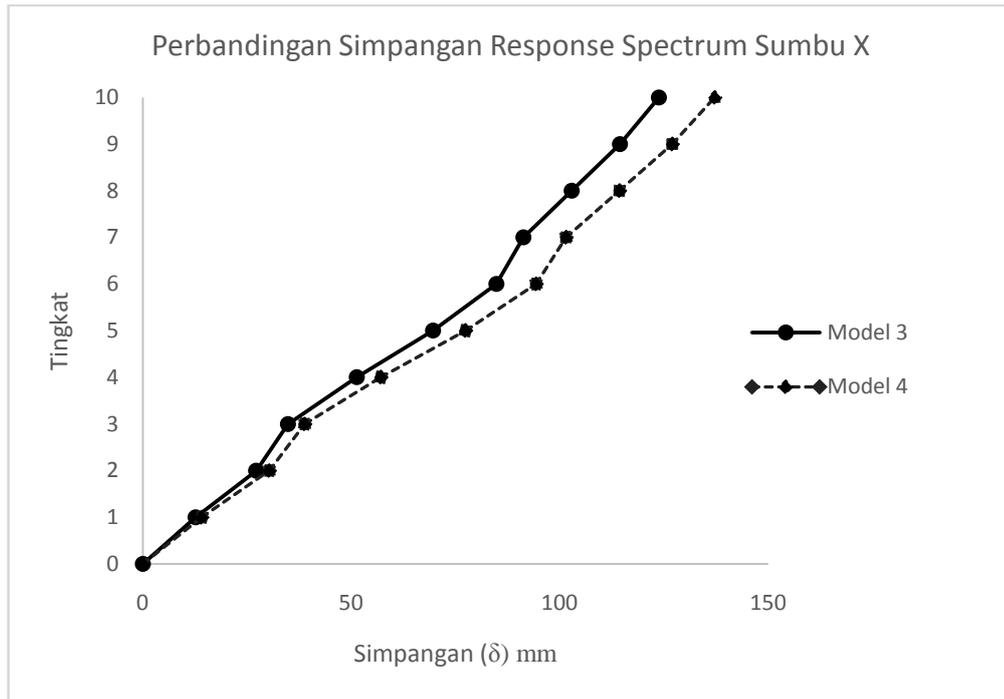
Gambar 4.3: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu y antara Model 1 dan Model 2.



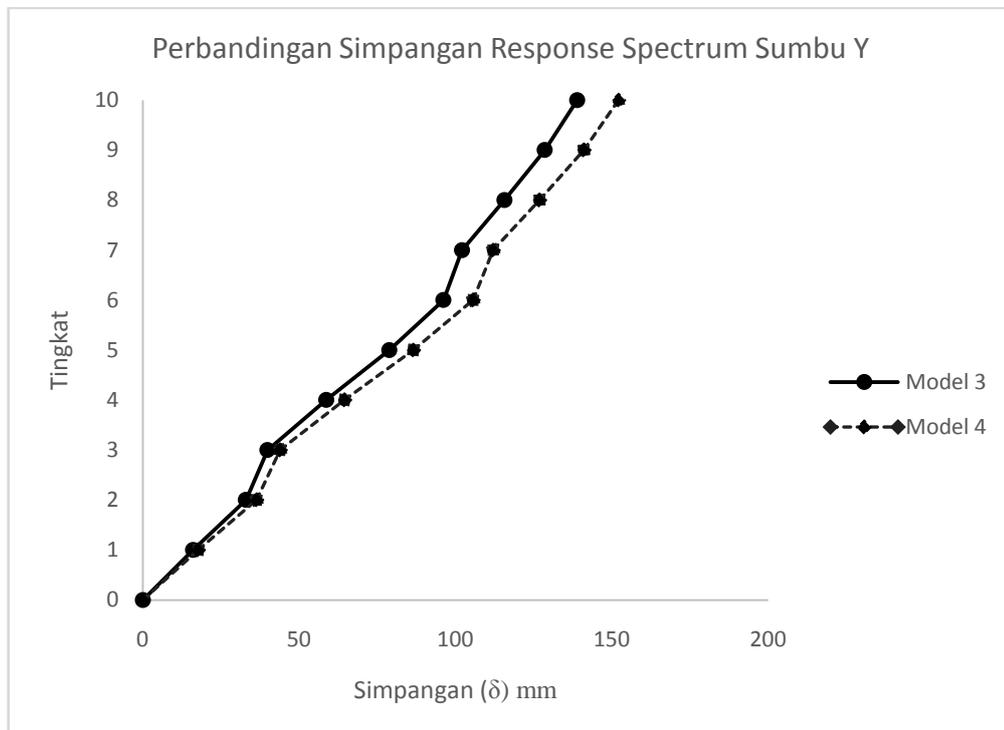
Gambar 4.4: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu x antara Model 1 dan Model 2.



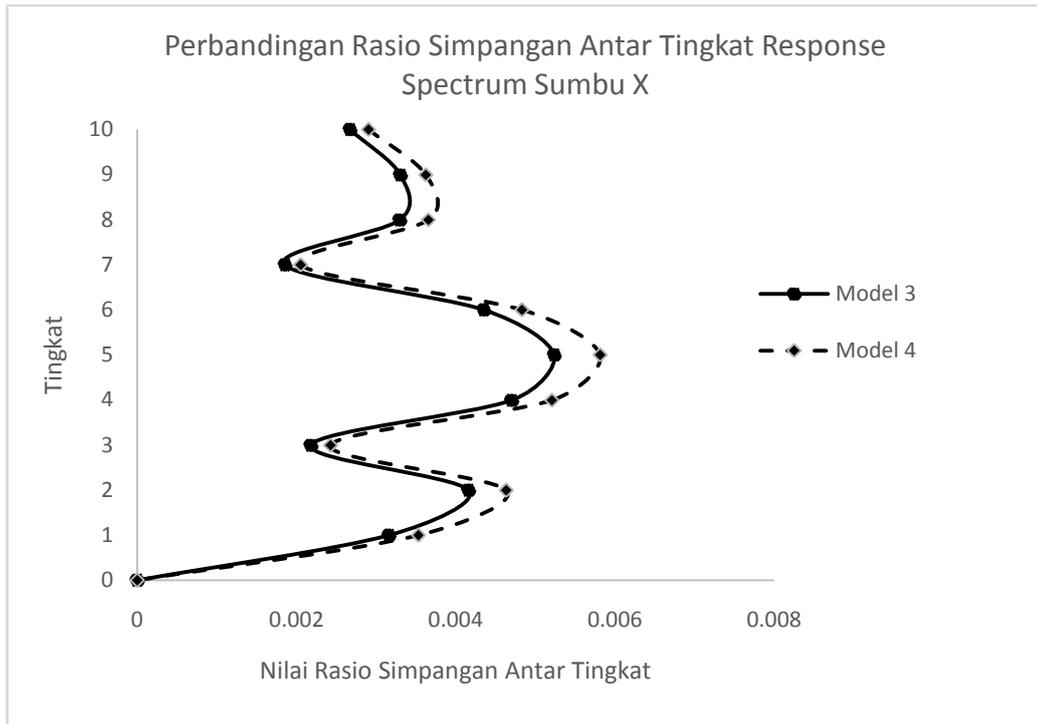
Gambar 4.5: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu y antara Model 1 dan Model 2.



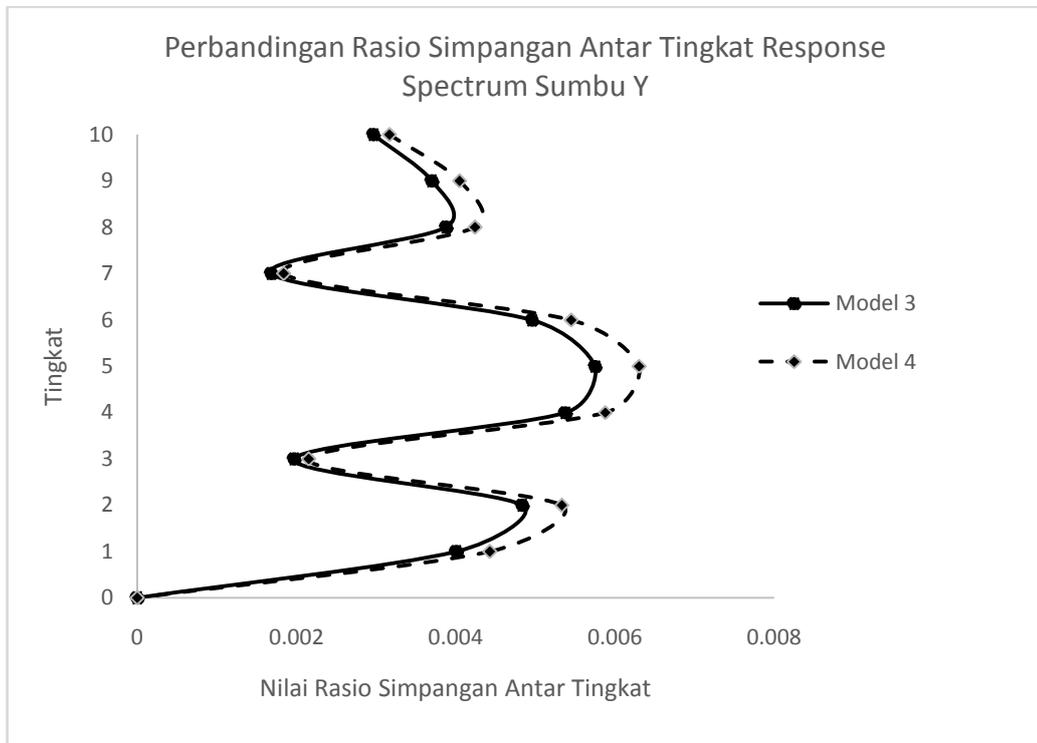
Gambar 4.6: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x antara Model 3 dan Model 4.



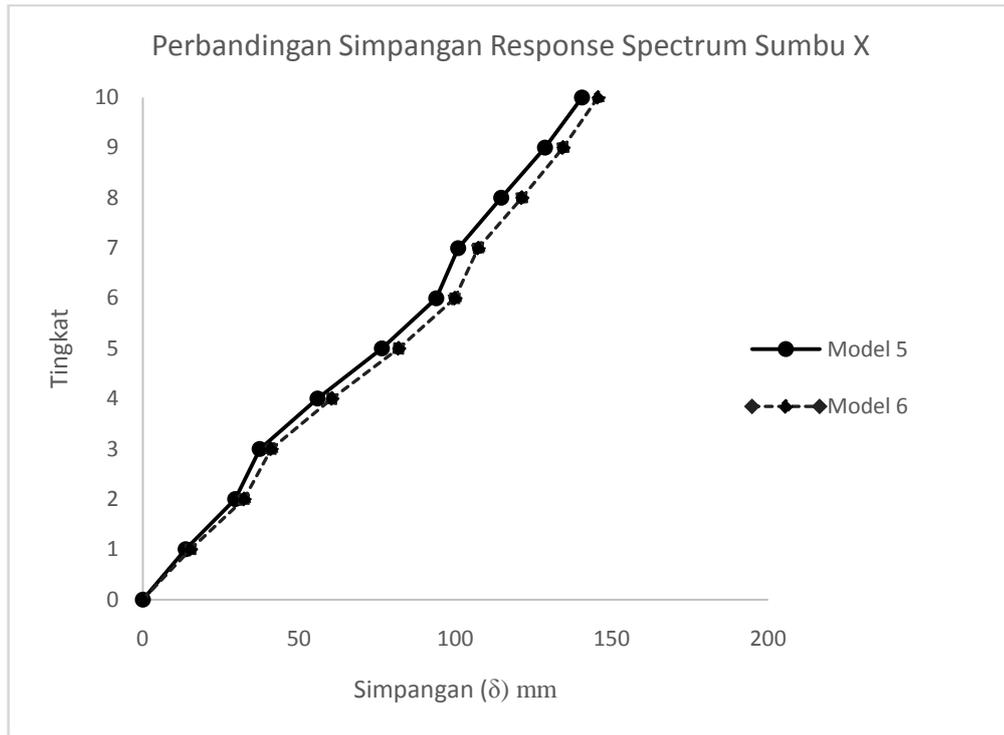
Gambar 4.7: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu y antara Model 3 dan Model 4.



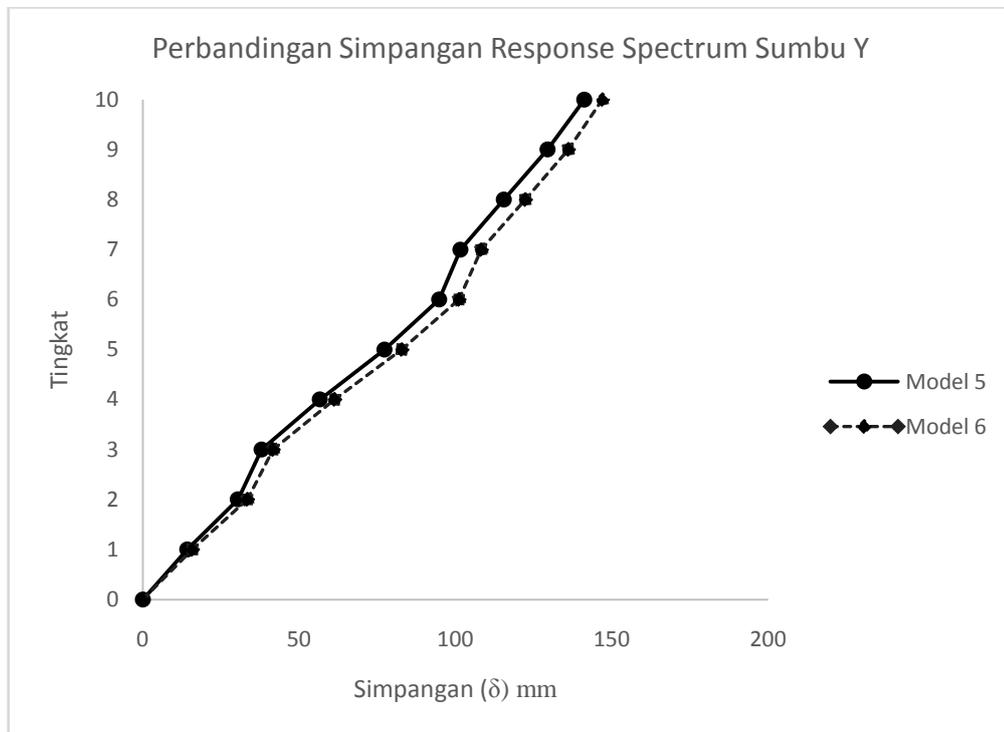
Gambar 4.8: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu x antara Model 3 dan Model 4.



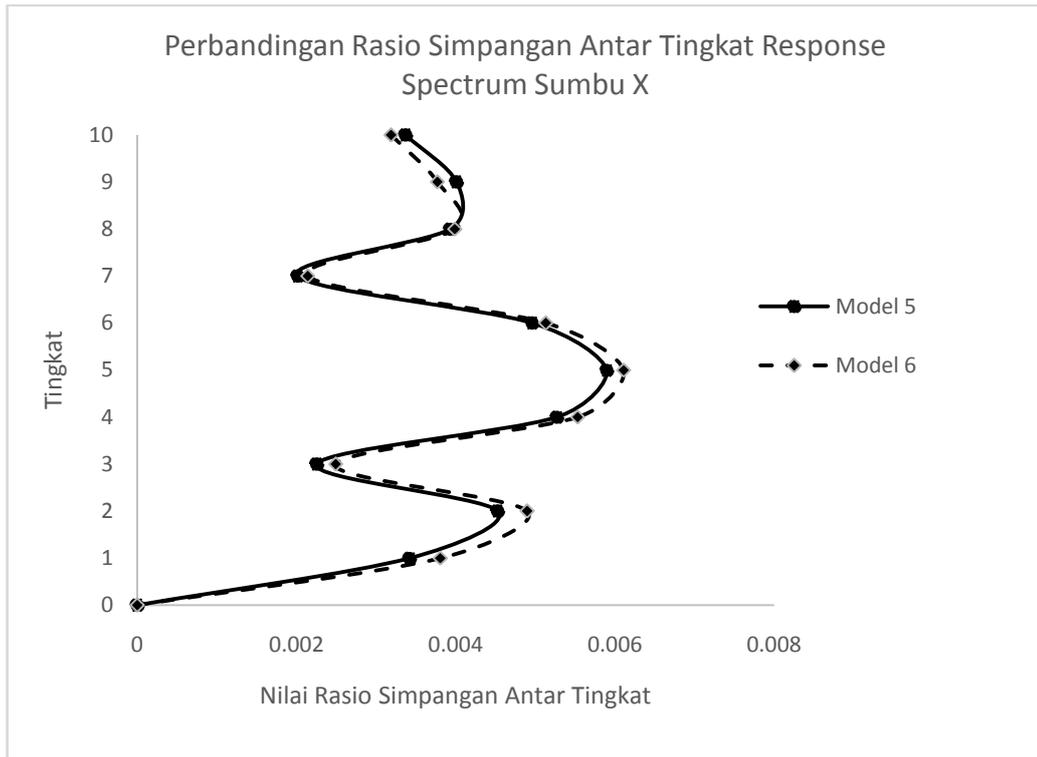
Gambar 4.9: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu y antara Model 3 dan Model 4.



