

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PERBANDINGAN STRUKTUR GEDUNG
BERTINGKAT DENGAN BENTANG 12 METER YANG
MENGUNAKAN SRPMK DENGAN *DUAL SYSTEM*
(*Studi Literatur*)**

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

Disusun Oleh:

MUHAMMAD EKA KURNIAWAN
1307210094



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

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Muhammad Eka Kurniawan

NPM : 1307210094

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Analisis Perbandingan Struktur Gedung Bertingkat Dengan Bentang 12 Meter yang Menggunakan SRPMK Dengan *Dual System* (Studi Literatur)

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, Oktober 2017

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Dosen Pembimbing II / Peguji

Tondi Amirsyah Putera, S.T, M.T

Mizanuddin Sitompul, S.T, M.T

Dosen Pembanding I / Penguji

Dosen Pembanding II / Peguji

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

Ir. Ellyza Chairina, M.Si

Program Studi Teknik Sipil
Ketua,

Dr. Ade Faisal, ST, MSc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Muhammad Eka Kurniawan

Tempat /Tanggal Lahir: Medan, 23 April 1995

NPM : 1307210094

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

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

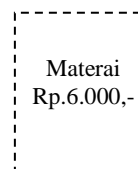
“Analisis Perbandingan Struktur Gedung Bertingkat Dengan Bentang 12 Meter yang Menggunakan SRPMK Dengan *Dual System*”,

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, Oktober 2017



Saya yang menyatakan,

Muhammad Eka Kurniawan

ABSTRAK

ANALISIS PERBANDINGAN STRUKTUR GEDUNG BERTINGKAT DENGAN BENTANG 12 METER YANG MENGGUNAKAN SRPMK DENGAN *DUAL SYSTEM* (STUDI LITERATUR)

Muhammad Eka Kurniawan
1307210094

Tondi Amirsyah Putera, S.T, M.T
Mizanuddin Sitompul, S.T, M.T

Struktur dengan bentang besar kian populer di kota-kota maju di Indonesia, hal ini dapat dilihat dari banyaknya perencanaan konstruksi yang memiliki fungsi kompleks, misalnya bangunan yang difungsikan sebagai hotel/hunian, namun difungsikan pula sebagai ruang pertemuan, gedung bioskop dan lain sebagainya yang memungkinkan penggunaan balok dengan bentang besar pada struktur tersebut. Untuk mencapai hal tersebut maka diperlukan perencanaan yang teliti guna mengurangi kemungkinan keruntuhan bangunan akibat gempa yang terjadi mengingat Indonesia merupakan Negara yang rawan terhadap bencana gempa. Pada penelitian ini terdapat 4 pemodelan struktur yaitu struktur yang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK), struktur dengan *dual system* (kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x), struktur dengan *dual system* (kombinasi SRPMK dan dinding geser arah y) dan struktur dengan *dual system* (kombinasi SRPMK dan dinding geser pada kedua arah). Struktur terdiri dari 10 lantai dengan ketinggian 36,5 m. Input pembebanan dan dimensi struktur pada semua pemodelan adalah sama. Analisis yang digunakan pada penelitian ini adalah analisis respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012. Berdasarkan analisis yang telah dilakukan maka diperoleh nilai momen rata-rata pada balok bentang 12 meter pada Model 1 sebesar 467,67 kN.m, Model 2 sebesar 440,23 kN.m, Model 3 sebesar 607,86 kN.m dan Model 4 sebesar 451,62 kN.m.

Kata kunci: Gempa, SRPMK, *dual system*.

ABSTRACT

COMPARATIVE ANALYSIS OF MULTY-STOREY BUILDING STRUCTURES WITH A SPAN OF 12 METERS USING SRPMK WITH DUAL SYSTEM (STUDY OF LITERATURE)

Muhammad Eka Kurniawan
1307210094
Tondi Amirsyah Putera, S.T, M.T
Mizanuddin Sitompul, S.T, M.T

Structure with large span increasingly popular in developed cities in Indonesia, this can be seen from the many construction plans that have complex functions, such as buildings that functioned as a hotel/dwelling, but also functioned as meeting rooms, cinemas and other possible the use of blocks with large spans on the structure. To achieve this it requires careful planning in order to reduce the possibility of collapse due to earthquake buildings that occur considering Indonesia is a country prone to earthquake disaster. In this research there are 4 structural modeling that is structure using Special Moment Frame System (SRPMK), dual system structure (combination of SRPMK and x shear shear wall), dual system structure (SRPMK combination and y direction shear wall) and structure with dual system (combination of SRPMK and shear wall in both directions). The structure consists of 10 floors with a height of 36.5 m. The input load and the structural dimension of all modeling are the same. The analysis used in this research is spectrum response analysis based on SNI 1726: 2012. Based on the analysis that has been done then obtained the average moment value on the 12 meter span beam on the Model 1 of 467,67 kN.m, Model 2 of 440,23 kN.m, Model 3 of 607,86 kN.m and Model 4 of 451,62 kN.m.

Keywords: Earthquake, SRPMK, dual system.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Analisis Perbandingan Struktur Gedung Bertingkat Dengan Bentang 12 Meter yang Menggunakan SRPMK Dengan *Dual System*” 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, S.T, M.T, selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Mizanuddin Sitompul, S.T, M.T, selaku Dosen Pimbimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Ade Faisal, selaku Dosen Pembanding I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini, sekaligus sebagai Ketua Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
4. Ibu Ir. Ellyza Chairina, M.Si, selaku Dosen Pembanding II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Rahmatullah ST, MSc selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu ketekniksipilan kepada penulis.

7. Orang tua penulis: Umar dan Nurhayatun, yang telah bersusah payah membesarkan dan membiayai studi penulis.
8. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
9. Sahabat-sahabat penulis: Syarbaini Lubis, M. Dicky Pratama Putra, M. Hari Setiawan, Dian Ramadhan, Indra Bayu Sukma, Ricky Prianda Damanik, Suci Emi Ardiana dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang konstruktif untuk menjadi bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, Oktober 2017

Muhammad Eka Kurniawan

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR GAMBAR	xix
DAFTAR NOTASI	xxi
DAFTAR ISTILAH DAN SINGKATAN	xxiv
BAB 1 PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	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	4
BAB 2 STUDI PUSTAKA	
2.1. Umum	6
2.2. Konfigurasi Bangunan	8
2.2.1. Struktur Gedung Beraturan	8
2.2.2. Struktur Gedung Tidak Beraturan	9
2.3. Sistem Struktur	10
2.3.1. Sistem Dinding Penumpu	11
2.3.2. Sistem Rangka Gedung	11
2.3.3. Sistem Rangka Pemikul Momen	11
2.3.4. Sistem Ganda (<i>Dual System</i>)	12
2.4. Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus	12
2.4.1. Komponen Lentur pada SRPMK	12

2.4.2. Komponen Pemikul Lentur dan Gaya Aksial Pada SRPMK	14
2.5. Dinding Geser (<i>Shear Wall</i>)	15
2.5.1. Elemen Struktur Dinding Geser	16
2.5.2. Perilaku Dinding Geser	16
2.5.3. Bentuk Geometri dan Penempatan Dinding Geser	17
2.5.4. Penulangan Longitudinal dan Transversal Dinding Geser	20
2.6. Sistem Ganda (<i>Dual System</i>)	21
2.7. Material Struktur	25
2.7.1. Beton dan Beton Bertulang	25
2.7.2. Baja	25
2.7.2.1. Perencanaan Elemen Lentur	28
2.7.2.2. Perencanaan Struktur Untuk Geser	29
2.8. Teori Gempa	30
2.8.1. Mekanisme Gempa Bumi	31
2.9. Tata Cara Perencanaan Gedung Tahan Gempa	32
2.9.1. Gempa Rencana	32
2.9.2. Arah Pembebanan Gempa	32
2.9.3. Peta Wilayah Gempa	33
2.9.4. Konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa	35
2.10. Kriteria Desain Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa	36
2.10.1. Faktor Keutamaan (I_e) dan Kategori Resiko Struktur Bangunan	38
2.10.2. Klasifikasi Situs Tanah Untuk Desain Seismik	42
2.10.3. Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa	43
2.10.4. Kategori Desain Seismik	46
2.10.4.1. Kategori Desain Seismik A	46
2.10.4.2. Kategori Desain Seismik B	46
2.10.4.3. Kategori Desain Seismik C	46
2.10.4.4. Kategori Desain Seismik D	47
2.10.5. Faktor Reduksi Gempa (R)	48

2.10.6. Gaya Geser dasar Seismik	49
2.10.7. Perioda Fundamental	50
2.10.8. Parameter Respon Terkombinasi	51
2.10.9. Beban Gempa	52
2.11. Desain Kriteria Struktur Utama	56
2.11.1. Kekuatan (<i>Strength</i>)	56
2.11.2. Kekakuan (<i>Stiffness</i>)	57
2.11.2.1. Simpangan Antar Lantai	59
2.11.3. Kontinuitas Struktur Gedung	60
BAB 3 METODOLOGI	
3.1. Metodologi penelitian	62
3.2. Tinjauan Umum	63
3.3. Perencanaan Struktur	63
3.3.1. Data Umum Perencanaan	63
3.3.2. Dimensi Kolom dan Balok	63
3.3.3. Perencanaan Pelat Lantai	66
3.4. Perencanaan Pemodelan	66
3.4.1. Perencanaan Model 1	66
3.4.1.1. Data Khusus Perencanaan Struktur Model 1	69
3.4.2. Perencanaan Model 2, Model 3 dan Model 4	69
3.4.2.1. Data Khusus Perencanaan Struktur Model 2, Model 3 dan Model 4	76
3.4.2.2. Tebal Dinding Geser Beton Bertulang	76
3.5. Pembebanan Struktur	76
3.5.1. Beban Mati	77
3.5.1.1. Berat Sendiri	77
3.5.1.2. Beban Mati Tambahan Pelat Lantai	77
3.5.1.3. Beban Dinding	78
3.5.1.4. Beban Tangga	78
3.5.1.5. Beban Lift	79
3.5.1.6. Beban Penthouse	79
3.5.2. Beban Hidup	80

3.5.3. Beban Gempa	80
3.6. Respon Spektrum Desain Gempa	81
3.7. Perioda Alami Fundamental	83
3.8. Kombinasi Beban	84
BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN	
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 Struktur	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 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	97
4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2	98
4.2.2.1. Berat Struktur	99
4.2.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal	100
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 Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	106
4.2.2.8. Ketidakberaturan Torsi	107
4.2.2.9. Ketidakberaturan Massa	109
4.2.2.10. Kontrol Desain SCWB	110
4.2.2.11. Kontrol SRPMK dengan 25% Gaya Lateral	111
4.2.3. Hasil Analisis Struktur Model 3	112
4.2.3.1. Berat Struktur	113

4.2.3.2. Gaya Geser Dasar Nominal	114
4.2.3.3. Penentuan Faktor Redundansi	116
4.2.3.4. Gaya Geser Lantai	117
4.2.3.5. Simpangan Antar Lantai	118
4.2.3.6. Pengaruh Efek P-Delta	118
4.2.3.7. Ketidakberaturan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	119
4.2.3.8. Ketidakberaturan Torsi	121
4.2.3.9. Ketidakberaturan Massa	122
4.2.3.10. Kontrol Desain SCWB	123
4.2.3.11. Kontrol SRPMK dengan 25% Gaya Lateral	124
4.2.4. Hasil Analisis Struktur Model 4	125
4.2.4.1. Berat Struktur	127
4.2.4.2. Gaya Geser Dasar Nominal	128
4.2.4.3. Penentuan Faktor Redundansi	129
4.2.4.4. Gaya Geser Lantai	130
4.2.4.5. Simpangan Antar Lantai	131
4.2.4.6. Pengaruh Efek P-Delta	132
4.2.4.7. Ketidakberaturan Tingkat Lunak (<i>Soft Story</i>)	133
4.2.4.8. Ketidakberaturan Torsi	135
4.2.4.9. Ketidakberaturan Massa	136
4.2.4.10. Kontrol Desain SCWB	137
4.2.4.11. Kontrol SRPMK dengan 25% Gaya Lateral	138
4.3. Momen Pada Balok Dengan Bentang 12 meter	139
4.3.1. Momen Pada Model 1	139
4.3.2. Momen Pada Model 2	139
4.3.3. Momen Pada Model 3	140
4.3.4. Momen Pada Model 4	140
4.4. Rangkuman Grafik Perbandingan	141
4.4.1. Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai	141
4.4.2. Perbandingan Besaran Momen Pada Balok Bentang 12 meter	144
4.4.3. Perbandingan Berat Struktur	146

BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN	
5.1. Kesimpulan	147
5.2. Saran	148
DAFTAR PUSTAKA	149
LAMPIRAN	
DAFTAR RIWAYAT HIDUP	

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Sifat-sifat mekanis baja struktural	28
Tabel 2.2	Ketidakteraturan horizontal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	36
Tabel 2.3	Ketidakteraturan vertikal pada struktur berdasarkan SNI 1726:2012	37
Tabel 2.4	Kategori resiko bangunan gedung dan struktur lainnya untuk beban gempa berdasarkan SNI 1726:2012.	39
Tabel 2.5	Faktor keutamaan (I_e), berdasarkan SNI 1726:2012.	41
Tabel 2.6	Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.	42
Tabel 2.7	Koefisien periode pendek, F_a berdasarkan SNI 1726:2012.	44
Tabel 2.8	Koefisien periode 1.0 detik, F_v berdasarkan SNI 1726:2012.	44
Tabel 2.9	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek berdasarkan SNI 1726:2012.	47
Tabel 2.10	Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.	48
Tabel 2.11	Faktor koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI Gempa 1726-2012.	48
Tabel 2.12	Nilai parameter periode pendekatan C_t , dan α berdasarkan SNI Gempa 1726 :2012.	50
Tabel 2.13	Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012	51
Tabel 2.14	Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.	55
Tabel 2.15	Simpangan antar lantai izin berdasarkan SNI 1726:2012.	59

Tabel 3.1	Dimensi kolom.	64
Tabel 3.2	Dimensi balok beton bertulang.	64
Tabel 3.3	Dimensi balok baja.	64
Tabel 3.4	Berat material konstruksi.	77
Tabel 3.5	Beban tangga akibat reaksi perletakkan.	78
Tabel 3.6	Beban mati tambahan akibat penthouse.	80
Tabel 3.7	Beban hidup sruktur.	80
Tabel 3.8	Respon spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah lunak.	81
Tabel 3.9	Batasan perioda alami fundamental.	83
Tabel 3.10	Kombinasi pembebanan	84
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 struktur dan pusat massa 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 ρ 1,0 untuk Model 1.	89
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.	92
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.	94
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	95

	Model 1.	
Tabel 4.15	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 1.	96
Tabel 4.16	Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 1 arah x.	97
Tabel 4.17	Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 1 arah y.	97
Tabel 4.18	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 2.	98
Tabel 4.19	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2.	99
Tabel 4.20	Massa struktur dan pusat massa Model 2.	99
Tabel 4.21	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 2.	101
Tabel 4.22	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 2 <i>output</i> program analisis struktur.	101
Tabel 4.23	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi ρ 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.	106
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	Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 2 arah x.	110
Tabel 4.34	Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 2	110

	arah y.	
Tabel 4.35	Persentase penahan gaya gempa Model 2.	111
Tabel 4.36	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 3.	112
Tabel 4.37	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3.	112
Tabel 4.38	Massa struktur dan pusat massa Model 3.	113
Tabel 4.39	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 3.	115
Tabel 4.40	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 3 <i>output</i> program analisis struktur.	115
Tabel 4.41	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 3.	116
Tabel 4.42	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 3.	117
Tabel 4.43	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 3.	118
Tabel 4.44	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3.	119
Tabel 4.45	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3	119
Tabel 4.46	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.	120
Tabel 4.47	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.	120
Tabel 4.48	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3.	121
Tabel 4.49	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3.	122
Tabel 4.50	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3.	123
Tabel 4.51	Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 3 arah x.	124
Tabel 4.52	Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 3 arah y.	124
Tabel 4.53	Persentase penahan gaya gempa Model 3.	125
Tabel 4.54	Data perioda <i>output</i> program analisis struktur Model 4.	126
Tabel 4.55	Hasil selisih persentase nilai perioda Model 4.	126

Tabel 4.56	Massa struktur dan pusat massa Model 4.	127
Tabel 4.57	Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 4.	128
Tabel 4.58	Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 4 <i>output</i> program Analisis struktur.	128
Tabel 4.59	Pengecekan <i>story shear</i> dengan 35% <i>base shear</i> terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 4.	130
Tabel 4.60	Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 4.	130
Tabel 4.61	Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 4.	132
Tabel 4.62	Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 4.	132
Tabel 4.63	Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 4.	133
Tabel 4.64	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.	134
Tabel 4.65	Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.	134
Tabel 4.66	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 4.	135
Tabel 4.67	Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 4.	135
Tabel 4.68	Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 4.	136
Tabel 4.69	Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 4 arah x.	137
Tabel 4.70	Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 4 arah y.	137
Tabel 4.71	Persentase penahan gaya gempa Model 4.	138
Tabel 4.72	Nilai momen pada balok bentang 12 meter model 1.	139
Tabel 4.73	Nilai momen pada balok bentang 12 meter model 2.	139
Tabel 4.74	Nilai momen pada balok bentang 12 meter model 3.	140
Tabel 4.75	Nilai momen pada balok bentang 12 meter model 4.	140

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Denah bangunan beraturan (Pawirodikromo, 2012).	8
Gambar 2.2	Bangunan tidak beraturan (Pawirodikromo, 2012).	9
Gambar 2.3	Sistem struktur penahan gempa (Rachmat Purwono, 2005).	10
Gambar 2.4	Pola keruntuhan dinding geser (Irawan, 2014).	20
Gambar 2.5	Superimpos <i>mode</i> individu dari deformasi (Schueller, 1989)	22
Gambar 2.6	Hubungan tegangan – regangan tipikal (Charles G. Salmon)	27
Gambar 2.7	Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan <i>divergen</i> ; b) pertemuan <i>konvergen</i> ; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2013	32
Gambar 2.8	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).	34
Gambar 2.9	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)	34
Gambar 2.10	PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometric (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012)	35
Gambar 2.11	Bentuk tipikal respon spektra desain di permukaan tanah (SNI Gempa: 1726:2012).	45
Gambar 2.12	Simpangan antar tingkat (Pawirodikromo, 2012).	58
Gambar 2.13	Kontinuitas struktur bangunan (Ismanto, 2009)	60
Gambar 2.14	Dimensi balok dan kolom (Ismanto, 2009).	61
Gambar 3.1	Bagan alir penelitian	62
Gambar 3.2	Letak dan posisi balok dan kolom pada lt.1 – lt. 3.	65
Gambar 3.3	Letak dan posisi balok dan kolom pada lt.4 – lt. 10.	65
Gambar 3.4	Model 1. a) Denah struktur; b) Tampak samping; c)	67

	Tampak depan; d) Perspektif struktur.	
Gambar 3.5	Model 2. a) Denah struktur; b) Tampak samping; c) Tampak depan; d) Perspektif struktur.	70
Gambar 3.6	Model 3. a) Denah struktur; b) Tampak samping; c) Tampak depan; d) Perspektif struktur.	72
Gambar 3.7	Model 4. a) Denah struktur; b) Tampak samping; c) Tampak depan; d) Perspektif struktur.	74
Gambar 3.8	Grafik desain respon spektrum.	86
Gambar 4.1	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x.	142
Gambar 4.2	Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y.	142
Gambar 4.3	Perbandingan rasio simpangan antar tingkat sumbu x.	143
Gambar 4.4	Perbandingan rasio simpangan antar tingkat sumbu y.	143
Gambar 4.5	Diagram besaran momen pada balok bentang 12 meter Model 1.	144
Gambar 4.6	Diagram besaran momen pada balok bentang 12 meter Model 2.	144
Gambar 4.7	Diagram besaran momen pada balok bentang 12 meter Model 3.	145
Gambar 4.8	Diagram besaran momen pada balok bentang 12 meter Model 4.	145
Gambar 4.9	Diagram perbandingan momen rata-rata pada balok bentang 12 meter pada setiap pemodelan.	146
Gambar 4.10	Diagram perbandingan berat struktur.	146

DAFTAR NOTASI

A_g	=	Luas penampang bruto, $\text{in}^2(\text{mm}^2)$
A_T	=	Luas tributari
b_w	=	Lebar penampang, (mm)
C_d	=	Faktor kuat lebih sistem
C_{vx}	=	Faktor distribusi vertikal
C_s	=	Koefisien respon seismik yang ditentukan
d	=	Tinggi efektif komponen struktur, (mm)
DL	=	Beban mati, termasuk SIDL
E	=	Modulus elastisitas
E_h	=	Pengaruh beban seismik horizontal
E_v	=	Pengaruh beban seismik vertikal
E_x	=	Beban gempa arah x
E_y	=	Beban gempa arah y
F_a	=	Koefisien situs perioda pendek (pada perioda 0,2 detik)
F_c'	=	Kuat tekan beton, (Mpa)
F_i	=	Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke-i struktur atas gedung, (kg)
F_v	=	Koefisien perioda 1,0 detik
F_{PGA}	=	Nilai koefisien situs untuk PGA
F_y	=	Kuat leleh tulangan, (MPa)
g	=	Percepatan gravitasi, (mm/detik)
h_n	=	Ketinggian struktur dalam m di atas dasar sampai tingkat tertinggi struktur, (m)
h_{sx}	=	Tinggi tingkat yang bersangkutan, (m)
h_w	=	Tinggi dinding keseluruhan atau segmen yang ditinjau, (m)
I_e	=	Faktor keutamaan gempa
ω	=	Kecepatan sudut
k	=	Kekakuan struktur

K_{LL}	=	Faktor elemen beban hidup
LL	=	Beban hidup
L	=	Beban hidup desain tereduksi
L_0	=	Beban hidup desain tanpa reduksi
lw	=	Panjang keseluruhan dinding atau segmen yang ditinjau dalam arah gaya geser, (m)
M_{nc}	=	Kuat lentur nominal kolom yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK).
M_{nb}	=	Kuat lentur nominal balok yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK).
M_u	=	Momen ultimate yang bekerja didasar dinding, (kN.m)
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_u	=	Gaya aksial yang bekerja pada dinding geser, (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	=	Faktor koefisien modifikasi respon
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_a	=	Faktor respon gempa
S_B	=	Batuan dasar

S_{DS}	=	Respon spektrum percepatan respon desain untuk perioda pendek
S_{D1}	=	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_{M1}	=	Parameter percepatan respon spektral MCE pada periode 1 detik yang sudah disesuaikan terhadap pengaruh kelas situs
T	=	Perioda getar fundamental struktur
$T_{a\ minimum}$	=	Nilai batas bawah perioda bangunan
$T_{a\ maksimum}$	=	Nilai batas atas perioda bangunan
V_t	=	Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respon yang telah dilakukan
V_u	=	Gaya geser rencana, (kg)
V_l	=	Gaya geser dasar prosedur gaya lateral statik ekuivalen
w_i	=	Bagian berat seismik efektif total struktur (W) yang dikenakan atau ditempatkan pada tingkat- i
W_t	=	Berat total gedung
δ_x	=	Defleksi pusat massa ditingkat x
δ_{xe}	=	Defleksi pada lokasi yang disyaratkan dan ditentukan sesuai dengan analisis elastis
Ω_0	=	Faktor pembesaran defleksi
Δ	=	Simpangan antar lantai tingkat desain
Δ_a	=	Simpangan antar lantai yang diijinkan
ρ	=	Faktor redundansi

DAFTAR ISTILAH DAN SINGKATAN

CQC	= <i>Complete Quadratic Combination</i>
HBK	= Hubungan Balok- Kolom
PPURG	= Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SRPMK	= Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus
SRPMM	= Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah
SRPMB	= Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa
SRSS	= <i>Square Root of the Sum of Square</i>

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang Masalah

Seiring perkembangan zaman, ilmu pengetahuan dan teknologi semakin berkembang pesat, khususnya dalam bidang pembangunan konstruksi sipil. Hal ini memaksa kita untuk lebih kreatif, produktif dan inovatif terutama dalam perencanaan struktur. Perencanaan struktur bertujuan untuk menghasilkan suatu struktur yang stabil, cukup kuat, mampu layan, awet dan memenuhi tujuan-tujuan lainnya seperti ekonomis dan kemudahan pelaksanaan (Bahtera, 2010).

Suatu struktur disebut stabil bila ia tidak mudah terguling, miring atau tergeser selama umur bangunan yang direncanakan. Suatu struktur disebut cukup kuat dan mampu layan bila kemungkinan terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan kemampuan layan selama masa hidup yang direncanakan adalah kecil dan dalam batas yang dapat diterima. Suatu struktur disebut awet bila struktur tersebut dapat menerima keausan dan kerusakan yang diharapkan terjadi selama umur bangunan yang direncanakan tanpa pemeliharaan yang berlebihan. Untuk mencapai tujuan perencanaan tersebut, perencanaan struktur harus mengikuti peraturan perencanaan yang ditetapkan oleh pemerintah berupa Standar Nasional Indonesia (SNI).

Mengingat bahwa Indonesia berada pada pertemuan empat lempeng tektonik utama yaitu lempeng Eurasia, Indo-Australia, Pasifik dan Filipina, hal ini mengakibatkan sebagian besar wilayah Indonesia sering dilanda gempa bumi dikarenakan mekanisme tektonik yang sering terjadi pada lempeng-lempeng tersebut. Peristiwa gempa bumi ini dapat menyebabkan struktur gedung mengalami simpangan lateral (*drift*) dan apabila simpangan lateral ini melebihi syarat aman yang ditetapkan oleh peraturan yang ada (SNI 1726:2012) maka gedung akan mengalami keruntuhan. Untuk mengatasi hal tersebut beberapa elemen dari sebuah struktur harus didesain sedemikian rupa sehingga mampu memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, diantaranya adalah beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan

beban hidup, sedangkan yang dimaksud beban lateral adalah beban angin dan beban gempa. Salah satu solusi yang dapat digunakan untuk meningkatkan kinerja struktur bangunan tingkat tinggi adalah dengan pemasangan dinding geser (*Shearwall*).

Sejalan dengan perkembangan teknologi konstruksi saat ini, banyak struktur bangunan konstruksi yang telah mengalami perubahan. Sekarang telah banyak dibuat bangunan-bangunan bertingkat tinggi dan memiliki bentang-bentang besar dengan perencanaan struktur yang rumit dan arsitektur yang indah guna meningkatkan nilai estetika dari bangunan tersebut (Hasan dan Imron, 2013). Salah satu diantara keinginan arsitek dalam meningkatkan nilai estetika dari sebuah bangunan ialah menciptakan ruangan yang luas namun tanpa ada kolom-kolom yang mengganggu pada ruangan tersebut. Hal ini menyebabkan jarak-jarak kolom yang direncanakan akan semakin berjauhan sehingga perlu digunakan balok dengan bentang besar sebagai solusinya.

Struktur dengan bentang besar kian populer di kota-kota maju di Indonesia, hal ini dapat dilihat dari banyaknya perencanaan konstruksi yang memiliki fungsi kompleks, misalnya bangunan yang difungsikan sebagai hotel/hunian, namun difungsikan pula sebagai aula (*ballroom*), gedung bioskop dan lain sebagainya yang memungkinkan penggunaan balok dengan bentang besar pada struktur tersebut. Penggunaan balok dengan bentang besar memerlukan perencanaan yang matang, baik dari segi efisiensi material, kekuatan struktur dan segi ekonomis.

Atas dasar tersebut maka Tugas Akhir ini dimaksudkan untuk menganalisis perbandingan momen dan simpangan struktur bangunan gedung bertingkat dengan bentang 12 meter yang menggunakan SRPMK dan *Dual System* (sistem ganda). Struktur dapat dikatakan aman apabila nilai simpangan lateralnya tidak melampaui kinerja batas layan gedung dan kinerja batas ultimit.

1.2. Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dari Tugas Akhir ini yaitu:

1. Bagaimanakah perbandingan nilai momen rata-rata balok dengan bentang 12 meter pada struktur bangunan gedung bertingkat beraturan dengan SRPMK dan *Dual System* (kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x,

kombinasi SRPMK dan dinding geser arah y, dan kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x dan y) ?

2. Bagaimanakah perbandingan simpangan struktur bangunan gedung bertingkat beraturan dengan bentang 12 meter yang menggunakan SRPMK dan *Dual System* (kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x, kombinasi SRPMK dan dinding geser arah y, dan kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x dan y) berdasarkan analisis *spectrum respons* ragam.

1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Untuk menghindari timbulnya permasalahan yang semakin meluas dalam Tugas Akhir ini, maka diperlukan ruang lingkup/pembatasan masalah yaitu sebagai berikut:

1. Struktur gedung yang direncanakan adalah struktur gedung beraturan dengan jumlah 10 lantai yang difungsikan sebagai aula pada lantai 1, 2 dan 3. Sedangkan pada lantai lainnya difungsikan sebagai perhotelan.
2. Struktur gedung memiliki bentang terbesar 12 meter.
3. Material baja digunakan pada balok-balok utama yang memiliki bentang 12 meter dan pada beberapa balok anak yang terhubung dengan balok baja tersebut. Sedangkan yang lainnya menggunakan beton bertulang.
4. Struktur gedung diasumsikan berdiri diatas tanah lunak di kota Padang.
5. Penelitian tidak memperhitungkan struktur bawah dan sistem sambungan balok kolom.
6. Analisis struktur gedung terhadap beban gempa menggunakan metode *response spectrum analysis* (RSA).
7. Analisis dan pemodelan struktur menggunakan program analisis struktur dengan pemodelan struktur 3 dimensi.
8. Peraturan-peraturan yang digunakan yaitu :
 - SNI 1726-2012 : Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Gedung dan Non Gedung.
 - SNI 2847-2013 : Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung.
 - SNI 1729-2015 : Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.

- SNI 1727-2013 : Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
- Pembebanan struktur berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Rumah dan Gedung (1987).

1.4. Tujuan Penelitian

Tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Untuk membandingkan nilai momen rata-rata balok dengan bentang 12 meter pada struktur bangunan gedung bertingkat beraturan dengan SRPMK dan *Dual System* (kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x, kombinasi SRPMK dan dinding geser arah y, dan kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x dan y) ?
2. Untuk membandingkan simpangan struktur bangunan gedung bertingkat beraturan dengan bentang 12 meter yang menggunakan SRPMK dan *Dual System* (kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x, kombinasi SRPMK dan dinding geser arah y, dan kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x dan y) berdasarkan analisis *spectrum respons* ragam.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat yang ingin dicapai dari penulisan Tugas Akhir ini adalah mengkaji lebih lanjut berupa upaya-upaya yang efektif guna meningkatkan kinerja struktur serta untuk mengetahui perbandingan struktur gedung bertingkat beraturan dengan bentang 12 meter yang menggunakan SRPMK dan *Dual System* (kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x, kombinasi SRPMK dan dinding geser arah y, dan kombinasi SRPMK dan dinding geser arah x dan y) apabila terkena gempa rencana sesuai SNI 1726-2012.

1.6. Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan Tugas Akhir yang akan disusun direncanakan sebagai berikut:

BAB 1: PENDAHULUAN

Merupakan bingkai studi atau rancangan yang akan dilakukan meliputi latar belakang masalah, rumusan masalah, ruang lingkup penelitian, tujuan penelitian, manfaat penelitian dan sistematika penulisan.

BAB 2. TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan tentang teori-teori dari sistem penelitian, metode analisis yang akan digunakan serta ketentuan-ketentuan dalam desain yang harus dipenuhi sesuai dengan peraturan yang berlaku.

BAB 3. METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini menguraikan tentang pemodelan struktur menggunakan program analisis struktur.

BAB 4. HASIL DAN PEMBAHASAN

Bab ini memuat hasil yang diperoleh dari analisis data dan akan disajikan dalam bentuk gambar, grafik atau tabel serta pembahasannya.

BAB 5. KESIMPULAN DAN SARAN

Merupakan kumpulan dari butir-butir kesimpulan hasil analisis dan pembahasan penelitian yang telah dilakukan. Kesimpulan juga disertai dengan saran yang ditujukan untuk penelitian selanjutnya atau untuk penerapan hasil penelitian di lapangan.

BAB 2

STUDI PUSTAKA

2.1. Umum

Dasar perencanaan struktur bangunan tahan gempa adalah terdapatnya komponen struktur yang diperbolehkan mengalami kelelahan. Komponen struktur yang leleh tersebut merupakan komponen yang menahan energi gempa selama gempa terjadi. Dalam merancang suatu struktur bangunan harus diperhatikan kekakuan dan kestabilan struktur dalam menahan segala pembebanan yang dikenakan padanya. Pada struktur stabil apabila dikenakan beban, struktur tersebut akan mengalami perubahan bentuk (*deformasi*) yang lebih kecil dibandingkan struktur yang tidak stabil (Schodek, 1999).

Menurut Imran dan Hendrik (2009), Sistem rangka ruang didalam komponen-komponen struktur dan join-joinnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial disebut dengan sistem rangka pemikul momen. Secara garis besar, sistem rangka pemikul momen dapat dikelompokkan menjadi tiga, yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Perbedaan dari ketiga sistem struktur diatas ada pada kemampuannya dalam mengalami deformasi inelastis dan tingkat daktilitas. Selain faktor deformasi inelastis dari ketiga sistem rangka pemikul momen ini juga dapat dibedakan dari perilaku kinerja struktur gedung dalam mengalami daktilitas yang berbeda-beda. Pada SRPMK tingkat daktilitasnya adalah daktil penuh, sedangkan pada SRPMM dan SPRMB tingkat daktilitasnya adalah daktil parsial.

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, diperlukan standar dan peraturan perencanaan bangunan untuk menjamin keselamatan penghuni terhadap gempa besar yang mungkin terjadi serta menghindari dan meminimalisir kerusakan struktur bangunan dan korban jiwa terhadap gempa bumi yang sering terjadi (Budiono dan Supriatna, 2011).

Oleh karena itu, struktur bangunan tahan gempa harus memiliki kekuatan, kekakuan, dan stabilitas yang cukup untuk mencegah terjadinya keruntuhan bangunan dan kehilangan korban jiwa. Filosofi dan konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa adalah:

1. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus tetap berjalan (*serviceable*) sehingga struktur harus kuat dan tidak ada kerusakan baik pada elemen struktural dan elemen nonstruktural bangunan.
2. Pada saat terjadi gempa moderat atau *medium*, struktur diperbolehkan mengalami kerusakan baik pada elemen nonstruktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural.
3. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, namun tidak boleh menyebabkan bangunan runtuh sehingga jatuhnya korban jiwa dapat diminimalisir.

Pada Bab ini akan dibahas mengenai teori-teori dasar dan syarat-syarat atau ketentuan yang berhubungan dengan analisis perencanaan struktur bangunan yang akan direncanakan serta hal-hal lainnya yang berkaitan dengan perhitungan dan analisis struktur dari tugas akhir ini. Beberapa teori yang menjadi acuan dalam penulisan tugas akhir ini adalah:

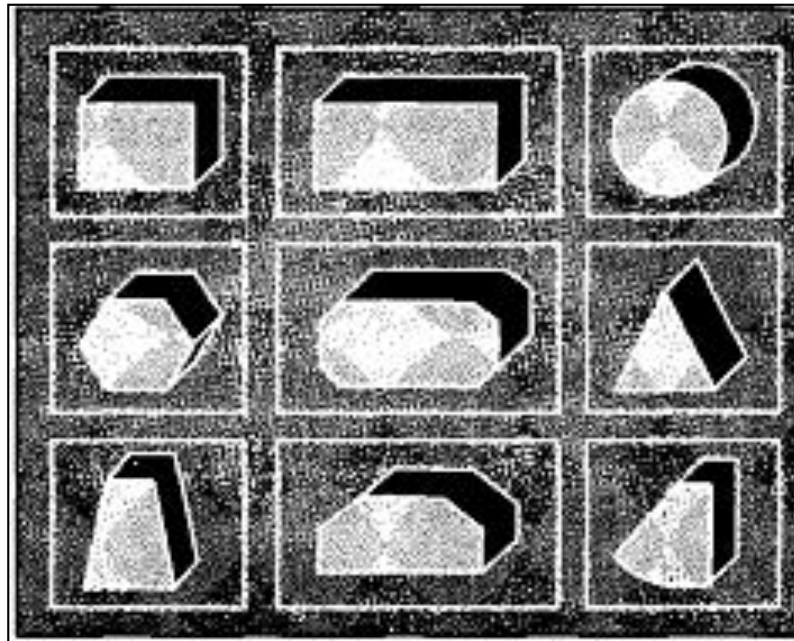
1. Tata cara perencanaan bangunan tahan gempa berdasarkan SNI 1726-2012.
2. Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung berdasarkan SNI 2847-2013.
3. Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural SNI 1729-2015.
4. Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain berdasarkan SNI 1727-2013.
5. Pembebanan struktur berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia untuk rumah dan gedung (1987).

2.2. Konfigurasi Bangunan

Konfigurasi bangunan pada hakekatnya adalah sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam dan penempatan struktur utama bangunan, serta macam dan penempatan bagian pengisi atau nonstruktural *element*.

2.2.1. Struktur Gedung Beraturan (*Regular Building*)

Menurut Pawirodikromo (2012), bangunan beraturan adalah bangunan yang umumnya hanya mempunyai satu massa dengan denah bangunan sederhana dan simetris baik simetris 1 arah maupun 2 arah. Contoh bangunan beraturan dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1: Denah bangunan beraturan (Pawirodikromo, 2012).