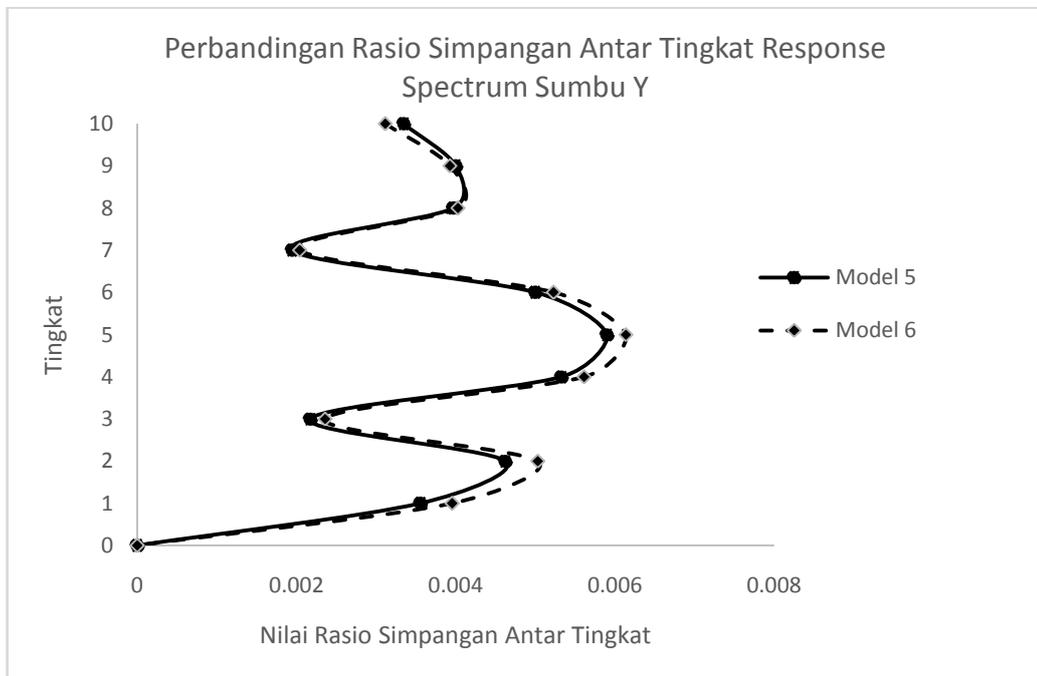
Gambar 4.10: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu x antara Model 5 dan Model 6.



Gambar 4.11: Perbandingan simpangan respons spektrum sumbu y antara Model 5 dan Model 6.



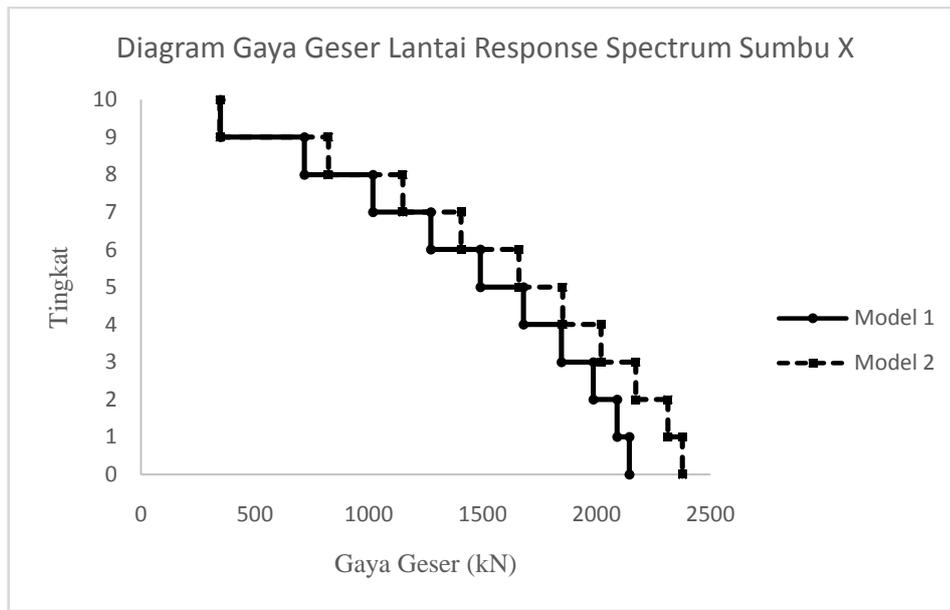
Gambar 4.12: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu x antara Model 5 dan Model 6.



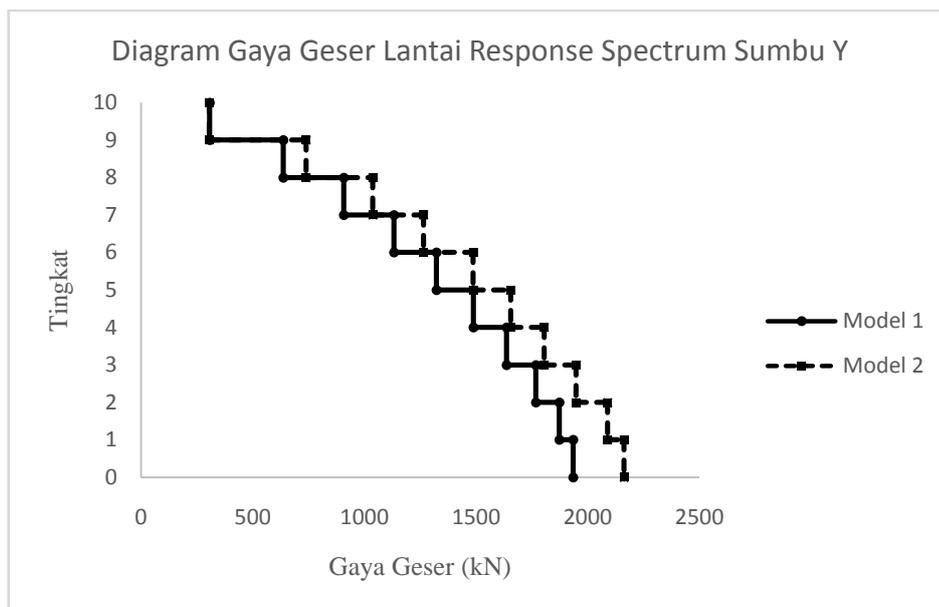
Gambar 4.13: Perbandingan rasio simpangan antar lantai respons spektrum sumbu x antara Model 5 dan Model 6.

### 4.3.2. Perbandingan Grafik Gaya Geser Lantai

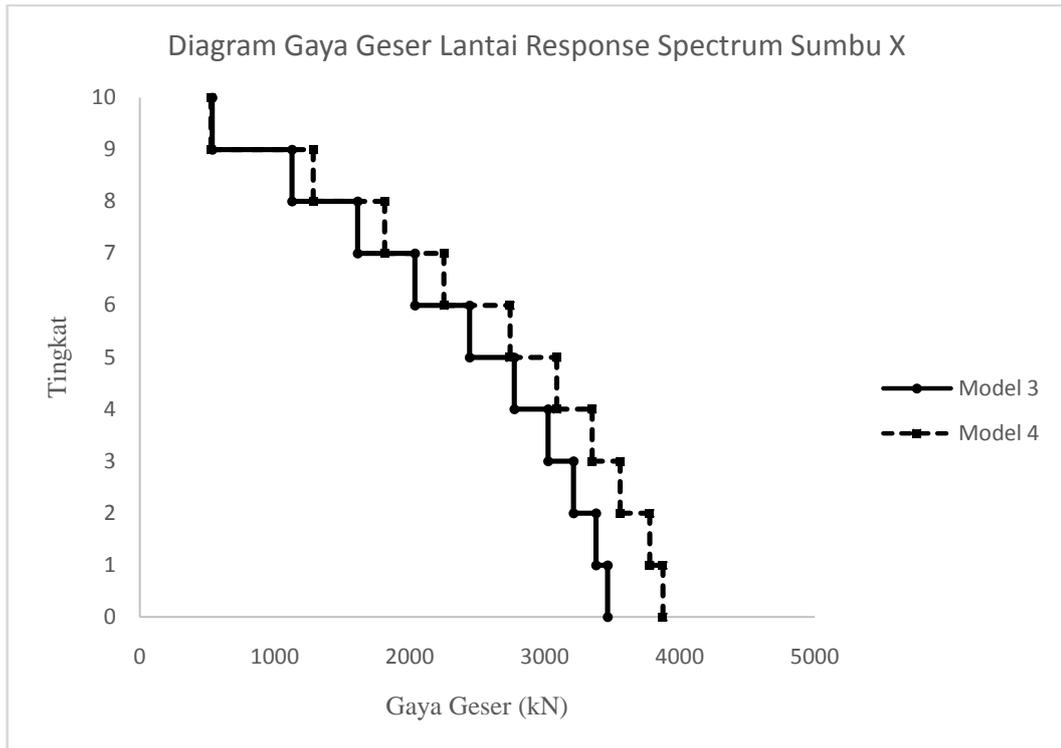
Berikut ini disajikan perbandingan grafik gaya geser lantai terhadap ketinggian lantai gedung antara Model 1 dengan Model 2, Model 3 dengan Model 4 dan antara Model 5 dengan Model 6.



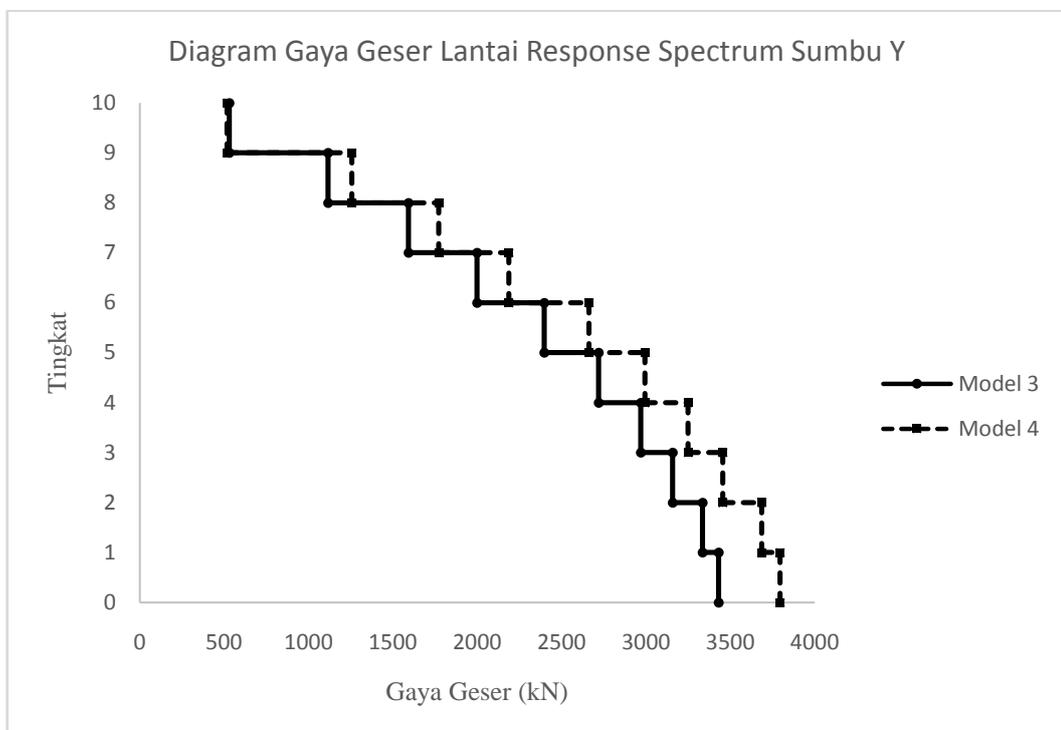
Gambar 4.14: Perbandingan gaya geser lantai respons spektrum sumbu x antara Model 1 dan Model 2.



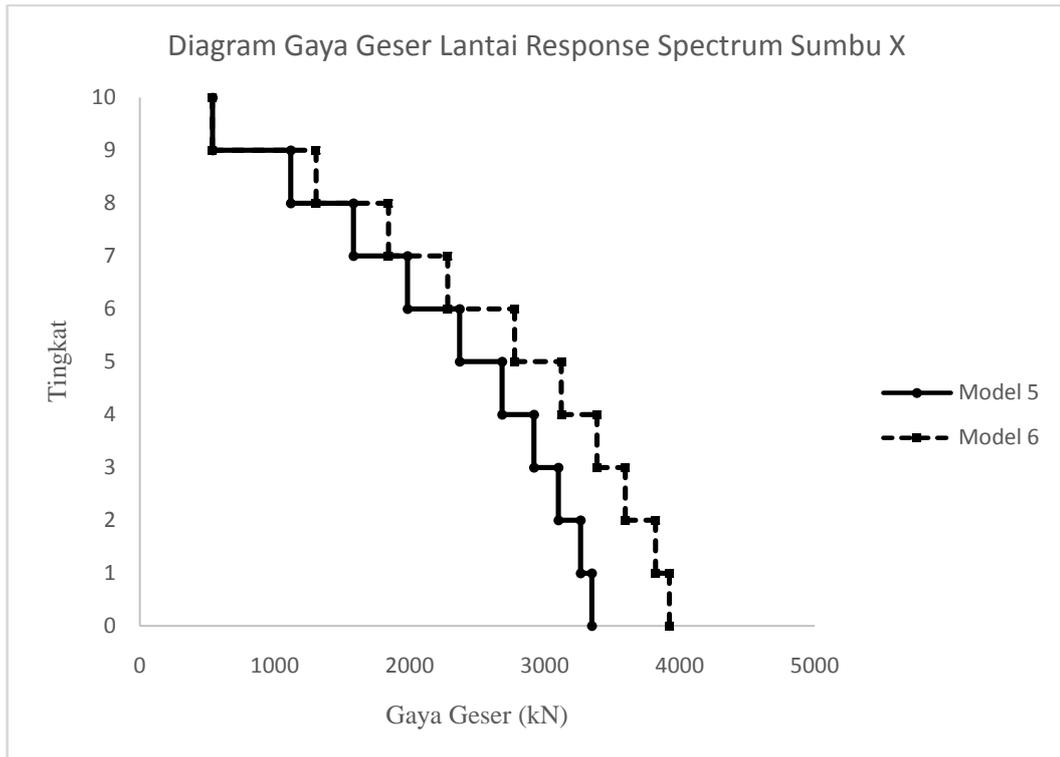
Gambar 4.15: Perbandingan gaya geser lantai respons spektrum sumbu y antara Model 1 dan Model 2.



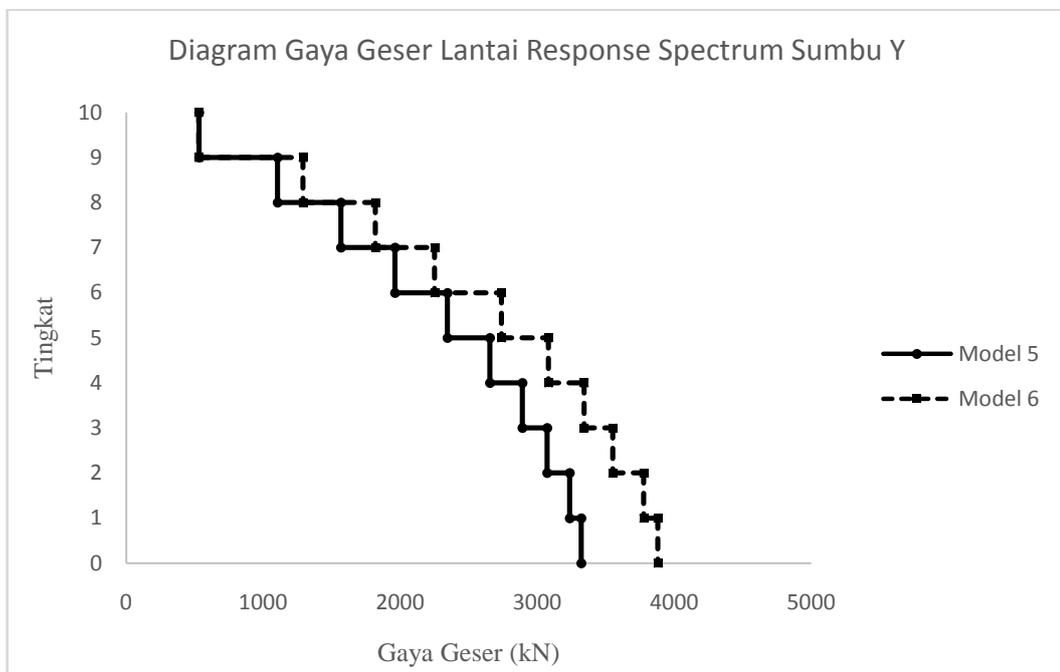
Gambar 4.16: Perbandingan gaya geser lantai respons spektrum sumbu x antara Model 3 dan Model 4.



Gambar 4.17: Perbandingan gaya geser lantai respons spektrum sumbu y antara Model 3 dan Model 4.



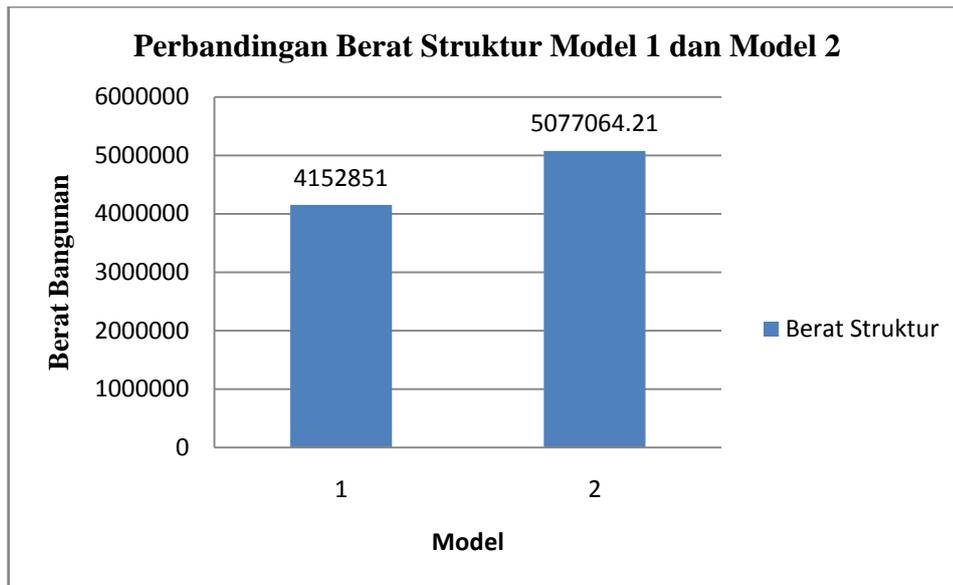
Gambar 4.18: Perbandingan gaya geser lantai respons spektrum sumbu x antara Model 5 dan Model 6.



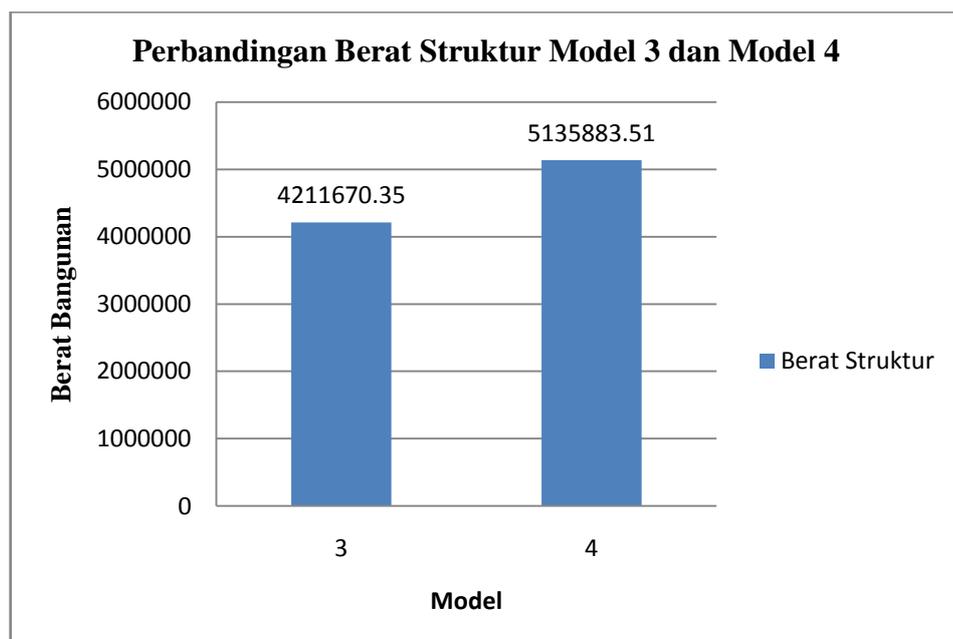
Gambar 4.19: Perbandingan gaya geser lantai respons spektrum sumbu y antara Model 5 dan Model 6.

### 4.3.3. Perbandingan Grafik Berat lantai Bangunan

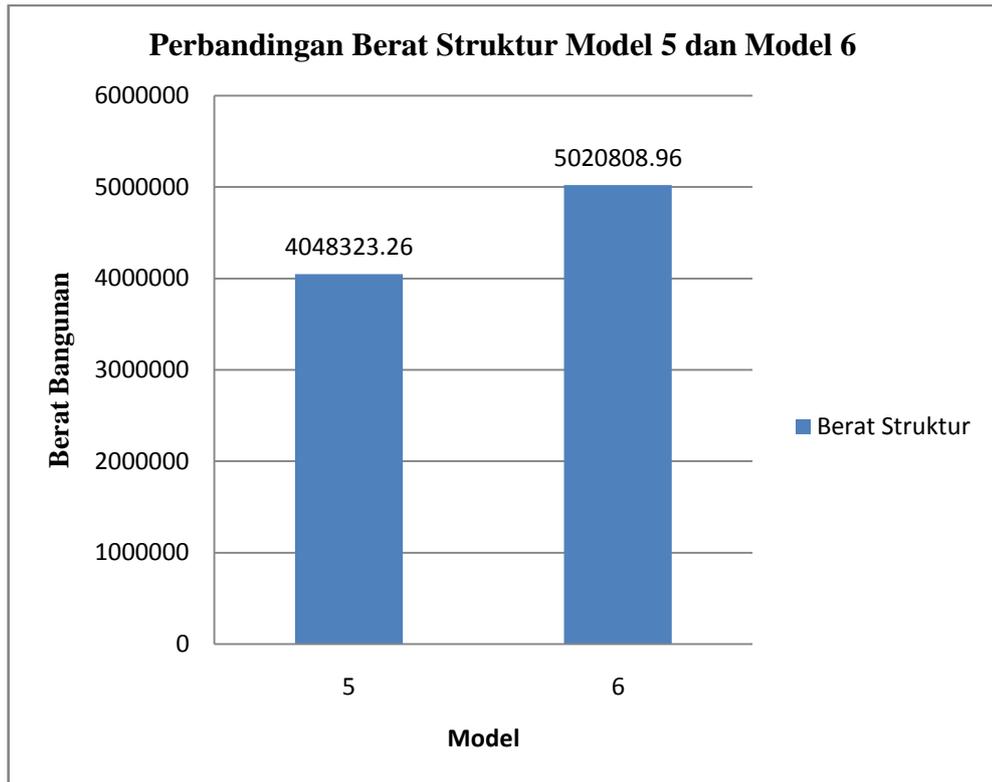
Berikut ini disajikan perbandingan berat lantai bangunan antara Model 1 dengan Model 2, Model 3 dengan Model 4 dan antara Model 5 dengan Model 6. Dan juga perbandingan berat total antara Model 1, 3 dengan 5 dan berat total antara Model 2, 4 dengan 6.



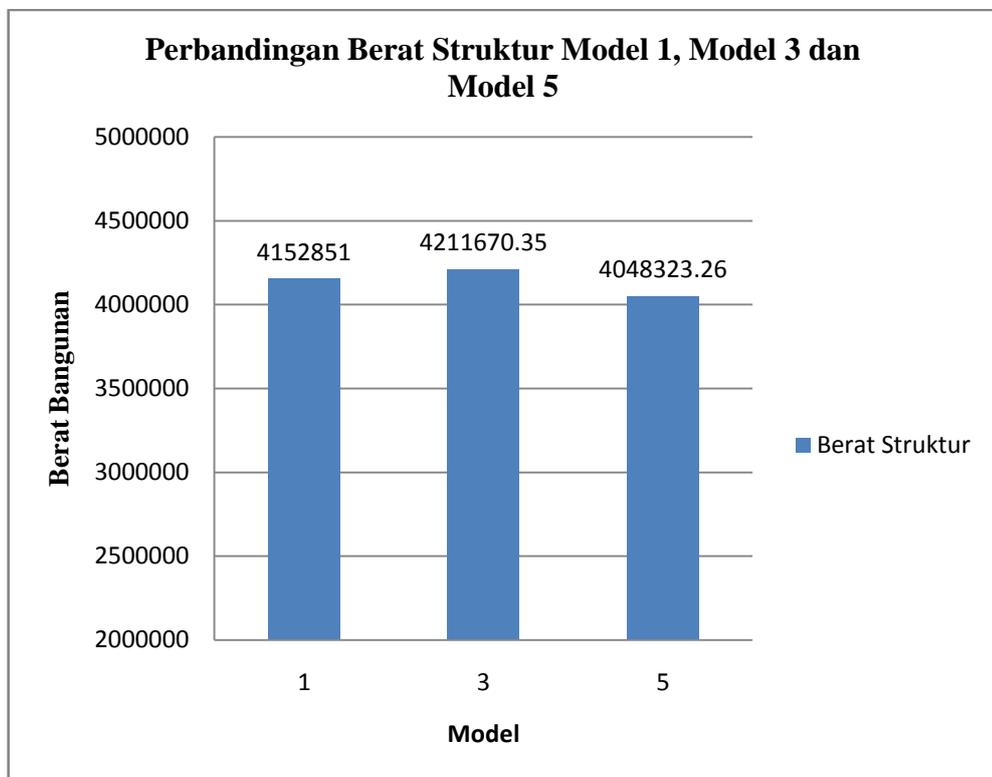
Gambar 4.20: Perbandingan berat total antara Model 1 dan Model 2.



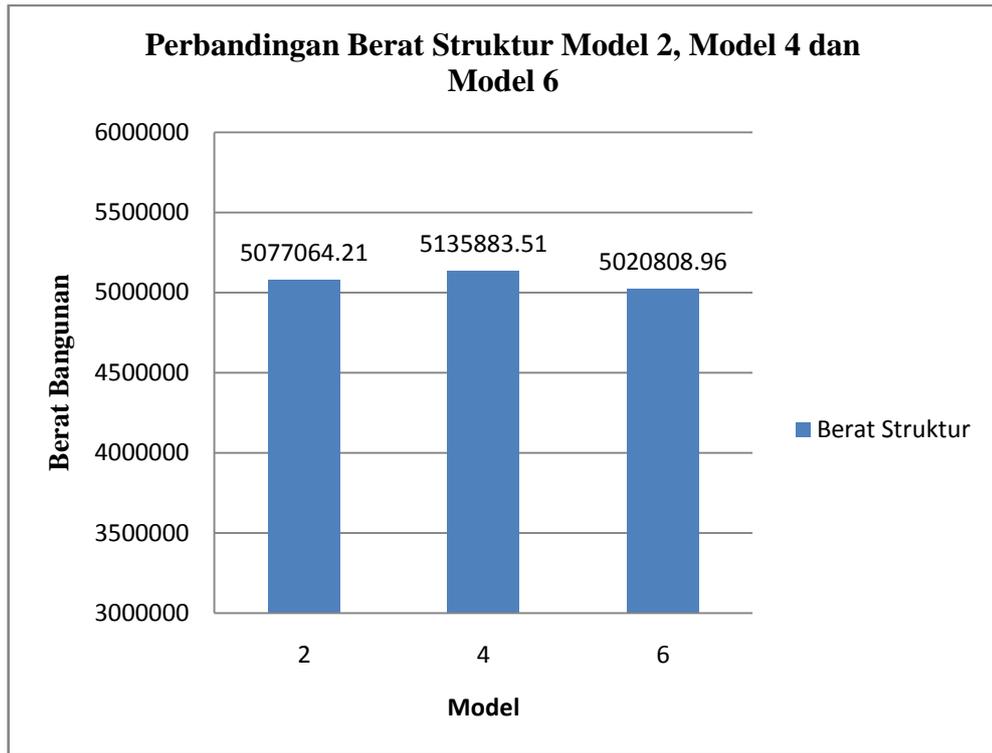
Gambar 4.21: Perbandingan berat total antara Model 3 dan Model 4.



Gambar 4.22: Perbandingan berat total antara Model 5 dan Model 6.



Gambar 4.23: Perbandingan berat total antara Model 1, Model 3 dan Model 5.



Gambar 4.24: Perbandingan berat total antara Model 2, Model 4 dan Model 6.

## BAB 5

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis dan pembahasan mengenai perilaku struktur dari model-model yang dibahas pada bab 4, dapat disimpulkan sebagai berikut:

1. Berdasarkan hasil analisis, didapatkan nilai-nilai dari perilaku struktur gedung, yaitu:
  - a) Periodea getar struktur:
    - a1. Periodea getar struktur untuk Model 1 yaitu Sistem Rangka Pemikul momen Khusus (SRPMK) dengan beban hidup seragam di setiap lantai adalah 1,371 detik (arah y) dan 1,235 detik (arah x).
    - a2. Periodea getar struktur untuk Model 2 yaitu Sistem Rangka Pemikul momen Khusus (SRPMK) dengan beban hidup berbeda di setiap lantai adalah 1,513 detik (arah y) dan 1,362 detik (arah x).
    - a3. Periodea getar struktur untuk Model 3 yaitu sistem ganda SRPMK dengan *outrigger* dan *beltruss* dengan beban hidup seragam di setiap lantai adalah 0,783 detik (arah y) dan 0,730 detik (arah x).
    - a4. Periodea getar struktur untuk Model 4 yaitu sistem ganda SRPMK dengan *outrigger* dan *beltruss* dengan beban hidup berbeda di setiap lantai adalah 0,863 detik (arah y) dan 0,805 detik (arah x).
    - a5. Periodea getar struktur untuk Model 5 yaitu model perbaikan dari Model 3 adalah 0,777 detik (arah y) dan 0,771 detik (arah x).
    - a6. Periodea getar struktur untuk Model 6 yaitu model perbaikan dari Model 4 adalah 0,825 detik (arah y) dan 0,816 detik (arah x).
  - b) Berat total bangunan:
    - b1. Berat total Model 1 adalah 4152851kg.
    - b2. Berat total Model 2 adalah 5077064,21 kg.
    - b3. Berat total Model 3 adalah 4211670,35 kg.
    - b4. Berat total Model 4 adalah 5135883,51 kg.
    - b5. Berat total Model 5 adalah 4048323,26 kg.