Menurut kajian yang telah lama dilakukan oleh para ahli menunjukkan bahwa konfigurasi yang simetris dan sederhana ternyata memiliki perilaku ketahanan yang lebih baik terhadap beban gempa. Terdapat beberapa alasan mengapa perilaku bangunan beraturan lebih baik daripada bangunan kompleks, antara lain sebagai berikut:

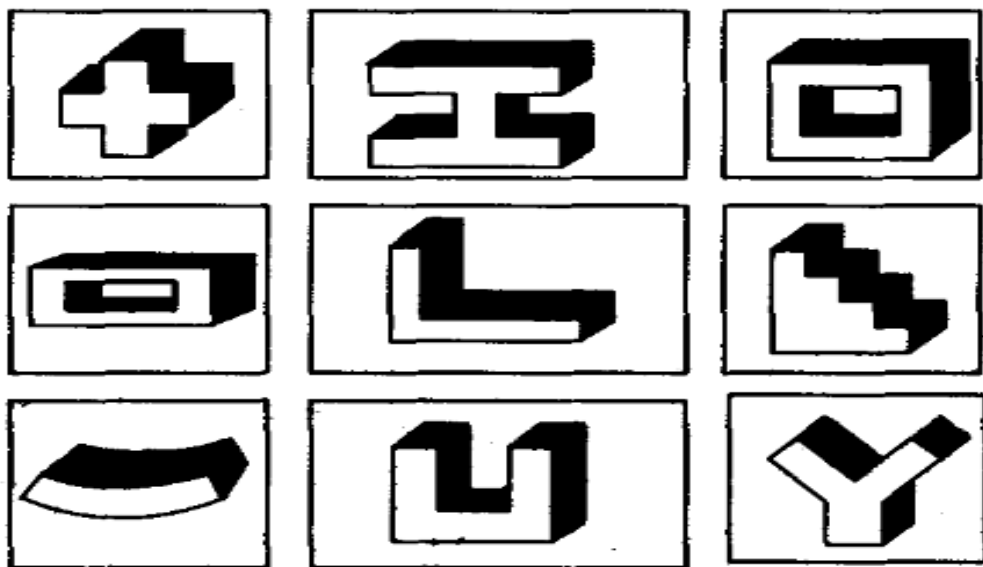
1. Jenis struktur utama dan jarak antar struktur utama cenderung sama.
2. Massa dan kekakuan struktur cenderung terdistribusi secara merata.

3. Respons struktur cenderung beraturan (*regular*) karena tidak ada torsi.
4. Secara keseluruhan perilaku struktur cenderung sederhana, *regular* dan mudah untuk dimengerti.

2.2.2. Struktur Gedung Tidak Beraturan (*Irregular Building*)

Bangunan tidak beraturan adalah bangunan yang umumnya mempunyai lebih dari 1 massa/blok dengan denah tidak sederhana walaupun masih simetris baik simetris 1 arah maupun 2 arah (Pawirodikromo, 2012).

Walaupun denah bangunan sederhana dan simetris telah diketahui mempunyai perilaku yang baik akibat beban gempa, tetapi pada kenyataannya masih banyak bangunan tidak *regular* yang tetap dibangun. Hal ini terjadi karena beberapa alasan misalnya karena tempat (misalnya dipojok jalan), alasan arsitektural, ataupun karena alasan yang belum dimengerti. Bangunan-bangunan yang kompleks misalnya bangunan yang mempunyai denah huruf L, T, I, Z, H ataupun kombinasi dari diantaranya, berhubungan satu sama lain tanpa ada pemisah. Contoh bangunan tidak beraturan dapat dilihat pada Gambar 2.2.

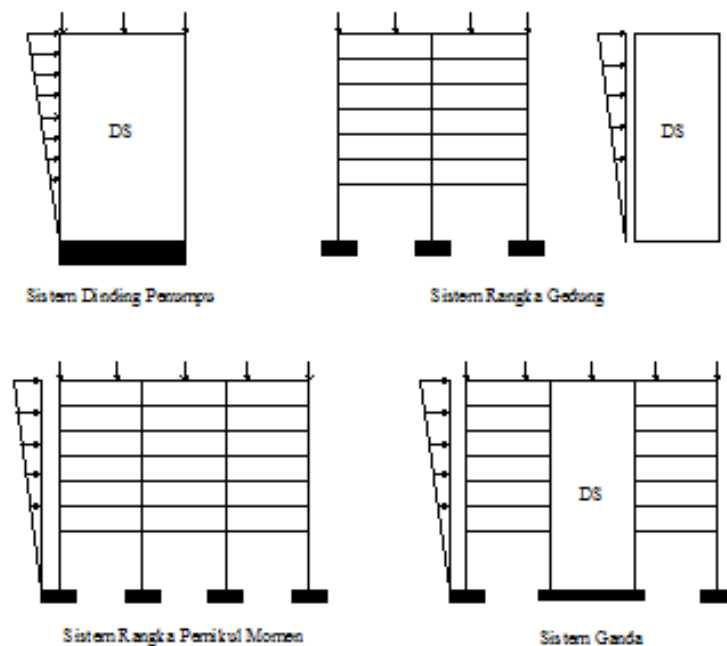


Gambar 2.2: Bangunan tidak beraturan (Pawirodikromo, 2012).

2.3. Sistem Struktur

Dalam mendesain struktur, kestabilan lateral adalah hal terpenting karena gaya lateral mempengaruhi desain elemen-elemen vertikal dan horizontal struktur. Sistem struktur utama bangunan adalah suatu portal rangka pokok dari bangunan itu sendiri. Sebagai kerangka pokok, maka struktur bangunan mempunyai fungsi utama meneruskan beban baik beban gravitasi maupun beban sementara ke sistem pendukung akhir yaitu tanah dasar.

Hal yang penting pada struktur bangunan adalah stabilitas dan kemampuannya untuk menahan gaya lateral baik yang disebabkan oleh angin ataupun gempa. Beban angin lebih terkait pada dimensi ketinggian bangunan, sedangkan beban gempa lebih terkait pada massa bangunan. Jika bangunan tinggi tidak didesain secara benar terhadap gaya-gaya lateral dapat timbul tegangan yang sangat tinggi serta getaran dan goyangan ke samping ketika gaya-gaya tersebut terjadi. Akibatnya tidak hanya menimbulkan kerusakan parah pada bangunan tetapi juga mengakibatkan ketidaknyamanan pada penghuni. Beberapa Sistem struktur penahan gaya lateral dapat dilihat pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3: Sistem struktur penahan gempa (Rachmat Purwono, 2005).

Mekanisme dasar untuk menjamin kestabilan lateral diperoleh dengan menggunakan hubungan kaku untuk memperoleh bidang geser kaku yang dapat memikul beban lateral.

2.3.1. Sistem Dinding Penumpu

Dinding penumpu sering juga disebut sebagai dinding geser. Dinding geser membentang pada keseluruhan jarak vertikal antar lantai. Jika dinding ditempatkan secara hati-hati dan simetris dalam perencanaannya, dinding geser sangat efisien dalam menahan beban vertikal maupun lateral dan tidak mengganggu persyaratan arsitektural. Dinding geser ini memikul hampir seluruh beban lateral, beban gravitasi juga ditahan dinding ini sebagai dinding struktural.

2.3.2. Sistem Rangka Gedung

Pada sistem ini terdapat rangka ruang lengkap yang memikul beban-beban gravitasi, sedangkan beban-beban lateral dipikul oleh dinding struktural. Walaupun dinding struktural direncanakan memikul seluruh beban gempa, rangka balok kolom harus diperhitungkan terhadap efek simpangan lateral dinding struktural oleh beban gempa rencana, mengingat rangka tersebut di tiap lantai masih menyatu dengan dinding struktur melalui lantai-lantai. Efek ini dinamakan syarat kompatibilitas deformasi.

Dalam SNI 2847-2013 pasal 21.13 menetapkan bahwa komponen struktur yang semula bukan merupakan struktur pemikul beban lateral harus sanggup tetap memikul beban gravitasi bila terkena deformasi lateral yang disebabkan oleh beban gempa rencana. Dalam pasal 21.13 telah ditentukan bahwa detail gempa khusus diperlukan untuk komponen-komponen non struktur pemikul beban lateral.

2.3.3. Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Rangka pemikul momen terdiri dari komponen (subsistem) horizontal berupa balok dan komponen (subsistem) vertikal berupa kolom yang dihubungkan secara kaku. Kekakuan portal tergantung pada dimensi balok dan kolom, serta

proporsional terhadap jarak lantai ke lantai dan jarak kolom ke kolom. Dalam SNI 1726 tercantum 3 jenis Sistem Rangka Pemikul Momen yaitu Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

2.3.4. Sistem Ganda (*Dual System*)

Tipe sistem struktur ini memiliki 3 ciri dasar, yaitu:

1. Rangka ruang lengkap berupa Sistem Rangka Pemikul Momen yang penting berfungsi memikul beban gravitasi.
2. Pemikul beban lateral dilakukan oleh Dinding Struktural dan Sistem Rangka Pemikul Momen dimana yang tersebut terakhir ini harus secara tersendiri sanggup memikul sedikitnya 25 % dari beban dasar geser nominal.
3. Dinding Struktural dan Sistem Rangka Pemikul Momen direncanakan untuk menahan beban dasar geser nominal (V) secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya.

Sistem ganda dapat memberikan hasil yang baik untuk memperoleh daktilitas dan kekakuan sistem struktur.

2.4. Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus

Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) adalah suatu sistem struktur yang didesain dan diberi detailing yang cukup guna menahan beban gempa bumi.

2.4.1. Komponen Lentur pada SRPMK

Komponen lentur (balok) bagian dari SRPMK harus memenuhi kriteria yang diterapkan di dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1.1 hingga 21.5.1.4 sebagai berikut:

- a. Syarat dimensi penampang (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1)
 1. Gaya tekan aksial terfaktor P_u , tidak lebih dari $A_g f'_c / 10$. ($P_u \leq A_g f'_c / 10$)

2. Panjang bentang bersih l_n , harus lebih besar daripada 4 kali tinggi efektif ($l_n \geq 4d$)
 3. Lebar penampang b_w , tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang namun tidak boleh diambil kurang dari 250 mm. ($b_w \geq 0,3h$ atau 250 mm)
 4. Lebar penampang b_w , tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau $\frac{3}{4}$ kali dimensi kolom dalam arah sejajar komponen lentur.
- b. Persyaratan tulangan lentur (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.2)

Jumlah tulangan lentur baik di sebelah atas maupun di sebelah bawah penampang (A_s) menurut Pers. 2.1 tidak boleh kurang dari:

$$\frac{0,25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w \times d ; \frac{1,4}{f_y} b_w \times d \leq A_s \quad (2.1)$$

Sedikitnya harus disediakan dua buah tulangan menerus, baik di sisi atas maupun di sisi bawah penampang.

- c. Persyaratan tulangan transversal (SNI 2847:2013 Pasal 21.5.3)
1. Sengkang tertutup harus disediakan pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur pada muka tumpuan pada kedua ujung komponen struktur lentur. Selain itu sengkang tertutup juga harus dipasang di sepanjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang pada tempat yang diharapkan dapat terjadi leleh lentur.
 2. Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Jarak antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi nilai terkecil antara tinggi efektif dibagi 4 ($d/4$), 6 kali diameter tulangan memanjang terkecil ($6d_b$) atau 150 mm.
 3. Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang dengan kait gempa pada kedua ujungnya harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari $d/2$ di sepanjang bentang komponen struktur lentur.

2.4.2. Komponen Pemikul Lentur dan Gaya Aksial pada SRPMK

Komponen struktur yang memikul lentur dan gaya aksial (kolom) yang diakibatkan oleh beban gempa bumi serta beban aksial terfaktor yang bekerja melebihi $A_g f_c / 10$, harus memenuhi syarat ukuran penampang sebagai berikut:

- a. Persyaratan umum (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1)
 1. Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm.
 2. Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.

- b. Persyaratan tulangan lentur (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.2)

Kuat lentur dari suatu kolom harus memenuhi Pers. 2.2 sebagai berikut:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad (2.2)$$

dengan:

$\sum M_{nc}$ = Jumlah kuat lentur nominal kolom yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK). Kuat lentur kolom harus dihitung untuk gaya aksial terfaktor yang sesuai dengan arah gaya-gaya lateral yang ditinjau yang menghasilkan nilai kuat lentur yang kecil.

$\sum M_{nb}$ = Jumlah kuat lentur nominal balok yang merangka pada suatu hubungan balok-kolom (HBK).

Pendekatan ini sering dikenal sebagai konsep kolom kuat – balok lemah (*strong column – weak beam*). Dengan menggunakan konsep ini diharapkan bahwa kolom tidak mengalami kegagalan terlebih dahulu sebelum balok. Tulangan lentur harus dipilih sedemikian rupa sehingga Pers. 2.2 terpenuhi. Sedangkan rasio tulangan harus dipilih sehingga terpenuhi syarat yang tercantum pada Pers. 2.3.

$$0,01 \leq \rho_g \leq 0,06 \quad (2.3)$$

c. Persyaratan tulangan transversal (SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4)

Kolom harus didetailkan dengan baik untuk menghasilkan tingkat daktilitas yang cukup, terutama pada saat mulai terbentuknya sendi plastis akibat beban gempa. Pada daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang l_o dari muka hubungan balok-kolom, di kedua ujungnya) harus disediakan tulangan transversal yang mencukupi. Panjang l_o daerah sendi plastis kolom, diambil tidak kurang dari:

1. Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang memiliki potensi terjadi leleh lentur.
2. $1/6$ dari bentang bersih komponen lentur.
3. 450 mm

2.5. Dinding Geser (*Shear Wall*)

Bangunan tinggi tahan gempa umumnya menggunakan elemen-elemen struktur kaku berupa dinding geser untuk menahan kombinasi gaya geser, momen dan gaya aksial yang timbul akibat beban gempa. Dengan adanya dinding geser yang kaku pada bangunan, sebagian besar beban gempa akan terserap oleh dinding geser tersebut.

Dinding geser adalah struktur vertikal yang digunakan pada bangunan tingkat tinggi. Fungsi utama dari dinding geser adalah menahan beban lateral seperti gaya gempa dan angin. Berdasarkan letak dan fungsinya, dinding geser dapat diklasifikasikan dalam 3 jenis, yaitu :

1. *Bearing walls* adalah dinding geser yang juga mendukung sebagian besar beban gravitasi. Tembok-tembok ini juga mendukung dinding partisi antar apartemen yang berdekatan.
2. *Frame walls* adalah dinding geser yang menahan beban lateral, dimana beban gravitasi berasal dari frame beton bertulang. Tembok-tembok ini dibangun diantara baris kolom.
3. *Core walls* adalah dinding geser yang terletak didalam wilayah inti pusat dalam gedung yang biasanya diisi tangga atau poros lift. Dinding yang terletak dikawasan inti pusat memiliki fungsi ganda dan dianggap menjadi pilihan paling ekonomis.

2.5.1. Elemen Struktur Dinding Geser

Dalam perencanaan struktur tahan gempa, tiap elemen struktur di desain dengan berbagai ketentuan tertentu. Sama halnya terhadap dinding struktural yang merupakan sistem struktur atau bagian dari sistem yang memikul beban gempa seperti dinding geser. Struktur bangunan dengan dinding geser merupakan salah satu konsep solusi masalah gempa dalam bidang teknik sipil yaitu sebagai sub struktur yang menahan gaya geser akibat gempa.

Menurut Imran dkk (2008), pada umumnya dinding geser dikategorikan berdasarkan geometrinya yaitu:

1. *Flexural wall* (dinding langsing), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \geq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku lentur. Dimana h_w merupakan tinggi dinding geser dan l_w lebar dinding geser.
2. *Squat wall* (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \leq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser. Dimana l_w merupakan tinggi dinding geser dan l_w lebar dinding geser
3. *Coupled shear wall* (dinding berangkai), dimana momen guling yang terjadi akibat beban gempa ditahan oleh sepasang dinding, yang dihubungkan oleh balok-balok perangkai, sebagai gaya-gaya tarik dan tekan yang bekerja pada masing-masing dasar pasangan dinding tersebut.

Dalam merencanakan dinding geser, perlu diperhatikan bahwa dinding geser yang berfungsi untuk menahan gaya lateral yang besar akibat beban gempa tidak boleh runtuh akibat gaya lateral, karena apabila dinding geser runtuh akibat gaya lateral maka keseluruhan struktur bangunan akan runtuh karena tidak ada elemen struktur yang mampu menahan gaya lateral. Oleh karena itu, dinding geser harus didesain untuk mampu menahan gaya lateral yang mungkin terjadi akibat beban gempa, dimana berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3.1, tebal minimum dinding geser (t_d) tidak boleh kurang dari 100 mm.

2.5.2 Perilaku Dinding Geser

Dinding geser merupakan suatu subsistem gedung yang memiliki fungsi utama untuk menahan gaya lateral akibat beban gempa. Keruntuhan pada dinding geser disebabkan oleh momen lentur karena terjadinya sendi plastis pada kaki

dinding. Semakin tinggi suatu gedung, simpangan horizontal yang terjadi akibat gaya lateral akan semakin besar, untuk itu sering digunakan dinding geser pada struktur bangunan tinggi untuk memperkaku struktur sehingga simpangan yang terjadi dapat berkurang. Dinding geser juga berfungsi untuk mereduksi momen yang diterima struktur rangka sehingga dimensi struktur rangka dapat dibuat seefisien mungkin pada struktur bangunan tinggi akibat gaya lateral.

Gaya lateral yang terjadi pada suatu gedung, baik diakibatkan oleh beban gempa maupun angin akan disebar melalui struktur lantai yang berfungsi sebagai diafragma horizontal yang kemudian akan ditahan oleh dinding geser karena memiliki kekakuan yang besar untuk menahan gaya lateral (Shueller, 1989). Dinding geser dapat dianggap sebagai balok yang tebal karena kekakuannya dan berinteraksi terhadap gaya lateral serta lentur terhadap momen guling (*overtuning momen*). Kemampuan dinding geser dalam menahan gaya lateral, torsi dan momen guling tergantung dari konfigurasi geometri, orientasi dan lokasi dinding geser pada suatu bangunan.

2.5.3 Bentuk Geometri dan Penempatan Dinding Geser

Untuk lebih aman dalam merespons gempa pada bangunan, disarankan bentuk-bentuk bangunan lebih sederhana dan simetris. Bangunan sebaiknya simetris dalam hal kekakuan, kekuatan, dan pembagian komposisi massa. Hindari konfigurasi massa bangunan yang sulit, hal ini disebabkan gempa akan menyerang bagian-bagian dari bangunan yang lemah dari segi struktur.

Perilaku bangunan secara keseluruhan terhadap gempa akan jauh lebih besar apabila bentuk massa bangunan dan strukturnya rumit jika dibandingkan dengan bentuk-bentuk yang lebih sederhana dan geometrik sempurna. Selain dari pada itu pekerjaan detail-detail pada bangunan yang lebih sederhana jauh lebih baik dan mudah jika dibandingkan dengan sistem struktur yang lebih rumit atau dengan bentuk-bentuk yang tidak beraturan.

Bentuk-bentuk yang tidak simetris sebaiknya dihindarkan karena menimbulkan momen-momen puntir horizontal akibat adanya eksentrisitas antara titik berat massa dengan titik berat/pusat kekakuan.

Susunan geometri sistem dinding geser tidak terbatas, bentuk-bentuk dasar yang umum diperlihatkan pada lingkaran pusat. Bentuk segitiga, Persegi panjang, sudut, kanal dan flens lebar adalah contoh-contoh bentuk yang dikenal dalam bahasa arsitektur. Sistem dinding geser pada dasarnya dapat dibagi menjadi sistem terbuka dan tertutup. Sistem terbuka terdiri dari unsur linear tunggal atau gabungan unsur yang tidak lengkap melingkupi ruang geometris, seperti bentuk: L, X, V, Y, T, H. Sebaliknya sistem tertutup melingkupi ruang geometris seperti bentuk bujur sangkar, segitiga, persegi panjang dan bulat.

Sebuah bangunan tinggi dapat didefinisikan sebagai bangunan yang sistem strukturnya harus dimodifikasikan sedemikian rupa sehingga dapat menahan gaya-gaya lateral yang disebabkan oleh gempa atau angin di dalam kriteria terhadap kekuatan, simpangan dan kenyamanannya. Pada bangunan berlantai banyak, dinding geser adalah salah satu bentuk struktur yang dapat menahan gaya lateral yang disebabkan oleh gempa atau angin. Stabilitas bangunan lantai banyak diterima oleh dinding geser.

Dinding geser sebagai elemen penahan gaya lateral memiliki keuntungan utama karena menyediakan kontinuitas vertikal pada sistem lateral struktur gedung. Beberapa kerusakan yang terjadi akibat gempa pada umumnya berupa *cracking* yang terjadi pada dasar dinding dan juga pada bagian *coupling beam*, khususnya untuk sistem dinding berangkai.

Perilaku batas yang terjadi pada dinding geser dapat diklasifikasikan sebagai berikut:

1. *Flexural behavior* (perilaku lentur), dimana respon yang terjadi pada dinding akibat gaya luar dibentuk oleh mekanisme kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Keruntuhan jenis ini biasanya bersifat daktail.
2. *Flexural-shear behavior* (perilaku lentur-geser), dimana kelelahan yang terjadi pada tulangan yang menahan lentur diikuti dengan kegagalan geser.
3. *Shear behavior* (perilaku geser), dimana dinding runtuh akibat geser tanpa adanya kelelahan pada tulangan yang menahan lentur. Perilaku

batas ini bisa dibagi lagi menjadi *diagonal tension shear failure* (yang dapat bersifat daktail, karena keruntuhan terjadi terlebih dahulu pada baja tulangan) dan *diagonal compression shear failure* (yang umumnya bersifat rapuh).

4. *Sliding shear behavior* (perilaku geser luncur), dimana dibawah pembebanan siklik bolak-balik, *sliding shear* bisa terjadi akibat adanya *flexural cracks* yang terbuka lebar di dasar dinding. Keruntuhan jenis ini sifatnya getas dan menghasilkan perilaku disipasi yang jelek.

Untuk dinding geser yang tergolong *flexural shear* dimana rasio $h_w/l_w \geq 2$, kegagalan lain yang sering terjadi adalah berupa *fracture* (patah/putus) pada tulangan yang menahan tarik (Fintel, 1991). Hal ini biasanya diamati pada dinding yang memiliki jumlah tulangan longitudinal yang sedikit, sehingga regangan terkonsentrasi dan terakumulasi pada bagian yang mengalami *crack* akibat pembebanan siklik yang berulang, yang dapat berujung pada terjadinya *fracture* pada tulangan.

Pada dinding geser yang tergolong *squat wall* (dinding pendek), yaitu dinding geser yang memiliki rasio $h_w/l_w \leq 2$, dimana desain dikontrol oleh perilaku geser. terdapat 3 model kegagalan yang biasanya terjadi yaitu:

- *Diagonal tension*

Retak sudut ke sudut yang terjadi pada *diagonal tension failure* merupakan kondisi yang paling kritis tetapi kemungkinannya kecil untuk terjadi. Retak sudut yang kemungkinan besar terjadi dapat dilihat pada Gambar 2.9 (b) dimana retak terbentuk pada sudut yang lebih curam terhadap horizontal.

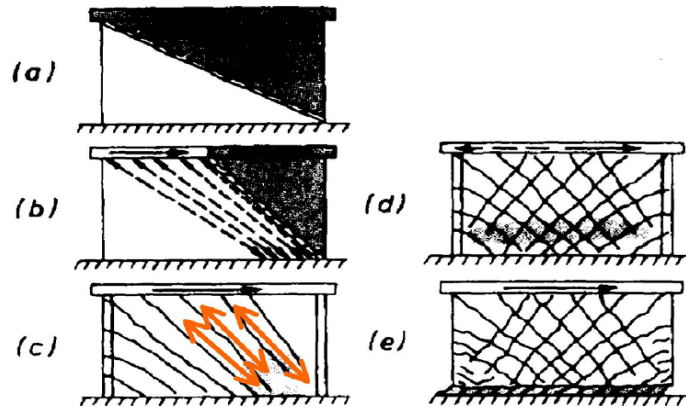
- *Diagonal compression*

Saat tegangan geser yang terjadi pada dinding sangat besar dan tulangan horizontal yang didesain untuk menahan tarik arah vertikal mengalami kegagalan, beton dapat mengalami keruntuhan tekan pada bidang diagonal. Jika terjadi pembebanan siklik bolak-balik retak diagonal geser yang terjadi.

- *Sliding shear*

Di bawah pembebanan siklik bolak balik, retak geser bisa terjadi dimana *flexural cracks* terjadi terbuka dan tertutup dan tulangan vertikal leleh bergantian saat tarik dan tekan terjadi.

Adapun pola keruntuhan yang biasa terjadi pada dinding geser dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2.4: Pola keruntuhan dinding geser (Irawan, 2014).

2.5.4 Penulangan Longitudinal dan Transversal Dinding Geser

Sesuai dengan ketentuan SNI 2847:2013 pasal 14.3, disyaratkan :

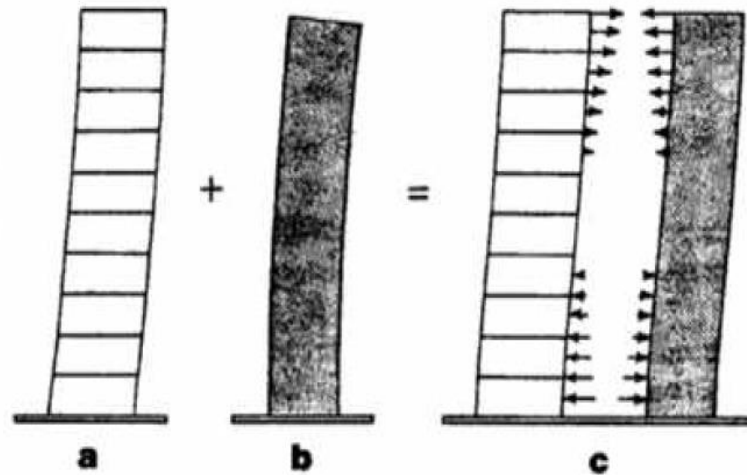
1. Rasio minimum untuk luas tulangan vertikal terhadap luas bruto beton haruslah:
 - 0,0012 untuk batang ulir \leq D16 dengan tegangan leleh yang disyaratkan \geq 420 MPa.
 - 0,0015 untuk batang ulir lainnya.
 - 0,0012 untuk tulangan kawat las \leq \varnothing 16 atau D16.
2. Rasio minimum untuk luas tulangan horizontal terhadap luas bruto beton haruslah:
 - 0,0020 untuk batang ulir \leq D16 dengan tegangan leleh yang disyaratkan \geq 420 MPa.
 - 0,0025 untuk batang ulir lainnya.
 - 0,0020 untuk jaring kawat baja las (polos atau ulir) \leq \varnothing 16 atau D16.

2.6. Sistem Ganda (*Dual System*)

Semakin tinggi suatu gedung, penggunaan struktur rangka saja untuk menahan gaya lateral akibat beban gempa menjadi kurang ekonomis karena akan menyebabkan dimensi struktur balok dan kolom yang dibutuhkan akan semakin besar untuk menahan gaya lateral. Oleh karena itu, untuk meningkatkan kekakuan dan kekuatan struktur terhadap gaya lateral dapat digunakan kombinasi antara rangka kaku dengan dinding geser (*dual system*). Berdasarkan SNI 1726-2012 sistem ganda terdiri dari:

- a. Rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi.
- b. Pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral.
- c. Kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi/sistem ganda.

Pada struktur kombinasi ini, dinding geser dan kolom-kolom struktur akan dihubungkan secara kaku (*rigid*) oleh balok-balok pada setiap lantai bangunan. Dengan adanya hubungan yang kaku antara kolom, balok dan dinding geser akan memungkinkan terjadinya interaksi antara struktur rangka dan dinding geser secara menyeluruh pada bangunan, dimana struktur rangka dan dinding geser akan bekerja bersama-sama dalam menahan beban yang bekerja baik itu beban gravitasi maupun beban lateral. Selain itu, dengan menggunakan sistem ganda ini, maka simpangan lateral akan jauh berkurang seiring dengan peningkatan jumlah lantai struktur. Semakin tinggi suatu struktur gedung, semakin kecil simpangan yang terjadi. Besarnya simpangan keseluruhan yang terjadi pada sistem rangka kaku-dinding geser diperoleh dengan cara menggabungkan perilaku kedua elemen tersebut seperti yang terdapat pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5: Superimpos *mode* individu dari deformasi (Schueller, 1989)

- a. Deformasi *mode* geser untuk rangka kaku (Gambar 2.5a)

Pada struktur rangka kaku, sudut deformasi (lendutan) paling besar terjadi pada dasar struktur dimana terjadi geser maksimum.

- b. Deformasi *mode* lentur untuk dinding geser (Gambar 2.5b)

Pada struktur dinding geser, sudut deformasi paling besar terjadi pada bagian atas bangunan sehingga sistem dinding geser memberikan kekakuan paling kecil pada bagian atas bangunan.

- c. Interaksi antara rangka kaku dan dinding geser (Gambar 2.5c)

Interaksi antara struktur rangka kaku dan dinding geser diperoleh dengan membuat superposisi *mode* s defleksi terpisah yang menghasilkan kurva S datar. Perbedaan sifat defleksi antara dinding geser dan rangka kaku menyebabkan dinding geser menahan simpangan rangka kaku pada bagian bawah, sedangkan rangka kaku akan menahan simpangan dinding geser pada bagian atas. Dengan demikian, geser akibat gaya lateral akan dipikul oleh rangka pada bagian atas bangunan dan dipikul oleh dinding geser dibagian bawah bangunan.

Selanjutnya rasio antara lebar dan tinggi dinding juga perlu mendapatkan perhatian. Apabila rasio tersebut terlalu besar (lebar dinding *relative* kecil) maka struktur dinding kurang memiliki kekakuan yang cukup serta diperlukan baja tulangan yang cukup besar. Untuk memenuhi keseimbangan gaya desak maka luas beton desak yang diperlukan cukup besar. Akibatnya lengan momen antara

gaya desak dan gaya tarik menjadi relatif kecil. Karena lengan momen relatif kecil, maka kadang-kadang keseimbangan momen sulit diperoleh atau sehingga diperlukan kemampuan desak maupun tarik baja yang relatif besar. Selain menyebabkan tegangan yang cukup besar juga diperlukan baja tulangan yang cukup besar.

Apabila rasio tersebut terlalu kecil (dinding cukup lebar) maka struktur dinding akan berperilaku secara dominan terhadap geser. Karena dinding lebar, maka lengan momen menjadi cukup besar sehingga keseimbangan momen (beban dan kemampuan) relatif mudah dicapai. Umumnya dibutuhkan gaya desak yang relatif kecil atau daerah beton desak yang relatif kecil karena lengan momen cukup besar. Namun demikian akibatnya keseimbangan gaya-gaya desak akan sulit dicapai karena kemampuan desak yang dikerahkan oleh beton desak relatif kecil.

Dengan mengingat kondisi-kondisi seperti itu maka rasio antara tinggi dan lebar dinding harus didesain sedemikian rupa sehingga keseimbangan momen dan keseimbangan beban aksial desak dapat dicapai relatif lebih mudah. Pada kondisi seperti itu maka jumlah baja tulangan yang diperlukan juga tidak terlalu banyak. Sebaiknya rasio lebar dan tinggi dinding tidak lebih dari 7. Namun demikian berdasarkan hasil penelitian, menunjukkan bahwa untuk struktur dinding dengan tampang berbentuk seperti barbel (dinding dengan kolom-kolom pada ujungnya) rasio tersebut berkisar antara 8-9.

Beberapa kelebihan struktur dinding adalah sebagai berikut :

1. Struktur dinding pada umumnya mempunyai kekuatan yang cukup besar sehingga dapat menahan beban horizontal yang cukup besar.
2. Struktur dinding umumnya sangat kaku dibanding dengan kolom, sehingga struktur ini memberikan kekakuan tambahan terhadap struktur secara keseluruhan. Kekakuan yang cukup diharapkan dapat mengendalikan simpangan yang terjadi.
3. Kemampuannya dalam melindungi adanya tingkat yang *relative* lemah (*soft story*). *Soft story* yang sering dijumpai misalnya adanya tinggi tingkat yang melebihi tinggi tingkat tipikal. Pada kondisi seperti ini maka kekakuan tingkat menjadi *relative* kecil.

4. Berdasarkan bentuk *deflected shape* struktur dinding tunggal seperti Gambar 2.5, maka struktur dinding dapat berfungsi untuk mengeliminasi simpangan antar tingkat khususnya pada simpangan-simpangan bawah sampai tengah. Dengan perkataan lain pengendalian simpangan pada daerah ini akan dilakukan secara efektif oleh struktur dinding. Hal inilah yang menjadi salah satu fungsi utama struktur dinding.

Beberapa kelemahan struktur dinding adalah sebagai berikut:

1. Kehadiran struktur dinding akan memperbesar kekakuan struktur bangunan secara umum. Kekakuan yang besar akan menyebabkan periode getar T menjadi lebih kecil. Sesuai dengan Pers. 2.4 berikut:

$$T = \frac{2. \pi}{\sqrt{\lambda \frac{K}{M}}} \quad (2.4)$$

Dengan k dalam kekakuan, m dalam massa dan λ adalah suatu koefisien. Dengan demikian semakin besar kekakuan struktur k , maka semakin kecil periode getar T . Semakin kecil periode getar T , maka akan semakin besar koefisien gempa dasar C . Semakin besar nilai C berarti semakin besar gaya geser dasar dan semakin besar gaya horizontal gempa yang bekerja pada tiap-tiap tingkat.

2. Adanya struktur dinding juga akan menyebabkan konsentrasi penahanan gaya horizontal akan terletak pada struktur-struktur dinding tersebut. Struktur dinding akan menahan gaya horizontal yang cukup besar. Sebagaimana disebutkan sebelumnya bahwa struktur dinding umumnya mempunyai kekakuan yang sangat besar. Dengan kondisi-kondisi seperti itu maka akan sulit sekali membuat struktur jepit pada dasar pondasi. Rotasi pondasi struktur dinding sangat dominan dan hampir 8 kali lebih besar dibanding dengan rotasi pondasi kolom. Pondasi struktur dinding yang berotasi akan menyebabkan rotasi sendi plastis kolom dasar semakin besar.
3. Karena struktur dinding umumnya panjang, maka kadang-kadang secara arsitektural akan sedikit mengganggu terhadap penataan ruangan. Untuk itu penempatan struktur harus dibuat sedemikian sehingga dapat

mengerahkan kekuatannya baik terhadap lentur puntir serta tidak mengganggu penataan ruangan (Pawirodikromo, 2012).

2.7. Material Struktur

Material adalah segala sesuatu yang mempunyai massa dan menempati ruang. Berdasarkan pengertian tersebut, maka material struktur adalah material/bahan yang digunakan dalam pembangunan dan digunakan untuk perancangan dan perancangan struktur.

2.7.1. Beton dan Beton Bertulang

Beton adalah suatu campuran yang terdiri dari pasir, kerikil, batu pecah, atau agregat-agregat lain yang dicampur menjadi satu dengan suatu pasta yang terbuat dari semen dan air membentuk suatu massa mirip batuan. Terkadang, satu atau lebih bahan aditif ditambahkan untuk menghasilkan beton dengan karakteristik tertentu, seperti kemudahan pengerjaan (*workability*), durabilitas dan waktu pengerasan (Cormac, 2004).

Beton didapat dari pencampuran bahan-bahan agregat halus dan kasar yaitu pasir, batu, batu pecah, atau bahan semacam lainnya dengan menambahkan secukupnya bahan perekat semen, dan air sebagai bahan pembantu guna keperluan reaksi kimia selama proses pengerasan dan perawatan beton berlangsung (Dipohusodo, 1999).

Seperti substansi-substansi mirip batuan lainnya, beton memiliki kuat tekan yang tinggi dan kuat tarik yang sangat rendah. Beton bertulang adalah suatu kombinasi antara beton dan baja dimana tulangan baja berfungsi menyediakan kuat tarik yang tidak dimiliki beton.

2.7.2. Baja

Baja adalah logam paduan, logam besi sebagai unsur dasar dengan karbon sebagai unsur paduan utamanya. Kandungan unsur karbon dalam baja berkisar antara 0,2% hingga 2,1% berat sesuai gradenya. Fungsi karbon dalam baja adalah sebagai unsur penguat dengan mencegah dislokasi bergeser pada kisi kristal

(*crystal lattice*) atom besi. Unsur paduan lain yang biasa ditambahkan selain karbon adalah titanium, krom, nikel, vanadium, *cobalt* dan *tungsten*. Dengan memvariasikan kandungan karbon dan unsur paduan lainnya, berbagai jenis kualitas baja bisa didapatkan. Penambahan kandungan karbon pada baja dapat meningkatkan kekerasan (*hardness*) dan kekuatan tariknya (*tensile strength*), namun di sisi lain membuatnya menjadi getas (*brittle*) serta menurunkan keuletannya (*ductility*).

Pengenalan baja struktural sebagai bahan bangunan utama pada tahun 1960, baja yang dipakai adalah baja karbon (*carbon steel*) dengan sebutan baja ASTM (*American Society for Testing Material*) ditandai dengan A7 yang mempunyai tegangan leleh minimum 33 ksi. Baja yang digunakan dalam pekerjaan struktural yang diproses secara penggilingan panas (*hot rolled*) dapat dibedakan menjadi 3 yaitu:

1. Baja karbon

Baja karbon dibagi menjadi 3 kategori tergantung dari persentase kandungan karbonnya, yaitu baja karbon rendah ($C = 0,03-0,35\%$), baja karbon medium ($C = 0,35-0,50\%$) dan baja karbon tinggi ($C = 0,55-1,70\%$). Baja yang sering digunakan dalam struktur adalah baja karbon medium, misalnya baja BJ-37. Baja karbon umumnya memiliki tegangan leleh antara 210 - 250 MPa.

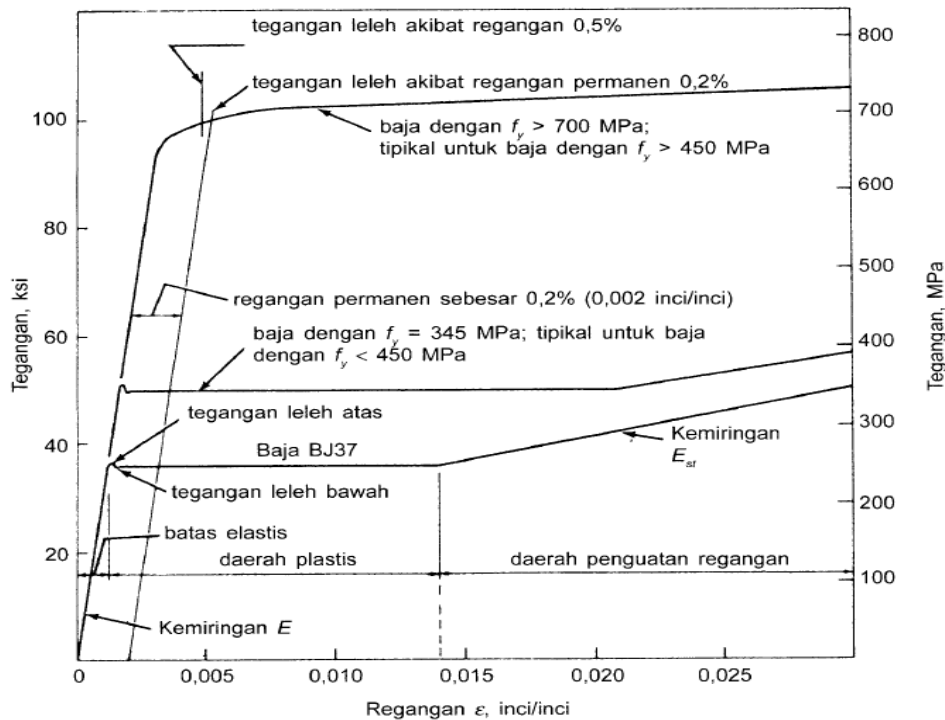
2. Baja paduan rendah mutu tinggi

Yang termasuk dalam kategori baja paduan rendah mutu tinggi (*High-Strength-Low-Alloy steel / HSLA*) mempunyai tegangan leleh berkisar antara 290 - 550 MPa dengan tegangan putus antara 415 – 700 MPa.

3. Baja paduan

Baja paduan rendah (*Low alloy*) dapat ditempa dan dipanaskan untuk memperoleh tegangan leleh antara 550 – 760 MPa. Tegangan leleh dari baja paduan biasanya ditentukan sebagai tegangan yang terjadi saat timbul regangan permanen sebesar 0,2%, atau dapat ditentukan pula sebagai tegangan pada saat regangan mencapai 0,5%.

Adapun grafik hubungan tegangan-regangan tipikal pada material baja dapat dilihat pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6: Hubungan tegangan – regangan tipikal (Charles G. Salmon)

Untuk tujuan perencanaan, tegangan leleh tarik adalah besaran yang digunakan oleh spesifikasi sebagai variable sifat bahan untuk menetapkan tegangan ijin terhadap berbagai macam pembebanan. Besarnya tegangan pada kurva tegangan-regangan ditentukan dengan membagi beban dengan luas penampang lintang semula benda uji dan besarnya regangan dihitung sebagai perpanjangan dibagi dengan panjang semula.

Dalam perencanaan struktur baja (SNI), ada beberapa sifat-sifat mekanik dari material baja yang sama yaitu:

- Modulus Elastisitas (E) = 200.000 MPa
- Modulus Geser (G) = 80.000 MPa
- Angka poisson = 0,3
- Koefisien muai panjang (α) = $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

Sedangkan berdasarkan tegangan leleh dan tegangan putusnya diklasifikasikan menjadi 5 kelas mutu yang dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut:

Tabel 2.1: Sifat-sifat mekanis baja struktural

Jenis Baja	Tegangan Putus Minimum (f_u), Mpa	Tegangan Leleh Minimum (f_y), Mpa	Regangan Minimum (%)
BJ-34	340	210	22
BJ-37	370	240	20
BJ-41	410	250	18
BJ-50	500	290	16
BJ-55	550	410	13

2.7.2.1. Perencanaan Elemen Lentur

Suatu elemen struktur memikul lentur murni terfaktor, harus didesain sedemikian rupa sehingga memenuhi Pers. 2.5 berikut:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.5)$$

dimana :

M_u : momen lentur terfaktor (N.mm)

ϕ : faktor reduksi (0.90)

M_n : kuat nominal momen lentur (N.mm)

Berikut ini adalah kondisi-kondisi perhitungan momen lentur, yang didasarkan atas panjang batang tak terkekang.

1. Kondisi Batas Leleh Momen Plastis

Berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal F2.1, kuat lentur nominal berdasarkan kondisi batas leleh momen plastis dihitung dengan Pers. 2.6 sebagai berikut:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (2.6)$$

Dimana:

F_y : Tegangan leleh minimum (Mpa)

Zx : Modulus penampang plastis di sumbu x (mm³)

2. Kondisi Batas Tekuk Torsi Lateral

Berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal F2.2, kondisi batas tekuk torsi lateral tidak berlaku apabila panjang komponen tak terkekang (Lb) tidak kurang dari panjang tekuk plastis (Lp). Perhitungan kuat lentur nominal berdasarkan klasifikasi panjang bentang komponen dapat dilihat pada Pers. 2.7 – 2.15.

a. Apabila $L_b \leq L_p$, keadaan batas dari tekuk torsi-lateral tidak boleh digunakan.

b. Apabila $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (2.7)$$

c. Apabila $L_b \leq L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (2.8)$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (2.9)$$

Dengan:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.10)$$

$$L_r = 1,95 r_s \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E} \right)^2}} \quad (2.11)$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (2.12)$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{maks}}{2,5 M_{maks} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (2.13)$$

$$c \text{ untuk profil I simetris ganda} = 1,0 \quad (2.14)$$

$$c \text{ untuk kanal: } \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad (2.15)$$

2.7.2.2. Perencanaan Struktur Untuk Geser

Berdasarkan SNI 1729-2015 Pasal G2.1, kuat geser nominal elemen struktur baja dapat ditentukan berdasarkan Pers. 2.16.

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad (2.16)$$

Dimana:

A_w : Luasan pelat badan

C_v : Koefesien yang berpengaruh terhadap kelangsingan struktur

Nilai C_v dapat diambil berdasarkan nilai kelangsingan dari profil sesuai dengan Pers. 2.17 – 2.20.

- a. Untuk badan komponen struktur profil I-canai panas

$$\text{Jika } \frac{h}{t} \leq 2,24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ maka } C_v = 1 \quad (2.17)$$

- b. Untuk badan dari semua profil simetris ganda dan profil simetris tunggal serta kanal lainnya.

$$\text{- Apabila } \frac{h}{tw} \leq 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}, \text{ maka } C_v = 1,0 \quad (2.18)$$

$$\text{- Apabila } 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} < \frac{h}{tw} \leq 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}, \text{ maka } C_v = \frac{1,10 \sqrt{K_v E / F_y}}{h / tw} \quad (2.19)$$

$$\text{- Apabila } \frac{h}{tw} > 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}}, \text{ maka } C_v = \frac{1,51 K_v E}{(h / tw)^2 F_y} \quad (2.20)$$

2.8. Teori Gempa

Gempa bumi adalah getaran atau guncangan yang terjadi di permukaan bumi (permukaan tanah). Menurut Budiono dan Supriatna (2011), secara garis besar gempa bumi dapat diklasifikasikan menjadi empat jenis, yaitu:

1. Gempa Bumi Vulkanik

Gempa bumi ini terjadi akibat adanya aktivitas magma yang biasa terjadi sebelum gunung api meletus. Apabila keaktifan gunung api semakin tinggi maka akan menyebabkan timbulnya ledakan dan juga terjadinya gempa bumi.

2. Gempa Bumi Tektonik

Gempa bumi ini disebabkan oleh adanya aktivitas pergerakan lempeng pelat tektonik, yaitu pergeseran lempeng-lempeng tektonik yang terjadi secara tiba-tiba sehingga menyebabkan gelombang-gelombang seismik

yang menyebar dan merambat melalui lapisan kulit bumi atau kerak bumi yang dapat menimbulkan kerusakan dahsyat dan bencana lainnya seperti tsunami.

3. Gempa bumi runtuhan

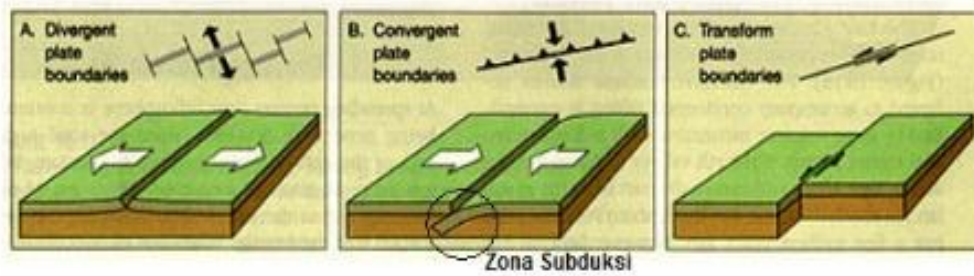
Gempa bumi yang disebabkan oleh keruntuhan baik di atas maupun di bawah permukaan tanah. Gempa ini biasanya terjadi pada daerah kapur ataupun pada daerah pertambangan. Gempa bumi ini jarang terjadi dan bersifat lokal.

4. Gempa Bumi Buatan

Gempa bumi buatan adalah gempa bumi yang disebabkan oleh aktivitas manusia seperti peledakan dinamit, bom, dan nuklir.

2.8.1. Mekanisme Gempa Bumi

Gempa bumi tektonik lebih sering terjadi dibandingkan semua jenis gempa lainnya. Gempa bumi ini disebabkan oleh pergerakan lempeng bumi (kerak bumi). Walaupun kelihatannya diam, akan tetapi lapisan-lapisan pada bagian permukaan bumi (*litosfer*) yang materialnya bersifat padat, keras dan dingin selalu bergerak. Ini diakibatkan oleh sejumlah energi yang menekan dan menarik lapisan tersebut sebagai hasil dari proses konveksi yang terjadi pada lapisan di bawahnya (*astenosfer*) yang sifat materialnya lebih cair, lemah dan jauh lebih panas. Lapisan terluar bumi ini bergerak melalui lempeng-lempengnya, sehingga menimbulkan tekanan, tarikan dan geseran pada lempeng-lempeng itu sendiri. Artinya lempeng-lempeng itu dapat saling bertubrukan (*konvergen*), saling menjauh (*divergen*), dan saling bergeser horizontal (*transform*) seperti yang diilustrasikan pada Gambar 2.7.



Gambar 2.7: Jenis-jenis pertemuan dua lempeng tektonik, a) pertemuan *divergen*; b) pertemuan *konvergen*; c) pertemuan saling bergeser horizontal (Faisal, 2013).

Secara geologis, Indonesia terletak di antara tiga lempeng utama dunia yaitu Australia, Eurasia, dan Pasifik sehingga menyebabkan Indonesia menjadi salah satu Negara yang rawan gempa bumi. Selain itu, gempa bumi tektonik biasanya jauh lebih kuat getarannya dibandingkan dengan gempa bumi vulkanik, gempa bumi runtuh, maupun gempa bumi buatan. Oleh karena itu, getaran gempa bumi tektonik merupakan gempa yang paling banyak menimbulkan kerusakan terhadap benda atau bangunan di permukaan bumi dan mengakibatkan banyaknya korban jiwa.

2.9. Tata Cara Perencanaan Gedung Tahan Gempa

2.9.1. Gempa Rencana

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), 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.

2.9.2. Arah Pembebanan Gempa

Gempa menyebabkan guncangan pada tanah. Tingkat keparahan beban gempa tergantung pada lokasi (sesuai dengan peraturan mengenai standar bangunan). Guncangan tanah dapat menambah beban pada unsur-unsur bangunan, guncangan tanah yang lebih kuat atau unsur-unsur bangunan yang lebih besar dapat menambah beban pada gedung itu sendiri.

Beban gempa cenderung horizontal (walaupun tetap ada komponen vertikal arah beban) dan dapat menyerang dari arah manapun. Beban gempa akan datang bersiklus. Beban gempa dapat disimulasikan seperti jika anda berdiri diatas sebuah truk yang tiba-tiba bergerak cepat, mengerem mendadak, dan bergerak lagi berulang kali. Akan sangat sulit untuk tetap berdiri.

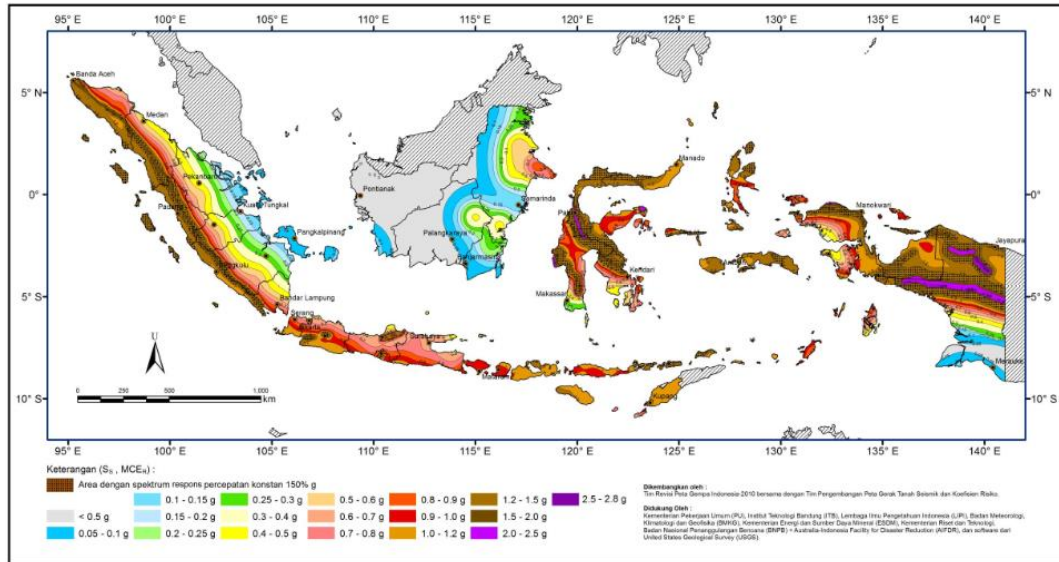
Menurut Budiono dan Supriatna (2011), dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa sehingga memberikan pengaruh terbesar terhadap unsur-unsur subsistem dan sistem struktur gedung secara keseluruhan.

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 efektifitas 30%.

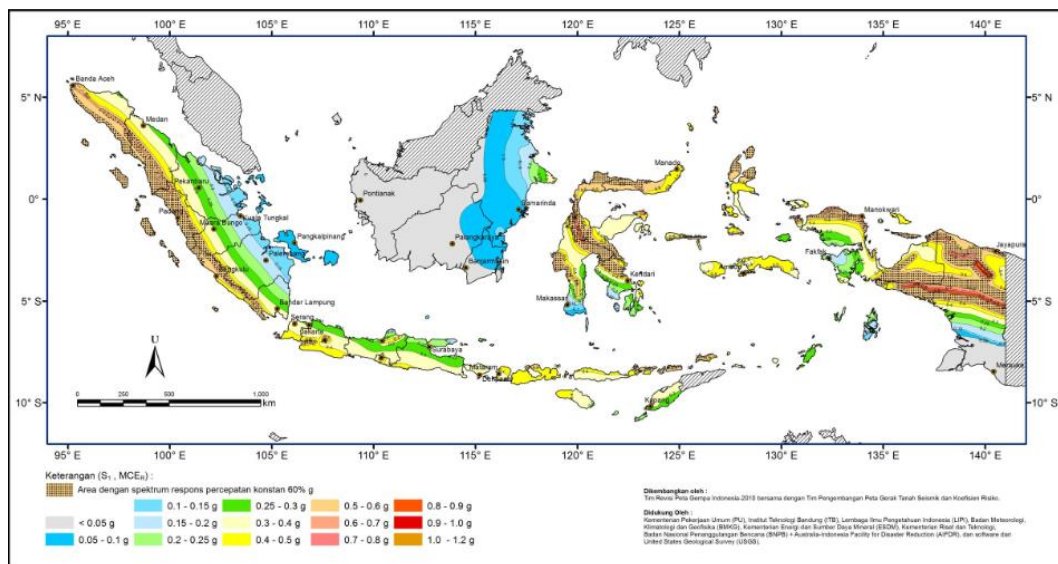
2.9.3. Peta Wilayah Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 14, menjelaskan tentang peta-peta gerak tanah seismik dan koefisien resiko gempa maksimum yang dipertimbangkan (*Maximum Considered Earthquake, MCE*) yang ditunjukkan pada Gambar 2.8 sampai dengan Gambar 2.10.

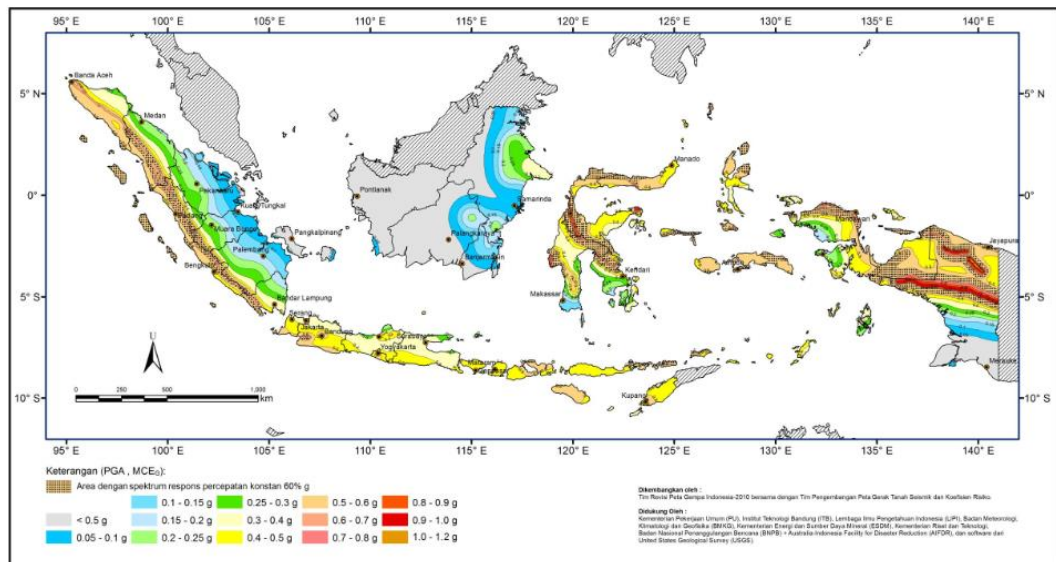
Gambar 2.8 menunjukkan peta gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R) parameter gerak tanah S_S kelas situs SB, Gambar 2.9 menunjukkan peta gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget (MCE_R) parameter gerak tanah S_1 kelas situs SB dan Gambar 2.10 menunjukkan nilai PGA gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik kelas situs SB.



Gambar 2.8: S_0 , 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 2.9: 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 2.10: PGA, Gempa maksimum yang dipertimbangkan rata-rata geometrik (MCE_G), kelas situs SB (SNI 1726:2012).

2.9.4. Konsep Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Pada konsep perencanaan struktur bangunan bertingkat tinggi harus di perhitungkan kemampuannya dalam memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, di antaranya adalah beban gravitasi, beban hidup, beban angin dan yang tidak kalah pentingnya adalah beban gempa.

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), filosofi dan konsep dasar perencanaan bangunan tahan gempa adalah:

1. Pada saat terjadi gempa ringan, struktur bangunan dan fungsi bangunan harus dapat tetap berjalan sehingga struktur harus kuat dan tidak ada kerusakan baik pada elemen struktural dan elemen non struktural bangunan.
2. Pada saat terjadi gempa moderat dan medium, struktur diperbolehkan mengalami kerusakan pada elemen yang bukan struktural, tetapi tidak diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural.
3. Pada saat terjadi gempa besar, diperbolehkan terjadi kerusakan pada elemen struktural dan nonstruktural, namun tidak boleh sampai menyebabkan bangunan runtuh sehingga tidak ada korban jiwa atau dapat meminimalkan jumlah korban jiwa.

Berdasarkan hal tersebut, perencanaan struktur dapat di rencanakan dengan mengetahui skenario keruntuhan dari struktur tersebut dalam menahan beban maksimum yang bekerja. Bangunan tahan gempa didesain berdasarkan peraturan gempa yang berlaku, jenis tanah, bentuk bangunanya, faktor kegunaan bangunannya, dan lain-lain. Seluruh elemen struktur di rencanakan dengan tahanan yang sesuai untuk menahan perpindahan yang terjadi dengan memperhatikan respon *inelastic* struktur, faktor redundan, kuat lebih dan daktilitas struktur.

Analisis dinamik merupakan cara yang saat ini paling tepat untuk mengetahui kondisi struktur yang sebenarnya ketika terjadi gempa. Dengan analisis *respon spectrum* dapat diketahui respons struktur akibat gempa seperti simpangan, kecepatan dan percepatan.

2.10. Kriteria Desain Perencanaan Struktur Gedung Tahan Gempa

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

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

No	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismik
1a	Ketidakberaturan torsi di definisikan ada jika simpangan antar lantai tingkat maksimum, torsi yang 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.	D, E, dan F B, C, D, E, dan F C, D, E, dan F C, D, E, dan F D, E, dan F B, C, D, E, dan F

Tabel 2.2: Lanjutan.

No	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan kategori desain seismik
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 diafragma kaku atau setengah kaku	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 dari sudut dalam lebih besar dari 15% dimensi denah struktur dalam arah yang ditentukan	D, E, dan F D, E, dan F
3	Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma di definisikan ada jika terdapat diafragma dengan diskontinuitas atau variasi kekakuan mendadak, termasuk yang mempunyai daerah terpotong atau terbuka lebih besar dari 50% daerah diafragma bruto yang melingkupinya, atau perubahan kekakuan diafragma efektif lebih dari 50% dari suatu tingkat ketinggian selanjutnya.	D, E, dan F D, E, dan F
4	Ketidakberaturan pergesekan melintang terhadap bidang didefinisikan ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral, seperti pergeseran melintang terhadap bidang elemen vertikal	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
5	Ketidakberaturan sistem non paralel didefinisikan ada jika elemen penahan gaya lateral vertikal tidak paralel atau simetris terhadap sumbu-sumbu orthogonal utama sistem penahan gaya gempa	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 Gempa 1726-2012.

No.	Tipe dan penjelasan ketidakberaturan	Penerapan KDS
1a	Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak didefinisikan ada jika terdapat suatu tingkat dimana kekakuan lateralnya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% Pers.en kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	D, E, dan F

Tabel 2.3: *Lanjutan.*

No	Tipe dan penjelasan ketidak beraturan	Penerapan KDS
1b	ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan di definisikan ada jika terdapa suatu tingkat di mana kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.	E dan F D, E, dan F
2	Ketidakteraturan berat (massa) di definisikan ada jika massa efektif semua tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu di tinjau	D, E, dan F
3	Ketidakteraturan geometri vertikal di definisikan ada jika dimensi horizontal sistem penahan gaya seismic di semua tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal sistem penahanan gaya seismic tingkat di dekatnya.	D, E, dan F
4	Diskontinuitas arah bidang dalam ketidak beraturan elemen gaya lateral vertikal di definisikan 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.	B, C, D, E, dan F D, E, dan F D, E, dan F
5a	Diskontruksi dalam ketidakberaturan kuat lateral tingkat di definisikan ada jika kuat lateral tingkat kurang dari 80% kuat lateralnya tingkat di atasnya kuat lateral tingkat adalah kuat lateral total semua elemen penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang di tinjau.	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% kuat lateral tingkat di atasnya. Kuat tingkat adalah kuat total semua elemem penahan seismic yang berbagi geser tingkat untuk arah yang ditinjau.	D, E, dan F B dan C D, E, dan F

2.10.1. Faktor Keutamaan (I_e) Dan Katagori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI Gempa 1726:2012 Pasal 4.1.2, tentang faktor keutamaan dan ketegori resiko struktur bangunan dimana untuk kategori resiko dijelaskan sesuai Tabel 2.4, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e sesuai Tabel 2.5.

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

Jenis pemanfaatan	Kategori resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang memiliki resiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan dan perikanan - Fasilitas sementara - Gedung penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam katagori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/Mall - Bangunan industry - Pabrik 	II
<p>Gedung dan non gedung yang memiliki resiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion 	III

Tabel 2.4: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori Resiko
<ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan struktur lainnya, tidak termasuk kedalam katagori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/gangguan missal terhadap kehidupsn masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan struktur lainnya yang tidak termasuk dalam katagori risiko IV (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak dimana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	

Tabel 2.4: *Lanjutan.*

Jenis pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan struktur lainnya yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran ,ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan gempa bumi, angin badai dan tempat perlindungan lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan beroperasi pada saat keadaan darurat. <p>Gedung dan struktur lainnya yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk kedalam katagori resiko IV.</p>	<p>IV</p>

Tabel 2.5: Faktor keutamaan (*Ie*), berdasarkan SNI 1726:2012.

Kategori resiko	Faktor keutamaan gempa, <i>Ie</i>
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

2.10.2. Klasifikasi Situs Tanah Untuk Desain Seismik

Percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah untuk suatu situs, maka situs tersebut diklasifikasikan terlebih dahulu. Profil tanah di situs harus diklasifikasikan sesuai Tabel 2.6, berdasarkan profil tanah lapisan 30 meter paling atas. Penetapan kelas situs harus melalui penyelidikan tanah di lapangan dan laboratorium, yang dilakukan oleh otoritas yang berwenang atau ahli desain geoteknik bersertifikat. Apabila tidak tersedia data tanah yang spesifik pada situs sampai kedalaman 30 meter, maka sifat-sifat tanah harus diestimasi oleh seorang ahli geoteknik yang memiliki sertifikat. Penetapan kelas situs SA, dan SB tidak diperkenankan jika terdapat lebih dari 3 meter lapisan tanah antara dasar telapak, atau rakit fondasi dan permukaan batuan dasar.

Tabel 2.6: Klasifikasi situs didasarkan atas korelasi penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium berdasarkan SNI Gempa 1726:2012.

Klasifikasi situs	\bar{v}_s (m/dt)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (Batuan Keras)	$\bar{v}_s > 1500$	N/A	N/A
SB (Batuan)	$750 < \bar{v}_s < 1500$	N/A	N/A
SC (Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak)	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u \geq 100$
SD (Tanah Sedang)	$175 < \bar{v}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} < 50$	$50 \leq \bar{s}_u < 100$
SE (Tanah Lunak)	$\bar{v}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $> 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{s}_u < 25$ kPa 		

Tabel 2.6: *Lanjutan*

Klasifikasi situs	\bar{v}_s (m/dt)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SF (Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon spesifik (<i>Site-Specific Response Analysis</i>))	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti:		
	- Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah		
	- Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m)		
	- Plastisitas tinggi (ketebalan H > 7.5m dengan PI > 75)		
	- Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m dengan $S_u < 50$ Kpa		

2.10.3. Parameter Respon Spektra Percepatan Gempa

Respon spektra 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), perpindahan (d) dengan struktur tersebut di bebani oleh gaya luar tertentu. Absis dari respons *spektra* adalah periode alami sistem struktur dan ordinat dari respons spektra adalah respons maksimum. Kurva respons spektra akan memperlihatkan simpangan relatif maksimum (S_d) (Budiono dan Supriatna, 2011).

Untuk penentuan parameter respon spektra percepatan di permukaan tanah, di perlukan faktor amplifikasi terkait spektra percepatan untuk perioda pendek (F_a) dan periode 1,0 detik (F_v). selanjutnya parameter respon spektra percepatan di permukaan tanah dapat diperoleh dengan cara mengalikan koefisien F_a dan F_v dengan spektra percepatan untuk perioda pendek (S_s) dan perioda 1,0 detik (S_1) di batuan dasar yang di peroleh dari peta gempa Indonesia SNI 1726:2012 sesuai dengan Pers. 2.21 dan 2.22.

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s \quad (2.21)$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 \quad (2.22)$$

Dimana:

S_s = Nilai spektra percepatan untuk periode pendek 0.2 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.9)

S_1 = Nilai spektra percepatan untuk periode 1.0 detik di batuan dasar (S_B) mengacu pada Peta Gempa SNI 1726:2012 (Gambar 2.10).

F_a = Koefisien periode pendek 0,2 detik (Tabel 2.7).

F_v = Koefisien periode 1.0 detik (Tabel 2.8)

Tabel 2.7: Koefisien periode pendek, F_a berdasarkan SNI 1726:2012.

Kelas situs	Parameter respons spektral MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (S_D)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (S_F)	SS ^b				

Tabel 2.8: Koefisien periode 1.0 detik, F_v berdasarkan SNI1726:2012.

Klasifikasi Site (Sesuai Tabel 2.10)	Parameter respons spektral MCE_R terpetakan pada periode 1 detik, S_1				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (S_D)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (S_E)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (S_F)	SS ^b				

Selanjutnya untuk mendapatkan parameter respon spektra desain, spektra percepatan desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1.0 detik, S_{D1} dapat diperoleh melalui Pers. 2.23 dan 2.24 berikut ini:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.23)$$

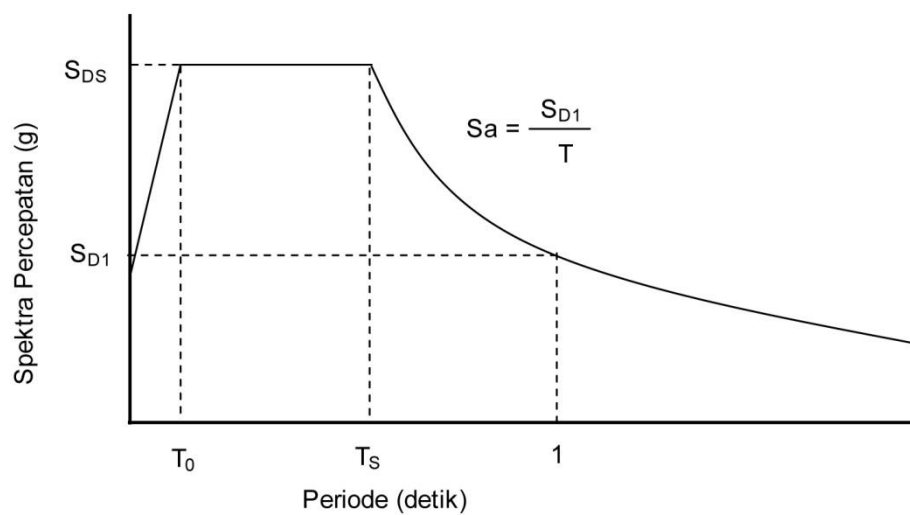
$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad (2.24)$$

dimana:

S_{DS} = parameter respon spektra percepatan desain pada perioda pendek.

S_{D1} = parameter respon spektra percepatan desain pada perioda 1.0 detik.

Selanjutnya respon spektra desain di permukaan tanah yang dapat ditetapkan sesuai dengan Gambar 2.11:



Gambar 2.11: Bentuk tipikal respon spektra desain di permukaan tanah (SNI Gempa: 1726:2012).

dimana:

1. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , respon spektra percepatan desain, S_a harus diambil dari Pers. 2.25 berikut:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (2.25)$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_s , respon spektra percepatan, S_a adalah sama dengan S_{DS} .
3. Untuk periode lebih besar dari T_s , respon spektra percepatan, S_a didapatkan dari Pers. 2.26 berikut:

$$S_a = \frac{S_{DS}}{T} \quad (2.26)$$

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat ditentukan dengan Pers. 2.27 dan 2.28 di bawah ini:

$$T_0 = 0.2 T_s \quad (2.27)$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (2.28)$$

2.10.4. Kategori Desain Seismik

Struktur harus ditetapkan memiliki suatu katagori desain seismik mengikuti pada Tabel 2.8 dan 2.9. Struktur dengan katagori risiko I, II, atau III yang berlokasi dimana parameter respon spektral percepatan terpetakan pada periode 1 detik, S_I , lebih besar dari atau sama dengan 0,75 harus ditetapkan sebagai struktur dengan katagori desain seismik E berikut pengertian dari tiap-tiap kategori desain seismik.

2.10.4.1. Kategori Desain Seismik A

Bangunan gedung dan non gedung dengan kategori desain seismik elemen nonstruktural dalam kategori desain seismik A dibebaskan dari ketentuan-ketentuan seismik.

2.10.4.2. Kategori Desain Seismik B

Untuk bangunan yang dirancang dengan kategori desain seismik B, gaya gempa desain diijinkan untuk diterapkan secara terpisah dalam masing-masing arah dari dua arah orthogonal dan pengaruh interaksi orthogonal diijinkan untuk diabaikan.

2.10.4.3. Kategori desain seismik C

Pembebanan yang diterapkan pada struktur bangunan yang dirancang unuk kategori desain seismik C harus minimum sesuai dengan arah masing-masing

orthogonal. Struktur yang mempunyai ketidakberaturan struktur horizontal harus menggunakan salah satu prosedur berikut:

1. Prosedur kombinasi orthogonal

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur analisis gaya lateral ekuivalen, prosedur analisis respon spektrum, atau prosedur riwayat respon linear, dengan pembebanan yang diterapkan secara terpisah dalam semua arah orthogonal. Pengaruh beban paling kritis akibat arah penerapan gaya gempa pada struktur dianggap terpenuhi jika komponen dan fondasinya didesain untuk memikul kombinasi beban-beban yang ditetapkan.

2. Penerapan serentak gerak tanah orthogonal

Struktur harus dianalisis menggunakan prosedur riwayat respons linear atau prosedur riwayat respons non linear dengan pasangan orthogonal percepatan gerak tanah yang diterapkan secara serentak.

2.10.4.4. Kategori desain seismik D

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, dan F harus minimum sesuai dengan persyaratan kategori desain seismik C. Sebagai tambahan, semua kolom atau dinding yang berbentuk bagian dari dua atau lebih sistem penahan gaya gempa yang bekerja sepanjang baik sumbu denah utama sama atau melebihi 20% kuat desain aksial kolom atau dinding harus didesain untuk pengaruh beban paling kritis akibat penerapan gaya gempa ke semua arah. Kategori desain seismik dapat dilihat pada Tabel 2.9 dan 2.10.

Tabel 2.9: 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 2.10: Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik berdasarkan SNI 1726:2012.

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

2.10.5. Faktor Reduksi Gempa (R)

Sistem struktur memiliki penahan gaya seismik yang ditentukan oleh parameter-parameter pada Tabel 2.11.

Tabel 2.11: Faktor koefisien modifikasi respons, faktor kuat lebih sistem, faktor pembesaran defleksi, dan batasan tinggi sistem struktur berdasarkan SNI Gempa 1726-2012.

No	Sistem penahan gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur (m) ^c				
					Kategori desain seismik				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
1	Sistem rangka pemikul momen: ➤ Rangka beton bertulang pemikul momen khusus.	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2	Sistem ganda dengan rangka pemikul momen menengah mampu menahan paling sedikit 25 Persen gaya gempa yang ditetapkan.	6	2,5	5	TB	TB	TI	TI	TI

2.10.6. Gaya Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1, gaya geser dasar (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.29 berikut ini:

$$V = C_s \cdot W \quad (2.29)$$

dimana :

C_s = koefisien respons seismik

W = berat total gedung

Untuk nilai C_s menurut SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1.1, Pers. 2.30 - Pers. 2.32 yang digunakan untuk menentukan koefisien C_s adalah :

- Koefisien respon seismik, C_s

Untuk koefisien respon seismik C_s ditentukan berdasarkan Pers. 2.30 berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.30)$$

dimana :

S_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang periode pendek.

R = faktor modifikasi respon berdasarkan Tabel 2.11

I = faktor keutamaan hunian yang ditentukan berdasarkan Tabel 2.5

Nilai C_s diatas tidak perlu melebihi C_s hitungan berdasarkan Pers. 2.31 berikut:

$$C_s = \frac{S_{DI}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.31)$$

C_s harus tidak kurang dari (Pers. 2.32):

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (2.32)$$

dimana :

S_{DI} = parameter percepatan respons spektrum desain pada periode 1 detik

T = periode getar struktur (detik)

S_I = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

Sebagai tambahan untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_I sama dengan atau lebih besar dari 0,6g maka C_s harus tidak kurang dari Pers. 2.33:

$$C_s = \frac{0,5 S_I}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (2.33)$$

2.10.7. Periode Fundamental

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), 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 nilai batas maksimum sesuai dalam Pers. 2.34 dan 2.35.

1. Periode fundamental pendekatan minimum (T_a minimum).

$$T_{a \text{ minimum}} = C_r \cdot h_n^x \quad (2.34)$$

dimana :

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

h_n = Ketinggian struktur dalam m diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

C_r = Ditentukan dari Tabel 2.12

x = Ditentukan dari Tabel 2.12

Tabel 2.12: Nilai parameter periode pendekatan C_r , dan x berdasarkan SNI Gempa 1726 :2012.