- b6. Berat total Model 6 adalah 5020808,96 kg.
- c) Simpangan gedung:
- c1. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 1 sebesar 169,96 mm (arah x) dan 181,35 mm (arah y).
  - c2. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 2 sebesar 185,86 mm (arah x) dan 200,15 mm (arah y).
  - c3. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 3 sebesar 123,77 mm (arah x) dan 138,94 mm (arah y).
  - c4. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 4 sebesar 137,17 mm (arah x) dan 152,15 mm (arah y).
  - c5. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 5 sebesar 140,43 mm (arah x) dan 141,18 mm (arah y).
  - c6. Simpangan maksimum yang terjadi untuk Model 6 sebesar 145,58 mm (arah x) dan 146,98 mm (arah y).
- d) Gaya geser dasar:
- d1. Gaya geser dasar Model 1 adalah 2143,714 KN (gempa x) dan 1935,124 KN (gempa y).
  - d2. Gaya geser dasar Model 2 adalah 2376,288 KN (gempa x) dan 2162,755 KN (gempa y).
  - d3. Gaya geser dasar Model 3 adalah 3464,434 KN (gempa x) dan 3429,124 KN (gempa y).
  - d4. Gaya geser dasar Model 4 adalah 3873,815 KN (gempa x) dan 3794,033 KN (gempa y).
  - d5. Gaya geser dasar Model 5 adalah 3347,379 KN (gempa x) dan 3321,369 KN (gempa y).
  - d6. Gaya geser dasar Model 6 adalah 3922,541 KN (gempa x) dan 3879,886 KN (gempa y).
2. Dari perbandingan antara model-model yang menggunakan beban hidup seragam dengan model-model yang menggunakan beban hidup berbeda, dapat disimpulkan bahwa pengaruh dari penggunaan beban hidup yang tidak seragam di setiap lantai sangat mempengaruhi berat total secara drastis. Penambahan berat dari model yang dibandingkan mencapai kurang lebih 25

persen dari berat total. Bertambahnya berat total untuk model yang menggunakan beban hidup berbeda per lantai membuat perilaku-perilaku dari model tersebut juga bertambah besar, seperti perioda struktur, simpangan lantai, serta beban gempa yang bekerja. Untuk struktur yang menggunakan beban hidup berbeda per lantai, pada pusat massa per lantainya menjadi tidak beraturan. Ini terjadi karena denah pembebanan yang berbeda-beda disetiap lantai, membuat pembebanan menjadi tidak merata pada setiap sisi.

3. Dari hasil perbandingan, sistem *outrigger* dan *beltruss* dapat memperkecil simpangan yang terjadi sekitar 40 mm sampai dengan 50 mm. Akan tetapi, berdasarkan dari hasil perioda untuk Model 3 dan Model 4, diketahui bahwa terjadi kesalahan yang disebabkan oleh terjadinya rotasi pada *mode 2* yang sangat signifikan. Ini dikarenakan penyaluran gaya yang tidak merata oleh *outrigger* dikarenakan adanya lubang (*void*) pada bangunan. Sehingga dapat disimpulkan penggunaan *outrigger* tidak begitu efektif digunakan untuk struktur gedung yang memiliki lubang (*void*).

## 5.2. Saran

Adapun saran-saran yang dapat disampaikan oleh peneliti adalah sebagai berikut:

1. Peneliti menyarankan agar dapat membandingkan metode analisis dengan metode-metode yang lain, seperti analisis *time history*.
2. Pada Tugas Akhir ini, struktur gedung menggunakan sistem SRPMK dan dual sistem *outrigger* dan *beltruss* dengan *core* Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK), sehingga disarankan untuk analisis selanjutnya menggunakan sistem yang lain agar dapat dibandingkan dengan sistem yang digunakan pada Tugas Akhir ini.
3. Peneliti menyarankan agar dilakukan peninjauan lebih dalam lagi sampai batas plastis menggunakan analisis *push over*(analisis non-linear). Sehingga pada analisis *push over* maka didapat batas leleh maksimum yang terjadi pada struktur.

## DAFTAR PUSTAKA

- Amirsyah, T.P. (2007) Kajian Parameter Daktilitas dan Energi Disipasi pada Struktur Dinding Geser Pelat Baja. *Tesis Magister*. Bandung: Program Studi Rekayasa Struktur, Institut Teknologi Bandung.
- Badan Standarisasi Nasional(2012)*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional(2013)*Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional(2013)*Sambungan Terprakualifikasi untuk Rangka Momen Khusus dan Menengah Baja pada Aplikasi Seismik SNI 7972:2013*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional(2015)*Ketentuan Seismik untuk Struktur Baja Bangunan Gedung SNI 7860:2015*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional(2015)*Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729:2015*, Bandung: Badan Standarisasi Nasional.
- Berman, Jeffrey, Bruneau, M. (2003) Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls. *ASCE Journal of Structural Engineering*, pp. 1448-1456.
- Budiono, B., Wicaksono, E. B. (2016) Perilaku Struktur Bangunan dengan Ketidakberaturan Vertikal Tingkat Lunak Berlebihan dan Massa Terhadap Beban Gempa. *Jurnal Teknik Sipil*, Vol.23 (2).
- Dewobroto, W. (2012) *Menyongsong Era Bangunan Tinggi dan Bentang Panjang*. Tangerang: Universitas Pelita Harapan.
- Dewobroto, W. (2016) *Struktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010 Edisi Ke-2*. Tangerang: Universitas Pelita Harapan.
- Faisal, A. (2013) *Catatan Kuliah M.K Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Kementrian Pekerjaan Umum. (1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik dan Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Pustaka Pelajar.

## **LAMPIRAN**

## A. Perencanaan Struktur

### A1. Perhitungan Tebal Pelat Lantai

Perencanaan pelat lantai untuk seluruh model adalah sama, dan pelat lantai menggunakan sistem pelat dua arah dimana perbandingan antara  $l_y/l_x \leq 2,3$ . Berikut ini merupakan perhitungan tebal pelat dua arah.

Data-data:

- $l_y = 5000$  mm
- $l_x = 5000$  mm
- $f_y = 400$  Mpa
- $l_n = 5000$  mm
- $\beta = l_y/l_x = 1$

$$\begin{aligned} \bullet \quad h_{\text{maks}} &= \frac{\ln (0,8 + f_y/1500)}{36} \\ &= \frac{5000 (0,8 + 400/1500)}{36} \\ &= 148,148 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad h_{\text{min}} &= \frac{\ln (0,8 + f_y/1500)}{36 + 9\beta} \\ &= \frac{5000 (0,8 + 400/1500)}{36 + 9(1)} \\ &= 118,518 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga tebal pelat lantai diambil:

- Lantai 1-9 = 140 mm
- Lantai 10 = 120 mm

### A2. Perhitungan Tebal Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK)

Tebal dinding geser ini dihitung dengan menggunakan transformasi dari rumus yang ada pada SNI 7860:2015. Tebal dinding di seluruh lantai dibuat sama dengan kemampuan untuk memikul gaya geser rencana adalah gaya geser dasar. Tebal dinding geser yang digunakan adalah sama untuk seluruh model yang menggunakannya. Berikut Berikut ini merupakan perhitungan tebal Dinding Geser Pelat Khusus (DGPK).

Data-data:

- $V_s = 2376,288 \text{ KN}$
- $L = 5000 \text{ mm}$
- $f_y = 250 \text{ Mpa}$
- $\alpha = 40^\circ$  (rencana)

$$t_w = \frac{V_n}{0,42 f_y L \sin 2\alpha}$$
$$= \frac{2376288}{0,42 \cdot 250 \cdot 5000 \sin 2 \cdot 40}$$
$$= 4,596 \text{ mm} \quad , \text{ diambil } t_w = 6 \text{ mm}$$

### A3. Perhitungan Berat Tambahan Beban Mati

Rencana beban tambahan untuk beban mati pada semua model adalah sama, baik beban tambahan pelat lantai, beban dinding serta rencana beban tangga.

#### A3.1. Beban Tambahan Pelat Lantai

Berikut ini merupakan perhitungan beban tambahan pada pelat lantai yang dibedakan menjadi pelat lantai untuk lantai 1 – 9 dan pelat atap untuk lantai 10 (atap).

##### a. Beban Mati Tambahan pada Lantai 1-9

- Spesi Lantai Keramik ( $t = 2 \text{ cm}$ )	=	42 $\text{kg/m}^2$	=	0,42 $\text{kN/m}^2$
- Penutup lantai keramik	=	24 $\text{kg/m}^2$	=	0,24 $\text{kN/m}^2$
- Plafon + penggantung	=	18 $\text{kg/m}^2$	=	0,18 $\text{kN/m}^2$
- ME	=	40 $\text{kg/m}^2$	=	0,4 $\text{kN/m}^2$
Total beban mati	=	124 $\text{kg/m}^2$	=	1,24 $\text{kN/m}^2$

##### b. Beban Mati Tambahan pada Lantai 10

- Plafon + penggantung	=	18 $\text{kg/m}^2$	=	0,18 $\text{kN/m}^2$
- waterproof	=	4 $\text{kg/m}^2$	=	0,04 $\text{kN/m}^2$
- plester	=	42 $\text{kg/m}^2$	=	0,42 $\text{kN/m}^2$
- ME	=	40 $\text{kg/m}^2$	=	0,4 $\text{kN/m}^2$
Total beban mati	=	104 $\text{kg/m}^2$	=	1,04 $\text{kN/m}^2$

### A3.2. Beban Dinding

Berikut ini merupakan perhitungan beban dinding yang dibedakan menjadi beban dinding untuk lantai 1, lantai 2 – 9 dan lantai 10 (atap).

#### a. Dinding Lt 1

$$\begin{aligned} - \text{ Dinding Batako 15 cm} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban garis} &= 300 * 1/2(4+3,5) \\ &= 1125 \text{ kg/m} = 11,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### b. Dinding Lt 2-9

$$\begin{aligned} - \text{ Dinding Batako 15 cm} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban garis} &= 300 * 1/2(3,5+3,5) \\ &= 1050 \text{ kg/m} = 10,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### c. Dinding Lt 10

$$\begin{aligned} - \text{ Dinding Batako 15 cm} &= 300 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban garis} &= 300 * 1/2(3,5) \\ &= 525 \text{ kg/m} = 5,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### A3.3. Beban Tangga

Berikut ini merupakan perhitungan beban tangga yang dibedakan menjadi beban tangga dari *base* ke lantai 1 dan beban tangga dari lantai 1 ke lantai 10 (atap).

Tabel A1: Data perencanaan tangga dari *base* ke lantai 1:

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Tinggi antar lantai ke bodres	2	m
Lebar tangga	1,5	m
Panjang tangga	3,5	m
Kemiringan ( $\alpha$ )	29,745	
Panjang bordes	1,5	m
<i>Optrade</i>	0,16	m
<i>Antrade</i>	0,3	m

Tabel A2: Data perencanaan tangga dari lantai 1 ke lantai 10:

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Tinggi antar lantai ke bodres	1,75	m
Lebar tangga	1,5	m
Panjang tangga	3,5	m
Kemiringan ( $\alpha$ )	26,565	
Panjang bordes	1,5	m
<i>Optrade</i>	0,16	m
<i>Antrade</i>	0,3	m

a) Perhitungan Struktur Tangga

- Tebal pelat tangga *base* ke lantai 1:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{2 / \sin 29,745}{27} \\
 &= 0,149 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

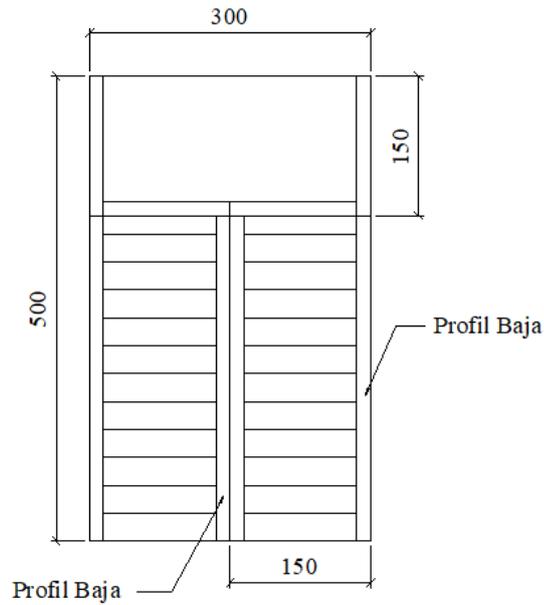
- Tebal pelat tangga lantai 1 ke lantai 10:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{1,75 / \sin 26,565}{27} \\
 &= 0,145 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

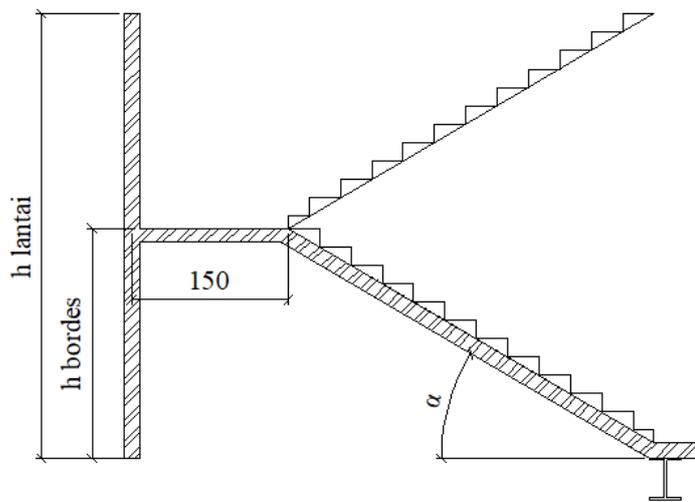
- Tebal pelat bordes diambil  $h = 0,13$  m (diambil berdasarkan range pelat lantai).

Tabel A3: Profil struktur tangga:

LT 1 s/d LT 10					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat (kg/m)	Panjang	Jumlah
Pelat tangga	150	150x150x7x10	31,5	3,91	2
Pelat bordes	130	125x125x6,5x9	23,8	1,5	2
Base s/d LT 1					
	Tebal pelat	Profil digunakan	Berat	Panjang	Jumlah
Pelat tangga	0	150x150x7x10	31,5	4,03	2
Pelat bordes	0	125x125x6,5x9	23,8	1,5	2



Gambar A1: Denah perencanaan pembebanan pada tangga.



Gambar A2: Tampak samping tangga.

b) Perhitungan Berat Struktur Tangga

- Beban tangga *base* ke lantai 1:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 0,15 \times 2400 = 540 \text{ kg/m} = 5,400 \text{ KN/m}$$

$$\text{Profil tangga} = 2 \times 31,5 = \underline{63 \text{ kg/m}} = \underline{0,630 \text{ KN/m}}$$

$$603 \text{ kg/m} = 6,030 \text{ KN/m}$$

- Beban tangga lantai 1 ke lantai 10:  
Pelat tangga =  $1,5 \times 0,15 \times 2400 = 540 \text{ kg/m} = 5,400 \text{ KN/m}$   
Profil tangga =  $2 \times 31,5 = \frac{63 \text{ kg/m}}{603 \text{ kg/m}} = \frac{0,630 \text{ KN/m}}{6,030 \text{ KN/m}}$
- Beban pelat bordes:  
Pelat bordes =  $1,5 \times 0,13 \times 2400 = 468 \text{ kg/m} = 4,680 \text{ KN/m}$   
Profil bordes =  $2 \times 23,8 = \frac{47,6 \text{ kg/m}}{515,6 \text{ kg/m}} = \frac{0,476 \text{ KN/m}}{5,156 \text{ KN/m}}$

c) Perhitungan Beban Tambahan Tangga

Data Perencanaan:

1. Berat jenis beton bertulang	2400	$\text{Kg/m}^3$
2. Berat jenis tulangan	7850	$\text{Kg/m}^3$
3. Adukan semen	21	$\text{Kg/m}^2$
4. penutup lantai keramik	24	$\text{kg/m}^2$

- Beban tangga *base* ke lantai 1:  
Berat anak tangga =  $0,069 \times 2400 = 166,703 \text{ kg/m}^2 = 1,667 \text{ KN/m}^2$   
Adukan semen ( $t = 2\text{cm}$ ) =  $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2$   
Penutup lantai =  $\frac{24}{191,123 \text{ kg/m}^2} = 0,240 \text{ KN/m}^2 = 1,911 \text{ KN/m}^2$
- Beban tangga lantai 1 ke lantai 10:  
Berat anak tangga =  $0,072 \times 2400 = 171,730 \text{ kg/m}^2 = 1,717 \text{ KN/m}^2$   
Adukan semen ( $t = 2\text{cm}$ ) =  $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2$   
Penutup lantai =  $\frac{24}{196,150 \text{ kg/m}^2} = 0,240 \text{ KN/m}^2 = 1,961 \text{ KN/m}^2$
- Beban pelat bordes:  
Adukan semen ( $t = 2\text{cm}$ ) =  $0,02 \times 21 = 0,42 \text{ kg/m}^2 = 0,004 \text{ KN/m}^2$   
Penutup lantai =  $\frac{24}{24,42 \text{ kg/m}^2} = 0,244 \text{ KN/m}^2 = 0,244 \text{ KN/m}^2$

Perhitungan beban di atas di ubah ke satuan berat per satuan panjang.

- Beban tangga *base* ke lantai 1:  
Pelat tangga =  $1,5 \times 191,123 = 286,684 \text{ kg/m} = 2,867 \text{ KN/m}$
- Beban tangga lantai 1 ke lantai 10:  
Pelat tangga =  $1,5 \times 196,150 = 294,225 \text{ kg/m} = 2,942 \text{ KN/m}$
- Beban pelat bordes:  
Pelat bordes =  $1,5 \times 24,42 = 36,63 \text{ kg/m} = 0,366 \text{ KN/m}$

Tabel A4: Rekapitulasi Beban Mati Pada Tangga.

<b>REKAPITULASI BEBAN MATI PADA TANGGA</b>				
<b>BEBAN MATI PELAT TANGGA LT 1 KE LT 10</b>				
Berat Sendiri	=	603	Kg/m	6,03 kN/m
Beban Tambahan	=	294,225	Kg/m	2,942 kN/m
		<b>TOTAL</b>	<b>897,225</b>	<b>8,972 kN/m</b>
<b>BEBAN MATI PELAT TANGGA LT BASE KE LT 1</b>				
Berat Sendiri	=	603	Kg/m	6,03 kN/m
Beban Tambahan	=	286,684	Kg/m	2,867 kN/m
		<b>TOTAL</b>	<b>889,684</b>	<b>8,897 kN/m</b>
<b>BEBAN MATI PELAT BORDES</b>				
Berat Sendiri	=	515,6	Kg/m	5,156 kN/m
Beban Tambahan	=	36,63	Kg/m	0,3663 kN/m
		<b>TOTAL</b>	<b>552,23</b>	<b>5,5223 kN/m</b>

#### A3.4. Perhitungan Beban Lift

Beban lift diperhitungkan dengan membuat seluruh beban yang bekerja menjadi beban mati terpusat dan diletakkan yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal. Terdapat 2 point yang harus dipenuhi:

1. Beban yang bekerja pada balok penumpu:

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta + perlengkapan (R1) dan berat bandul pemberat + perlengkapan (R2).

2. Koefisien kejut oleh keran:

Koefisien kejut ditentukan oleh pasal 3.3.(3) PPIUG 1983.

$$\psi = (1+k_1 \cdot k_2 \cdot v) \geq 1,15$$

dimana:

$\psi$  = Koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15

$v$  = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, tidak perlu diambil lebih dari 1,00m/det.

$k_1$  = Koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, keran induk dengan struktur rangka nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

$k_2$  = Koefisien yang bergantung pada ifat mesin angkat dari keran angkatnya, diambil sebesar 1,3.

Tabel A5: Spesifikasi lift dari CV. Pribumi Jaya Abadi.

KAPASITAS		OPENING		CAR SIZE	
PERSON	LOAD (Kg)	widht	height	widht	length
17	1150	1000	2100	1800	1500
TYPE	HOISTWAY		REACTION		SPEED (m/s)
	widht	length	R1	R2	
2 Cars	4800	2200	6600	5100	1

Jadi, beban yang bekerja pada balok penumpang adalah:

$$\begin{aligned}
 P &= \sum R \cdot \Psi \\
 &= (6600 + 5100) \times (1+0,6 \times 1,3 \times 1) \\
 &= 20826 \text{ kg} \\
 &= 208,26 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Beban P diletakkan di tengah bentang balok penumpang yang merupakan tempat yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal.

#### A4. Perhitungan Beban Hidup

Beban hidup dibagi menjadi dua, yaitu beban hidup seragam dan beban hidup tidak seragam. Untuk nilai beban hidup sudah ditabelkan pada Tabel 2.16. Hanya saja perlu dihitung faktor reduksi beban hidup.

##### A4.1. Faktor Reduksi Beban Hidup

Komponen struktur yang memiliki nilai  $K_{LL}A_T$  adalah  $400 \text{ ft}^2$  ( $37,16 \text{ m}^2$ ) atau lebih diizinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi. Reduksi beban hidup untuk setiap jenis beban di setiap lantai menggunakan faktor reduksi terbesar (beban dengan reduksi terkecil). Maka  $A_T$  diambil yang terkecil sebagai perwakilan untuk setiap jenis beban.

Tabel A6: Beban hidup area berdasarkan SNI 1727:2013.

<b>BEBAN HIDUP (<math>L_o</math>)</b>					
1. PLAT LANTAI :					
* R. Kantor	=	240	$\text{Kg/m}^2$	2,40	$\text{KN/m}^2$
* Lobi & Koridor Lt 1	=	479	$\text{Kg/m}^2$	4,79	$\text{KN/m}^2$
* Koridor	=	383	$\text{Kg/m}^2$	3,83	$\text{KN/m}^2$
* R. Makan (a)	=	479	$\text{Kg/m}^2$	4,79	$\text{KN/m}^2$
* R. Komputer	=	479	$\text{Kg/m}^2$	4,79	$\text{KN/m}^2$
* R. Arsip	=	400	$\text{Kg/m}^2$	4,00	$\text{KN/m}^2$
* R. Pertemuan (a)	=	479	$\text{Kg/m}^2$	4,79	$\text{KN/m}^2$
2. PLAT ATAP	=	96	$\text{Kg/m}^2$	0,96	$\text{KN/m}^2$
3. PLAT TANGGA & BORDES	=	479	$\text{Kg/m}^2$	4,79	$\text{KN/m}^2$

##### a) Beban hidup seragam

Beban hidup seragam hanya menggunakan beban ruang kantor saja. Berikut merupakan perhitungan faktor reduksi beban hidup.

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 582,5 \text{ m}^2$

- $$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 582,5}} \\ &= 0,44 > 0,4 \quad (\text{OKE}) \end{aligned}$$

b) Beban hidup tidak seragam

Beban hidup tidak seragam menggunakan seluruh beban yang ada pada Tabel B6. Akan tetapi untuk beban ruang makan, ruang pertemuan dan tangga tidak boleh direduksi. Berikut merupakan perhitungan faktor reduksi beban hidup.

1. Lobi dan koridor lantai satu

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 582,5 \text{ m}^2$
- $$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 582,5}} \\ &= 0,44 > 0,4 \quad (\text{OKE}) \end{aligned}$$

2. Koridor

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 175 \text{ m}^2$
- $$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 175}} \\ &= 0,6 > 0,4 \quad (\text{OKE}) \end{aligned}$$

3. Ruang kantor

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 237,5 \text{ m}^2$
- $$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 237,5}} \\ &= 0,55 > 0,4 \quad (\text{OKE}) \end{aligned}$$

#### 4. Ruang komputer

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 125 \text{ m}^2$
- Faktor reduksi  $= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}}$   
 $= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 125}}$   
 $= 0,66 > 0,4 \quad (\text{OKE})$

#### 5. Ruang arsip

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 45 \text{ m}^2$
- Faktor reduksi  $= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}}$   
 $= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 45}}$   
 $= 0,93 > 0,4 \quad (\text{OKE})$

#### 6. Atap

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 582,5 \text{ m}^2$
- Faktor reduksi  $= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}}$   
 $= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 582,5}}$   
 $= 0,44 > 0,4 \quad (\text{OKE})$

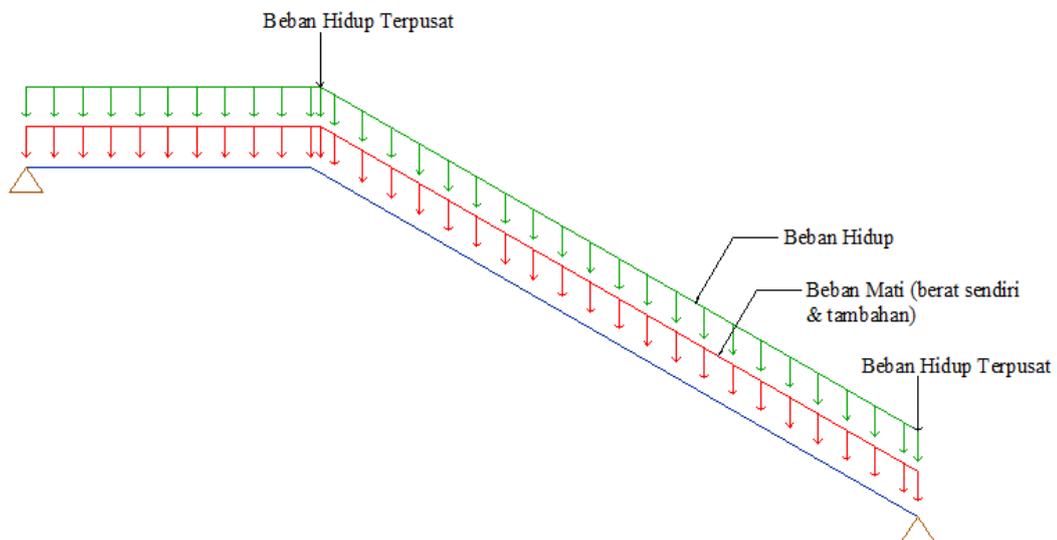
### A4.2. Beban Hidup Tangga

Tidak seperti beban mati tangga, perhitungan untuk beban hidup tangga digabung menjadi satu bagian, karena beban hidup untuk tangga nilainya sama yaitu  $479 \text{ kg/m}^2$  yang akan di ubah menjadi beban per satuan panjang. Berikut ini merupakan perhitungan beban hidup tangga.

Data:

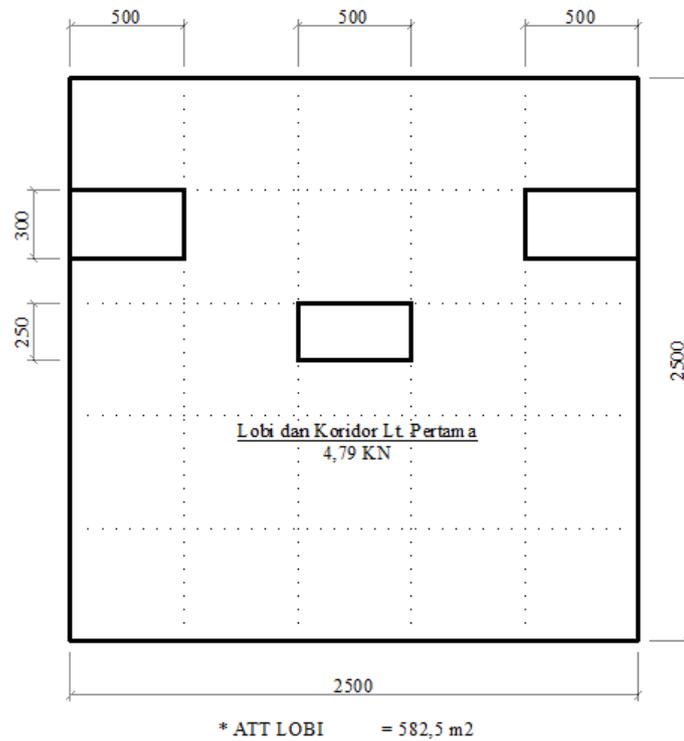
- Beban hidup tangga =  $479 \text{ kg/m}^2$
- Beban hidup tangga per satuan panjang (keseluruhan):
  - Pelat tangga =  $1,5 \times 479 = 718,5 \text{ kg/m} = 7,185 \text{ KN/m}$
  - Pelat bordes =  $1,5 \times 479 = 718,5 \text{ kg/m} = 7,185 \text{ KN/m}$
- Beban pada susunan tangga dan sistem pagar pengaman:
  - P =  $0,89 \text{ KN}$
  - (Beban ini diletakkan pada setiap titik pegangan tangga atau di titik atas tangga)

Beban mati tangga dan beban hidup tangga didistribusikan ke sepanjang pelat tangga dan bordes sebagai beban yang akan diinput ke program SAP2000 v.14 untuk mendapatkan reaksi yang akan di input ke program ETABS v.15. Skema pembebanan untuk input ke program SAP2000 dapat dilihat pada Gambar B3.

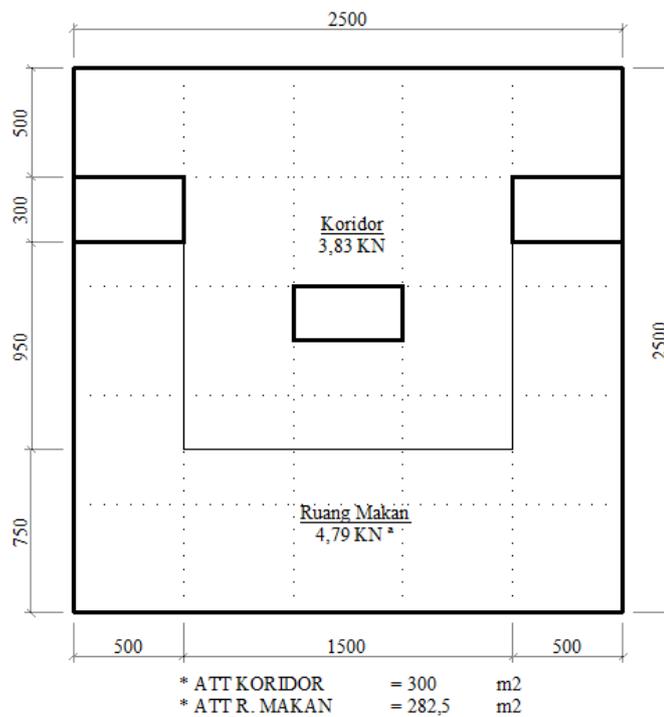


Gambar A3: Skema pembebanan tangga.

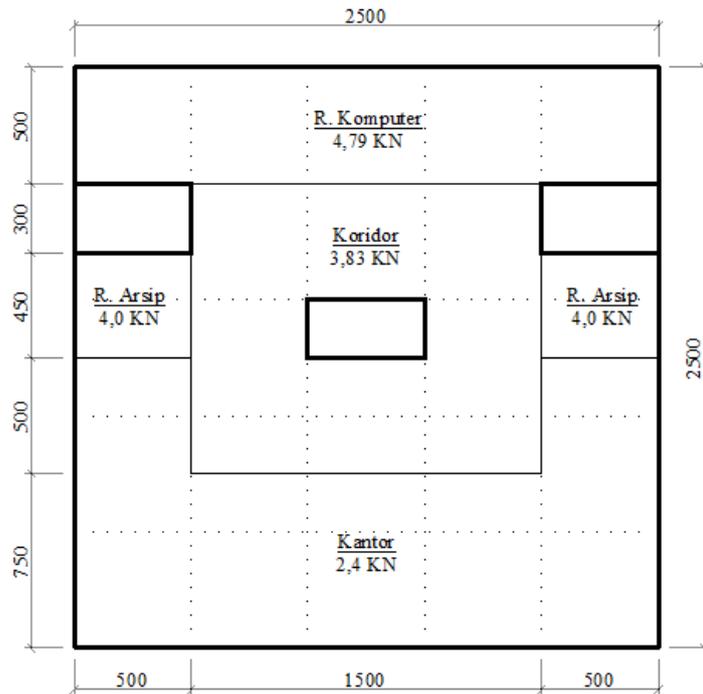
### A4.3. Denah Pembebanan Beban Hidup Tidak Seragam



Gambar A4: Denah Pembebanan Lantai 1.