Tipe Struktur	C_r	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100% seismik yang diisyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenaigaya gempa :		

Tabel 2.12: *Lanjutan.*

Tipe Struktur	Ct	x
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

2. Periode fundamental pendekatan maksimum (T_a maksimum).

$$T_a \text{ maksimum} = C_u \cdot T_a \text{ minimum} \quad (2.35)$$

dimana :

T_a maksimum = Nilai batas atas periode bangunan

C_u = Ditentukan dari Tabel 2.13.

Tabel 2.13: Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung berdasarkan SNI 1726:2012.

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

2.10.8. Parameter Respon Terkombinasi

Menurut Budiono dan Supriatna (2011), 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 respon 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/SRSS) dan Kombinasi Kuadrat Lengkap (*Complete Quadratic Combination/CQC*).

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 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 Kuadrat Lengkap (*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 respon ragam tersebut dapat dilakukan dengan metode yang dikenal dengan metode Akar Kuadrat Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Squares/SRSS*).

2.10.9. 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

ρ = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

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

Q_E = Pengaruh gaya seismik horizontal dari V, yaitu gaya gser 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. 2.36.

$$E = E_h + E_v \quad (2.36)$$

Untuk penggunaan dalam kombinasi beban (5) dan (6), E harus didefinisikan sesuai dengan Pers. 2.37.

$$E = E_h - E_v \quad (2.37)$$

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. 2.38.

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.38)$$

dimana:

Q = pengaruh gaya seismik horizontal dari V atau F_p

ρ = Faktor redudansi, untuk desain seismik D sampai F nilainya 1,3

Sedangkan pengaruh beban seismik E_v harus ditentukan dengan Pers. 2.39.

$$E_v = 0,2 S_{DS} DL \quad (2.39)$$

dimana:

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

DL = Pengaruh beban mati

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

Kondisi dimana nilai ρ diizinkan 1 sebagai berikut:

- Struktur dirancang untuk kategori desain seismik B atau C.
- Perhitungan simpangan antar lantai dan pengaruh P-delta; desain komponen nonstruktural.
- Desain struktural nongedung yang tidak mirip dengan bangunan gedung.
- 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.
- 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. 2.40.

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} W_{px} \quad (2.40)$$

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. 2.41.

$$F_{px} = 0,2 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.41)$$

dan F_{px} tidak boleh melebihi dari Pers. 2.42.

$$F_{px} = 0,4 S_{DS} I_{ex} W_{px} \quad (2.42)$$

- Struktur bagian sistem peredaman
- Desain dinding geser struktural terhadap gaya keluar bidang, termasuk sistem angkurnya.

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

- Masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% geser dasar dalam arah yang ditinjau sesuai dengan Tabel 2.14.
- Struktur dengan denah beraturan di semua 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 2.14: Persyaratan masing-masing tingkat yang menahan lebih dari 35% gaya geser dasar.

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 2.14: *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

2.11. Desain Kriteria Struktur Utama

Menurut Pawirodikromo (2012), struktur utama bangunan adalah seperti portal/rangka yang dapat berdiri secara tegak dan mampu menahan semua jenis beban yang mungkin terjadi. Mengingat bangunan gedung dapat bervariasi menurut banyaknya tingkat, jenis-jenis beban yang bekerja, jenis bahan yang dipakai dan tempat dimana bangunan akan dibangun (daerah-daerah gempa) maka terdapat beberapa hal yang akan mempengaruhi pemakaian jenis struktur utama bangunan diantaranya:

1. Banyaknya tingkat
2. Jenis bahan yang dipakai
3. Jenis-jenis beban yang bekerja
4. Tempat dimana bangunan akan dibangun (jenis tanah dan daerah gempa).

2.11.1 Kekuatan (*Strength*)

Sudah sangat jelas bangunan harus mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan semua jenis kombinasi beban (beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin) di dalam masa layan bangunan. Untuk struktur yang relatif kaku, kriteria kekuatan ditandai oleh tegangan bahan yang terjadi, sementara lendutan/simpangannya relatif kecil (karena struktur kaku). Tegangan bahan yang terjadi menjadi penentu (*stress govern*) terhadap performa bangunan.

Pada level beban layan (*service loads*), tegangan yang terjadi harus masih dalam batas elastik dengan angka keamanan tertentu. Angka keamanan yang dimaksud salah satunya dapat diakomodasi melalui pemakaian faktor beban. Dengan faktor beban (nilainya > 1) maka bahan akan mencapai tegangan leleh hanya apabila intensitas beban gravitasi, beban hidup dan beban sementara masing-masing naik sebesar faktor bebannya. Nilai-nilai tegangan elastik berikut faktor beban sudah diatur di dalam peraturan. Kesetabilan struktur akan mulai terganggu pada saat tegangan memasuki paska *inelastic* (Pawirodikromo, 2012).

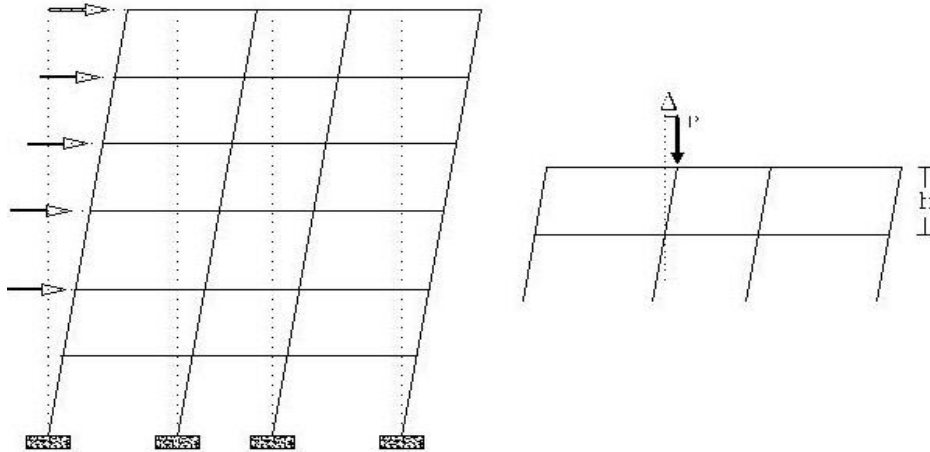
2.11.2. Kekakuan (*stiffness*)

Struktur bangunan harus diberikan kekakuan secukupnya, sehingga gaya inersia ($F = m.a$) yang terjadi tidak besar dan lendutan atau simpangan (*deviasi/sway-drift*) antar tingkat bangunan/lantai bangunan masih terletak pada batas yang diizinkan.

Apabila kekakuan bangunan sangat kecil, maka pada saat tanah bergerak akibat gempa bangunan praktis tidak mengalami percepatan atau tidak terbawa untuk bergerak, bangunan lebih terasa mengayun secara fleksibel atau dengan istilah bangunan lebih elastis. Bangunan yang demikian dikatakan memiliki respons yang kecil terhadap gempa. Apabila kekakuan bangunan sangat besar, maka massa bangunan akan dipaksa untuk mengikuti sepenuhnya pergerakan tanah, sehingga percepatan yang dialami bangunan akan persis sama percepatan tanah. Bangunan yang demikian dikatakan mempunyai respons yang besar terhadap gempa. Optimasi yang ideal adalah gabungan komposisi kedua prinsip diatas dalam batas yang diizinkan dengan tidak terlalu kaku dan tidak terlalu lentur. Dalam hal ini material struktur, sistem sambungan struktur sangat berpengaruh terhadap pergerakan massa bangunan.

Menurut Pawirodikromo (2012), kriteria desain tidak cukup hanya kekuatan bangunan, tetapi ada kemungkinan kriteria lain harus dipenuhi. Sebagaimana disampaikan sebelumnya, pada struktur yang *relative* kaku maka yang menjadi kriteria penentu sudah akan berbalik menjadi *displacement govern*, yaitu nilai lendutan/simpangan yang terjadi seperti terlihat pada Gambar 2.12. Pada kondisi

seperti itu tegangan bahan mungkin masih dalam katagori elastik, tetapi lendutan sudah cukup besar sehingga sudah tidak nyaman untuk ditempati.



Gambar 2.12: Simpangan antar tingkat (Pawirodikromo, 2012).

Untuk bangunan bertingkat *displacement govern* dapat terjadi pada balok biasa atau balok kantilever yang bentangnya panjang serta pada bangunan gedung yang jumlah tingkatnya sangat banyak (*high rise building*). Lendutan balok umumnya diproporsikan terhadap bentang, sedangkan simpangan tingkat biasanya diproporsikan terhadap tinggi tingkat dalam istilah *drift ratio*. *Drift ratio* adalah rasio antara simpangan antar tingkat dengan tinggi tingkat, seperti ditunjukkan pada Pers. 2.43.

$$Drift\ ratio = \frac{\Delta}{hn} \quad (2.43)$$

Yang mana Δ adalah simpangan antar tingkat dan h adalah tinggi tingkat. apabila simpangan antar tingkat (Δ) terlalu besar maka akan timbul efek P- Δ . Efek P- Δ pada umumnya akan sangat membahayakan kesetabilan struktur, karena akan menimbulkan momen kolom yang sangat besar (akibat P yang umumnya sangat besar). Selain pembatasan lendutan dan simpangan yang terjadi sebagai bentuk dari desain kriteria, maka struktur bangunan hendaknya jangan terlalu fleksibel. Sistem pengaku dapat dipakai untuk mengurangi/mengendalikan lendutan/simpangan (Pawirodikromo, 2012).

2.11.2.1. Simpangan Antar Lantai

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.8.6. simpangan antar lantai hanya terdapat satu kinerja, yaitu kinerja batas ultimit. Penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat masa teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat masa tidak terletak segaris, dalam arah vertikal, diizinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa diatasnya.

Bagi struktur yang dirancang untuk katagori desain seismik C,D,E, atau F yang memiliki ketidakberaturan horizontal tipe 1a atau 1b pada table 2.1, simpangan antar lantai desain (Δ) harus dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik-titik diatas dan dibawah tingkat yang diperhatikan yang letaknya segaris vertikal disepanjang salah satu bagian struktur.

Simpangan antar lantai, nilainya harus diperbesar dengan menggunakan Pers. 2.44 berikut:

$$\frac{cd \cdot \delta_{xe}}{Ie} \quad (2.44)$$

Dimana :

Δ_i = Simpangan antar tingkat

Cd = Faktor pembesaran defleksi

Ie = Faktor keutamaan gedung

Dari nilai simpangan antar tingkat desain (Δ) tidak boleh melebihi simpangan antar lantai izin (Δ_a), sesuai dengan peraturan Tabel 2.15, bahwa struktur gedung harus berada dalam simpangan yang diizinkan.

Tabel 2.15: Simpangan antar lantai izin 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 mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0,025 h_{sx}^c	0,020 h_{sx}	0,015 h_{sx}

Tabel 2.15: *Lanjutan.*

Struktur	Kategori resiko		
	I atau II	III	IV
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}

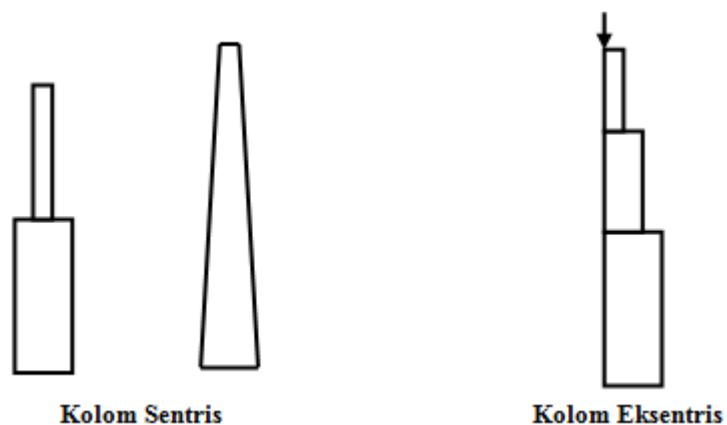
Catatan: h_{sx} = Tinggi tingkat yang bersangkutan

2.11.3. Kontinuitas Struktur Gedung

Dalam sistem struktur harus diberikan kesinambungan (kontinuitas) kekakuan dan kekuatan yang merata pada massa bangunan seperti terlihat pada Gambar 2.13. Hindari tonjolan-tonjolan, lekukan-lekukan, atau *setback* pada massa bangunan yang dirancang.

Pada pasal ini butir pokok yang dapat dirumuskan adalah sebagai berikut :

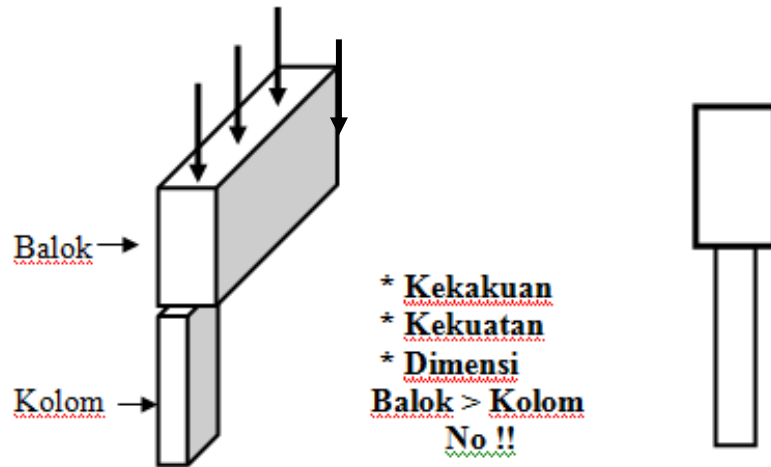
1. Unsur pemikul beban kolom dan dinding harus tersebar merata, modular dan beraturan dan seragam.
2. Semua kolom dan dinding harus menerus (kontinu) dan sentris dari atap hingga ke pondasi serta hindari eksentrisitas dalam pembebanan.



Gambar 2.13: Kontinuitas struktur bangunan (Ismanto, 2009).

3. Kolom dan balok struktur diletakkan sebidang (sentris) pada sumbu-sumbu modul bangunan yang dirancang sehingga bidang-bidang masif dapat berfungsi sebagai pengisi dan pengaku sistem rangka.

4. Harus dihindarkan adanya balok struktur yang lebih besar dari dimensi kolom. Hal ini untuk menghindari terjadinya penyaluran beban yang tidak menyeluruh. Dimensi, kekuatan dan kekakuan balok lebih besar dari kolom harus dihindarkan karena sendi plastis dapat terjadi pada kolom (Gambar 2.14).



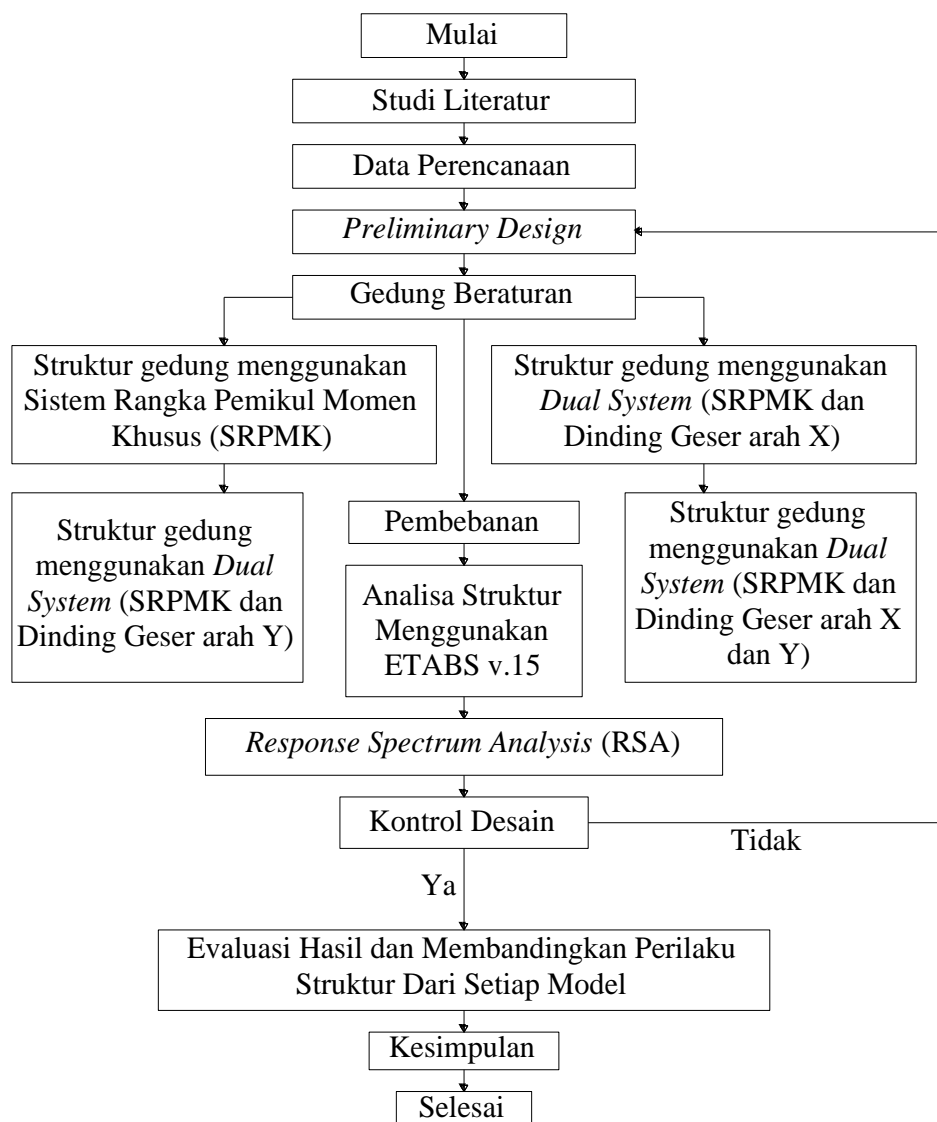
Gambar 2.14: Dimensi balok dan kolom (Ismanto, 2009).

5. Unsur-unsur atau elemen-elemen pokok struktur tidak berubah penampang secara mendadak. Hal ini dapat menimbulkan efek lantai lemah *soft storey*.
6. unsur-unsur penahan beban lateral harus diletakkan atau sedekat mungkin pada batas keliling bangunan. Hal ini untuk merespons beban/gaya lateral pada sisi kulit atau perimeter bangunan sehingga komponen struktur yang ada ditengah massa bangunan tidak terlalu dibebani.

BAB 3 METODOLOGI

3.1. Metodologi Penelitian

Pada bab ini berisi tentang tahapan perencanaan dan analisis struktur gedung menggunakan program analisis struktur. Adapun tahapan-tahapan tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1: Bagan alir penelitian.

3.2. Tinjauan Umum

Terdapat 4 permodelan struktur dalam tugas akhir ini, yaitu struktur gedung dengan bentang 12 meter menggunakan SRPMK (Model 1) dan 3 permodelan lainnya yaitu struktur gedung dengan bentang 12 meter menggunakan *Dual System* yakni kombinasi dari SRPMK dan dinding geser yang pada setiap pemodelan hanya dibedakan berdasarkan letak dinding gesernya saja. Keempat model bangunan tersebut akan dianalisis secara elastis linier dengan menggunakan Analisis Respons Spektrum (*Response Spectrum Analysis*).

3.3. Perencanaan Struktur

3.3.1. Data Umum Perencanaan

Adapun data-data umum perencanaan yang digunakan pada keempat pemodelan struktur tersebut adalah:

1. Struktur gedung yang direncanakan adalah struktur gedung beraturan dengan jumlah 10 lantai yang difungsikan sebagai aula pada lantai 1, 2 dan 3. Sedangkan pada lantai lainnya difungsikan sebagai perhotelan.
2. Struktur gedung memiliki bentang terbesar 12 meter.
3. Material baja digunakan pada balok-balok induk yang memiliki bentang 12 meter dan pada balok anak yang terkoneksi dengan balok bentang 12 meter tersebut, sedangkan struktur lainnya menggunakan beton bertulang.
4. Gedung terletak di kota Padang.
5. Kategori Desain Seismik D (KDS D).

3.3.2. Dimensi Kolom dan Balok

Perencanaan dimensi kolom dan balok yang digunakan pada struktur gedung dapat dilihat pada Tabel 3.1, 3.2 dan 3.3.

Tabel 3.1: Dimensi kolom.

Kode	Dimensi (mm)	Mutu beton f_c' (MPa)	keterangan
K1	750.750	40	Kolom pada lantai 1 – lantai 3
K2	650.650	40	Kolom pada lantai 4 – lantai 10
K3	600.600	40	Kolom pada area <i>elevator</i> (lift)

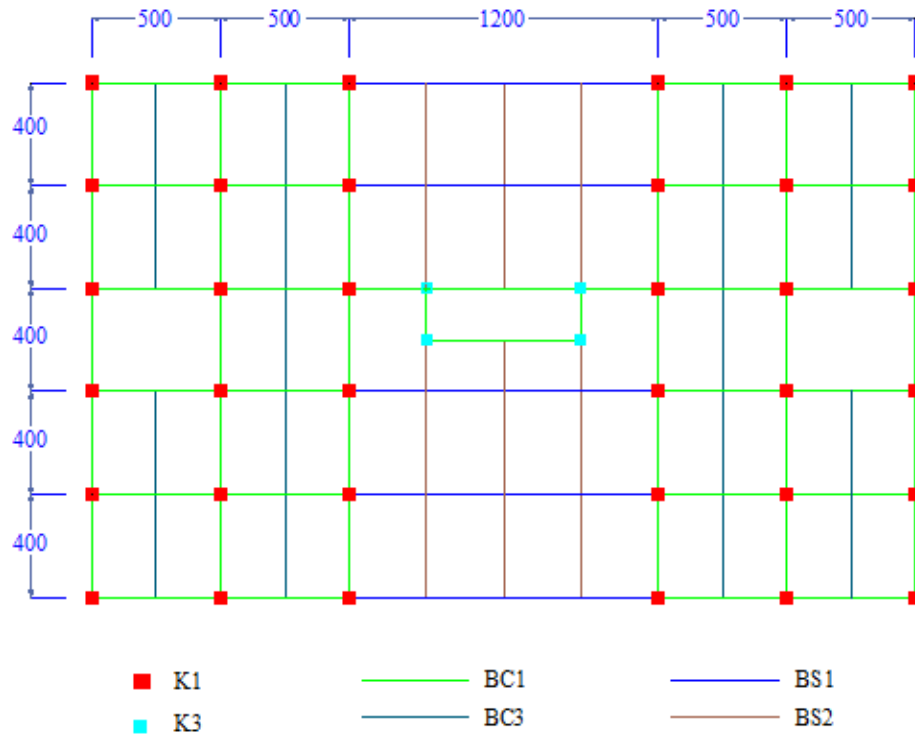
Tabel 3.2: Dimensi balok beton bertulang.

Kode	Dimensi (mm)	Mutu beton f_c' (MPa)	keterangan
BC1	400.600	40	Balok induk pada Lt 1 – Lt 3
BC2	350.600	40	Balok induk pada Lt 4 – Lt 10
BC3	250.400	40	Balok anak beton pada keseluruhan lantai
BC4	300.400	40	Balok lintel

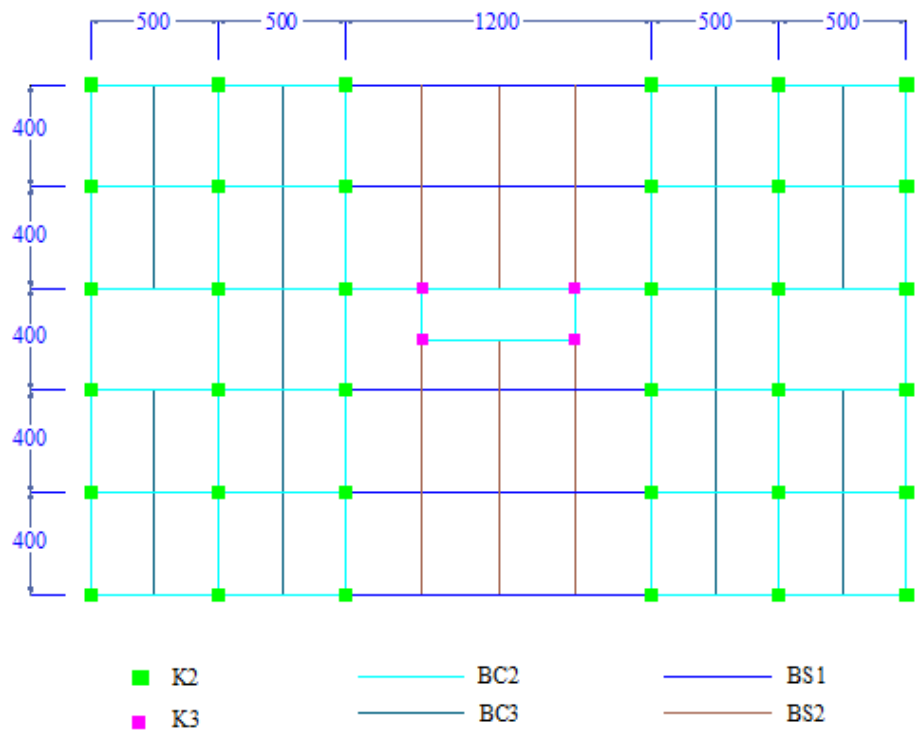
Tabel 3.3: Dimensi balok baja.

Kode	Dimensi profil (mm)	Mutu material	keterangan
BS1	WF 400.400	BJ-41	Balok induk baja pada bentang 12 m
BS2	WF 250.125	BJ-41	Balok anak baja

Letak dan posisi dari masing-masing balok dan kolom pada setiap lantai dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan 3.3.



Gambar 3.2: Letak dan posisi balok dan kolom pada lt.1 – lt. 3.



Gambar 3.3: Letak dan posisi balok dan kolom pada lt.4 – lt. 10.

3.3.3. Perencanaan Pelat Lantai

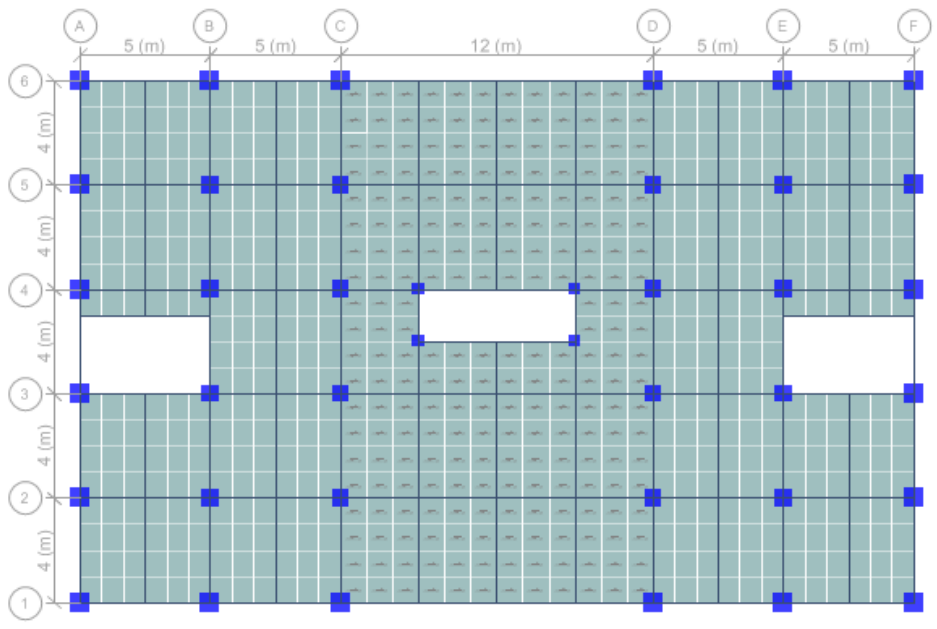
Pada tugas akhir ini, terdapat 2 jenis pelat lantai yang digunakan dalam perencanaan struktur. Perencanaan pelat lantai yang pertama adalah pelat beton bertulang dengan nilai kuat tekan beton f_c' 30 MPa. Perencanaan pelat lantai yang kedua adalah pelat rusuk (*deck*). Konstruksi pelat rusuk terdiri dari kombinasi monolit sejumlah rusuk dengan jarak beraturan dan pelat atas yang membentang pada dua arah. Material *deck* menggunakan mutu baja BJ-41 dan mutu beton menggunakan f_c' 35 MPa, Pelat rusuk (*deck*) ditempatkan pada struktur yang terdapat bentang 12 meter dimana digunakan material baja sebagai material baloknya. Sedangkan pada balok biasa yang menggunakan material beton menggunakan pelat beton bertulang.

3.4. Perencanaan Pemodelan

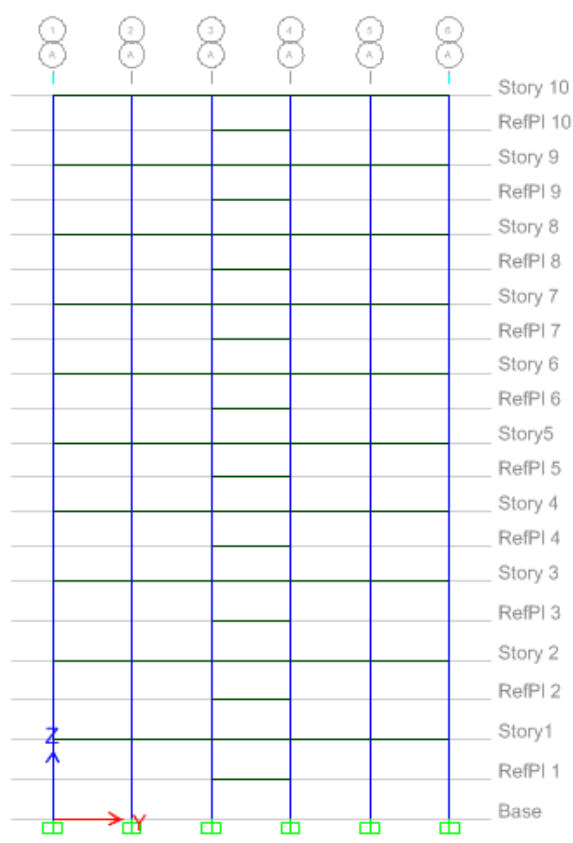
3.4.1. Perencanaan Model 1

Struktur gedung pada Model 1 merupakan struktur gedung beraturan (*Irregular Building*) dan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) sebagai sistem utamanya. Struktur gedung memiliki tinggi total 36,5 meter dan terdiri dari 10 lantai. Pada lantai 1 hingga lantai 3 memiliki ketinggian 4 meter, sedangkan pada lantai lainnya memiliki ketinggian 3,5 meter.

Pada tengah bangunan terdapat *void* yang merupakan akses lift dan juga terdapat 2 akses tangga. *Void* yang digunakan sebagai akses lift memiliki dimensi panjang 6 meter dan lebar 2 meter. Sedangkan 2 *void* lainnya yang digunakan sebagai akses tangga memiliki dimensi panjang 5 meter dan lebar 4 meter. Denah perencanaan dan tampak struktur model 1 dapat dilihat pada Gambar 3.4.

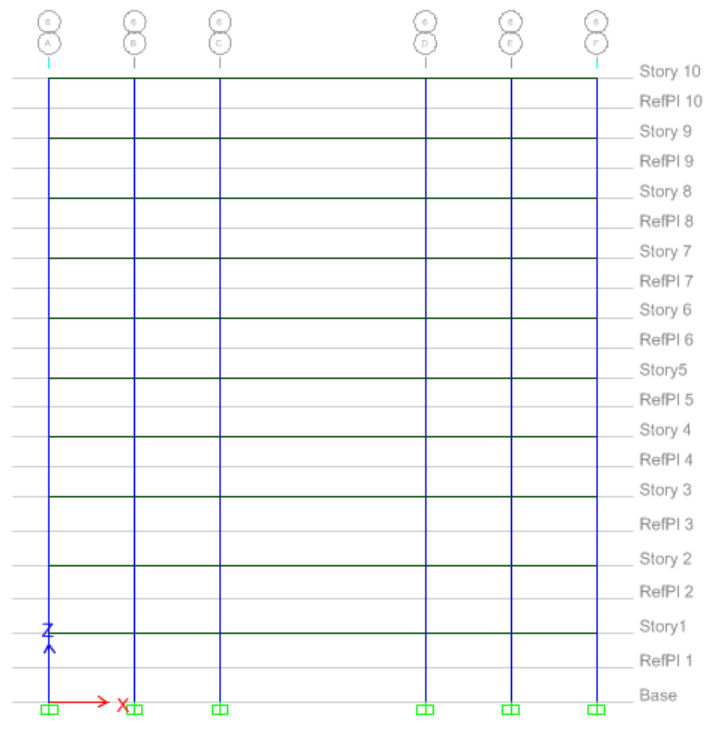


a)

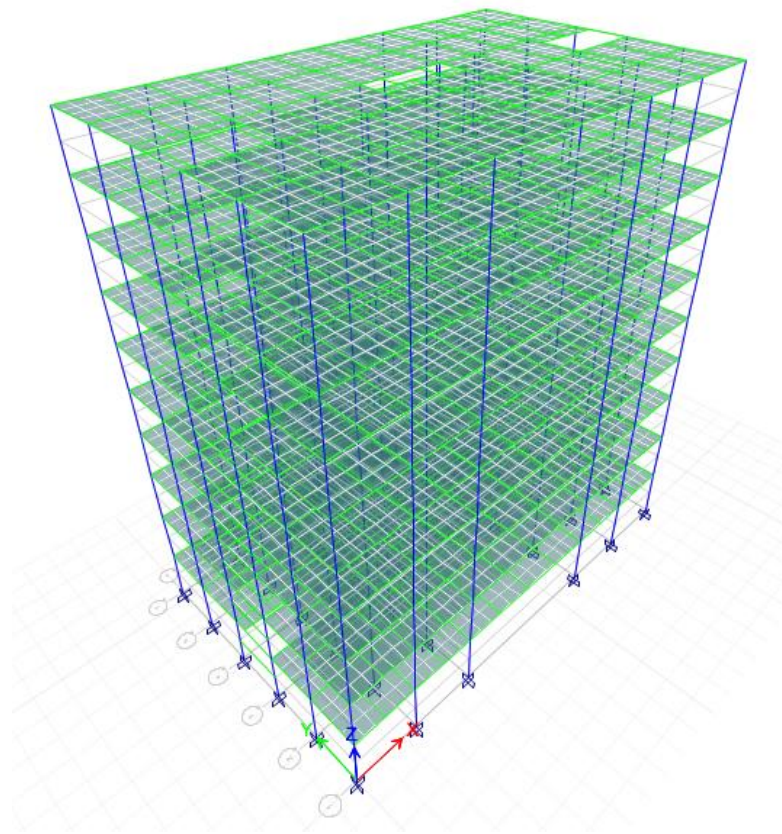


b)

Gambar 3.4: Model 1. a) Denah struktur; b) Tampak samping; c) Tampak depan; d) Perspektif struktur.



c)



d)

Gambar 3.4: Lanjutan.

3.4.1.1. Data Khusus Perencanaan Struktur Model 1

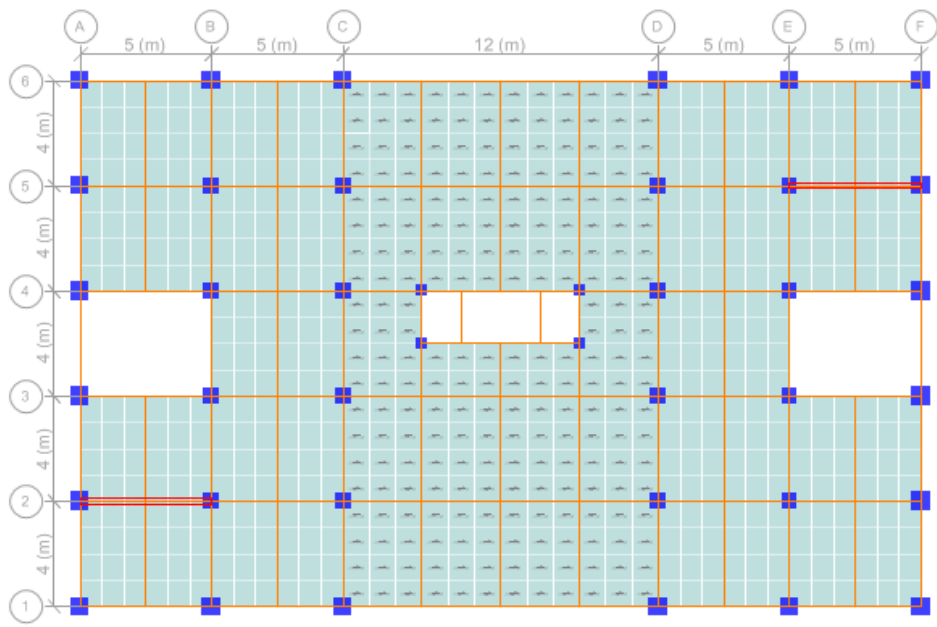
Adapun data-data perencanaan yang digunakan pada Model 1 adalah:

1. Struktur gedung menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).
2. Mutu beton yang digunakan untuk balok dan kolom adalah $f_c' 40$ MPa, sedangkan untuk pelat lantai beton adalah $f_c' 30$ MPa.
3. Material baja tulangan menggunakan BJTD 40.
4. Pelat *deck* menggunakan mutu baja BJ-41 dan mutu beton $f_c' 35$ MPa.