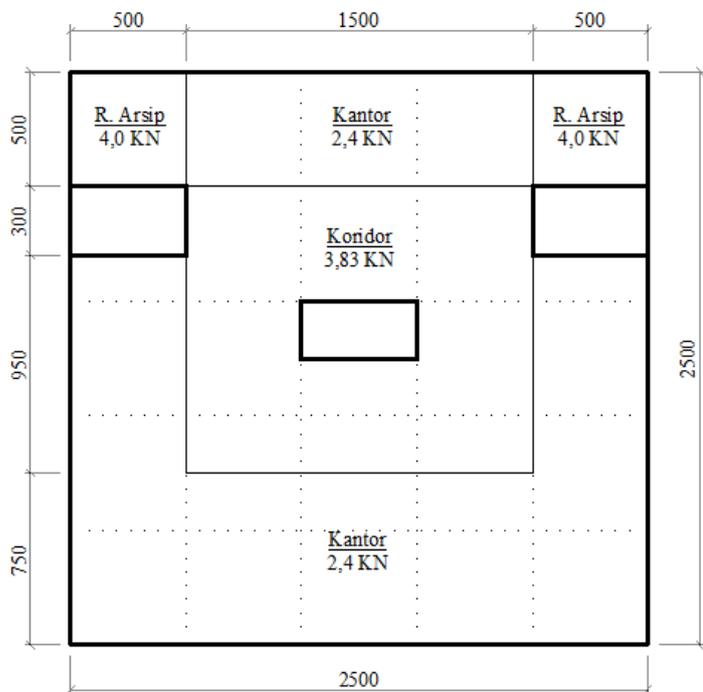


Gambar A5: Denah Pembebanan Lantai 2.



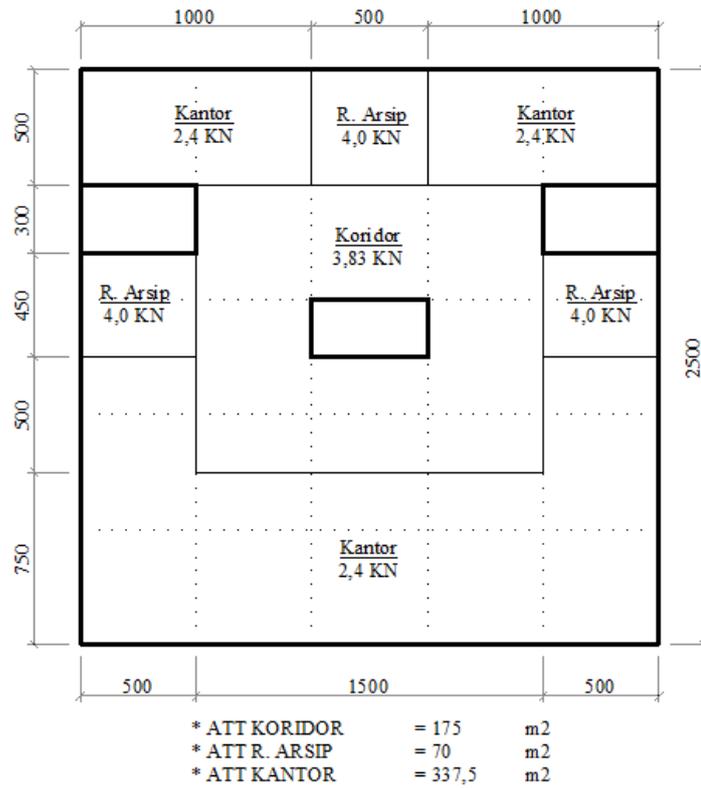
- \* ATT KORIDOR = 175 m2
- \* ATT R. KOMPUTER = 125 m2
- \* ATT R. ARSIP = 45 m2
- \* ATT KANTOR = 237,5 m2

Gambar A6: Denah Pembebanan Lantai 3.

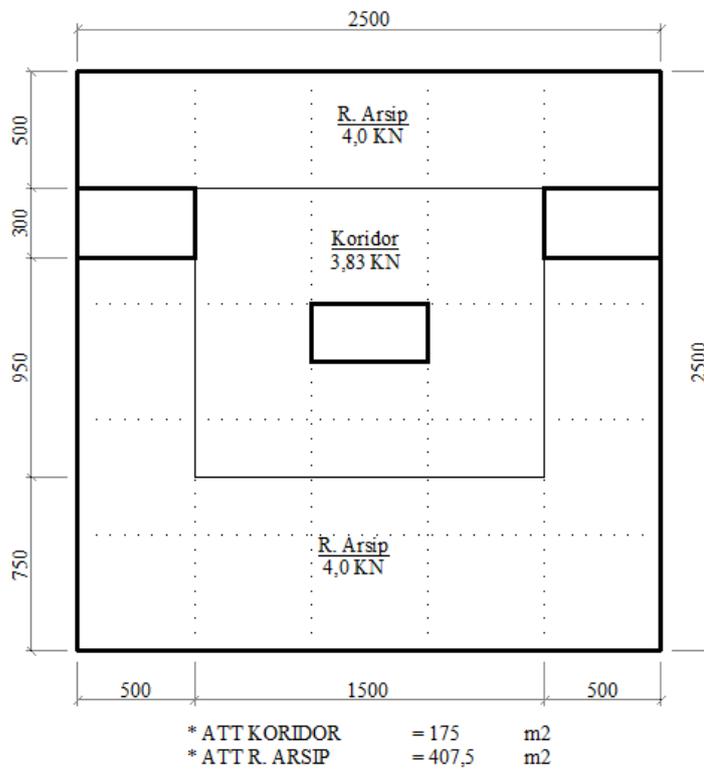


- \* ATT KORIDOR = 175 m2
- \* ATT R. ARSIP = 50 m2
- \* ATT KANTOR = 357,5 m2

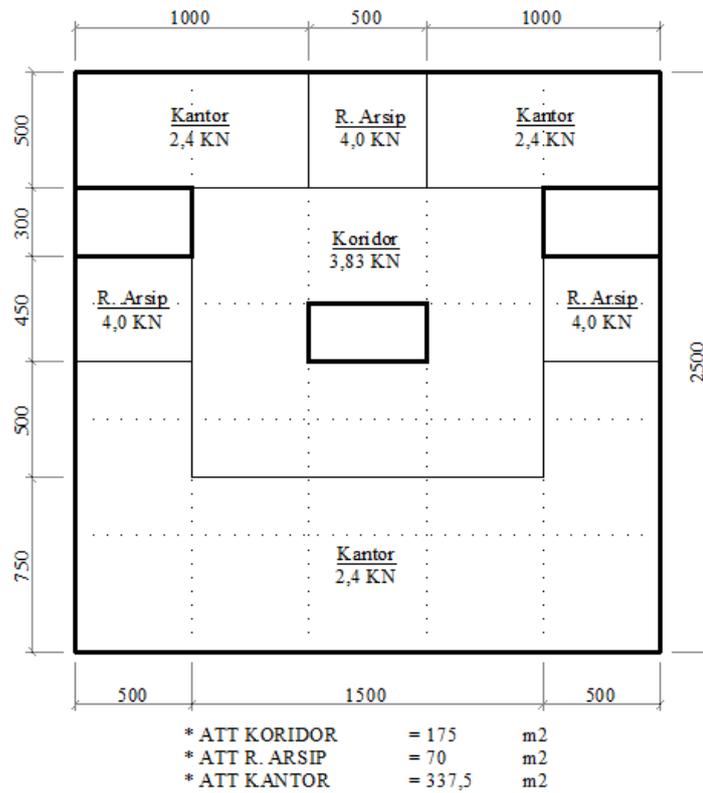
Gambar A7: Denah Pembebanan Lantai 4.



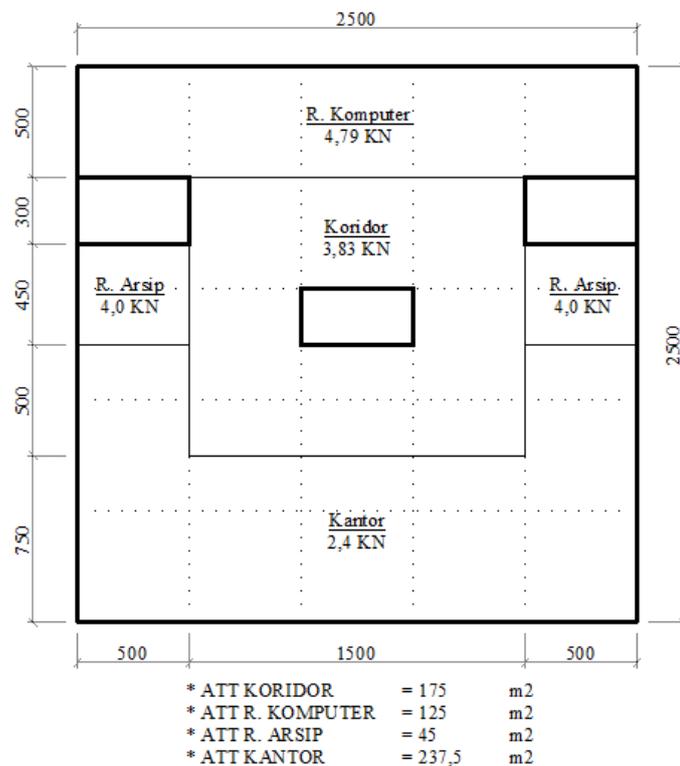
Gambar A8: Denah Pembebanan Lantai 5.



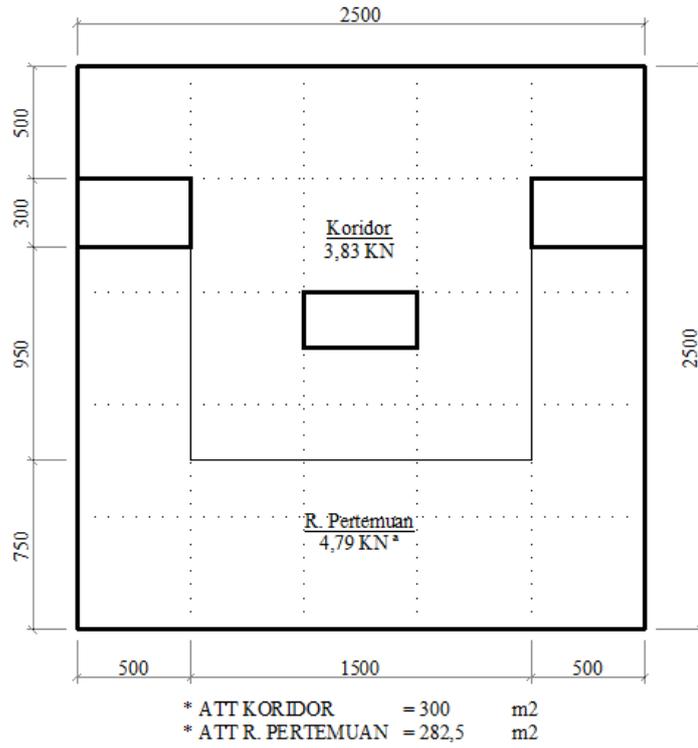
Gambar A9: Denah Pembebanan Lantai 6.



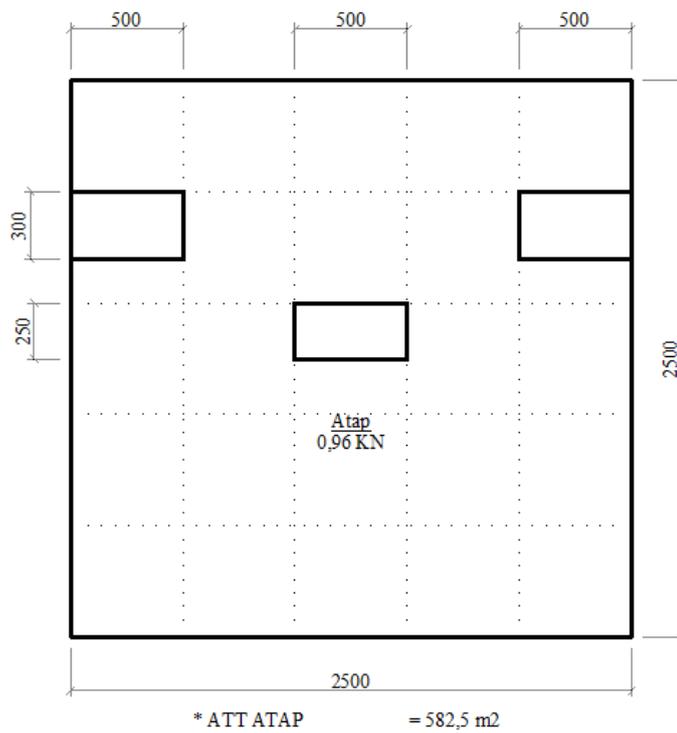
Gambar A10: Denah Pembebanan Lantai 7.



Gambar A11: Denah Pembebanan Lantai 8.



Gambar A12: Denah Pembebanan Lantai 9.



Gambar A13: Denah Pembebanan Lantai 10.

## B. Perhitungan Analisa

### B1. Gaya Lateral Statik Ekivalen

Berikut ini merupakan perhitungan gaya lateral statik ekivalen.

#### B1.1. Statik Ekivalen Model

Geser dasar seismik,  $V_1$ , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.18. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung  $V_1$ , berikut perhitungannya.

Data-data:

- $S_{DS} = 0,932$
- $S_{D1} = 0,6$
- $R = 8$
- $I_e = 1$
- $T_x = 1,259$  det
- $T_y = 1,371$  det

Dengan menggunakan Pers. 2.19 sampai dengan Pers. 2.22 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel B1.

Tabel B1: Perhitungan nilai  $C_s$ .

PERHITUNGAN NILAI $C_s$					
Arah	$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I}$	$C_s = \frac{S_{D1}}{T*(R/I)}$	$C_s \text{ Min} = 0.044*S_{DS}*I$	$C_s \text{ Min} = \frac{0.5*S1}{R/I}$	$C_s \text{ Yg digunakan}$
T1(Arah Y)	0,117	0,055	0,041	0,038	0,055
T2 (Arah X)	0,117	0,061	0,041	0,038	0,061

Dengan didapatnya  $C_s$  yang digunakan di atas, dapat dihitung  $V_1$  dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.3.

- $V_x = C_s \cdot W$   
 $= 0,061 \cdot 4152851$   
 $= 2521974 \text{ kg}$   
 $= 2521,974 \text{ KN}$
- $V_y = C_s \cdot W$   
 $= 0,055 \cdot 4152851$

$$= 2271800 \text{ kg}$$

$$= 2271,8 \text{ KN}$$

Distribusi gaya gempa lateral ( $F$ ) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari Pers. 2.24 dan Pers. 2.25 dengan data-data sebagai berikut.

Data-data:

- $V_x = 2521,974 \text{ KN}$                       -  $T_x = 1,259 \text{ det}$
- $V_y = 2271,800 \text{ KN}$                       -  $T_y = 1,371 \text{ det}$
- $w = \text{Berat per lantai (Tabel 4.3)}$
- $k_x$  dan  $k_y$ : (interpolasi)

$$k_x = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_x - 0,5) \qquad k_y = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_y - 0,5)$$

$$= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,259 - 0,5) \qquad = 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,371 - 0,5)$$

$$= 1,379 \qquad \qquad \qquad = 1,435$$

Tabel B2: Distribusi gaya gempa arah x.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi <sup>k</sup>	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
10	3268,542	35,5	449670,22	0,170	427,964	427,964
9	4242,201	32	505761,35	0,191	481,347	909,311
8	4233,874	28,5	430225,71	0,162	409,458	1318,769
7	4242,201	25	359790,33	0,136	342,422	1661,191
6	4242,201	21,5	292206,65	0,110	278,101	1939,292
5	4242,201	18	228686,04	0,086	217,647	2156,939
4	4242,201	14,5	169706,47	0,064	161,514	2318,453
3	4250,529	11	116156,67	0,044	110,550	2429,003
2	4250,529	7,5	68484,13	0,026	65,178	2494,181
1	4314,032	4	29202,84	0,011	27,793	2521,974
TOTAL	41528,510		2649890,41	1,00	2521,974	

Tabel B3: Distribusi gaya gempa arah y.

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi <sup>k</sup>	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vy
10	3268,542	35,5	549170,134	0,173	393,918	393,918
9	4242,201	32	614092,843	0,194	440,487	834,406
8	4233,874	28,5	519000,378	0,164	372,278	1206,684

Tabel B3: *Lanjutan.*

TINGKAT	wi (kn)	hi (m)	wi.hi <sup>k</sup>	Cvx	Fi = Cvx . V	story shear Vx
7	4242,201	25	430857,964	0,136	309,053	1515,737
6	4242,201	21,5	346981,765	0,110	248,889	1764,626
5	4242,201	18	268865,404	0,085	192,857	1957,483
4	4242,201	14,5	197121,960	0,062	141,395	2098,878
3	4250,529	11	132850,175	0,042	95,293	2194,171
2	4250,529	7,5	76664,336	0,024	54,991	2249,162
1	4314,032	4	31560,255	0,010	22,638	2271,800
TOTAL	41528,510		3167165,213	1,00	2271,800	

Pada perhitungan statik ekuivalen ini menggunakan data-data dari Model 1. Perhitungan ini mewakili model-model yang lain dengan cara perhitungan yang sama.

### C. Rangkuman Tabel

#### C1. SRPMK Dengan 25 Persen Gaya Lateral

Berikut ini merupakan rangkuman untuk *Joint reaction* yang diambil dari program ETABS v.15 untuk masing-masing model yang menggunakan sistem ganda.

##### a) Model 3

Tabel C1: *Joint reaction* untuk *frame*.

	<i>Frame 1 (SRPMK)</i>			<i>Frame A (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	1	48,519	Gempa Y	1	30,102
<i>Base</i>	Gempa X	3	58,037	Gempa Y	23	38,938
<i>Base</i>	Gempa X	5	57,949	Gempa Y	45	38,753
<i>Base</i>	Gempa X	7	57,949	Gempa Y	79	57,397
<i>Base</i>	Gempa X	9	58,037	Gempa Y	105	57,886
<i>Base</i>	Gempa X	11	48,519	Gempa Y	127	30,436
	<i>Frame 2 (SRPMK)</i>			<i>Frame B (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	23	46,706	Gempa Y	3	27,799
<i>Base</i>	Gempa X	25	39,457	Gempa Y	25	27,026
<i>Base</i>	Gempa X	27	38,945	Gempa Y	47	26,147
<i>Base</i>	Gempa X	29	38,945	Gempa Y	81	26,133
<i>Base</i>	Gempa X	31	39,457	Gempa Y	107	27,014
<i>Base</i>	Gempa X	33	46,706	Gempa Y	129	27,801
	<i>Frame 3 (SRPMK)</i>			<i>Frame C (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	45	47,524	Gempa Y	5	27,819
<i>Base</i>	Gempa X	47	40,808	Gempa Y	27	27,652
<i>Base</i>	Gempa X	49	179,148	Gempa Y	49	180,329
<i>Base</i>	Gempa X	51	179,147	Gempa Y	83	180,097
<i>Base</i>	Gempa X	53	40,808	Gempa Y	109	27,649
<i>Base</i>	Gempa X	55	47,524	Gempa Y	131	27,818

Tabel C1: Lanjutan.

	<i>Frame 4 (SRPMK)</i>			<i>Frame D (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	79	48,755	Gempa Y	7	27,818
<i>Base</i>	Gempa X	81	41,817	Gempa Y	29	27,652
<i>Base</i>	Gempa X	83	182,758	Gempa Y	51	180,328
<i>Base</i>	Gempa X	87	182,758	Gempa Y	87	180,097
<i>Base</i>	Gempa X	89	41,817	Gempa Y	111	27,649
<i>Base</i>	Gempa X	91	48,755	Gempa Y	133	27,818
	<i>Frame 5 (SRPMK)</i>			<i>Frame E (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	105	50,384	Gempa Y	9	27,799
<i>Base</i>	Gempa X	107	42,480	Gempa Y	31	27,026
<i>Base</i>	Gempa X	109	41,939	Gempa Y	53	26,147
<i>Base</i>	Gempa X	111	41,939	Gempa Y	89	26,133
<i>Base</i>	Gempa X	113	42,480	Gempa Y	113	27,014
<i>Base</i>	Gempa X	115	50,384	Gempa Y	135	27,801
	<i>Frame 6 (SRPMK)</i>			<i>Frame F (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	127	54,804	Gempa Y	11	30,102
<i>Base</i>	Gempa X	129	65,449	Gempa Y	33	38,938
<i>Base</i>	Gempa X	131	65,333	Gempa Y	55	38,753
<i>Base</i>	Gempa X	133	65,333	Gempa Y	91	57,397
<i>Base</i>	Gempa X	135	65,449	Gempa Y	115	57,886
<i>Base</i>	Gempa X	137	54,804	Gempa Y	137	30,436

Tabel C2: Joint reaction untuk DGPK.

	<i>Frame 3 (DGPK)</i>			<i>Frame C (DGPK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	139	37,521	Gempa Y	338	47,420
<i>Base</i>	Gempa X	141	35,345	Gempa Y	340	44,818
<i>Base</i>	Gempa X	143	33,008	Gempa Y	342	42,419
<i>Base</i>	Gempa X	145	30,334	Gempa Y	344	40,210
<i>Base</i>	Gempa X	147	29,167	Gempa Y	346	40,530
<i>Base</i>	Gempa X	149	28,211	Gempa Y	348	40,842

Tabel C2: Lanjutan.

Lantai	Load	Joint	Fx	Load	Joint	Fy
			KN			KN
Base	Gempa X	151	26,779	Gempa Y	349	40,282
Base	Gempa X	153	24,670	Gempa Y	350	38,483
Base	Gempa X	155	21,632	Gempa Y	351	34,832
Base	Gempa X	157	17,364	Gempa Y	352	28,414
Base	Gempa X	159	11,562	Gempa Y	353	17,988
Base	Gempa X	161	4,711	Gempa Y	354	3,866
Base	Gempa X	221	37,521	Gempa Y	363	47,372
Base	Gempa X	223	35,346	Gempa Y	365	44,767
Base	Gempa X	225	33,009	Gempa Y	367	42,365
Base	Gempa X	227	30,335	Gempa Y	369	40,152
Base	Gempa X	229	29,168	Gempa Y	371	40,472
Base	Gempa X	231	28,212	Gempa Y	373	40,793
Base	Gempa X	233	26,781	Gempa Y	374	40,244
Base	Gempa X	235	24,670	Gempa Y	375	38,453
Base	Gempa X	237	21,632	Gempa Y	376	34,809
Base	Gempa X	239	17,364	Gempa Y	377	28,393
Base	Gempa X	241	11,562	Gempa Y	378	17,959
Base	Gempa X	243	4,711	Gempa Y	379	3,774
	<i>Frame 4 (DGPK)</i>			<i>Frame D (DGPK)</i>		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	260	38,600	Gempa Y	388	47,420
Base	Gempa X	262	36,424	Gempa Y	390	44,818
Base	Gempa X	264	34,076	Gempa Y	392	42,419
Base	Gempa X	266	31,373	Gempa Y	394	40,210
Base	Gempa X	268	30,189	Gempa Y	396	40,530
Base	Gempa X	270	29,210	Gempa Y	398	40,842
Base	Gempa X	272	27,741	Gempa Y	399	40,282
Base	Gempa X	274	25,578	Gempa Y	400	38,483
Base	Gempa X	276	22,463	Gempa Y	401	34,832
Base	Gempa X	278	18,089	Gempa Y	402	28,414
Base	Gempa X	280	12,136	Gempa Y	403	17,988
Base	Gempa X	282	4,966	Gempa Y	404	3,866
Base	Gempa X	299	38,601	Gempa Y	413	47,372
Base	Gempa X	301	36,425	Gempa Y	415	44,767
Base	Gempa X	303	34,076	Gempa Y	417	42,365
Base	Gempa X	305	31,374	Gempa Y	419	40,152
Base	Gempa X	307	30,190	Gempa Y	421	40,472

Tabel C2: Lanjutan.

Lantai	Load	Joint	Fx	Load	Joint	Fy
			KN			KN
Base	Gempa X	309	29,212	Gempa Y	423	40,793
Base	Gempa X	311	27,744	Gempa Y	424	40,244
Base	Gempa X	313	25,578	Gempa Y	425	38,453
Base	Gempa X	315	22,463	Gempa Y	426	34,809
Base	Gempa X	317	18,089	Gempa Y	427	28,393
Base	Gempa X	319	12,136	Gempa Y	428	17,959
Base	Gempa X	321	4,966	Gempa Y	429	3,774

b) Model 4

Tabel C3: Joint reaction untuk frame.

	Frame 1 (SRPMK)			Frame A (SRPMK)		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	2	55,352	Gempa Y	2	33,255
Base	Gempa X	8	66,192	Gempa Y	3	42,991
Base	Gempa X	14	66,090	Gempa Y	4	42,785
Base	Gempa X	20	66,090	Gempa Y	5	63,361
Base	Gempa X	26	66,192	Gempa Y	6	63,906
Base	Gempa X	32	55,352	Gempa Y	7	33,621
	Frame 2 (SRPMK)			Frame B (SRPMK)		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	3	53,243	Gempa Y	8	30,743
Base	Gempa X	9	44,938	Gempa Y	9	29,861
Base	Gempa X	15	44,359	Gempa Y	10	28,892
Base	Gempa X	21	44,359	Gempa Y	11	28,878
Base	Gempa X	27	44,938	Gempa Y	12	29,848
Base	Gempa X	33	53,243	Gempa Y	13	30,745
	Frame 3 (SRPMK)			Frame C (SRPMK)		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	4	53,603	Gempa Y	14	30,778
Base	Gempa X	10	45,979	Gempa Y	15	30,561
Base	Gempa X	16	201,202	Gempa Y	16	199,044
Base	Gempa X	22	201,202	Gempa Y	17	198,880

Tabel C3:Lanjutan.

Lantai	Load	Joint	Fx	Load	Joint	Fy
			KN			KN
Base	Gempa X	28	45,979	Gempa Y	18	30,558
Base	Gempa X	34	53,603	Gempa Y	19	30,777
<i>Frame 4 (SRPMK)</i>				<i>Frame D (SRPMK)</i>		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	5	53,940	Gempa Y	20	30,778
Base	Gempa X	11	46,258	Gempa Y	21	30,561
Base	Gempa X	17	202,197	Gempa Y	22	199,044
Base	Gempa X	23	202,197	Gempa Y	23	198,880
Base	Gempa X	29	46,258	Gempa Y	24	30,558
Base	Gempa X	35	53,940	Gempa Y	25	30,777
<i>Frame 5 (SRPMK)</i>				<i>Frame E (SRPMK)</i>		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	6	54,253	Gempa Y	26	30,743
Base	Gempa X	12	45,776	Gempa Y	27	29,861
Base	Gempa X	18	45,190	Gempa Y	28	28,892
Base	Gempa X	24	45,190	Gempa Y	29	28,878
Base	Gempa X	30	45,776	Gempa Y	30	29,848
Base	Gempa X	36	54,253	Gempa Y	31	30,745
<i>Frame 6 (SRPMK)</i>				<i>Frame F (SRPMK)</i>		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	7	57,114	Gempa Y	32	33,255
Base	Gempa X	13	68,281	Gempa Y	33	42,991
Base	Gempa X	19	68,170	Gempa Y	34	42,785
Base	Gempa X	25	68,170	Gempa Y	35	63,361
Base	Gempa X	31	68,281	Gempa Y	36	63,906
Base	Gempa X	37	57,114	Gempa Y	37	33,621

Tabel C4: Joint reaction untuk DGPK.

<i>Frame 3 (DGPK)</i>				<i>Frame C (DGPK)</i>		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	130	42,331	Gempa Y	326	52,443
Base	Gempa X	133	39,914	Gempa Y	328	49,590

Tabel C4:Lanjutan.

Lantai	Load	Joint	Fx	Load	Joint	Fy
			KN			KN
Base	Gempa X	135	37,312	Gempa Y	330	46,961
Base	Gempa X	137	34,327	Gempa Y	332	44,540
Base	Gempa X	139	33,020	Gempa Y	334	44,900
Base	Gempa X	141	31,943	Gempa Y	336	45,241
Base	Gempa X	143	30,329	Gempa Y	337	44,613
Base	Gempa X	145	27,951	Gempa Y	338	42,616
Base	Gempa X	147	24,527	Gempa Y	339	38,575
Base	Gempa X	153	19,717	Gempa Y	340	31,482
Base	Gempa X	156	13,173	Gempa Y	341	19,969
Base	Gempa X	158	5,353	Gempa Y	342	4,371
Base	Gempa X	207	42,331	Gempa Y	351	52,414
Base	Gempa X	209	39,914	Gempa Y	353	49,559
Base	Gempa X	211	37,312	Gempa Y	355	46,929
Base	Gempa X	213	34,327	Gempa Y	357	44,504
Base	Gempa X	215	33,020	Gempa Y	359	44,862
Base	Gempa X	217	31,943	Gempa Y	361	45,208
Base	Gempa X	219	30,329	Gempa Y	362	44,587
Base	Gempa X	221	27,951	Gempa Y	363	42,598
Base	Gempa X	223	24,527	Gempa Y	364	38,562
Base	Gempa X	225	19,717	Gempa Y	365	31,471
Base	Gempa X	227	13,173	Gempa Y	366	19,954
Base	Gempa X	230	5,353	Gempa Y	367	4,343
	<i>Frame 4 (DGPK)</i>			<i>Frame D (DGPK)</i>		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	248	42,629	Gempa Y	376	52,443
Base	Gempa X	250	40,213	Gempa Y	378	49,590
Base	Gempa X	252	37,608	Gempa Y	380	46,961
Base	Gempa X	254	34,614	Gempa Y	382	44,540
Base	Gempa X	256	33,304	Gempa Y	384	44,900
Base	Gempa X	258	32,221	Gempa Y	386	45,241
Base	Gempa X	260	30,595	Gempa Y	387	44,613
Base	Gempa X	262	28,202	Gempa Y	388	42,616
Base	Gempa X	264	24,756	Gempa Y	389	38,575
Base	Gempa X	266	19,916	Gempa Y	390	31,482
Base	Gempa X	268	13,330	Gempa Y	391	19,969
Base	Gempa X	270	5,419	Gempa Y	392	4,371

Tabel C4: Lanjutan.

Lantai	Load	Joint	Fx	Load	Joint	Fy
			KN			KN
Base	Gempa X	287	42,629	Gempa Y	401	52,414
Base	Gempa X	289	40,213	Gempa Y	403	49,559
Base	Gempa X	291	37,608	Gempa Y	405	46,929
Base	Gempa X	293	34,614	Gempa Y	407	44,504
Base	Gempa X	295	33,304	Gempa Y	409	44,862
Base	Gempa X	297	32,221	Gempa Y	411	45,208
Base	Gempa X	299	30,595	Gempa Y	412	44,587
Base	Gempa X	301	28,202	Gempa Y	413	42,598
Base	Gempa X	303	24,756	Gempa Y	414	38,562
Base	Gempa X	305	19,916	Gempa Y	415	31,471
Base	Gempa X	307	13,330	Gempa Y	416	19,954
Base	Gempa X	309	5,419	Gempa Y	417	4,343

c) Model 5

Tabel C5: Joint reaction untuk frame.