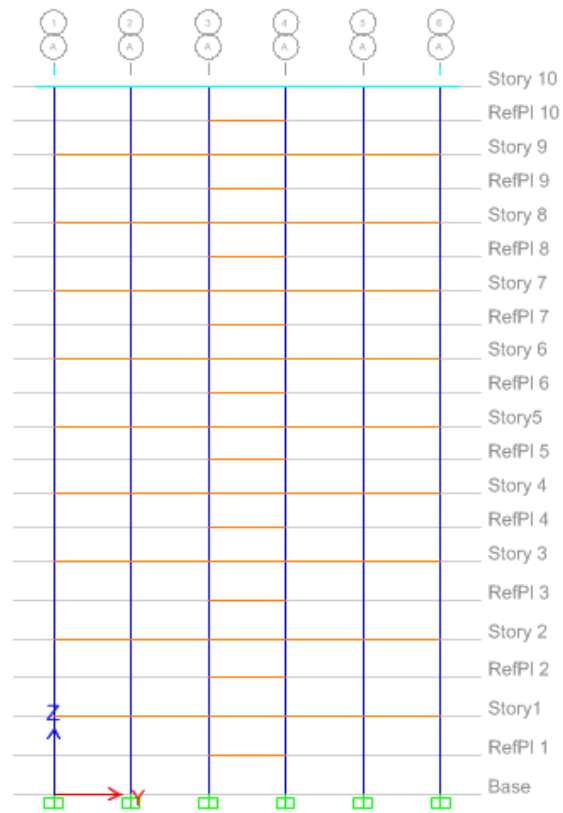
3.4.2. Perencanaan Model 2, Model 3 dan Model 4

Struktur gedung pada Model 2, Model 3 dan Model 4 merupakan struktur gedung beraturan (*Irregular Building*) dan menggunakan *dual system*, yakni kombinasi antara SRPMK dan dinding geser sebagai sistem utamanya. Perencanaan struktur gedung pada Model 2, Model 3 dan Model 4 adalah sama, yang membedakannya hanyalah penempatan dinding geser yang berbeda pada setiap pemodelan. Pada Model 2 dinding geser ditempatkan searah sumbu x dan pada Model 3 ditempatkan searah sumbu y. Sedangkan pada Model 4 dinding geser ditempatkan pada kedua arah, yakni sumbu x dan sumbu y.

Denah perencanaan, penempatan dinding geser dan tampak struktur Model 2 dapat dilihat pada Gambar 3.5, Model 3 pada Gambar 3.6 dan Model 4 pada Gambar 3.7.

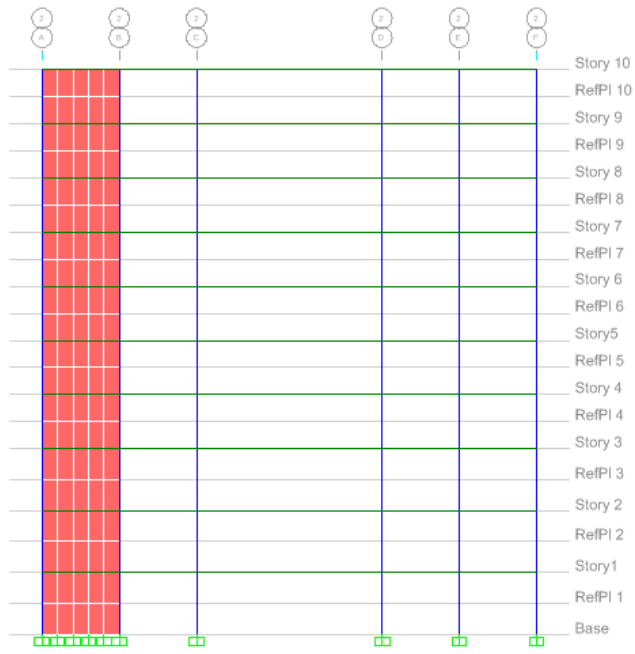


a)

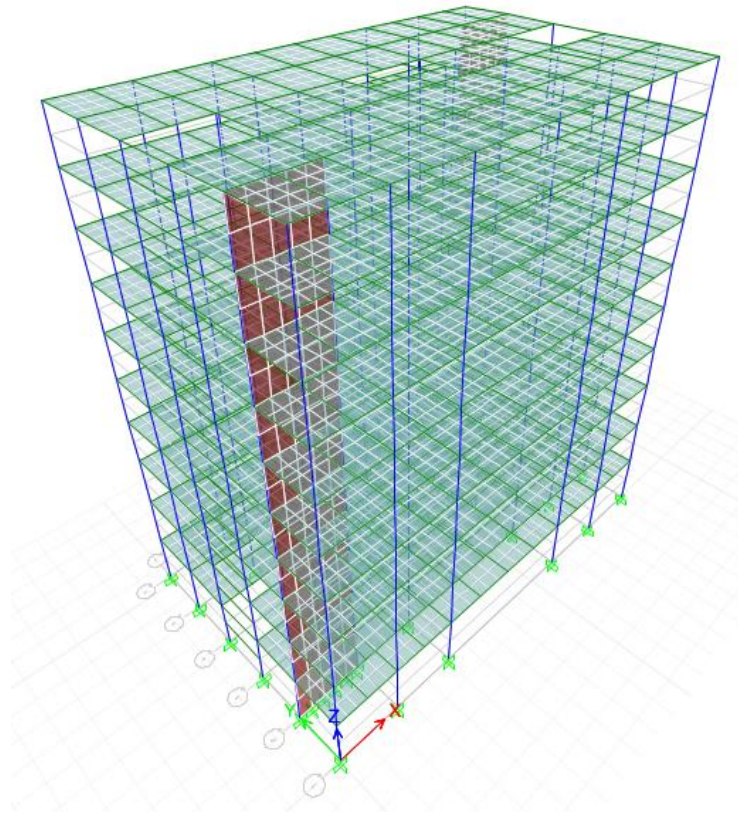


b)

Gambar 3.5: Model 2. a) Denah struktur; b) Tampak samping; c) Tampak depan; d) Perspektif struktur.

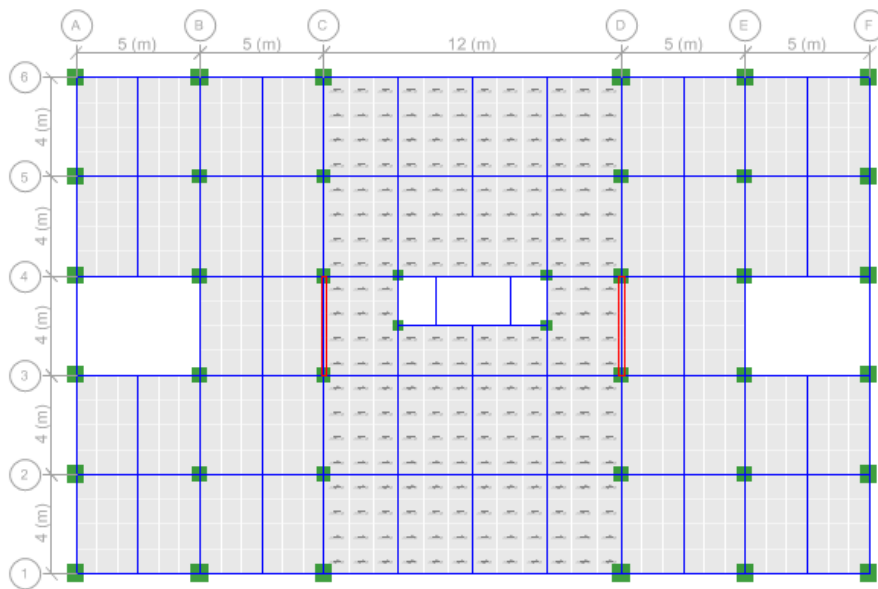


c)

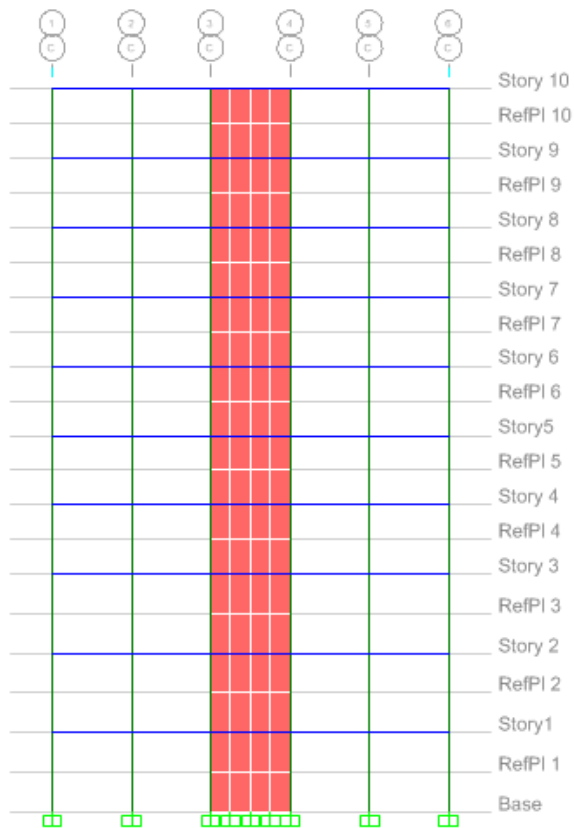


d)

Gambar 3.5: Lanjutan.

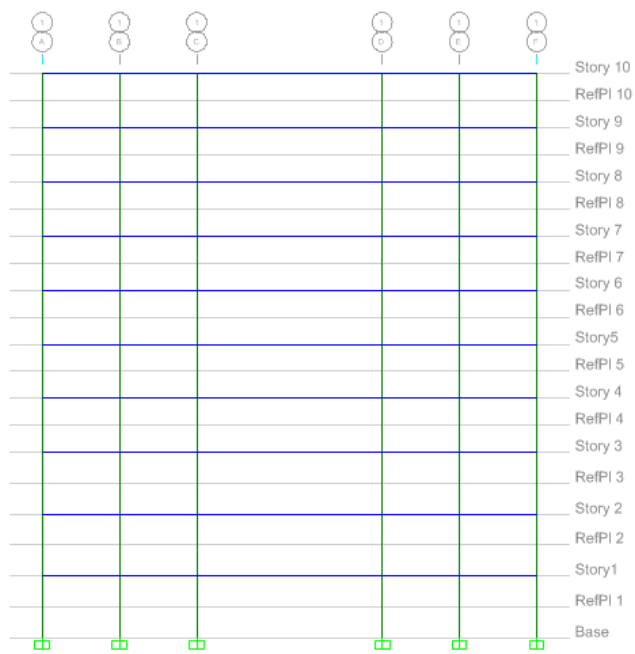


a)

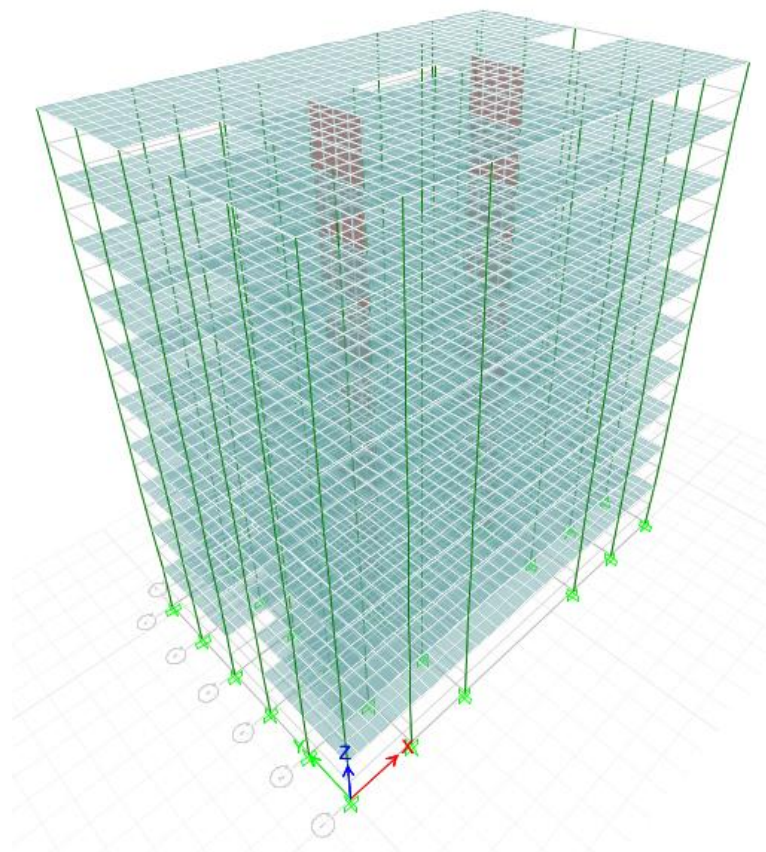


b)

Gambar 3.6: Model 3. a) Denah struktur; b) Tampak samping; c) Tampak depan; d) Perspektif struktur.

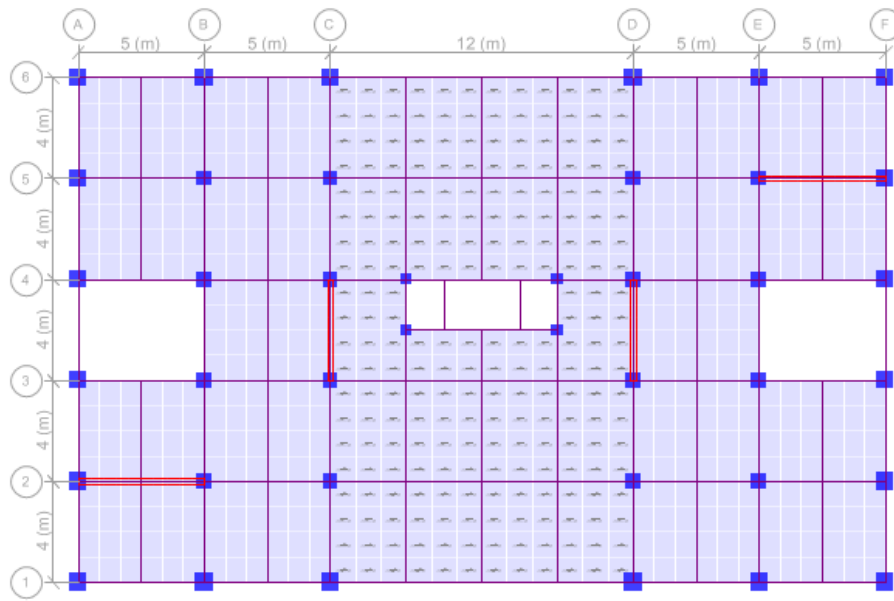


c)

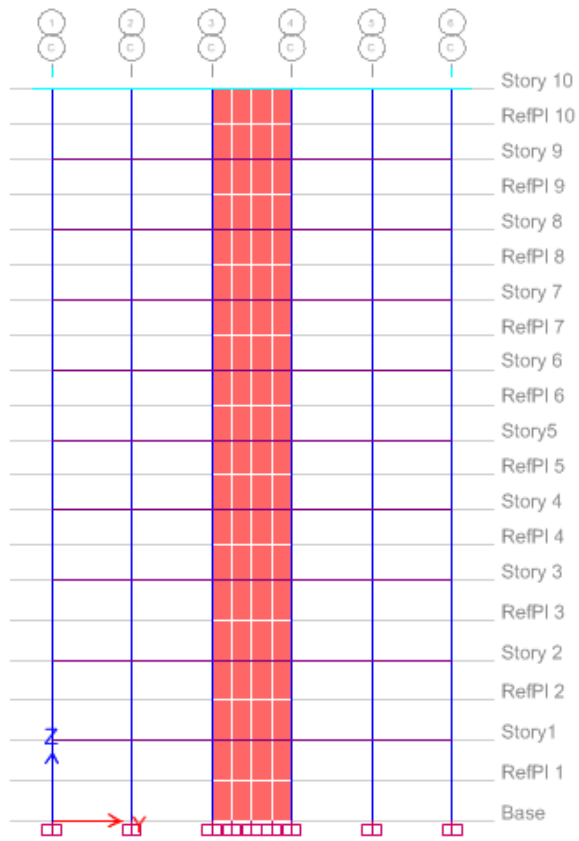


d)

Gambar 3.6: Lanjutan

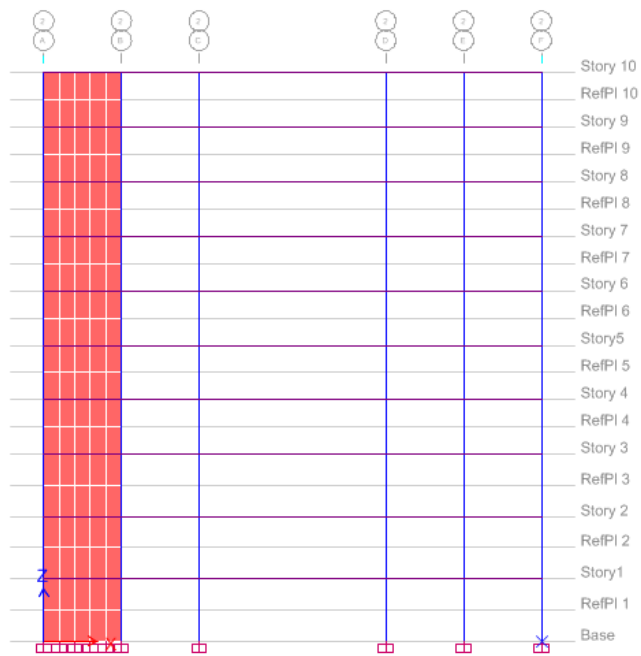


a)

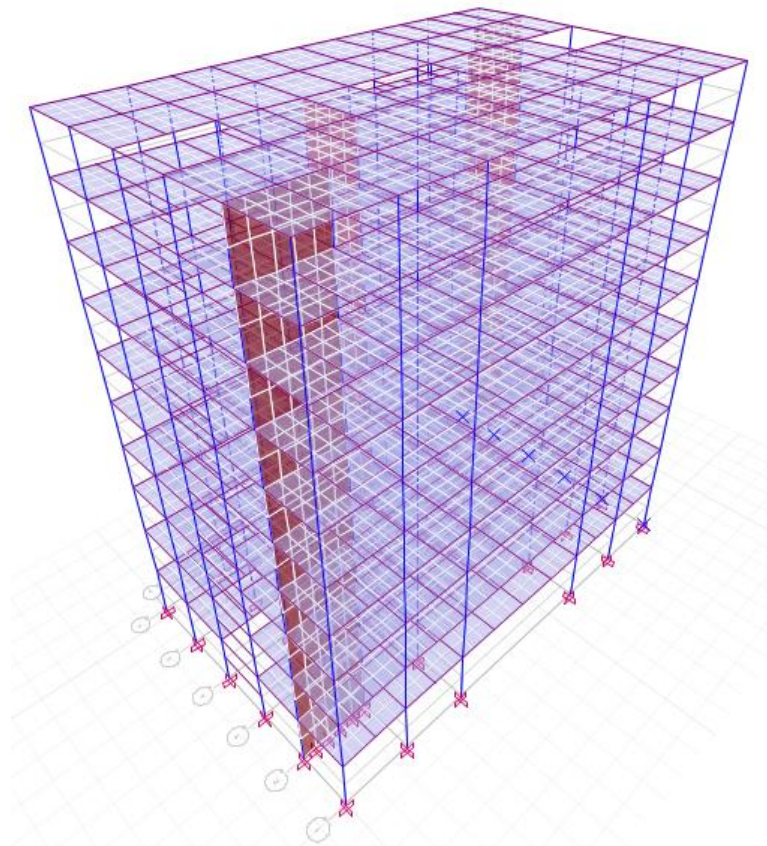


b)

Gambar 3.7: Model 4. a) Denah struktur; b) Tampak samping; c) Tampak depan; d) Perspektif struktur.



c)



d)

Gambar 3.7: Lanjutan.

3.4.2.1. Data Khusus Perencanaan Struktur Model 2, Model 3 dan Model 4

Adapun data-data perencanaan yang digunakan pada Model 2, Model 3 dan Model 4 adalah:

1. Struktur gedung menggunakan *dual system* yaitu kombinasi antara SRPMK dan dinding geser.
2. Mutu beton yang digunakan untuk balok dan kolom adalah $f_c' 40$ MPa, sedangkan untuk pelat lantai beton adalah $f_c' 30$ MPa.
3. Material baja tulangan menggunakan BJTD 40.
4. Pelat *deck* menggunakan mutu baja BJ-41 dan mutu beton $f_c' 35$ MPa.
5. Letak dinding geser searah sumbu x untuk Model 2, searah sumbu y untuk Model 3 dan pada kedua arah yakni sumbu x dan sumbu y untuk Model 4.
6. Tebal dinding geser yang digunakan adalah 250 mm dengan mutu beton $f_c' 35$ MPa.

3.4.2.2. Tebal Dinding Geser Beton Bertulang

Dalam merencanakan ketebalan dinding geser minimum dapat menggunakan metode *empiris* (Budiono dan Supriatna, 2011), yaitu :

- Tebal dinding geser $\geq 1/25 l_w$
- Tebal dinding geser $\geq 1/25 h_w$

Dimana: l_w = panjang bagian dinding (mm)

h_w = tinggi bagian dinding pada 1 lantai.

Dari metode tersebut, maka dipilih tebal perencanaan dinding geser adalah sebesar 250 mm.

3.5. Pembebanan Struktur

Perencanaan pembebanan pada struktur dihitung berdasarkan pada Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPURG 1987) dan SNI 1727:2013.

3.5.1. 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.

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Baja	7850 kg/m ³
Plafon dan penggantung	18 kg/m ²
Adukan /cm dari semen	21 kg/m ²
Pasangan bata setengah batu	250 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/m ²
Waterproof	5 kg/m ²
<i>Mechanical dan Electrical</i>	40 kg/m ²

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

3.5.1.1. 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.

3.5.1.2. Beban mati 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, *Mechanical* dan *Engineering* dan lain-lain.

3.5.1.3. 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.

3.5.1.4. 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 SAP 2000 v.14 dan hasil reaksi perletakan dari analisis struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat yang diletakkan di balok lintel dan balok induk yang memikul bagian dari tangga tersebut. Nilai beban tangga akibat reaksi perletakan dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5: Beban tangga akibat reaksi perletakan.

Beban Mati		
1. Base – Lantai 2	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	1,05	kN
Reaksi di balok induk	39,97	kN
2. Lantai 3 – Lantai 9		
Reaksi di balok lintel	1,53	kN
Reaksi di balok induk	38,8	kN
Beban Hidup		
1. Base – Lantai 2	Z	Satuan
Reaksi di balok lintel	3,64	kN

Tabel 3.5: *Lanjutan.*

Beban Hidup		
	Z	Satuan
Reaksi di balok induk	38,18	kN
2. Lantai 3 – Lantai 9		
Reaksi di balok lintel	4,07	kN
1. Base – Lantai 2		
Reaksi di balok induk	35,07	kN

Perhitungan berat tangga yang digunakan sebagai input beban pada program SAP 2000 v.14 dapat dilihat pada Lampiran.

3.5.1.5. 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 CV. Pribumi Jaya Abadi dimana data teknisnya adalah sebagai berikut:

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

Perhitungan beban lift dapat dilihat pada Lampiran.

3.5.1.6. Beban Penthouse

Pada perencanaan ini, penthouse bukanlah bagian dari struktur sehingga tidak dimodelkan dalam program analisis struktur. Berat keseluruhan penthouse akan dijadikan beban yang akan dipikul oleh struktur. Untuk pembebanan penthouse sendiri dilakukan analisis struktur dengan bantuan program SAP 2000 v.14 dan hasil reaksi perletakan dari analisis struktur tersebut akan dijadikan beban terpusat

yang diletakkan di joint kolom. Nilai beban penthouse akibat reaksi perletakan dapat dilihat pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6: Beban mati tambahan akibat penthouse.

Beban Mati Penthouse	Z	Satuan
Elevator	8.071	kN
Tangga	8.836	kN

3.5.2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban mati. Semua beban hidup mempunyai karakteristik dapat berpindah atau bergerak. Secara umum beban ini bekerja dengan arah vertikal ke bawah, tetapi terkadang dapat juga berarah horizontal. Perencanaan beban hidup mengacu pada SNI 1727:2013 yang dapat dilihat pada Tabel 3.7.

Tabel 3.7: Beban hidup struktur.

Beban Hidup	Berat (kg/m ²)
Lantai perkantoran, hotel, apartemen, sekolah, asrama, pasar, rumah sakit.	250
Beban hidup pada tangga dan bordes	300
Beban hidup minimum pada atap	100
Beban hidup pada ruang pertemuan	400

3.5.3. 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 Respon Spektrum Ragam dan prosedur Riwayat Respon Seismik. Perencanaan beban gempa pada tugas akhir ini menggunakan analisis Respon Spektrum Ragam dan diperiksa dengan analisis Gaya Lateral Ekuivalen.

3.6. Respon Spektrum Desain Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012, respon 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, respon spektrum desain gempa rencana dianalisis berdasarkan tahap-tahap yang terdapat pada subbab 2.9, maka akan didapatkan nilai-nilai yang diperlukan dalam pembuatan respon spektrum desain. Nilai-nilai tersebut yaitu:

- Nilai F_a = 0,9 (berdasarkan Tabel 2.7)
- Nilai F_v = 2,4 (berdasarkan Tabel 2.8)
- S_{MS} = 1,258 (berdasarkan Pers. 2.21)
- S_{MI} = 1,44 (berdasarkan Pers. 2.22)
- S_{DS} = 0,839 (berdasarkan Pers. 2.23)
- S_{DI} = 0,96 (berdasarkan Pers. 2.24)
- T_0 = 0,229 (berdasarkan Pers. 2.27)
- T_s = 1,144 (berdasarkan Pers. 2.28)
- Nilai S_a (berdasarkan Pers.2.25 dan Pers 2.26)

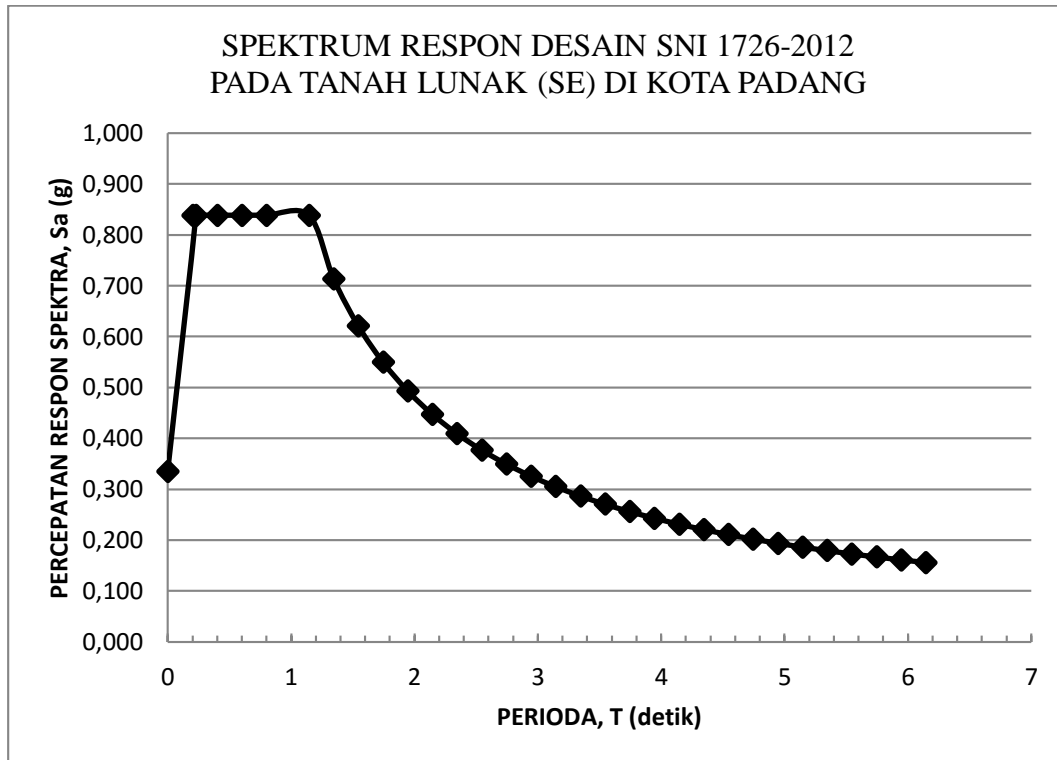
Respon spektrum percepatan dapat dilihat pada Tabel 3.8 dan respon spektrum diplot ke dalam grafik seperti pada Gambar 3.8.

Tabel 3.8: Respon spektrum desain gempa Padang dengan kondisi tanah lunak.

T	T (detik)	S_a (g)
0	0	0.336
T ₀	0.229	0.839
	0.2	0.839
	0.4	0.839
	0.6	0.839
	0.8	0.839
T _s	1.144	0.839
T _s + 0,2	1.344	0.714
T _s + 0,4	1.544	0.622

Tabel 3.8: *Lanjutan.*

T	T (detik)	Sa (g)
Ts + 0,6	1.744	0.550
Ts + 0,8	1.944	0.494
Ts + 1,0	2.144	0.448
Ts + 1,2	2.344	0.409
Ts + 1,4	2.544	0.377
Ts + 1,6	2.744	0.350
Ts + 1,8	2.944	0.326
Ts + 2,0	3.144	0.305
Ts + 2,2	3.344	0.287
Ts + 2,4	3.544	0.271
Ts + 2,6	3.744	0.256
Ts + 2,8	3.944	0.243
Ts + 3,0	4.144	0.232
Ts + 3,2	4.344	0.221
Ts + 3,4	4.544	0.211
Ts + 3,6	4.744	0.202
Ts + 3,8	4.944	0.194
Ts + 4,0	5.144	0.187
Ts + 4,2	5.344	0.180
Ts + 4,4	5.544	0.173
Ts + 4,6	5.744	0.167
Ts + 4,8	5.944	0.161
Ts + 5,0	6.144	0.156



Gambar 3.8: Grafik desain respon spektrum.

3.7. 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 2.12 dan Tabel 2.13 dengan Pers. 2.34 dan Pers. 2.35. Batasan periode alami fundamental dapat dilihat pada Tabel 3.9.

Tabel 3.9: Batasan periode alami fundamental.

Tipe Struktur	$T_{a \min}$	$T_{a \max}$
	$C_t.Hn^x$	$C_u.T_a$
SRPMK	1,187	1,662
<i>Dual System</i>	0,725	1,014

3.8. Kombinasi Beban

Seluruh beban mati, beban hidup dan beban gempa diperhitungkan dengan faktor pembesaran dan kombinasi (*loads combinations*) yang diinput ke dalam program analisis struktur berdasarkan SNI 1726:2012. Untuk Pemodelan ini dengan menggunakan nilai $\rho = 1,3$ yang diperoleh dari desain seismik D dan nilai $S_{DS} = 0.839$. Nilai $\rho = 1,3$ dipilih karena apabila menggunakan nilai $\rho = 1$ maka masih ada gaya geser lantai pada beberapa tingkat yang tidak memenuhi persyaratan bahwa gaya geser lantai (V) harus lebih besar dari 35% gaya geser dasar. Maka diambil nilai $\rho = 1,3$ sehingga didapat kombinasi pembebanannya seperti pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10: 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	1.42	DL	1	LL	0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 4	0.98	DL	1	LL	-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 5	1.08	DL	1	LL	0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 6	1.32	DL	1	LL	-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 7	1.42	DL	1	LL	1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 8	0.98	DL	1	LL	-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 9	1.32	DL	1	LL	1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 10	1.08	DL	1	LL	-1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 11	1.12	DL	0	LL	0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 12	0.68	DL	0	LL	-0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 13	0.78	DL	0	LL	0.39	EX	-1.3	EY
Kombinasi 14	1.02	DL	0	LL	-0.39	EX	1.3	EY
Kombinasi 15	1.12	DL	0	LL	1.3	EX	0.39	EY
Kombinasi 16	0.68	DL	0	LL	-1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 17	1.02	DL	0	LL	1.3	EX	-0.39	EY
Kombinasi 18	0.78	DL	0	LL	-1.3	EX	0.39	EY

BAB 4

HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Tinjauan Umum

Pada bab ini akan dibahas perbandingan dari hasil analisis menggunakan program analisis struktur terhadap pemodelan struktur gedung bertingkat dengan bentang 12 meter menggunakan SRPMK dan 3 model struktur gedung menggunakan *dual system*, yaitu kombinasi antara SRPMK dengan dinding geser. Pemodelan struktur menggunakan *dual system* dibedakan dengan penempatan dinding geser yang berbeda pada setiap pemodelannya, yakni penempatan dinding geser arah x, arah y dan dinding geser pada kedua arah. Semua bentuk input pembebanan, klasifikasi zona gempa dan jumlah tingkat adalah sama.

4.2. Hasil Analisis Respon Spektrum

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 respon yang ditinjau oleh model.

4.2.1. Hasil Analisis Struktur Model 1

Pada Model 1, kombinasi ragam modal partisipasi massa telah mencapai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode* 8, 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.

Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	1.435	0.7843	0	0.0002
2	1.323	0.7843	0.7844	0.0002
3	1.176	0.7844	0.7844	0.7811

Tabel 4.1: *Lanjutan.*

Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
4	0.46	0.8905	0.7844	0.7811
5	0.426	0.8905	0.8946	0.7811
6	0.382	0.8905	0.8946	0.889
7	0.251	0.9332	0.8946	0.889
8	0.234	0.9332	0.9366	0.889
9	0.213	0.9332	0.9366	0.9317
10	0.162	0.9595	0.9366	0.9317
11	0.153	0.9595	0.9618	0.9317
12	0.139	0.9595	0.9618	0.9574

Dalam menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS dapat dilihat dari hasil selisih persentase perioda pada Tabel 4.2.

Tabel 4.2: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 1.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	7.80%	OK	NOT OK
T2-T3	11.11%	OK	NOT OK
T3-T4	60.88%	NOT OK	OK
T4-T5	7.39%	OK	NOT OK
T5-T6	10.33%	OK	NOT OK
T6-T7	34.29%	NOT OK	OK
T7-T8	6.77%	OK	NOT OK
T8-T9	8.97%	OK	NOT OK
T9-T10	23.94%	NOT OK	OK
T10-T11	5.56%	OK	NOT OK
T11-T12	9.15%	OK	NOT OK

Berdasarkan Tabel 4.2, maka analisis respon 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 Struktur

Berat struktur diperoleh dari hasil perhitungan secara otomatis menggunakan program analisis struktur. Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan tiap lantai dapat dilihat pada Tabel 4.3 yang telah diperhitungkan dalam analisis dinamik respon spektrum menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.3: Massa struktur dan pusat massa Model 1.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
Story1	639027.96	639027.96	16	10.0282	16	10.079
Story 2	639027.96	639027.96	16	10.0282	16	10.098
Story 3	565271.96	565271.96	16	10.0318	16	10.111
Story 4	517639.63	517639.63	16	10.0296	16	10.117
Story5	517639.63	517639.63	16	10.0296	16	10.118
Story 6	517639.63	517639.63	16	10.0296	16	10.116
Story 7	517639.63	517639.63	16	10.0296	16	10.113
Story 8	517639.63	517639.63	16	10.0296	16	10.110
Story 9	517639.63	517639.63	16	10.0296	16	10.106
Story 10	406860.38	406860.38	16	10.0241	16	10.101
Total	5356026	5356026.04				

Dari Tabel 4.3 diatas, didapat berat bangunan dan diperoleh nilai koordinat dari pusat massa dan pusat kekakuan arah sumbu x sebesar 16 m, yakni tepat berada di tengah bangunan arah sumbu x. Sedangkan pada arah sumbu y bernilai lebih besar dari 10 m, maka pusat massa dan pusat kekakuan tidak berada tepat ditengah bangunan arah sumbu y. Berdasarkan Tabel 4.3 tersebut, dapat disimpulkan bahwa struktur pada Model 1 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi.

4.2.1.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Apabila kombinasi respon 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 respon spektrum tertera pada Tabel 4.4 dan Tabel 4.5.

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

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	5492.26
Gempa Y	5957.21

Tabel 4.5: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon 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_X</i>	<i>Global F_Y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	4392.27	1426.14
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	1317.67	4753.83

Periksa:

- Arah x

$V_t < 0,85 V_1$, gunakan faktor skala.

4392,27 KN < 0,85. 5492,26 KN

4392,27 KN < 4668,42 KN (gunakan faktor skala)

- Arah y

$V_t < 0,85 V_1$, gunakan faktor skala.

4753,83 KN < 0,85. 5957,21 KN

$$4753,83 \text{ KN} < 5063,63 \text{ KN} \text{ (gunakan faktor skala)}$$

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_1) untuk arah x dan y, 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.

$$\text{Faktor skala} : 0,85 \frac{V_1}{V_t} > 1$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa X} & : 0,85 \frac{5492,26}{4392,27} > 1 \\ & 1,06 > 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa Y} & : 0,85 \frac{5957,21}{4753,83} > 1 \\ & 1,07 > 1 \end{aligned}$$

4.2.1.3. Penentuan Faktor Redundansi

Struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.10.9 dipenuhi, dimana redundansi ρ diijinkan diambil sebesar 1,0. Salah satu kondisi yang menentukan tersebut yaitu masing-masing lantai harus menahan lebih dari 35 persen gaya 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 ρ 1,0 untuk Model 1.