	Frame 1 (SRPMK)			Frame A (SRPMK)		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	1	50,087	Gempa Y	1	23,441
Base	Gempa X	3	75,233	Gempa Y	23	79,630
Base	Gempa X	5	75,097	Gempa Y	45	79,739
Base	Gempa X	7	75,097	Gempa Y	79	87,565
Base	Gempa X	9	75,233	Gempa Y	105	87,476
Base	Gempa X	11	50,087	Gempa Y	127	23,481
	Frame 2 (SRPMK)			Frame B (SRPMK)		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	23	11,371	Gempa Y	3	11,724
Base	Gempa X	25	54,381	Gempa Y	25	27,046
Base	Gempa X	27	54,790	Gempa Y	47	57,779
Base	Gempa X	29	54,790	Gempa Y	81	57,497
Base	Gempa X	31	54,381	Gempa Y	107	20,481
Base	Gempa X	33	11,371	Gempa Y	129	11,090

Tabel C5:Lanjutan.

	<i>Frame 3 (SRPMK)</i>			<i>Frame C (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	F <sub>x</sub> KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	F <sub>y</sub> KN
<i>Base</i>	Gempa X	45	11,129	Gempa Y	5	11,719
<i>Base</i>	Gempa X	47	26,031	Gempa Y	27	26,992
<i>Base</i>	Gempa X	49	194,041	Gempa Y	49	161,780
<i>Base</i>	Gempa X	51	194,040	Gempa Y	83	162,448
<i>Base</i>	Gempa X	53	26,031	Gempa Y	109	20,448
<i>Base</i>	Gempa X	55	11,129	Gempa Y	131	11,104
	<i>Frame 4 (SRPMK)</i>			<i>Frame D (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	F <sub>x</sub> KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	F <sub>y</sub> KN
<i>Base</i>	Gempa X	79	11,162	Gempa Y	7	11,719
<i>Base</i>	Gempa X	81	26,109	Gempa Y	29	26,992
<i>Base</i>	Gempa X	83	194,175	Gempa Y	51	161,780
<i>Base</i>	Gempa X	87	194,174	Gempa Y	87	162,448
<i>Base</i>	Gempa X	89	26,109	Gempa Y	111	20,448
<i>Base</i>	Gempa X	91	11,162	Gempa Y	133	11,104
	<i>Frame 5 (SRPMK)</i>			<i>Frame E (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	F <sub>x</sub> KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	F <sub>y</sub> KN
<i>Base</i>	Gempa X	105	11,353	Gempa Y	9	11,724
<i>Base</i>	Gempa X	107	38,581	Gempa Y	31	27,046
<i>Base</i>	Gempa X	109	38,786	Gempa Y	53	57,779
<i>Base</i>	Gempa X	111	38,786	Gempa Y	89	57,497
<i>Base</i>	Gempa X	113	38,581	Gempa Y	113	20,481
<i>Base</i>	Gempa X	115	11,353	Gempa Y	135	11,090
	<i>Frame 6 (SRPMK)</i>			<i>Frame F (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	F <sub>x</sub> KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	F <sub>y</sub> KN
<i>Base</i>	Gempa X	127	51,149	Gempa Y	11	23,441
<i>Base</i>	Gempa X	129	60,262	Gempa Y	33	79,630
<i>Base</i>	Gempa X	131	60,062	Gempa Y	55	79,739
<i>Base</i>	Gempa X	133	60,062	Gempa Y	91	87,565
<i>Base</i>	Gempa X	135	60,262	Gempa Y	115	87,476
<i>Base</i>	Gempa X	137	51,149	Gempa Y	137	23,481

Tabel C6: *Joint reaction* untuk DGPK.

	<i>Frame 3 (DGPK)</i>			<i>Frame C (DGPK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	139	40,917	Gempa Y	338	41,330
<i>Base</i>	Gempa X	141	38,546	Gempa Y	340	38,859
<i>Base</i>	Gempa X	143	35,980	Gempa Y	342	36,562
<i>Base</i>	Gempa X	145	32,957	Gempa Y	344	34,340
<i>Base</i>	Gempa X	147	31,408	Gempa Y	346	34,154
<i>Base</i>	Gempa X	149	30,193	Gempa Y	348	34,250
<i>Base</i>	Gempa X	151	28,549	Gempa Y	349	33,786
<i>Base</i>	Gempa X	153	26,235	Gempa Y	350	32,346
<i>Base</i>	Gempa X	155	22,957	Gempa Y	351	29,311
<i>Base</i>	Gempa X	157	18,367	Gempa Y	352	23,815
<i>Base</i>	Gempa X	159	12,103	Gempa Y	353	14,740
<i>Base</i>	Gempa X	161	4,574	Gempa Y	354	3,831
<i>Base</i>	Gempa X	221	40,917	Gempa Y	363	41,443
<i>Base</i>	Gempa X	223	38,546	Gempa Y	365	38,965
<i>Base</i>	Gempa X	225	35,981	Gempa Y	367	36,670
<i>Base</i>	Gempa X	227	32,958	Gempa Y	369	34,467
<i>Base</i>	Gempa X	229	31,409	Gempa Y	371	34,309
<i>Base</i>	Gempa X	231	30,194	Gempa Y	373	34,407
<i>Base</i>	Gempa X	233	28,551	Gempa Y	374	33,927
<i>Base</i>	Gempa X	235	26,235	Gempa Y	375	32,459
<i>Base</i>	Gempa X	237	22,957	Gempa Y	376	29,396
<i>Base</i>	Gempa X	239	18,367	Gempa Y	377	23,879
<i>Base</i>	Gempa X	241	12,103	Gempa Y	378	14,799
<i>Base</i>	Gempa X	243	4,574	Gempa Y	379	3,820
	<i>Frame 4 (DGPK)</i>			<i>Frame D (DGPK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	260	40,941	Gempa Y	388	41,330
<i>Base</i>	Gempa X	262	38,568	Gempa Y	390	38,859
<i>Base</i>	Gempa X	264	36,002	Gempa Y	392	36,562
<i>Base</i>	Gempa X	266	32,979	Gempa Y	394	34,340
<i>Base</i>	Gempa X	268	31,440	Gempa Y	396	34,154
<i>Base</i>	Gempa X	270	30,228	Gempa Y	398	34,250
<i>Base</i>	Gempa X	272	28,585	Gempa Y	399	33,786
<i>Base</i>	Gempa X	274	26,269	Gempa Y	400	32,346
<i>Base</i>	Gempa X	276	22,988	Gempa Y	401	29,311
<i>Base</i>	Gempa X	278	18,394	Gempa Y	402	23,815

Lantai	Load	Joint	Fx	Load	Joint	Fy
			KN			KN
Base	Gempa X	280	12,128	Gempa Y	403	14,740
Base	Gempa X	282	4,604	Gempa Y	404	3,831
Base	Gempa X	299	40,941	Gempa Y	413	41,443
Base	Gempa X	301	38,569	Gempa Y	415	38,965
Base	Gempa X	303	36,003	Gempa Y	417	36,670
Base	Gempa X	305	32,980	Gempa Y	419	34,467
Base	Gempa X	307	31,441	Gempa Y	421	34,309
Base	Gempa X	309	30,230	Gempa Y	423	34,407
Base	Gempa X	311	28,587	Gempa Y	424	33,927
Base	Gempa X	313	26,269	Gempa Y	425	32,459
Base	Gempa X	315	22,988	Gempa Y	426	29,396
Base	Gempa X	317	18,394	Gempa Y	427	23,879
Base	Gempa X	319	12,128	Gempa Y	428	14,799
Base	Gempa X	321	4,604	Gempa Y	429	3,820

d) Model 6

Tabel C7: Joint reaction untuk frame.

	Frame 1 (SRPMK)			Frame A (SRPMK)		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	2	57,013	Gempa Y	2	29,603
Base	Gempa X	8	85,820	Gempa Y	3	96,183
Base	Gempa X	14	85,619	Gempa Y	4	96,470
Base	Gempa X	20	85,619	Gempa Y	5	105,097
Base	Gempa X	26	85,820	Gempa Y	6	104,859
Base	Gempa X	32	57,013	Gempa Y	7	29,658
	Frame 2 (SRPMK)			Frame B (SRPMK)		
Lantai	Load	Joint	Fx KN	Load	Joint	Fy KN
Base	Gempa X	3	14,210	Gempa Y	8	15,000
Base	Gempa X	9	64,873	Gempa Y	9	34,788
Base	Gempa X	15	65,695	Gempa Y	10	71,439
Base	Gempa X	21	65,695	Gempa Y	11	70,940
Base	Gempa X	27	64,873	Gempa Y	12	26,267
Base	Gempa X	33	14,210	Gempa Y	13	13,572

Tabel C7:Lanjutan.

	<i>Frame 3 (SRPMK)</i>			<i>Frame C (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	4	14,105	Gempa Y	14	14,998
<i>Base</i>	Gempa X	10	33,263	Gempa Y	15	34,670
<i>Base</i>	Gempa X	16	214,303	Gempa Y	16	178,945
<i>Base</i>	Gempa X	22	214,303	Gempa Y	17	179,741
<i>Base</i>	Gempa X	28	33,263	Gempa Y	18	26,189
<i>Base</i>	Gempa X	34	14,105	Gempa Y	19	13,591
	<i>Frame 4 (SRPMK)</i>			<i>Frame D (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	5	14,519	Gempa Y	20	14,998
<i>Base</i>	Gempa X	11	34,212	Gempa Y	21	34,670
<i>Base</i>	Gempa X	17	219,297	Gempa Y	22	178,945
<i>Base</i>	Gempa X	23	219,297	Gempa Y	23	179,741
<i>Base</i>	Gempa X	29	34,212	Gempa Y	24	26,189
<i>Base</i>	Gempa X	35	14,519	Gempa Y	25	13,591
	<i>Frame 5 (SRPMK)</i>			<i>Frame E (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	6	15,280	Gempa Y	26	15,000
<i>Base</i>	Gempa X	12	50,533	Gempa Y	27	34,788
<i>Base</i>	Gempa X	18	51,006	Gempa Y	28	71,439
<i>Base</i>	Gempa X	24	51,006	Gempa Y	29	70,940
<i>Base</i>	Gempa X	30	50,533	Gempa Y	30	26,267
<i>Base</i>	Gempa X	36	15,280	Gempa Y	31	13,572
	<i>Frame 6 (SRPMK)</i>			<i>Frame F (SRPMK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	7	66,225	Gempa Y	32	29,603
<i>Base</i>	Gempa X	13	77,281	Gempa Y	33	96,183
<i>Base</i>	Gempa X	19	76,885	Gempa Y	34	96,470
<i>Base</i>	Gempa X	25	76,885	Gempa Y	35	105,097
<i>Base</i>	Gempa X	31	77,281	Gempa Y	36	104,859
<i>Base</i>	Gempa X	37	66,225	Gempa Y	37	29,658

Tabel C8: *Joint reaction* untuk DGPK.

	<i>Frame 3 (DGPK)</i>			<i>Frame C (DGPK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	130	45,252	Gempa Y	326	46,273
<i>Base</i>	Gempa X	133	42,682	Gempa Y	328	43,577
<i>Base</i>	Gempa X	135	39,907	Gempa Y	330	41,099
<i>Base</i>	Gempa X	137	36,713	Gempa Y	332	38,823
<i>Base</i>	Gempa X	139	35,317	Gempa Y	334	39,060
<i>Base</i>	Gempa X	141	34,168	Gempa Y	336	39,375
<i>Base</i>	Gempa X	143	32,441	Gempa Y	337	38,880
<i>Base</i>	Gempa X	145	29,896	Gempa Y	338	37,184
<i>Base</i>	Gempa X	147	26,229	Gempa Y	339	33,657
<i>Base</i>	Gempa X	153	21,072	Gempa Y	340	27,379
<i>Base</i>	Gempa X	156	14,032	Gempa Y	341	17,134
<i>Base</i>	Gempa X	158	5,407	Gempa Y	342	4,293
<i>Base</i>	Gempa X	207	45,252	Gempa Y	351	46,383
<i>Base</i>	Gempa X	209	42,682	Gempa Y	353	43,675
<i>Base</i>	Gempa X	211	39,907	Gempa Y	355	41,199
<i>Base</i>	Gempa X	213	36,713	Gempa Y	357	38,955
<i>Base</i>	Gempa X	215	35,317	Gempa Y	359	39,240
<i>Base</i>	Gempa X	217	34,168	Gempa Y	361	39,570
<i>Base</i>	Gempa X	219	32,441	Gempa Y	362	39,060
<i>Base</i>	Gempa X	221	29,896	Gempa Y	363	37,334
<i>Base</i>	Gempa X	223	26,229	Gempa Y	364	33,772
<i>Base</i>	Gempa X	225	21,072	Gempa Y	365	27,462
<i>Base</i>	Gempa X	227	14,032	Gempa Y	366	17,192
<i>Base</i>	Gempa X	230	5,407	Gempa Y	367	4,168
	<i>Frame 4 (DGPK)</i>			<i>Frame D (DGPK)</i>		
Lantai	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fx KN	<i>Load</i>	<i>Joint</i>	Fy KN
<i>Base</i>	Gempa X	248	46,711	Gempa Y	376	46,273
<i>Base</i>	Gempa X	250	44,137	Gempa Y	378	43,577
<i>Base</i>	Gempa X	252	41,343	Gempa Y	380	41,099
<i>Base</i>	Gempa X	254	38,108	Gempa Y	382	38,823
<i>Base</i>	Gempa X	256	36,694	Gempa Y	384	39,060
<i>Base</i>	Gempa X	258	35,516	Gempa Y	386	39,375
<i>Base</i>	Gempa X	260	33,740	Gempa Y	387	38,880
<i>Base</i>	Gempa X	262	31,121	Gempa Y	388	37,184
<i>Base</i>	Gempa X	264	27,350	Gempa Y	389	33,657
<i>Base</i>	Gempa X	266	22,049	Gempa Y	390	27,379

Tabel C8:*Lanjutan.*

<i>Base</i>	Gempa X	268	14,808	Gempa Y	391	17,134
<i>Base</i>	Gempa X	270	5,792	Gempa Y	392	4,293
<i>Base</i>	Gempa X	287	46,711	Gempa Y	401	46,383
<i>Base</i>	Gempa X	289	44,137	Gempa Y	403	43,675
<i>Base</i>	Gempa X	291	41,343	Gempa Y	405	41,199
<i>Base</i>	Gempa X	293	38,108	Gempa Y	407	38,955
<i>Base</i>	Gempa X	295	36,694	Gempa Y	409	39,240
<i>Base</i>	Gempa X	297	35,516	Gempa Y	411	39,570
<i>Base</i>	Gempa X	299	33,740	Gempa Y	412	39,060
<i>Base</i>	Gempa X	301	31,121	Gempa Y	413	37,334
<i>Base</i>	Gempa X	303	27,350	Gempa Y	414	33,772
<i>Base</i>	Gempa X	305	22,049	Gempa Y	415	27,462
<i>Base</i>	Gempa X	307	14,808	Gempa Y	416	17,192
<i>Base</i>	Gempa X	309	5,792	Gempa Y	417	4,168

## DAFTAR RIWAYAT HIDUP



### PERSONAL INFO

Nama Lengkap : Indra Bayu Sukma  
Tempat, Tanggal Lahir : Klumpang, 18 September 1995  
Agama : Islam  
Alamat KTP : Jl. Klumpang Dusun IV Gg. Mawar No. 2  
No. Hp : 0821-6699-9694  
E-mail : [indrabs18@gmail.com](mailto:indrabs18@gmail.com)

### EDUCATION HISTORY

Nomor Pokok Mahasiswa : 1307210090  
Fakultas : Teknik  
Program Studi : Teknik Sipil  
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara

No.	Tingkat Pendidikan	Tempat	Tahun Kelulusan
1	SD Negeri 106156	Kabupaten Deli Serdang	2007
2	MTs Swasta Tarbiyah Islamiyah	Kabupaten Deli Serdang	2010
3	SMK Negeri 1 Percut Sei Tuan	Kabupaten Deli Serdang	2013
4	Melanjutkan studi di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2013 sampai selesai		