Lantai	V_x	V_y	35 % V_x	35 % V_y	Kontrol	Kontrol
	(kN)	kN	Base Shear	Base Shear	Arah x	Arah y
Lt 10	950.339	1008.815	1922.291	2085.024	NOT OK	NOT OK

Tabel 4.6: *Lanjutan.*

Lantai	V _x (kN)	V _y kN	35 % V _x Base Shear	35 % V _y Base Shear	Kontrol Arah x	Kontrol Arah y
Lt 9	1993.172	2122.083	1922.291	2085.024	OK	OK
Lt 8	2877.798	3072.405	1922.291	2085.024	OK	OK
Lt 7	3612.767	3867.561	1922.291	2085.024	OK	OK
Lt 6	4207.229	4515.931	1922.291	2085.024	OK	OK
Lt 5	4671.067	5026.645	1922.291	2085.024	OK	OK
Lt 4	5015.106	5409.797	1922.291	2085.024	OK	OK
Lt 3	5273.168	5701.346	1922.291	2085.024	OK	OK
Lt 2	5434.074	5887.306	1922.291	2085.024	OK	OK
Lt 1	5492.259	5957.213	1922.291	2085.024	OK	OK

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 ρ 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.

Story	Elevation m	Location	v _x kN	V _y kN
Story 10	36.5	Top	631.174	673.9409
		Bottom	631.174	673.9409
Story 9	33	Top	1342.508	1443.348
		Bottom	1342.508	1443.348
Story 8	29.5	Top	1967.961	2124.211
		Bottom	1967.961	2124.211
Story 7	26	Top	2522.788	2728.513

Tabel 4.7: *Lanjutan.*

Story	Elevation	Location	v_x	V_y
	m		kN	kN
		Bottom	2522.788	2728.513
Story 6	22.5	Top	3009.33	3258.401
		Bottom	3009.33	3258.401
Story5	19	Top	3428.155	3713.403
		Bottom	3428.155	3713.403
Story 4	15.5	Top	3776.948	4090.666
		Bottom	3776.948	4090.666
Story 3	12	Top	4076.211	4413.053
		Bottom	4076.211	4413.053
Story 2	8	Top	4299.914	4653.724
		Bottom	4299.914	4653.724
Story1	4	Top	4392.271	4753.828
		Bottom	4392.271	4753.828
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

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.

Lt	h	Perpindahan elastis (δ_e)		Simpangan antar lantai (Δ)		Perpindahan Total ($\delta_i \cdot C_d$)/Ie		Syarat	Cek	Cek
	m	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$0,015 \cdot h_{sx}/\rho$ (mm)	X	Y
10	3.5	70.7	19.6	2.2	0.7	9.68	3.08	40.385	OKE	OKE
9	3.5	68.5	18.9	3.6	1.1	15.84	4.84	40.385	OKE	OKE
8	3.5	64.9	17.8	5.1	1.4	22.44	6.16	40.385	OKE	OKE
7	3.5	59.8	16.4	6.6	1.9	29.04	8.36	40.385	OKE	OKE
6	3.5	53.2	14.5	7.9	2.1	34.76	9.24	40.385	OKE	OKE
5	3.5	45.3	12.4	8.9	2.5	39.16	11	40.385	OKE	OKE
4	3.5	36.4	9.9	9.7	2.6	42.68	11.44	40.385	OKE	OKE
3	4	26.7	7.3	11	2.9	48.4	12.76	46.154	OKE	OKE
2	4	15.7	4.4	10	2.8	44	12.32	46.154	OKE	OKE
1	4	5.7	1.6	5.7	1.6	25.08	7.04	46.154	OKE	OKE
0	0	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 dapat dilihat pada Tabel 4.9 dan 4.10.

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

Lantai	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, V_x (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_x)	X
10	36.5	0.0006	631.174	3991.300	3991.300	0.00002	OK
9	33	0.0010	1342.508	5078.045	9069.345	0.00004	OK
8	29.5	0.0015	1967.9606	5078.045	14147.390	0.00006	OK
7	26	0.0019	2522.788	5078.045	19225.435	0.00010	OK
6	22.5	0.0023	3009.3304	5078.045	24303.479	0.00015	OK
5	19	0.0025	3428.1546	5078.045	29381.524	0.00021	OK
4	15.5	0.0028	3776.9475	5078.045	34459.569	0.00030	OK
3	12	0.0028	4076.2113	5545.318	40004.887	0.00041	OK

Tabel 4.9: *Lanjutan.*

Lantai	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, V_x (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_x)	X
2	8	0.0025	4299.9136	6268.864	46273.751	0.00061	OK
1	4	0.0014	4392.271	6268.864	52542.615	0.00077	OK

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

Lantai	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, V_y (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_y)	Y
10	36.5	0.0006	673.9409	3991.300	3991.300	0.00002	OK
9	33	0.0010	1443.3482	5078.045	9069.345	0.00003	OK
8	29.5	0.0014	2124.2109	5078.045	14147.390	0.00006	OK
7	26	0.0017	2728.5131	5078.045	19225.435	0.00009	OK
6	22.5	0.0021	3258.4006	5078.045	24303.479	0.00012	OK
5	19	0.0023	3713.4032	5078.045	29381.524	0.00018	OK
4	15.5	0.0025	4090.6663	5078.045	34459.569	0.00025	OK
3	12	0.0025	4413.0526	5545.318	40004.887	0.00034	OK
2	8	0.0023	4653.7238	6268.864	46273.751	0.00051	OK
1	4	0.0014	4753.8277	6268.864	52542.615	0.00068	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.

Tingkat	Σk_{ix}	Σk_{iy}	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Lantai 1	778206.608	884471.743	168.99	163.07	189.57	181.57
Lantai 2	460512.616	542392.002	122.06	120.41	120.30	119.29
Lantai 3	377280.612	450463.491	95.82	96.15	99.27	100.48
Lantai 4	393736.979	468523.701	104.33	105.28	106.64	108.58
Lantai 5	377397.177	445035.752	102.28	103.16	104.82	106.94
Lantai 6	369000.707	431421.826	102.14	103.19	106.98	109.82
Lantai 7	361265.666	418066.1	103.27	104.79	119.33	124.01
Lantai 8	349825.376	398948.273	108.07	110.35	125.29	130.29
Lantai 9	323713.419	361517.593	137.93	144.11	137.93	144.11
Lantai 10	234690.878	250869.15	-	-	-	-

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

Tingkat	Σk_{ix}	Σk_{iy}	$\% \Sigma k_{ix+1}$	$\% \Sigma k_{iy+1}$	$\% \Sigma k_{ix+3}$	$\% \Sigma k_{iy+3}$
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Lantai 1	778206.608	885627.913	168.99	162.8119	189.57	181.35
Lantai 2	460512.582	543957.617	122.06	120.3813	120.30	119.39
Lantai 3	377280.61	451862.11	95.82	96.28868	99.27	100.63
Lantai 4	393736.979	469278.527	104.33	105.2766	106.64	108.58
Lantai 5	377397.17	445757.755	102.28	103.1615	104.82	106.96
Lantai 6	369000.707	432097.001	102.14	103.2011	106.98	109.84
Lantai 7	361265.666	418694.021	103.27	104.8009	119.33	124.04
Lantai 8	349825.376	399513.794	108.07	110.3673	125.29	130.32
Lantai 9	323713.408	361985.582	137.93	144.1395	137.93	144.14
Lantai 10	234690.483	251135.505	-	-	-	-

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

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 diafragmanya 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 (mm)	dxmin (mm)	dxmax (mm)	Δx min (mm)	Δx max (mm)	Ratio
Lantai 10	35.5	68.000	68.400	2.600	2.600	1.0000
Lantai 9	32	65.400	65.800	3.900	3.900	1.0000
Lantai 8	28.5	61.500	61.900	5.300	5.300	1.0000
Lantai 7	25	56.200	56.600	6.700	6.800	1.0074
Lantai 6	21.5	49.500	49.800	8.000	8.000	1.0000
Lantai 5	18	41.500	41.800	8.800	8.800	1.0000
Lantai 4	14.5	32.700	33.000	9.100	9.300	1.0109
Lantai 3	11	23.600	23.700	10.300	10.300	1.0000
Lantai 2	7.5	13.300	13.400	8.900	9.000	1.0056
Lantai 1	4	4.400	4.400	4.400	4.400	1.0000

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

Lantai	Elevasi (mm)	dxmin (mm)	dxmax (mm)	Δx min (mm)	Δx max (mm)	Ratio
Lantai 10	35.5	65.300	65.300	2.700	2.700	1.0000
Lantai 9	32	62.600	62.600	3.800	3.800	1.0000
Lantai 8	28.5	58.800	58.800	5.300	5.300	1.0000
Lantai 7	25	53.500	53.500	6.600	6.600	1.0000
Lantai 6	21.5	46.900	46.900	7.600	7.600	1.0000
Lantai 5	18	39.300	39.300	8.500	8.500	1.0000
Lantai 4	14.5	30.800	30.800	8.600	8.600	1.0000
Lantai 3	11	22.200	22.200	9.600	9.600	1.0000
Lantai 2	7.5	12.600	12.600	8.400	8.400	1.0000
Lantai 1	4	4.200	4.200	4.200	4.200	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. Kontrol ketidakberaturan 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)	massa (Y)
					>150%	> 150%
Lt. 1	639028	639028	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 2	639028	639028	113.05%	113.05%	Tidak	Tidak
Lt. 3	565272	565272	109.20%	109.20%	Tidak	Tidak
Lt. 4	517640	517640	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	517640	517640	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 6	517640	517640	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 7	517640	517640	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 8	517640	517640	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 9	517640	517640	127.23%	127.23%	Tidak	Tidak
Lt. 10	406860	406860	63.67%	63.67%	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 sub subbab 2.4.2, struktur gedung 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 harus lebih besar dari 1,2 kali total kekuatan lentur balok pada joint yang sama. Maka perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 1 sesuai dengan Pers. 2.2. Nilai dari M_{nc} dan M_{nb} diambil yang terbesar dari output program analisis struktur yang dapat dilihat pada Tabel 4.16 dan 4.17.

Tabel 4.16: Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 1 arah x.

Nilai M_{nc} Pada Kolom		Nilai M_{nb} Pada Balok	
Atas (kN.m)	Bawah (kN.m)	Kiri (kN.m)	Kanan (kN.m)
678.57	788.71	435.41	427.25

Dengan data pada Tabel 4.16, maka diperoleh nilai:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$(678,57 + 788,71) \geq 1,2 \cdot (435,41 + 427,25)$$

$$1467,28 \geq 1035,19 \text{ (Oke)}$$

Tabel 4.17: Nilai momen nominal kolom dan balok model 1 arah y.

Nilai M_{nc} Pada Kolom		Nilai M_{nb} Pada Balok	
Atas (kN.m)	Bawah (kN.m)	Kiri (kN.m)	Kanan (kN.m)
678.57	788.71	398.64	394.11

Dengan data pada Tabel 4.17, maka diperoleh nilai:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$(678,57 + 788,71) \geq 1,2 \cdot (398,64 + 394,11)$$

$$1467,28 \geq 951,3 \text{ (Oke)}$$

Jumlah nilai momen nominal pada kolom lebih besar dari 1,2 kali jumlah nilai momen nominal pada balok sehingga struktur Model 1 dianggap memenuhi syarat desain SCWB dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

4.2.2. Hasil Analisis Struktur Model 2

Model 2 merupakan struktur gedung yang menggunakan *dual system*, yaitu kombinasi antara SRPMK dan dinding geser arah sumbu x. Pada Model 2, kombinasi ragam modal partisipasi massa mencapai nilai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode* 11, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18: Data perioda *output* program analisis struktur Model 2.

Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	1.345	0	0.7845	0
2	1.038	2.56E-05	0.7845	0.7417
3	0.912	0.6881	0.7845	0.7417
4	0.433	0.6881	0.8945	0.7417
5	0.311	0.6881	0.8945	0.8779
6	0.238	0.6881	0.9365	0.8779
7	0.231	0.869	0.9365	0.8779
8	0.158	0.869	0.9365	0.9344
9	0.155	0.869	0.9617	0.9344
10	0.111	0.869	0.9776	0.9344
11	0.104	0.9378	0.9776	0.9344
12	0.1	0.9378	0.9776	0.9642

Dalam menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS dapat dilihat dari hasil selisih persentase perioda pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 2.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	22.83%	NOT OK	OK
T2-T3	12.14%	OK	NOT OK
T3-T4	52.52%	NOT OK	OK
T4-T5	28.18%	NOT OK	OK
T5-T6	23.47%	NOT OK	OK
T6-T7	2.94%	OK	NOT OK
T7-T8	31.60%	NOT OK	OK
T8-T9	1.90%	OK	NOT OK
T9-T10	28.39%	NOT OK	OK
T10-T11	6.31%	OK	NOT OK
T11-T12	3.85%	OK	NOT OK

Berdasarkan Tabel 4.19, maka analisis respon 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*).

4.2.2.1. Berat Struktur

Berat struktur diperoleh dari hasil perhitungan secara otomatis menggunakan program analisis struktur. Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan tiap lantai dapat dilihat pada tabel 4.20 yang telah diperhitungkan dalam analisis dinamik respon spektrum menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.20: Massa struktur dan pusat massa Model 2.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	M
Story1	663055.66	663055.66	16	10.0272	16	10.015

Tabel 4.20: *Lanjutan.*

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	Kg	kg	m	m	m	M
Story 2	663055.66	663055.66	16	10.0272	16	10.017
Story 3	587797.92	587797.92	16	10.0306	16	10.022
Story 4	538663.86	538663.86	16	10.0285	16	10.027
Story5	538663.86	538663.86	16	10.0285	15.9999	10.032
Story 6	538663.86	538663.86	16	10.0285	15.9999	10.036
Story 7	538663.86	538663.86	16	10.0285	15.9998	10.041
Story 8	538663.86	538663.86	16	10.0285	15.9998	10.045
Story 9	538663.86	538663.86	16	10.0285	15.9997	10.050
Story 10	417372.5	417372.5	16	10.0235	15.9997	10.054
Total	5563264.9	5563264.9				

Dari Tabel 4.20 diatas, didapat berat bangunan dan diperoleh nilai koordinat dari pusat massa dan pusat kekakuan arah sumbu x sebesar 16 m, yakni tepat berada di tengah bangunan arah sumbu x. Sedangkan pada arah sumbu y bernilai lebih besar dari 10 m, maka pusat massa dan pusat kekakuan tidak berada tepat ditengah bangunan arah sumbu y. Berdasarkan Tabel 4.20 tersebut, dapat disimpulkan bahwa struktur pada Model 2 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi.

4.2.2.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Apabila kombinasi respon 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

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.21 dan Tabel 4.22.

Tabel 4.21: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 2.

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	9537,09
Gempa Y	9537,09

Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen terhadap arah gempa X dan arah gempa Y bernilai sama, hal ini dikarenakan nilai perioda fundamental yang digunakan baik arah x dan arah y mempunyai nilai yang sama.

Tabel 4.22: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 2 *output* program analisis struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>Global F_x</i>	<i>Global F_y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	6809,14	1943,07
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	2042,75	6476,87

Periksa:

- Arah x
 $V_i < 0,85 V_1$, gunakan faktor skala.
 $6809,14 \text{ KN} < 0,85 \cdot 9537,09 \text{ KN}$
 $6809,14 \text{ KN} < 8106,53 \text{ KN}$ (gunakan faktor skala)
- Arah y
 $V_i < 0,85 V_1$, gunakan faktor skala.
 $6476,87 \text{ KN} < 0,85 \cdot 9537,09 \text{ KN}$
 $6476,87 \text{ KN} < 8106,53 \text{ KN}$ (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_1) untuk arah x dan y, 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.

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

$$\text{Gempa X} : 0,85 \frac{9537,09}{6809,14} > 1$$

$$1,19 > 1$$

$$\text{Gempa Y} : 0,85 \frac{9537,09}{6476,87} > 1$$

$$1,25 > 1$$

4.2.2.3. Penentuan Faktor Redundansi

Struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.10.9 dipenuhi, dimana redundansi ρ 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 4.23 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 ρ 1,0 untuk Model 2.

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	Kontrol
	kN	kN	Base Shear	Base Shear		
Lt 10	1499.764	1499.764	3337.982	3337.982	NOT OK	NOT OK
Lt 9	3204.962	3204.962	3337.982	3337.982	NOT OK	NOT OK
Lt 8	4685.966	4685.966	3337.982	3337.982	OK	OK
Lt 7	5949.529	5949.529	3337.982	3337.982	OK	OK
Lt 6	7003.071	7003.071	3337.982	3337.982	OK	OK
Lt 5	7854.859	7854.859	3337.982	3337.982	OK	OK

Tabel 4.23: *Lanjutan.*

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	Kontrol
	kN	kN	Base Shear	Base Shear		
Lt 4	8514.279	8514.279	3337.982	3337.982	OK	OK
Lt 3	9035.866	9035.866	3337.982	3337.982	OK	OK
Lt 2	9389.256	9389.256	3337.982	3337.982	OK	OK
Lt 1	9537.091	9537.091	3337.982	3337.982	OK	OK

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 ρ 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.

Story	Elevation	Location	v _x	V _y
	m		kN	kN
Story 10	36.5	Top	1174.108	913.4013
		Bottom	1174.108	913.4013
Story 9	33	Top	2431.513	1962.402
		Bottom	2431.513	1962.402
Story 8	29.5	Top	3458.225	2891.969
		Bottom	3458.225	2891.969
Story 7	26	Top	4302.157	3714.744
		Bottom	4302.157	3714.744
Story 6	22.5	Top	5003.059	4436.293
		Bottom	5003.059	4436.293
Story 5	19	Top	5581.907	5056.21

Tabel 4.24: *Lanjutan.*

Story	Elevation	Location	vx	Vy
	M		kN	kN
		Bottom	5581.907	5056.21
Story 4	15.5	Top	6047.027	5570.154
		Bottom	6047.027	5570.154
Story 3	12	Top	6433.679	6011
		Bottom	6433.679	6011
Story 2	8	Top	6703.806	6338.727
		Bottom	6703.806	6338.727
Story1	4	Top	6809.138	6476.866
		Bottom	6809.138	6476.866
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

4.2.2.5. 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 4.25 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.

Lt	h	Perpindahan elastis (δ_e)		Simpangan antar lantai (Δ)		Perpindahan Total ($\delta_i * C_d$)/Ie		Syarat	Cek	Cek
		X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)			
10	3.5	53	26.4	5.4	0.9	21.6	3.6	52.5	OKE	OKE
9	3.5	47.6	25.5	5.8	1.4	23.2	5.6	52.5	OKE	OKE
8	3.5	41.8	24.1	6.1	2	24.4	8	52.5	OKE	OKE
7	3.5	35.7	22.1	6.3	2.4	25.2	9.6	52.5	OKE	OKE
6	3.5	29.4	19.7	6.3	3	25.2	12	52.5	OKE	OKE

Tabel 4.25: Lanjutan.

Lt	h	Perpindahan elastis (δe)		Simpangan antar lantai (Δ)		Perpindahan Total ($\delta_i * C_d$)/Ie		Syarat	Cek	Cek
	m	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	0,015*hsx (mm)	X	Y
5	3.5	23.1	16.7	6.1	3.3	24.4	13.2	52.5	OKE	OKE
4	3.5	17	13.4	5.6	3.5	22.4	14	52.5	OKE	OKE
3	4	11.4	9.9	5.4	4	21.6	16	60.0	OKE	OKE
2	4	6	5.9	4	3.7	16	14.8	60.0	OKE	OKE
1	4	2	2.2	2	2.2	8	8.8	60.0	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

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 dapat dilihat pada Tabel 4.26 dan 4.27.

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

Lantai	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, V _x (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_x)	X
10	36.5	0.0015	1174.1081	4094.424	4094.424	0.00003	OK
9	33	0.0017	2431.5125	5284.292	9378.717	0.00004	OK
8	29.5	0.0017	3458.2245	5284.292	14663.009	0.00005	OK
7	26	0.0018	4302.1573	5284.292	19947.302	0.00006	OK
6	22.5	0.0018	5003.0588	5284.292	25231.594	0.00008	OK
5	19	0.0017	5581.9068	5284.292	30515.887	0.00010	OK
4	15.5	0.0016	6047.0271	5284.292	35800.179	0.00012	OK
3	12	0.0014	6433.6787	5766.298	41566.477	0.00015	OK
2	8	0.0010	6703.8064	6504.576	48071.053	0.00018	OK
1	4	0.0005	6809.1376	6504.576	54575.629	0.00020	OK
10	36.5	0.0015	1174.1081	4094.424	4094.424	0.00003	OK

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

Lantai	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, Vy (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_y)	Y
10	36.5	0.0009	913.4013	4094.424	4094.424	0.00002	OK
9	33	0.0013	1962.402	5284.292	9378.717	0.00004	OK
8	29.5	0.0019	2891.9686	5284.292	14663.009	0.00006	OK
7	26	0.0023	3714.744	5284.292	19947.302	0.00010	OK
6	22.5	0.0028	4436.2925	5284.292	25231.594	0.00014	OK
5	19	0.0031	5056.2099	5284.292	30515.887	0.00020	OK
4	15.5	0.0034	5570.1535	5284.292	35800.179	0.00028	OK
3	12	0.0034	6010.9996	5766.298	41566.477	0.00039	OK
2	8	0.0031	6338.7266	6504.576	48071.053	0.00058	OK
1	4	0.0018	6476.8659	6504.576	54575.629	0.00077	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. 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 2 tertera pada Tabel 4.28 dan 4.29.

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

Tingkat	Σk_{ix}	Σk_{iy}	$\% \Sigma k_{ix} +1$	$\% \Sigma k_{iy} +1$	$\% \Sigma k_{ix} +3$	$\% \Sigma k_{iy} +3$
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Lantai 1	3481608.73	893294.475	184.12	163.30	246.37	181.96
Lantai 2	1890969.64	547015.108	149.37	120.41	172.97	119.52
Lantai 3	1265933.89	454307.814	116.94	96.36	135.16	100.75
Lantai 4	1082566.44	471476.491	116.26	105.42	134.92	108.65
Lantai 5	931121.739	447225.975	116.96	103.04	137.22	106.83

Tabel 4.28: Lanjutan.

Tingkat	Σk_{ix}	Σk_{iy}	$\% \Sigma k_{ix +1}$	$\% \Sigma k_{iy +1}$	$\% \Sigma k_{ix +3}$	$\% \Sigma k_{iy +3}$
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Lantai 6	796087.027	434025.252	117.10	103.20	144.70	109.87
Lantai 7	679848.583	420553.023	121.45	104.78	172.77	124.23
Lantai 8	559762.073	401355.961	136.23	110.52	180.35	130.68
Lantai 9	410901.907	363163.069	195.80	144.64	195.80	144.64
Lantai 10	209863.029	251076.296	-	-	-	-

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

Tingkat	Σk_{ix}	Σk_{iy}	$\% \Sigma k_{ix +1}$	$\% \Sigma k_{iy +1}$	$\% \Sigma k_{ix +3}$	$\% \Sigma k_{iy +3}$
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Lantai 1	3481592.29	893354.138	184.12	163.2929	246.37	181.95
Lantai 2	1890959.03	547086.863	149.37	120.4076	172.97	119.53
Lantai 3	1265927.33	454362.473	116.94	96.36063	135.16	100.76
Lantai 4	1082560.71	471522.925	116.26	105.4239	134.92	108.65
Lantai 5	931116.832	447263.617	116.96	103.0417	137.22	106.83
Lantai 6	796082.583	434060.806	117.10	103.2018	144.70	109.87
Lantai 7	679844.293	420594.322	121.45	104.782	172.77	124.22
Lantai 8	559758.233	401399.331	136.23	110.5144	180.35	130.67
Lantai 9	410899.051	363209.986	195.80	144.611	195.80	144.61
Lantai 10	209860.411	251163.526	-	-	-	-

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

Struktur gedung pada Model 2 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 2 tertera pada Tabel 4.30 dan 4.31.

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

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35.5	68.000	68.400	2.600	2.600	1.0000
Lantai 9	32	65.400	65.800	3.900	3.900	1.0000
Lantai 8	28.5	61.500	61.900	5.300	5.300	1.0000
Lantai 7	25	56.200	56.600	6.700	6.800	1.0074
Lantai 6	21.5	49.500	49.800	8.000	8.000	1.0000
Lantai 5	18	41.500	41.800	8.800	8.800	1.0000
Lantai 4	14.5	32.700	33.000	9.100	9.300	1.0109
Lantai 3	11	23.600	23.700	10.300	10.300	1.0000
Lantai 2	7.5	13.300	13.400	8.900	9.000	1.0056
Lantai 1	4	4.400	4.400	4.400	4.400	1.0000

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

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35.5	65.300	65.300	2.700	2.700	1.0000
Lantai 9	32	62.600	62.600	3.800	3.800	1.0000
Lantai 8	28.5	58.800	58.800	5.300	5.300	1.0000
Lantai 7	25	53.500	53.500	6.600	6.600	1.0000
Lantai 6	21.5	46.900	46.900	7.600	7.600	1.0000
Lantai 5	18	39.300	39.300	8.500	8.500	1.0000
Lantai 4	14.5	30.800	30.800	8.600	8.600	1.0000
Lantai 3	11	22.200	22.200	9.600	9.600	1.0000
Lantai 2	7.5	12.600	12.600	8.400	8.400	1.0000
Lantai 1	4	4.200	4.200	4.200	4.200	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.

4.2.2.9. 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. Kontrol ketidakberaturan 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	663056	663056	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 2	663056	663056	112.80%	112.80%	Tidak	Tidak
Lt. 3	587798	587798	109.12%	109.12%	Tidak	Tidak
Lt. 4	538664	538664	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	538664	538664	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 6	538664	538664	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 7	538664	538664	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 8	538664	538664	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 9	538664	538664	129.06%	129.06%	Tidak	Tidak
Lt. 10	417373	417373	62.95%	62.95%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.32 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 2 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

4.2.2.10. 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 sub subbab 2.4.2, struktur gedung 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 harus lebih besar dari 1,2 kali total kekuatan lentur balok pada joint yang sama. Maka perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 2 sesuai dengan Pers. 2.2. Nilai dari M_{nc} dan M_{nb} diambil yang terbesar dari output program analisis struktur yang dapat dilihat pada Tabel 4.33 dan 4.34.

Tabel 4.33: Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 2 arah x.

Nilai M_{nc} Pada Kolom		Nilai M_{nb} Pada Balok	
Atas (kN.m)	Bawah (kN.m)	Kiri (kN.m)	Kanan (kN.m)
581.75	701.53	299.53	245.5

Dari data pada Tabel 4.33, maka diperoleh nilai:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$(581,75 + 701,53) \geq 1,2 \cdot (299,53 + 245,5)$$

$$1283,28 \geq 654,04 \text{ (Oke)}$$

Tabel 4.34: Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 2 arah y.

Nilai M_{nc} Pada Kolom		Nilai M_{nb} Pada Balok	
Atas (kN.m)	Bawah (kN.m)	Kiri (kN.m)	Kanan (kN.m)
581.75	701.53	371.69	382.12

Dari data pada Tabel 4.34, maka diperoleh nilai:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$(581,75 + 701,53) \geq 1,2 \cdot (371,69 + 382,12)$$

$$1283,28 \geq 904,57 \text{ (Oke)}$$

Jumlah nilai momen nominal pada kolom lebih besar dari 1,2 kali jumlah nilai momen nominal pada balok sehingga struktur Model 2 dianggap memenuhi syarat desain SCWB dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

4.2.2.11. Kontrol SRPMK Dengan 25 Persen Gaya Lateral

Struktur yang menggunakan *dual system* (sistem ganda) sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana struktur rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa rencana. 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 2 yang dianalisis dengan program analisis struktur, didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda seperti yang tercantum pada Tabel 4.35.

Tabel 4.35: Persentase penahan gaya gempa Model 2.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	957,136	2809,743	25,41	74,59
Gempa Y	-	-	-	-

Dapat dilihat pada Tabel 4.35 bahwa persentase penahan gaya gempa yang dipikul oleh SRPMK lebih dari 25% pada gempa arah x, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur gedung Model 2 masuk dalam kategori yang direncanakan, yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang

mampu menahan sedikitnya 25% dari gaya gempa rencana. Perhitungan kontrol SRPMK dengan 25% gaya lateral hanya dilakukan terhadap gempa x, hal ini karena penempatan dinding geser hanya dilakukan dalam satu arah, yakni arah x saja, sehingga arah gempa y tidak perlu diperhitungkan.

4.2.3. Hasil Analisis Struktur Model 3

Model 3 merupakan struktur gedung yang menggunakan *dual system*, yaitu kombinasi antara SRPMK dan dinding geser arah sumbu y. Pada Model 3, kombinasi ragam modal partisipasi massa mencapai nilai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode* 10, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.36.

Tabel 4.36: Data perioda *output* program analisis struktur Model 3

Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	1.444	0.7798	0	0.0006
2	1.053	0.7805	0	0.7503
3	0.947	0.7805	0.7044	0.7503
4	0.462	0.8862	0.7044	0.7504
5	0.323	0.8863	0.7044	0.8776
6	0.255	0.8863	0.8677	0.8776
7	0.253	0.9293	0.8677	0.8776
8	0.167	0.9294	0.8677	0.9313
9	0.162	0.9561	0.8677	0.9316
10	0.118	0.9561	0.9335	0.9316
11	0.115	0.9737	0.9335	0.9316
12	0.105	0.9737	0.9335	0.9615

Dalam menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS dapat dilihat dari hasil selisih persentase perioda pada Tabel 4.37.

Tabel 4.37: Hasil selisih persentase nilai perioda Model 3.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	27.08%	NOT OK	OK
T2-T3	10.07%	OK	NOT OK

Tabel 4.37: *Lanjutan.*

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T3-T4	51.21%	NOT OK	OK
T4-T5	30.09%	NOT OK	OK
T5-T6	21.05%	NOT OK	OK
T6-T7	0.78%	OK	NOT OK
T7-T8	33.99%	NOT OK	OK
T8-T9	2.99%	OK	NOT OK
T9-T10	27.16%	NOT OK	OK
T10-T11	2.54%	OK	NOT OK
T11-T12	8.70%	OK	NOT OK

Berdasarkan Tabel 4.37, maka analisis respon 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 Struktur

Berat struktur diperoleh dari hasil perhitungan secara otomatis menggunakan program analisis struktur. Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan tiap lantai dapat dilihat pada Tabel 4.38 yang telah diperhitungkan dalam analisis dinamik respon spektrum menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.38: Massa struktur dan pusat massa Model 3.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
Story1	658250.12	658250.12	16	10.0274	16	10.112
Story 2	658250.12	658250.12	16	10.0274	16	10.197
Story 3	583292.73	583292.73	16	10.0308	16	10.259
Story 4	534459.02	534459.02	16	10.0287	16	10.295

Tabel 4.38: *Lanjutan.*

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	M
Story5	534459.02	534459.02	16	10.0287	16	10.315
Story 6	534459.02	534459.02	16	10.0287	16	10.326
Story 7	534459.02	534459.02	16	10.0287	16	10.331
Story 8	534459.02	534459.02	16	10.0287	16	10.333
Story 9	534459.02	534459.02	16	10.0287	16	10.335
Story 10	415270.07	415270.07	16	10.0236	16	10.338
Total	5521817.2	5521817.16				

Dari Tabel 4.38 diatas, didapat berat bangunan dan diperoleh nilai koordinat dari pusat massa dan pusat kekakuan arah sumbu x sebesar 16 m, yakni tepat berada di tengah bangunan arah sumbu x. Sedangkan pada arah sumbu y bernilai lebih besar dari 10 m, maka pusat massa dan pusat kekakuan tidak berada tepat ditengah bangunan arah sumbu y. Berdasarkan Tabel 4.38 tersebut, dapat disimpulkan bahwa struktur pada Model 3 memiliki eksentrisitas dikarenakan pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi.

4.2.3.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Apabila kombinasi respon 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

Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen dan respon spektrum tertera pada Tabel 4.39 dan Tabel 4.40.

Tabel 4.39: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekivalen Model 3.

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	9466,04
Gempa Y	9466,04

Gaya geser dasar nominal statik ekivalen terhadap arah gempa X dan arah gempa Y bernilai sama, hal ini dikarenakan nilai perioda fundamental yang digunakan baik arah x dan arah y mempunyai nilai yang sama.

Tabel 4.40: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 3 *output* program analisis struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>Global F_X</i>	<i>Global F_Y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	8046,142	2779,526
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	2096,265	8046,116

Periksa:

- Arah x
 $V_t < 0,85 V_1$, gunakan faktor skala.
 $8046,142 \text{ KN} < 0,85 \cdot 9466,04 \text{ KN}$
 $8046,142 \text{ KN} < 8046,132 \text{ KN}$ (gunakan faktor skala)
- Arah y
 $V_t < 0,85 V_1$, gunakan faktor skala.
 $8046,116 \text{ KN} < 0,85 \cdot 9466,04 \text{ KN}$
 $8046,116 \text{ KN} < 8046,132 \text{ KN}$ (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 ekivalen (V_1) untuk arah x dan y, 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.

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

$$\begin{aligned} \text{Gempa X} &: 0,85 \frac{9466,04}{8046,142} > 1 \\ &0,9999987 > 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gempa Y} &: 0,85 \frac{9466,04}{8046,116} > 1 \\ &1,000002 > 1 \end{aligned}$$

4.2.3.3. Penentuan Faktor Redundansi

Struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.10.9 dipenuhi, dimana redundansi ρ 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 4.41 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.41: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 3.

Lantai	V _x	V _y	35 % V _x	35 % V _y	Kontrol	Kontrol
	kN	kN	Base Shear	Base Shear		
Lt 10	1492.033	1492.033	3313.113	3313.113	NOT OK	NOT OK
Lt 9	3183.722	3183.722	3313.113	3313.113	NOT OK	NOT OK
Lt 8	4652.993	4652.993	3313.113	3313.113	OK	OK
Lt 7	5906.544	5906.544	3313.113	3313.113	OK	OK
Lt 6	6951.739	6951.739	3313.113	3313.113	OK	OK
Lt 5	7796.780	7796.780	3313.113	3313.113	OK	OK
Lt 4	8450.975	8450.975	3313.113	3313.113	OK	OK
Lt 3	8968.503	8968.503	3313.113	3313.113	OK	OK
Lt 2	9319.291	9319.291	3313.113	3313.113	OK	OK
Lt 1	9466.037	9466.037	3313.113	3313.113	OK	OK

Dari Tabel 4.41 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 ρ 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 4.42.

Tabel 4.42: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 3.

Story	Elevation	Location	vx	vy
	m		kN	kN
Story 10	36.5	Top	1158.604	1340.956
		Bottom	1158.604	1340.956
Story 9	33	Top	2465.415	2796.586
		Bottom	2465.415	2796.586
Story 8	29.5	Top	3617.685	4007.615
		Bottom	3617.685	4007.615
Story 7	26	Top	4636.403	5020.958
		Bottom	4636.403	5020.958
Story 6	22.5	Top	5529.77	5872.179
		Bottom	5529.77	5872.179
Story 5	19	Top	6297.848	6576.729
		Bottom	6297.848	6576.729
Story 4	15.5	Top	6935.396	7140.154
		Bottom	6935.396	7140.154
Story 3	12	Top	7481.893	7604.477
		Bottom	7481.893	7604.477
Story 2	8	Top	7883.665	7925.012
		Bottom	7883.665	7925.012
Story 1	4	Top	8046.142	8046.116
		Bottom	8046.142	8046.116
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

4.2.3.5. 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 4.43 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 3.

Tabel 4.43: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 3.

Lt	h	Perpindahan elastis (δ_e)		Simpangan antar lantai (Δ)		Perpindahan Total ($\delta_i \cdot C_d / I_e$)		Syarat	Cek	Cek
	m	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$0,015 \cdot h_{sx}$ (mm)	X	Y
10	3.5	129.9	23.5	4.3	2.1	17.2	8.4	52.5	OKE	OKE
9	3.5	125.6	21.4	6.7	2.2	26.8	8.8	52.5	OKE	OKE
8	3.5	118.9	19.2	9.5	2.5	38	10	52.5	OKE	OKE
7	3.5	109.4	16.7	12.2	2.7	48.8	10.8	52.5	OKE	OKE
6	3.5	97.2	14	14.6	2.8	58.4	11.2	52.5	OKE	OKE
5	3.5	82.6	11.2	16.6	2.9	66.4	11.6	52.5	OKE	OKE
4	3.5	66	8.3	17.8	2.6	71.2	10.4	52.5	OKE	OKE
3	4	48.2	5.7	20.3	2.7	81.2	10.8	60.0	OKE	OKE
2	4	27.9	3	18.2	2	72.8	8	60.0	OKE	OKE
1	4	9.7	1	9.7	1	38.8	4	60.0	OKE	OKE
0	0	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 dapat dilihat pada Tabel 4.44 dan 4.45.

Tabel 4.44: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 3.

Lt	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, V_x (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_x)	X
10	36.5	0.0012	1158.6044	4073.799	4073.799	0.00002	OK
9	33	0.0019	2465.415	5243.043	9316.842	0.00004	OK
8	29.5	0.0027	3617.6848	5243.043	14559.885	0.00007	OK
7	26	0.0035	4636.4033	5243.043	19802.928	0.00011	OK
6	22.5	0.0042	5529.7704	5243.043	25045.971	0.00017	OK
5	19	0.0047	6297.848	5243.043	30289.014	0.00024	OK
4	15.5	0.0051	6935.3955	5243.043	35532.057	0.00034	OK
3	12	0.0051	7481.8934	5722.102	41254.159	0.00047	OK
2	8	0.0046	7883.6649	6457.434	47711.593	0.00069	OK
1	4	0.0024	8046.142	6457.434	54169.026	0.00082	OK

Tabel 4.45: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 3.

Lt	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, V_y (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_y)	Y
10	36.5	0.0017	1340.9562	4073.799	4073.799	0.00003	OK
9	33	0.0019	2796.5855	5243.043	9316.842	0.00004	OK
8	29.5	0.0020	4007.6146	5243.043	14559.885	0.00005	OK
7	26	0.0022	5020.9581	5243.043	19802.928	0.00007	OK
6	22.5	0.0023	5872.1789	5243.043	25045.971	0.00009	OK
5	19	0.0022	6576.7289	5243.043	30289.014	0.00011	OK
4	15.5	0.0021	7140.1542	5243.043	35532.057	0.00014	OK
3	12	0.0018	7604.4769	5722.102	41254.159	0.00016	OK
2	8	0.0014	7925.0123	6457.434	47711.593	0.00021	OK
1	4	0.0007	8046.1164	6457.434	54169.026	0.00023	OK

Dari Tabel 4.44 dan 4.45 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*)

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 3 tertera pada Tabel 4.46 dan 4.47.

Tabel 4.46: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Tingkat	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix} +1$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy} +1$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix} +3$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy} +3$ (kN/m)
Lantai 1	843999.76	2882026.45	177.37	185.59	202.35	242.45
Lantai 2	475850.63	1552901.06	125.52	145.46	123.35	163.94
Lantai 3	379107.553	1067572.46	95.66	112.90	98.76	127.94
Lantai 4	396308.449	945621.371	103.78	114.14	106.05	129.04
Lantai 5	381858.986	828441.875	102.27	113.59	104.71	129.93
Lantai 6	373389.876	729305.34	102.06	113.82	106.74	137.21
Lantai 7	365835.972	640773.392	103.12	118.05	119.08	164.54
Lantai 8	354769.477	542782.167	107.89	132.04	125.17	173.55
Lantai 9	328811.134	411065.837	138.12	191.69	138.12	191.69
Lantai 10	238062.644	214440.477	-	-	-	-

Tabel 4.47: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Tingkat	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix} +1$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy} +1$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix} +3$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy} +3$ (kN/m)
Lantai 1	843999.76	2972908.31	177.37	184.4176	202.35	242.19
Lantai 2	475850.487	1612052.3	125.52	146.3109	123.35	165.67
Lantai 3	379107.552	1101798.94	95.66	113.7492	98.76	129.10
Lantai 4	396308.449	968621.286	103.78	114.1251	106.05	129.57
Lantai 5	381858.983	848736.277	102.27	114.237	104.71	130.97
Lantai 6	373389.872	742960.902	102.06	114.1241	106.74	137.94
Lantai 7	365835.972	651011.449	103.12	118.3494	119.09	165.39
Lantai 8	354769.453	550075.988	107.89	132.6317	125.18	174.40
Lantai 9	328811.112	414739.417	138.14	191.9407	138.14	191.94
Lantai 10	238022.428	216076.88	-	-	-	-

Dari Tabel 4.46 dan 4.47 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 3 tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

4.2.3.8. Ketidakberaturan Torsi

Struktur gedung pada Model 3 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 diafragmanya 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 3 tertera pada Tabel 4.48 dan 4.49.

Tabel 4.48: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 3.

Lantai	Elevasi	dx_{min}	dx_{max}	Δx_{min}	Δx_{max}	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 10	35.5	68.000	68.400	2.600	2.600	1.0000
Lantai 9	32	65.400	65.800	3.900	3.900	1.0000
Lantai 8	28.5	61.500	61.900	5.300	5.300	1.0000
Lantai 7	25	56.200	56.600	6.700	6.800	1.0074
Lantai 6	21.5	49.500	49.800	8.000	8.000	1.0000
Lantai 5	18	41.500	41.800	8.800	8.800	1.0000
Lantai 4	14.5	32.700	33.000	9.100	9.300	1.0109
Lantai 3	11	23.600	23.700	10.300	10.300	1.0000
Lantai 2	7.5	13.300	13.400	8.900	9.000	1.0056
Lantai 1	4	4.400	4.400	4.400	4.400	1.0000

Tabel 4.49: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 3.

Lantai	Elevasi (mm)	dxmin (mm)	dxmax (mm)	Δx min (mm)	Δx max (mm)	Ratio
Lantai 10	35.5	65.300	65.300	2.700	2.700	1.0000
Lantai 9	32	62.600	62.600	3.800	3.800	1.0000
Lantai 8	28.5	58.800	58.800	5.300	5.300	1.0000
Lantai 7	25	53.500	53.500	6.600	6.600	1.0000
Lantai 6	21.5	46.900	46.900	7.600	7.600	1.0000
Lantai 5	18	39.300	39.300	8.500	8.500	1.0000
Lantai 4	14.5	30.800	30.800	8.600	8.600	1.0000
Lantai 3	11	22.200	22.200	9.600	9.600	1.0000
Lantai 2	7.5	12.600	12.600	8.400	8.400	1.0000
Lantai 1	4	4.200	4.200	4.200	4.200	1.0000

Dari Tabel 4.48 dan 4.49 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.

4.2.3.9. 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. Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 3 dapat dilihat pada Tabel 4.50.

Tabel 4.50: 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	658250	658250	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 2	658250	658250	112.85%	112.85%	Tidak	Tidak
Lt. 3	583293	583293	109.14%	109.14%	Tidak	Tidak
Lt. 4	534459	534459	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	534459	534459	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 6	534459	534459	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 7	534459	534459	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 8	534459	534459	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 9	534459	534459	128.70%	128.70%	Tidak	Tidak
Lt. 10	415270	415270	63.09%	63.09%	Tidak	Tidak

Dari Tabel 4.50 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 3 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

4.2.3.10. 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 sub subbab 2.4.2, struktur gedung 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 harus lebih besar dari 1,2 kali total kekuatan lentur balok pada joint yang sama. Maka perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 3 sesuai dengan Pers. 2.2. Nilai dari M_{nc} dan M_{nb} diambil yang terbesar dari output program analisis struktur yang dapat dilihat pada tabel 4.51 dan 4.52.

Tabel 4.51: Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 3 arah x.

Nilai M_{nc} Pada Kolom		Nilai M_{nb} Pada Balok	
Atas (kN.m)	Bawah (kN.m)	Kiri (kN.m)	Kanan (kN.m)
1146.63	1347.88	702.15	718.59

Dari data pada Tabel 4.50, maka diperoleh nilai:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$(1146,63 + 1347,88) \geq 1,2 \cdot (702,15 + 718,59)$$

$$2494,51 \geq 1704,89 \text{ (Oke)}$$

Tabel 4.52: Nilai momen nominal kolom dan balok model 3 arah y.

Nilai M_{nc} Pada Kolom		Nilai M_{nb} Pada Balok	
Atas (kN.m)	Bawah (kN.m)	Kiri (kN.m)	Kanan (kN.m)
1146.63	1347.88	323.2	318.34

Dari data pada Tabel 4.52, maka diperoleh nilai:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$(1146,63 + 1347,88) \geq 1,2 \cdot (323,2 + 318,34)$$

$$2494,51 \geq 769,85 \text{ (Oke)}$$

Jumlah nilai momen nominal pada kolom lebih besar dari 1,2 kali jumlah nilai momen nominal pada balok sehingga struktur Model 3 dianggap memenuhi syarat desain SCWB dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

4.2.3.11. Kontrol SRPMK Dengan 25 Persen Gaya Lateral

Struktur yang menggunakan *dual system* (sistem ganda) sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana struktur rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa rencana. 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 3 yang dianalisis dengan program analisis struktur, didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda seperti yang tercantum pada Tabel 4.53.

Tabel 4.53: Persentase penahan gaya gempa Model 3.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	-	-	-	-
Gempa Y	1438,36	3450,10	29,42	70,58

Dapat dilihat pada Tabel 4.53 bahwa persentase penahan gaya gempa yang dipikul oleh SRPMK lebih dari 25% pada gempa arah y, sehingga dapat disimpulkan bahwa struktur gedung Model 3 masuk dalam kategori yang direncanakan, yaitu sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan sedikitnya 25% dari gaya gempa rencana. Perhitungan kontrol SRPMK dengan 25% gaya lateral hanya dilakukan terhadap gempa y, hal ini karena penempatan dinding geser hanya dilakukan dalam satu arah, yakni arah y saja, sehingga arah gempa x tidak perlu diperhitungkan.

4.2.4. Hasil Analisis Struktur Model 4

Model 4 merupakan struktur gedung yang menggunakan *dual system*, yaitu kombinasi antara SRPMK dan dinding geser. Penempatan dinding geser pada Model 4 diletakkan pada kedua arah, yaitu arah sumbu x dan arah sumbu y. Pada Model 4, kombinasi ragam modal partisipasi massa mencapai nilai 90 persen (*Sum Ux dan Sum Uy*) pada *mode* 9, sehingga partisipasi massa telah memenuhi syarat. Data modal partisipasi massa dapat dilihat pada Tabel 4.54.

Tabel 4.54: Data periode *output* program analisis struktur Model 4.

Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	1.004	0.0054	3.64E-05	0.7055
2	0.999	0.0055	0.6916	0.7055
3	0.949	0.678	0.6916	0.7113
4	0.288	0.678	0.6916	0.8688
5	0.265	0.678	0.8644	0.8688
6	0.236	0.866	0.8644	0.8688
7	0.14	0.866	0.8644	0.9324
8	0.121	0.866	0.9325	0.9324
9	0.106	0.9362	0.9325	0.9324
10	0.086	0.9362	0.9325	0.9645
11	0.073	0.9362	0.9668	0.9645
12	0.065	0.9698	0.9668	0.9645

Dalam menentukan jenis perhitungan menggunakan CQC atau SRSS dapat dilihat dari hasil selisih persentase periode pada Tabel 4.55.

Tabel 4.55: Hasil selisih persentase nilai periode Model 4.

Mode	Persentase	CQC < 15%	SRSS > 15%
T1-T2	0.50%	OK	NOT OK
T2-T3	5.01%	OK	NOT OK
T3-T4	69.65%	NOT OK	OK
T4-T5	7.99%	OK	NOT OK
T5-T6	10.94%	OK	NOT OK
T6-T7	40.68%	NOT OK	OK
T7-T8	13.57%	OK	NOT OK
T8-T9	12.40%	OK	NOT OK
T9-T10	18.87%	NOT OK	OK
T10-T11	15.12%	NOT OK	OK
T11-T12	10.96%	OK	NOT OK

Berdasarkan Tabel 4.55, maka analisis respon spektrum untuk model ini menggunakan Metode Kuadrat Akar dari Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Square / SRSS*). Hal ini dikarenakan selisih dari nilai perioda yang didapat memiliki persentase di atas 15% yang mana merupakan ketentuan untuk dapat menggunakan Metode Kuadrat Akar dari Jumlah Kuadrat (*Square Root of the Sum of Square / SRSS*).

4.2.4.1. Berat Struktur

Berat struktur diperoleh dari hasil perhitungan secara otomatis menggunakan program analisis struktur. Massa struktur, pusat massa dan pusat kekakuan tiap lantai dapat dilihat pada Tabel 4.56 yang telah diperhitungkan dalam analisis dinamik respon spektrum menggunakan program analisis struktur.

Tabel 4.56: Massa struktur dan pusat massa Model 4.

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
	kg	kg	m	m	m	m
Story1	682277.82	682277.82	16	10.0264	16	10.023
Story 2	682277.82	682277.82	16	10.0264	16	10.041
Story 3	605818.69	605818.69	16	10.0296	16	10.061
Story 4	546045.47	546045.47	16	10.0261	16.0001	10.078
Story5	546045.47	546045.47	16	10.0261	16.0001	10.094
Story 6	546045.47	546045.47	16	10.0261	16.0001	10.109
Story 7	546045.47	546045.47	16	10.0261	16.0002	10.124
Story 8	546045.47	546045.47	16	10.0261	16.0002	10.139
Story 9	546045.47	546045.47	16	10.0261	16.0003	10.153
Story 10	416394.87	416394.87	16	10.0212	16.0003	10.165
Total	5663042	5663042.02				

Dari Tabel 4.56 diatas, didapat berat bangunan dan diperoleh nilai koordinat dari pusat massa dan pusat kekakuan arah sumbu x sebesar 16 m, yakni tepat berada di tengah bangunan arah sumbu x. Sedangkan pada arah sumbu y bernilai lebih besar dari 10 m, maka pusat massa dan pusat kekakuan tidak berada tepat ditengah bangunan arah sumbu y. Berdasarkan Tabel 4.56 tersebut, dapat disimpulkan bahwa struktur pada Model 4 memiliki eksentrisitas dikarenakan

pusat massa dan pusat kekakuan yang tidak sama, sehingga struktur tersebut harus diperiksa terhadap ketidakberaturan torsi.

4.2.4.2. Gaya Geser Dasar Nominal

Apabila kombinasi respon 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 respon spektrum tertera pada Tabel 4.57 dan Tabel 4.58.

Tabel 4.57: Nilai gaya geser dasar nominal analisis statik ekuivalen Model 4.

Arah Gempa	V_1 (KN)
Gempa X	9708,14
Gempa Y	9708,14

Gaya geser dasar nominal statik ekuivalen terhadap arah gempa X dan arah gempa Y bernilai sama, hal ini dikarenakan nilai perioda fundamental yang digunakan baik arah x dan arah y mempunyai nilai yang sama.

Tabel 4.58: Nilai gaya geser dasar nominal analisis respon spektrum Model 4 *output* program analisis struktur.

<i>Base Reactions</i>				
<i>OutputCase</i>	<i>CaseType</i>	<i>StepType</i>	<i>Global F_X</i>	<i>Global F_Y</i>
<i>Text</i>	<i>Text</i>	<i>Text</i>	KN	KN
Gempa X	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	6799,08	2082,89
Gempa Y	<i>LinRespSpec</i>	<i>Max</i>	2040,37	6940,84

Periksa:

- Arah x

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

$$6799,08 \text{ KN} < 0,85 \cdot 9708,14 \text{ KN}$$

$$6799,08 \text{ KN} < 8251,92 \text{ KN (gunakan faktor skala)}$$

- Arah y

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

$$6940,84 \text{ KN} < 0,85 \cdot 9708,14 \text{ KN}$$

$$6940,84 \text{ KN} < 8251,92 \text{ KN (gunakan faktor skala)}$$

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 dan y, 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.

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

$$\text{Gempa X} : 0,85 \frac{9708,14}{6799,08} > 1$$

$$1,21 > 1$$

$$\text{Gempa Y} : 0,85 \frac{9708,14}{6940,84} > 1$$

$$1,19 > 1$$

4.2.4.3. Penentuan Faktor Redundansi

Struktur yang dirancang pada kategori desain seismik D, penggunaan redundansi ρ harus sama dengan 1,3 kecuali jika satu dari dua kondisi yang ditentukan pada sub subbab 2.10.9 dipenuhi, dimana redundansi ρ 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 4.59 merupakan pengecekan untuk setiap gaya geser pada masing-masing lantainya terhadap nilai redundansi 1,0.

Tabel 4.59: Pengecekan *story shear* dengan 35% *base shear* terhadap redundansi ρ 1,0 untuk Model 4.

Lantai	V _x kN	V _y kN	35 % V _x Base Shear	35 % V _y Base Shear	Kontrol	Kontrol
Lt 10	1500.336	1498.753	3397.849	3397.849	NOT OK	NOT OK
Lt 9	3234.543	3231.566	3397.849	3397.849	NOT OK	NOT OK
Lt 8	4741.631	4737.865	3397.849	3397.849	OK	OK
Lt 7	6028.304	6024.271	3397.849	3397.849	OK	OK
Lt 6	7101.932	7098.064	3397.849	3397.849	OK	OK
Lt 5	7970.734	7967.367	3397.849	3397.849	OK	OK
Lt 3	9186.260	9184.560	3397.849	3397.849	OK	OK
Lt 2	9553.815	9553.123	3397.849	3397.849	OK	OK
Lt 1	9708.139	9708.139	3397.849	3397.849	OK	OK

Dari Tabel 4.59 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 ρ 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 4.60.

Tabel 4.60: Nilai gaya geser gedung pada setiap lantai untuk Model 4.

Story	Elevation	Location	v _x	v _y
	m		kN	kN
Story 10	36.5	Top	1182.625	1172.644
		Bottom	1182.625	1172.644
Story 9	33	Top	2450.206	2446.079
		Bottom	2450.206	2446.079

Tabel 4.60: *Lanjutan.*

Story	Elevation	Location	vx	vy
	m		kN	kN
Story 8	29.5	Top	3476.014	3494.288
		Bottom	3476.014	3494.288
Story 7	26	Top	4314.59	4365.1
		Bottom	4314.59	4365.1
Story 6	22.5	Top	5005.21	5088.659
		Bottom	5005.21	5088.659
Story5	19	Top	5574.281	5684.585
		Bottom	5574.281	5684.585
Story 4	15.5	Top	6033.359	6161.278
		Bottom	6033.359	6161.278
Story 3	12	Top	6420.853	6558.948
		Bottom	6420.853	6558.948
Story 2	8	Top	6691.563	6833.873
		Bottom	6691.563	6833.873
Story1	4	Top	6799.076	6940.84
		Bottom	6799.076	6940.84
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

4.2.4.5. 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 4.61 merupakan hasil nilai simpangan antar lantai untuk Model 4.

Tabel 4.61: Nilai simpangan antar lantai pada kinerja batas ultimit berdasarkan SNI 1726:2012 untuk Model 4.

Lt	h	Perpindahan elastis (δ_e)		Simpangan antar lantai (Δ)		Perpindahan Total ($\delta_i \cdot C_d / I_e$)		Syarat	Cek	Cek
	m	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	X (mm)	Y (mm)	$0,015 \cdot h_{sx}$ (mm)	X	Y
10	3.5	61.3	21.3	6.4	2	25.6	8	52.5	OKE	OKE
9	3.5	54.9	19.3	6.8	2.1	27.2	8.4	52.5	OKE	OKE
8	3.5	48.1	17.2	7.2	2.4	28.8	9.6	52.5	OKE	OKE
7	3.5	40.9	14.8	7.3	2.5	29.2	10	52.5	OKE	OKE
6	3.5	33.6	12.3	7.3	2.5	29.2	10	52.5	OKE	OKE
5	3.5	26.3	9.8	7.1	2.6	28.4	10.4	52.5	OKE	OKE
4	3.5	19.2	7.2	6.4	2.3	25.6	9.2	52.5	OKE	OKE
3	4	12.8	4.9	6.1	2.3	24.4	9.2	60.0	OKE	OKE
2	4	6.7	2.6	4.5	1.7	18	6.8	60.0	OKE	OKE
1	4	2.2	0.9	2.2	0.9	8.8	3.6	60.0	OKE	OKE
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

4.2.4.6. 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 dapat dilihat pada Tabel 4.62 dan 4.63.

Tabel 4.62: Kontrol P-delta pada arah x untuk Model 4.

Lantai	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, V_x (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_x)	X
10	36.5	0.0018	1182.6249	4084.834	4084.834	0.00003	OK
9	33	0.0019	2450.2063	5356.706	9441.540	0.00005	OK
8	29.5	0.0021	3476.0143	5356.706	14798.246	0.00006	OK
7	26	0.0021	4314.5896	5356.706	20154.952	0.00007	OK
6	22.5	0.0021	5005.2097	5356.706	25511.658	0.00009	OK
5	19	0.0020	5574.2813	5356.706	30868.364	0.00012	OK
4	15.5	0.0018	6033.3591	5356.706	36225.070	0.00014	OK
3	12	0.0015	6420.8525	5943.081	42168.151	0.00017	OK
2	8	0.0011	6691.5632	6693.145	48861.297	0.00021	OK

Tabel 4.62: *Lanjutan.*

Lantai	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, V_x (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_x)	X
1	4	0.0006	6799.0762	6693.145	55554.442	0.00022	OK

Tabel 4.63: Kontrol P-delta pada arah y untuk Model 4.

Lantai	Tinggi	Story Drift	Gaya Geser	Beban Vertikal	Beban Vertikal	Stability	Cek
	(m)	(m)	Seismik, V_y (kN)	Total (kN)	Kumulatif (kN)	Ratio (θ_y)	Y
10	36.5	0.0017	1172.644	4084.834	4084.834	0.00003	OK
9	33	0.0019	2446.0787	5356.706	9441.540	0.00004	OK
8	29.5	0.0021	3494.2883	5356.706	14798.246	0.00006	OK
7	26	0.0021	4365.0996	5356.706	20154.952	0.00008	OK
6	22.5	0.0022	5088.6594	5356.706	25511.658	0.00010	OK
5	19	0.0021	5684.5853	5356.706	30868.364	0.00012	OK
4	15.5	0.0020	6161.2777	5356.706	36225.070	0.00015	OK
3	12	0.0017	6558.9476	5943.081	42168.151	0.00018	OK
2	8	0.0013	6833.8732	6693.145	48861.297	0.00023	OK
1	4	0.0006	6940.84	6693.145	55554.442	0.00024	OK

Dari Tabel 4.62 dan 4.63 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*)

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 4 tertera pada Tabel 4.64 dan 4.65.

Tabel 4.64: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah x.

Tingkat	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
Lantai 1	3440434.55	2646483.72	192.75	188.31	258.54	247.66
Lantai 2	1784937.15	1405389.6	149.99	146.03	174.95	167.43
Lantai 3	1190060.43	962390.858	116.99	114.83	137.47	132.27
Lantai 4	1017198.61	838067.935	119.19	116.77	138.59	132.99
Lantai 5	853429.399	717679.425	117.47	114.46	137.61	132.00
Lantai 6	726493.479	627002.015	116.81	114.88	144.46	139.50
Lantai 7	621959.61	545779.808	121.46	119.10	173.21	167.06
Lantai 8	512066.881	458260.489	136.68	133.10	181.22	175.64
Lantai 9	374656.398	344302.914	196.68	193.96	196.68	193.96
Lantai 10	190488.222	177515.24	-	-	-	-

Tabel 4.65: Kontrol ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak pada gempa arah y.

Tingkat	Σk_{ix} (kN/m)	Σk_{iy} (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+1}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{ix+3}$ (kN/m)	$\% \Sigma k_{iy+3}$ (kN/m)
Lantai 1	3463847.55	2797681.5	192.95	190.2898	259.32	252.74
Lantai 2	1795187.81	1470221.54	150.71	148.5218	175.00	169.70
Lantai 3	1191117.27	989903.165	116.67	115.0111	136.32	131.47
Lantai 4	1020928.79	860702.146	117.98	115.0007	137.47	131.61
Lantai 5	865342.479	748432.211	117.74	115.1997	138.21	133.28
Lantai 6	734954.502	649682.21	117.09	115.2352	145.20	140.55
Lantai 7	627688.127	563788.061	121.73	119.6617	174.26	168.48
Lantai 8	515649.954	471151.717	137.44	133.9416	182.54	176.87
Lantai 9	375180.115	351759.044	197.67	194.3319	197.67	194.33
Lantai 10	189798.721	181009.424	-	-	-	-

Dari Tabel 4.64 dan 4.65 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 4 tidak memiliki ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak (*soft story*) terhadap masing-masing arah.

4.2.4.8. Ketidakberaturan Torsi

Struktur gedung pada Model 4 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 4 tertera pada Tabel 4.66 dan 4.67.

Tabel 4.66: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah x Model 4.

Lantai	Elevasi (mm)	dxmin (mm)	dxmax (mm)	Δx min (mm)	Δx max (mm)	Ratio
Lantai 10	35.5	68.000	68.400	2.600	2.600	1.0000
Lantai 9	32	65.400	65.800	3.900	3.900	1.0000
Lantai 8	28.5	61.500	61.900	5.300	5.300	1.0000
Lantai 7	25	56.200	56.600	6.700	6.800	1.0074
Lantai 6	21.5	49.500	49.800	8.000	8.000	1.0000
Lantai 5	18	41.500	41.800	8.800	8.800	1.0000
Lantai 4	14.5	32.700	33.000	9.100	9.300	1.0109
Lantai 3	11	23.600	23.700	10.300	10.300	1.0000
Lantai 2	7.5	13.300	13.400	8.900	9.000	1.0056
Lantai 1	4	4.400	4.400	4.400	4.400	1.0000

Tabel 4.67: Kontrol ketidakberaturan torsi akibat gempa arah y Model 4.

Lantai	Elevasi (mm)	dxmin (mm)	dxmax (mm)	Δx min (mm)	Δx max (mm)	Ratio
Lantai 10	35.5	65.300	65.300	2.700	2.700	1.0000
Lantai 9	32	62.600	62.600	3.800	3.800	1.0000
Lantai 8	28.5	58.800	58.800	5.300	5.300	1.0000
Lantai 7	25	53.500	53.500	6.600	6.600	1.0000
Lantai 6	21.5	46.900	46.900	7.600	7.600	1.0000
Lantai 5	18	39.300	39.300	8.500	8.500	1.0000
Lantai 4	14.5	30.800	30.800	8.600	8.600	1.0000

Tabel 4.67: *Lanjutan.*

Lantai	Elevasi	dxmin	dxmax	Δx min	Δx max	Ratio
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Lantai 3	11	22.200	22.200	9.600	9.600	1.0000
Lantai 2	7.5	12.600	12.600	8.400	8.400	1.0000
Lantai 1	4	4.200	4.200	4.200	4.200	1.0000

Dari Tabel 4.66 dan 4.67 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.

4.2.4.9. 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. Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 4 dapat dilihat pada Tabel 4.68.

Tabel 4.68: Kontrol ketidakberaturan massa untuk Model 4.

Lantai	Mass X (kg)	Mass Y (kg)	Massa Lantai n/ Lantai n \pm 1 (X)	Massa Lantai n/ Lantai n \pm 1 (Y)	Cek	Cek
					massa (X) > 150%	massa (Y) > 150%
Lt. 1	682278	682278	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 2	682278	682278	112.62%	112.62%	Tidak	Tidak
Lt. 3	605819	605819	110.95%	110.95%	Tidak	Tidak
Lt. 4	546045	546045	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 5	546045	546045	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 6	546045	546045	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 7	546045	546045	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 8	546045	546045	100.00%	100.00%	Tidak	Tidak
Lt. 9	546045	546045	131.14%	131.14%	Tidak	Tidak
Lt. 10	416395	416395	61.03%	61.03%	Tidak	Tidak

. Dari Tabel 4.68 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 4 tidak memiliki ketidakberaturan massa.

4.2.4.10. 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 sub subbab 2.4.2, struktur gedung 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 harus lebih besar dari 1,2 kali total kekuatan lentur balok pada joint yang sama. Maka perlu dilakukan kontrol desain SCWB (*Strong Column Weak Beam*) untuk Model 4 sesuai dengan Pers. 2.2. Nilai dari M_{nc} dan M_{nb} diambil yang terbesar dari output program analisis struktur yang dapat dilihat pada tabel 4.69 dan 4.70.

Tabel 4.69: Nilai momen nominal kolom dan balok pada model 4 arah x.

Nilai M_{nc} Pada Kolom		Nilai M_{nb} Pada Balok	
Atas (kN.m)	Bawah (kN.m)	Kiri (kN.m)	Kanan (kN.m)
560.8	657.29	239.24	309.87

Dari data pada Tabel 4.69, maka diperoleh nilai:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$(560,8 + 657,29) \geq 1,2. (239,24 + 309,87)$$

$$1218,09 \geq 658,93 \text{ (Oke)}$$

Tabel 4.70: Nilai momen nominal kolom dan balok model 4 arah y.

Nilai M_{nc} Pada Kolom		Nilai M_{nb} Pada Balok	
Atas (kN.m)	Bawah (kN.m)	Kiri (kN.m)	Kanan (kN.m)
560.8	657.29	348.26	337.75

Dari data pada Tabel 4.70, maka diperoleh nilai:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

$$(560,8 + 657,29) \geq 1,2. (348,26 + 337,75)$$

$$1218,09 \geq 823,21 \text{ (Oke)}$$

Jumlah nilai momen nominal pada kolom lebih besar dari 1,2 kali jumlah nilai momen nominal pada balok sehingga struktur Model 4 dianggap memenuhi syarat desain SCWB dan aman terhadap mekanisme keruntuhan kolom terlebih dahulu.

4.2.4.11. Kontrol SRPMK Dengan 25 Persen Gaya Lateral

Struktur yang menggunakan *dual system* (sistem ganda) sesuai dengan SNI 1726:2012 dimana struktur rangka pemikul momen harus mampu menahan paling sedikit 25% gaya gempa rencana. 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, didapatkan hasil persentase penahan gaya gempa untuk SRPMK dan sistem ganda seperti yang tercantum pada Tabel 4.71.

Tabel 4.71: Persentase penahan gaya gempa Model 4.

Arah	Gaya Yang Diterima (KN)		Persentase Penahan Gaya Gempa (%)	
	SRPMK	Sistem Ganda	SRPMK	Sistem Ganda
Gempa X	1003.604	2791.817	26.44	73.56
Gempa Y	1247.992	3003.234	29.36	70.64

Dapat dilihat pada Tabel 4.71 bahwa persentase penahan gaya gempa yang dipikul oleh SRPMK lebih dari 25% pada kedua arah gempa. Maka dapat disimpulkan bahwa Model 4 masuk dalam kategori yang direncanakan yaitu

sistem ganda dengan rangka pemikul momen khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% dari gaya gempa yang ditetapkan.

4.3. Momen Pada Balok Dengan Bentang 12 Meter

Dari hasil analisis menggunakan program analisis struktur, maka diperoleh nilai momen pada masing-masing pemodelan.

4.3.1. Momen Pada Model 1

Besarnya nilai momen pada setiap balok dengan bentang 12 meter pada Model 1 dapat dilihat pada Tabel 4.72.

Tabel 4.72: Nilai momen pada balok bentang 12 meter model 1.

lantai	Frame					rata-rata
	1	2	3	5	6	
10	254.46	323.47	268.16	319.28	321.57	297.39
9	384.35	411.41	338.15	405.21	453.08	398.44
8	419.92	446.28	373.36	439.8	455.47	426.97
7	456.05	482.28	409.11	475.31	461.97	456.94
6	488.05	514.06	440.84	506.75	464.02	482.74
5	515.46	541.31	467.94	533.72	461.33	503.95
4	534.86	560.48	487.55	552.76	451.09	517.35
3	547.64	564.57	491.26	556.92	435.89	519.26
2	582.81	620.13	539.49	611.98	452.35	561.35
1	538.45	575.25	464.38	567.94	415.35	512.27

4.3.2. Momen Pada Model 2

Besarnya nilai momen pada setiap balok dengan bentang 12 meter pada Model 2 dapat dilihat pada Tabel 4.73.

Tabel 4.73: Nilai momen pada balok bentang 12 meter model 2.

lantai	Frame					rata-rata
	1	2	3	5	6	
10	321.83	389.17	333.92	384.97	321.57	350.29
9	453.36	480.47	405.97	474.75	453.08	453.53
8	455.53	481.74	408.29	476.36	455.47	455.48

Tabel 4.73: *Lanjutan.*

lantai	Frame					rata-rata
	1	2	3	5	6	
7	461.83	488.11	414.79	482.89	461.97	461.92
6	463.65	489.8	416.88	484.84	464.02	463.84
5	460.75	486.86	414.24	482.14	461.33	461.06
4	450.34	476.31	404.32	471.89	451.09	450.79
3	435.01	452.55	381.31	448.4	435.89	430.63
2	451.42	489.43	406.38	484.68	452.35	456.85
1	414.53	452.43	359.41	447.87	415.35	417.92

4.3.3. Momen Pada Model 3

Besarnya nilai momen pada setiap balok dengan bentang 12 meter pada Model 3 dapat dilihat pada Tabel 4.74.

Tabel 4.74: Nilai momen pada balok bentang 12 meter model 3.

lantai	Frame					rata-rata
	1	2	3	5	6	
10	296.77	363.63	303.4	356.28	289.45	321.91
9	452.32	476.51	396.06	465.83	441.85	446.51
8	517.86	541.08	462.15	529.07	505.01	511.03
7	583.79	606.51	528.06	592.83	568.28	575.89
6	642.37	664.57	587.02	649.43	624.44	633.57
5	692.17	714.06	637.49	697.79	672.43	682.79
4	727.15	748.83	674.42	732.14	706.65	717.84
3	746.8	760.31	685.95	744.15	727.28	732.90
2	777.37	811.44	722.26	796	760.12	773.44
1	682.95	718.44	634.46	706.32	671.22	682.68

4.3.4. Momen Pada Model 4

Besarnya nilai momen pada setiap balok dengan bentang 12 meter pada Model 4 dapat dilihat pada Tabel 4.75.

Tabel 4.75: Nilai momen pada balok bentang 12 meter model 4.

lantai	Frame					rata-rata
	1	2	3	5	6	
10	331.539	400.87	348.835	405.35	343.73	366.06

Tabel 4.75: *Lanjutan.*

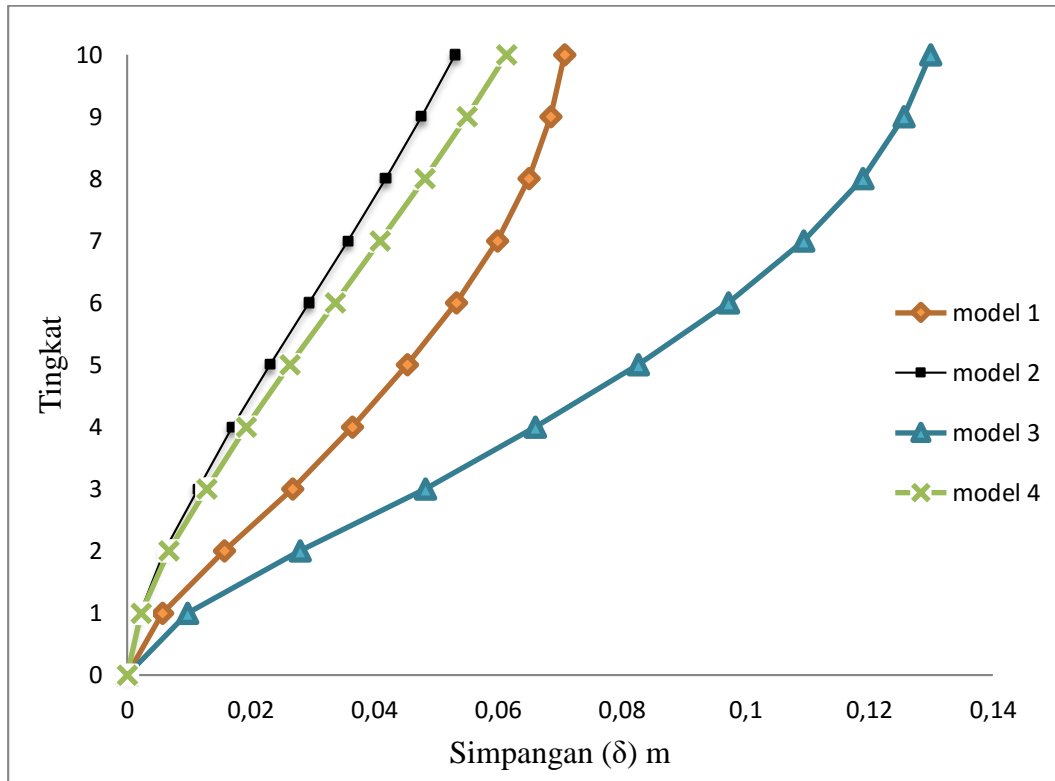
lantai	Frame					rata-rata
	1	2	3	5	6	
9	463.048	492.88	419.05	498.53	479.49	470.60
8	463.505	492.88	420.95	500.05	482.27	471.93
7	468.132	498.08	426.62	506.79	489.56	477.84
6	467.867	498.09	427.39	508.11	491.45	478.58
5	462.697	493.13	423.06	503.88	487.55	474.06
4	450.417	480.77	411.5	491.46	475.08	461.85
3	429.89	451.04	382.38	460.05	451.84	435.04
2	446.292	487.41	403.89	494.05	465.55	459.44
1	409.48	449.86	367.82	453.3	423.31	420.75

4.4. Rangkuman Grafik Perbandingan

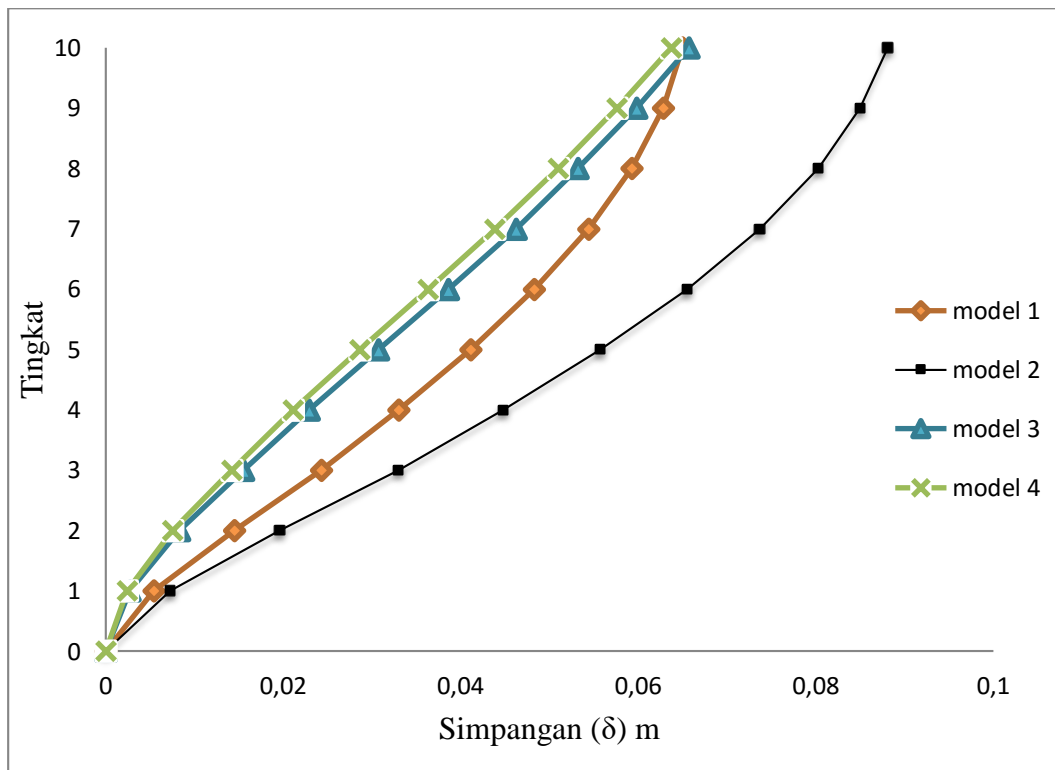
Dalam subbab ini, akan disajikan beberapa grafik perbandingan pada setiap pemodelan, antara lain grafik perbandingan simpangan antar lantai, grafik perbandingan besaran momen pada balok dengan bentang 12 meter dan grafik perbandingan massa struktur.

4.4.1. Perbandingan Grafik Simpangan Antar Lantai

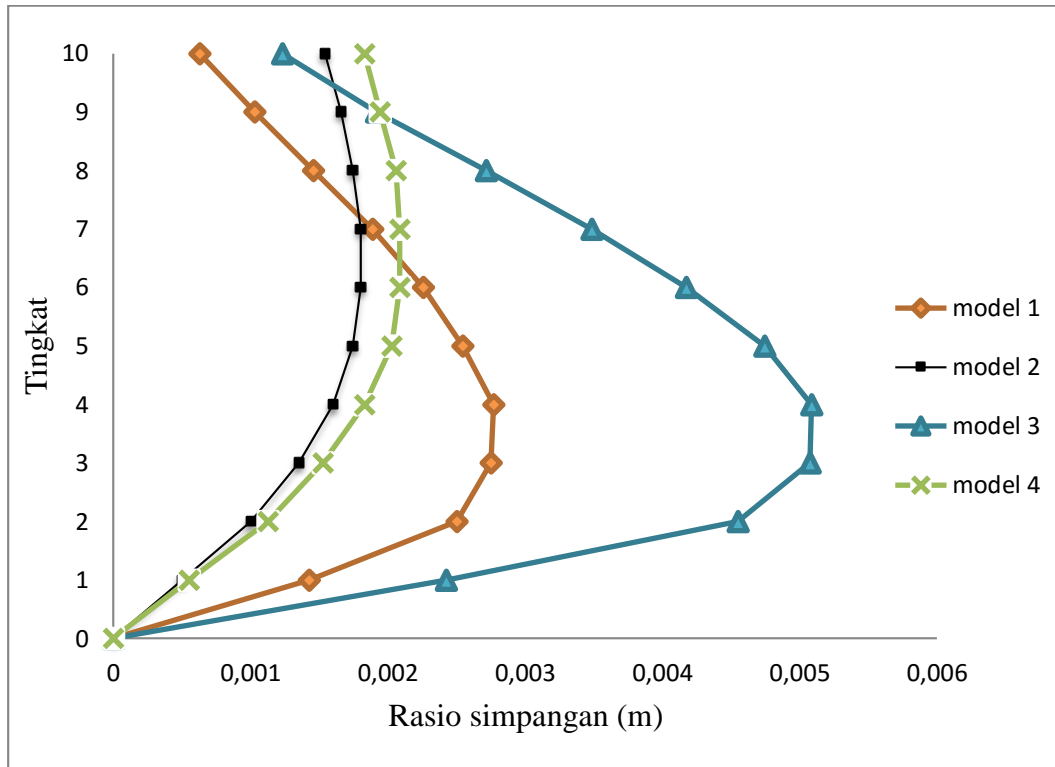
Berikut ini disajikan perbandingan grafik simpangan terhadap ketinggian gedung dan grafik rasio simpangan antar lantai gedung pada semua pemodelan. Grafik perbandingan simpangan respon spektrum pada sumbu x dan sumbu y dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan 4.2 dan grafik perbandingan rasio simpangan antar tingkat sumbu x dan sumbu y dapat dilihat pada Gambar 4.3 dan 4.4.



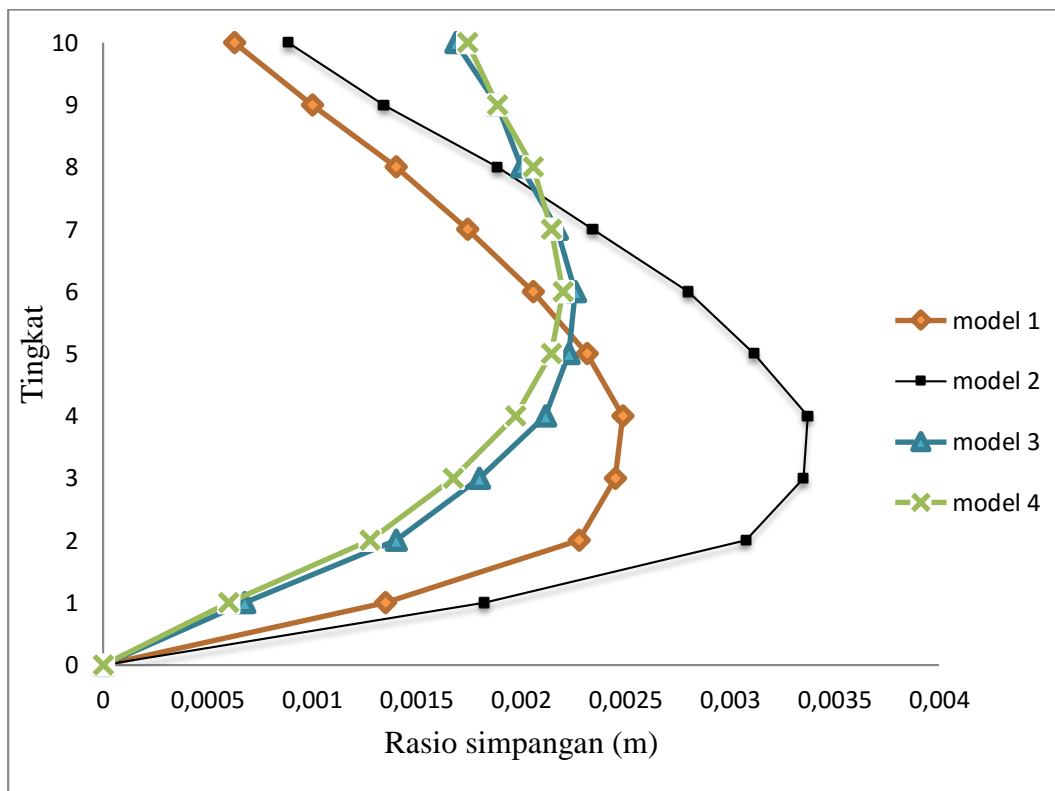
Gambar 4.1: Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu x.



Gambar 4.2: Perbandingan simpangan respon spektrum sumbu y.



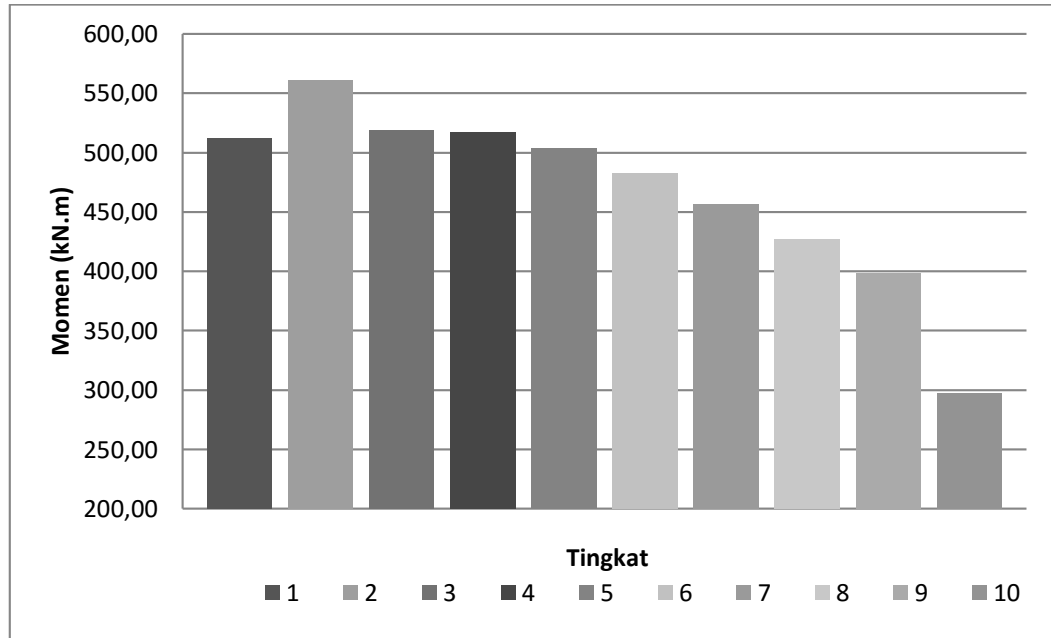
Gambar 4.3: Perbandingan rasio simpangan antar tingkat sumbu x.



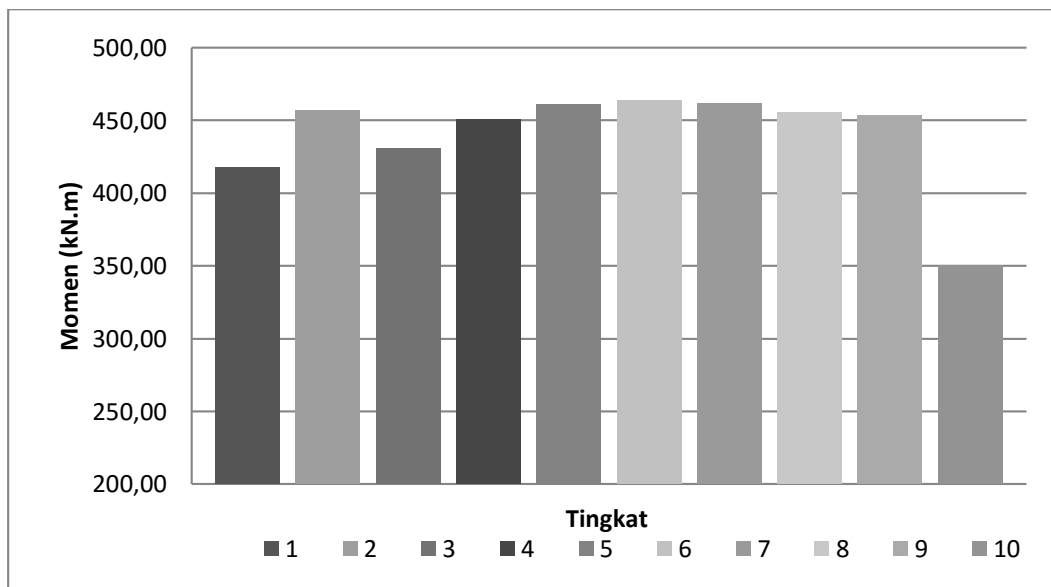
Gambar 4.4: Perbandingan rasio simpangan antar tingkat sumbu y.

4.4.2. Perbandingan Besaran Momen Pada Balok Bentang 12 Meter

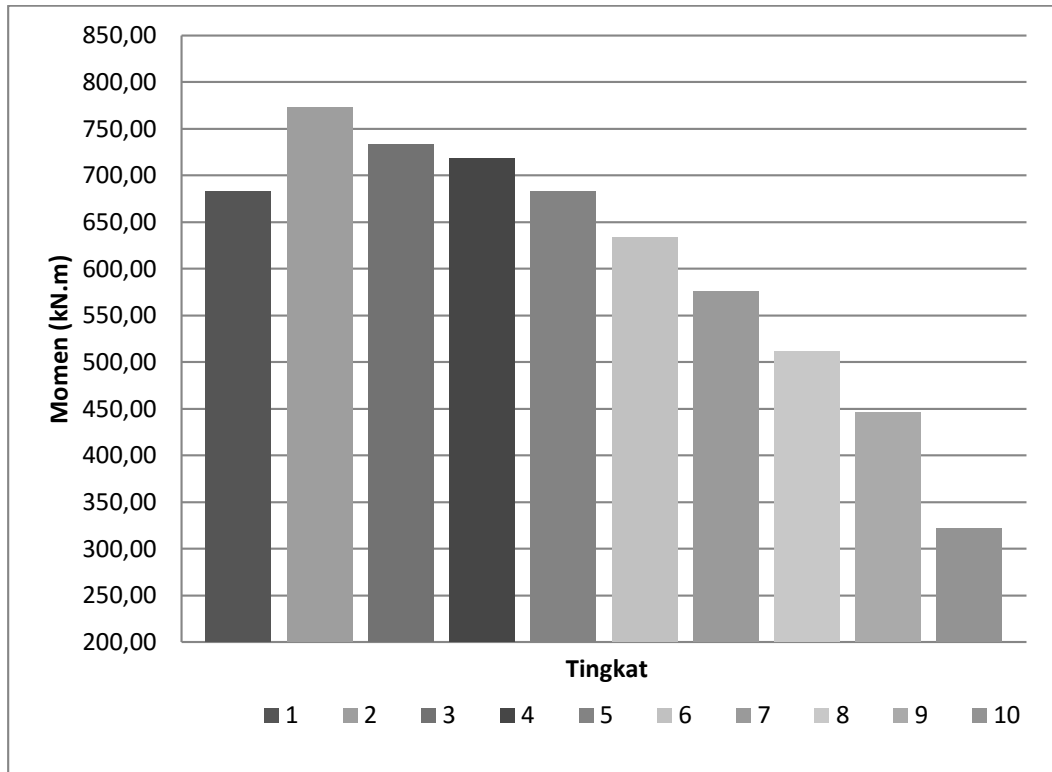
Diagram besaran momen pada balok bentang 12 meter pada Model 1 dapat dilihat pada Gambar 4.5, Model 2 pada Gambar 4.6, Model 3 pada Gambar 4.7, Model 4 pada Gambar 4.8 dan diagram perbandingan momen rata-rata pada setiap model pada Gambar 4.9.



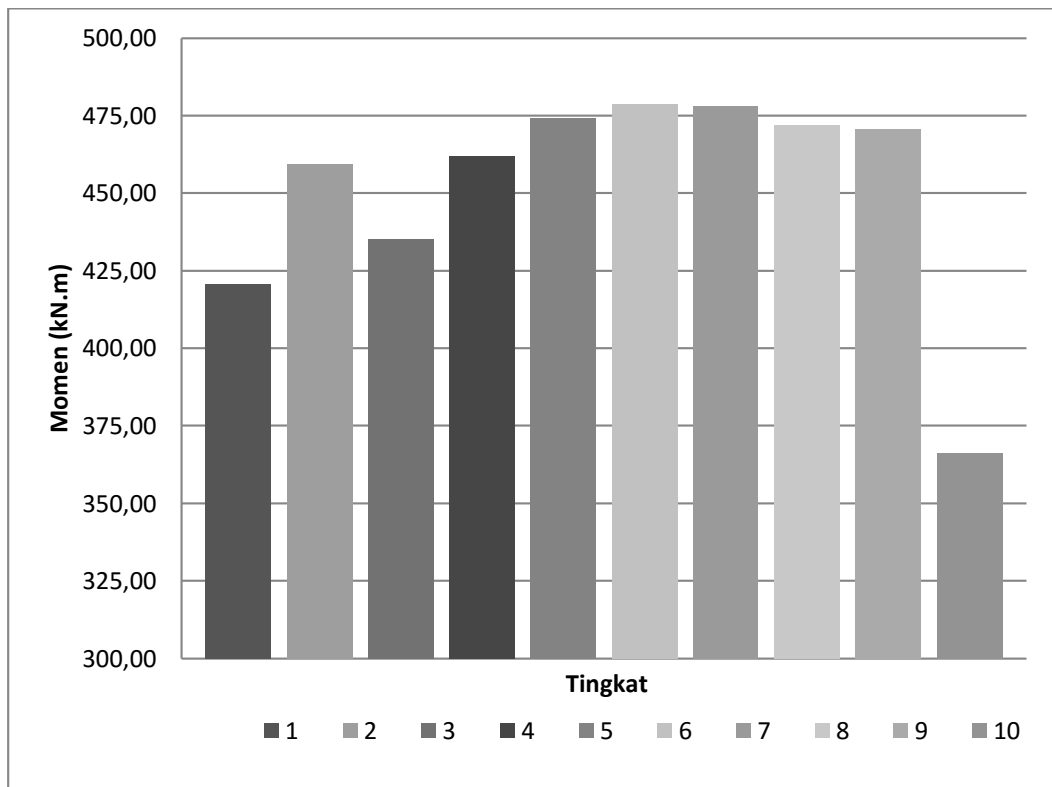
Gambar 4.5: Diagram besaran momen pada balok bentang 12 meter Model 1.



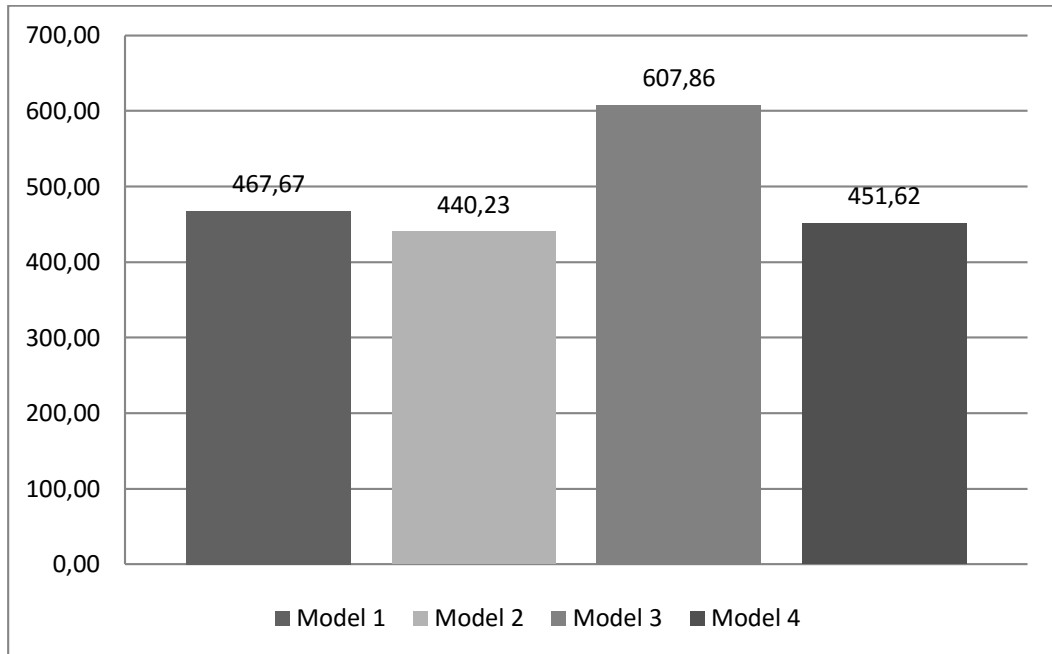
Gambar 4.6: Diagram besaran momen pada balok bentang 12 meter Model 2.



Gambar 4.7: Diagram besaran momen pada balok bentang 12 meter Model 3.



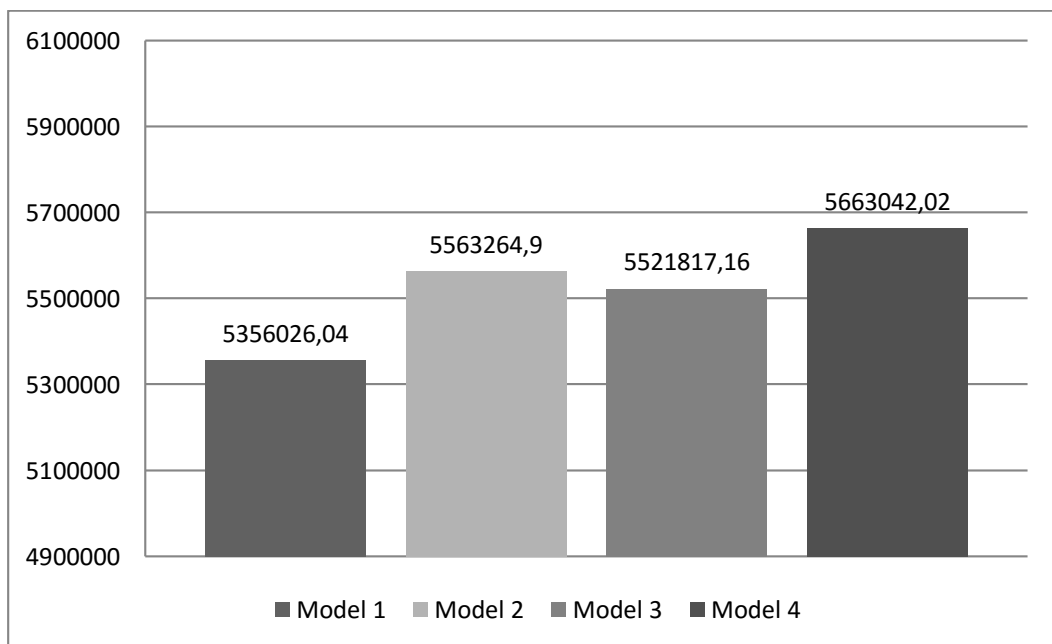
Gambar 4.8: Diagram besaran momen pada balok bentang 12 meter Model 4.



Gambar 4.9: Diagram perbandingan momen rata-rata pada balok bentang 12 meter pada setiap pemodelan.

4.4.3. Perbandingan Berat Struktur

Berikut ini disajikan perbandingan berat struktur pada semua pemodelan sebagaimana terlihat pada gambar 4.10.



Gambar 4.10: Diagram perbandingan berat struktur pada setiap pemodelan.

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil analisis yang telah dilakukan pada keempat pemodelan struktur, maka diperoleh:

1. Nilai momen rata-rata pada balok dengan bentang 12 meter pada:

- Model 1 sebesar 467,67 kN.m.
- Model 2 sebesar 440,23 kN.m.
- Model 3 sebesar 607,86 kN.m.
- Model 4 sebesar 451,62 kN.m

Nilai momen rata-rata tertinggi pada balok dengan bentang 12 meter didapat pada Model 3, sedangkan yang terkecil didapat pada Model 2. Dari hal tersebut maka dapat disimpulkan bahwa penempatan dinding geser arah sumbu x lebih efektif dalam memperkecil nilai momen pada balok dengan bentang 12 meter.

2. Nilai simpangan/*displacement* pada masing-masing pemodelan:

➤ Akibat gempa X:

- Model 1 sebesar 70,7 mm untuk arah x dan 19,6 mm untuk arah y.
- Model 2 sebesar 53,0 mm untuk arah x dan 26,4 mm untuk arah y.
- Model 3 sebesar 129,9 mm untuk arah x dan 23,5 mm untuk arah y.
- Model 4 sebesar 61,3 mm untuk arah x dan 21,3 mm untuk arah y.

➤ Akibat gempa Y:

- Model 1 sebesar 21,2 mm untuk arah x dan 65,0 mm untuk arah y.
- Model 2 sebesar 15,9 mm untuk arah x dan 88,1 mm untuk arah y.
- Model 3 sebesar 33,8 mm untuk arah x dan 65,7 mm untuk arah y.
- Model 4 sebesar 18,4 mm untuk arah x dan 63,7 mm untuk arah y.

Dari nilai simpangan yang diperoleh, maka dapat disimpulkan bahwa Model 3 memiliki simpangan terbesar akibat gempa x dan gempa y pada arah sumbu x nya. Sedangkan Model 2 merupakan pemodelan dengan nilai simpangan terbesar akibat gempa x dan gempa y pada arah sumbu y nya. Dari hal tersebut maka dapat disimpulkan bahwa penempatan dan pemilihan arah dinding geser sangat berpengaruh terhadap besarnya simpangan struktur yang akan terjadi akibat gempa, sehingga lebih baik penempatan dinding geser dipilih pada kedua arah seperti pada Model 4.

5.2 Saran

Adapun saran-saran yang dapat disampaikan oleh peneliti adalah sebagai berikut:

1. Peneliti menyarankan agar pada studi selanjutnya dapat membandingkan dengan wilayah zona gempa yang lain atau dengan penempatan dan dimensi dinding geser yang berbeda sehingga dapat diketahui perbedaan gaya gempa yang mempengaruhi kinerja struktur.
2. Peneliti menyarankan agar dapat membandingkan metode analisis dengan metode yang lain misalnya *time history*.
3. Peneliti menyarankan agar pada studi selanjutnya digunakan sistem selain SRPMK dan dinding geser, sehingga dapat dibandingkan kinerja struktur tersebut dengan yang telah ada.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional (2012) *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung SNI 1726:2012*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain SNI 1727:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2013) *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung SNI 2847:2013*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Badan Standarisasi Nasional (2015) *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural SNI 1729:2015*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.
- Bahtera, E. (2010) *Analisis Perbandingan Simpangan Horizontal Gedung Bertingkat Tinggi Pada Shearwall Diagonal Dengan Shearwall Searah Sumbu $x - Sumbu y$* . Laporan Tugas Akhir. Surakarta: Jurusan Teknik Sipil, Universitas Sebelas Maret.
- Budiono, B. dan Supriatna, L. (2011) *Studi Komparasi Desain Bangunan Tahan Gempa Dengan Menggunakan SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-1726-2012*. Bandung: ITB.
- Churrohman, F. (2012) *Studi Perilaku Dinding Geser Beton Bertulang dan Dinding Geser Pelat Baja Dengan Analisis Statik Non-Linier Pushover*. Skripsi. Depok: Program Studi Teknik Sipil, Universitas Indonesia.
- Departemen Pekerjaan Umum(1987) *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*, Jakarta: Yayasan Badan Penerbit PU.
- Dewobroto, W. (2012) *Menyongsong Era Bangunan Tinggi dan Bentang Panjang*. Universitas Pelita Harapan.
- Dipohusodo, I. (1999) *Struktur Beton Bertulang*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Faisal, A. (2013) *Catatan Kuliah M.K. Vibrasi dan Teori Gempa*. Medan: UMSU.
- Hasan, A. dan Astira, I, F. (2013) *Analisis Perbandingan Simpangan Lateral Bangunan Tinggi Dengan Variasi Bentuk dan Posisi Dinding Geser*. *Jurnal Teknik Sipil*, Vol.1 (1).
- Hidayat, F. (2016) *Analisa Perbandingan Simpangan Struktur Gedung Set Back Tanpa Dinding Geser dan Pemodelan Letak Dinding Geser di Zona Gempa Tinggi*. Laporan Tugas Akhir. Medan: Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

- Imran, dkk. (2010) *Appllycability Metoda Desain Kapasitas dan Perancangan Struktur Dinding Geser Beton Bertulang*. Bandung: ITB.
- Imran, I. dan Hendrik, F. (2010) *Perencanaan Struktur Gedung Beton Bertulang Tahan Gempa*. Bandung: ITB.
- Ismanto, R. (2009) *Dasar-dasar Perancangan Bangunan Tahan Gempa Untuk Arsitek Desainer*. Jakarta: UKI.
- Jack, C. dan Cormac Mc. (2004) *Desain Beton Bertulang Jilid 1*. Jakarta: Gramedia Pustaka Utama.
- Pawirodikromo, W. (2012) *Seismologi Teknik & Rekayasa Kegempaan*. Yogyakarta: Universitas Islam Indonesia.
- Purwono, R. (2005) *Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*. Surabaya: ITS.
- Salmon, C, G. (1990) *Struktur Baja: Disain dan Perilaku Jilid 1*. Jakarta: Erlangga.
- Schueller, W. (1989) *Struktur Bangunan Bertingkat Tinggi*. Bandung: Refika Aditama.
- Suhaimi., Aulia, T.B., Afifuddin, M. (2014) Evaluasi Kinerja Gedung Beton Bertulang Sistem Ganda Dengan Variasi Geometri Dinding Geser Pada Wilayah Gempa Kuat. *Jurnal Teknik Sipil*, Vol.3 (1), hal.70-82.
- Schodek, D.L. (2010) *Struktur*. Bandung: Refika Aditama.

LAMPIRAN

LAMPIRAN

A. Perencanaan Struktur

A.1. 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:

- $l_y = 5000 \text{ mm}$
- $l_x = 4000 \text{ mm}$
- $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- $l_n = 5000 \text{ mm}$
- $\beta = l_y/l_x = 1,25$
- $$h_{\text{maks}} = \frac{\ln(0,8 + f_y/1500)}{36}$$
$$= \frac{5000(0,8 + 400/1500)}{36}$$
$$= 148,148 \text{ mm}$$
- $$h_{\text{min}} = \frac{\ln(0,8 + f_y/1500)}{36 + 9\beta}$$
$$= \frac{5000(0,8 + 400/1500)}{36 + 9(1,25)}$$
$$= 112,875 \text{ mm}$$

Sehingga diambil tebal pelat lantai dan tebal pelat atap sebesar 120 mm.

A.2. Perhitungan Tebal Dinding Geser Beton Bertulang

Dalam merencanakan ketebalan dinding geser minimum dapat menggunakan metode *empiris* (Budiono dan Supriatna, 2011), yaitu :

- Tebal dinding geser $\geq 1/25 l_w$
- Tebal dinding geser $\geq 1/25 h_w$

Dimana: l_w (panjang bagian dinding) = 5000 mm

h_w (tinggi bagian dinding pada 1 lantai) = 4000 mm

syarat :

- $1/25 * 5000 = 200 \text{ mm}$
- $1/25 * 4000 = 160 \text{ mm}$

Maka dipilih tebal dinding geser adalah 250 mm.

B. Perhitungan Berat Tambahan Beban Mati

Rencana beban mati tambahan pada semua model adalah sama, baik beban tambahan pelat lantai, beban dinding serta rencana beban tangga.

B.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 kg/m^2	=	0,42 kN/m^2
- Penutup lantai keramik	=	24 kg/m^2	=	0,24 kN/m^2
- Plafon + penggantung	=	18 kg/m^2	=	0,18 kN/m^2
- M & E	=	40 kg/m^2	=	0,4 kN/m^2
Total beban mati	=	124 kg/m^2	=	1,24 kN/m^2

b. Beban Mati Tambahan pada Lantai 10

- Plafon + penggantung	=	18 kg/m^2	=	0,18 kN/m^2
- waterproof	=	5 kg/m^2	=	0,05 kN/m^2
- plester (2,5 cm)	=	52,5 kg/m^2	=	0,525 kN/m^2
- M & E	=	40 kg/m^2	=	0,4 kN/m^2
Total beban mati	=	115,5 kg/m^2	=	1,155 kN/m^2

B.2. Beban Dinding

Berikut ini merupakan perhitungan beban dinding yang bekerja pada struktur.

a Dinding Lt 1 dan Lt 2

- Dinding Batako 15 cm	=	250 kg/m^2
------------------------	---	---------------------

$$\begin{aligned} \text{Beban garis} &= 250 \cdot \frac{1}{2}(4+4) \\ &= 1000 \text{ kg/m} = 10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b Dinding Lt 3

$$\begin{aligned} - \text{ Dinding Batako 15 cm} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban garis} &= 250 \cdot \frac{1}{2}(4+3,5) \\ &= 937,5 \text{ kg/m} = 9,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c Dinding Lt 4 – Lt 9

$$\begin{aligned} - \text{ Dinding Batako 15 cm} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban garis} &= 250 \cdot \frac{1}{2}(3,5+3,5) \\ &= 875 \text{ kg/m} = 8,75 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d Dinding Lt 10 (atap)

$$\begin{aligned} - \text{ Dinding Batako 15 cm} &= 250 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Beban garis} &= 250 \cdot \frac{1}{2}(3,5) \\ &= 437,5 \text{ kg/m} = 4,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

B.3. Beban Tangga

Berikut ini merupakan perhitungan beban tangga yang dibedakan menjadi beban tangga dari base ke lantai 2 dan beban tangga dari lantai 3 ke lantai 9.

Tabel B1: Data perencanaan tangga dari base ke lantai 2.

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Tinggi antar lantai ke bodres	2	m
Lebar tangga	1,5	m
Panjang tangga	3,2	m
Kemiringan (α)	32,01	
Lebar bordes	1,8	m
<i>Optrade</i>	0,18	m
<i>Antrade</i>	0,29	m
Tinggi antar lantai ke bodres	1,75	m
Lebar tangga	1,5	m
Panjang tangga	3,2	m

Tabel B1: *Lanjutan.*

Data Perencanaan	Panjang (cm)	
Kemiringan (α)	28,67	
Lebar bordes	1,8	m
<i>Optrade</i>	0,18	m
<i>Antrade</i>	0,29	m

a) Perhitungan Struktur Tangga

- Tebal pelat tangga base ke lantai 2:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{2 / \sin 32,01}{27} \\
 &= 0,139 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,14 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Tebal pelat tangga lantai 3 ke lantai 9:

$$\begin{aligned}
 H_{\min} &= \frac{\text{Tinggi antar lantai} / \sin \alpha}{27} \\
 &= \frac{1,75 / \sin 28,67}{27} \\
 &= 0,135 \text{ m} \quad , \text{ diambil } h = 0,14 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Tebal pelat bordes diambil $h = 0,12 \text{ m}$ (diambil sesuai dengan tebal pelat lantai).

b) Perhitungan Beban Mati Tambahan Tangga

Data Perencanaan:

1. Berat jenis beton bertulang	2400	Kg/m ³
2. Berat jenis tulangan	7850	Kg/m ³
3. Adukan semen	21	Kg/m ²
4. penutup lantai keramik	24	kg/m ²

- Beban tangga base ke lantai 2:

$$\text{Berat anak tangga} = 0,076 \times 2400 = 183,168 \text{ kg/m}^2 = 1,832 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Adukan semen (t = 4cm)} = 0,04 \times 21 = 0,84 \text{ kg/m}^2 = 0,008 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Penutup lantai} &= \frac{24}{100} = 0,240 \text{ KN/m}^2 \\ &= 208,008 \text{ kg/m}^2 = 2,080 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban tangga lantai 3 ke lantai 9:

$$\text{Berat anak tangga} = 0,079 \times 2400 = 189,512 \text{ kg/m}^2 = 1,895 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Adukan semen (t = 4cm)} = 0,04 \times 21 = 0,84 \text{ kg/m}^2 = 0,008 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Penutup lantai} &= \frac{24}{100} = 0,240 \text{ KN/m}^2 \\ &= 214,352 \text{ kg/m}^2 = 2,144 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

- Beban pelat bordes:

$$\text{Adukan semen (t = 4cm)} = 0,04 \times 21 = 0,84 \text{ kg/m}^2 = 0,008 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Penutup lantai} &= \frac{24}{100} = 0,240 \text{ KN/m}^2 \\ &= 24,84 \text{ kg/m}^2 = 0,248 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan beban di atas di ubah ke satuan berat per satuan panjang.

- Beban tangga base ke lantai 2:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 208,008 = 312,01 \text{ kg/m} = 3,120 \text{ KN/m}$$

- Beban tangga lantai 3 ke lantai 9:

$$\text{Pelat tangga} = 1,5 \times 214,352 = 321,53 \text{ kg/m} = 3,215 \text{ KN/m}$$

- Beban pelat bordes:

$$\text{Pelat bordes} = 1,5 \times 24,84 = 37,26 \text{ kg/m} = 0,373 \text{ KN/m}$$

Tabel B2: Rekapitulasi Beban Mati Pada Tangga.

REKAPITULASI BEBAN MATI PADA TANGGA			
BEBAN MATI PELAT TANGGA BASE KE LT 2			
Berat Sendiri	=	504 Kg/m	5,04 kN/m
Beban Tambahan	=	312,01 Kg/m	3,120 kN/m
		TOTAL 816,01 Kg/m	8,160 kN/m
BEBAN MATI PELAT TANGGA LT 3 KE LT 9			
Berat Sendiri	=	504 Kg/m	5,04 kN/m
Beban Tambahan	=	321,53 Kg/m	3,215 kN/m
		TOTAL 825,53 Kg/m	8,255 kN/m

Tabel B2: *Lanjutan.*

BEBAN MATI PELAT BORDES				
Berat Sendiri	=	432	Kg/m	4,32 kN/m
Beban Tambahan	=	37,26	Kg/m	0,373 kN/m
		TOTAL	469,26	4,693 kN/m

B.4. Perhitungan Beban Lift

Beban lift diperhitungkan dengan membuat seluruh beban yang bekerja menjadi beban mati terpusat dan diletakkan pada tempat 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:

ψ = 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 sifat mesin angkat dari keran angkatnya, diambil sebesar 1,3.

Tabel B3: 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 penumpu 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 penumpu yang merupakan tempat yang paling mempengaruhi struktur untuk mendapatkan beban maksimal.

C. Perhitungan Beban Hidup

Nilai beban hidup sudah ditabelkan pada Tabel 3.7. Hanya saja perlu dihitung faktor reduksi beban hidup.

C.1. Faktor Reduksi Beban Hidup

Komponen struktur yang memiliki nilai K_{LLAT} adalah 400 ft^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_{TT} diambil yang terkecil sebagai perwakilan untuk setiap jenis beban.

Data-data:

- $K_{LL} = 1$
- $A_T = 598 \text{ m}^2$

- $$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi} &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{KLL \cdot AT}} \\ &= 0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{1 \cdot 598}} \\ &= 0,437 > 0,4 \quad (\text{OKE}) \end{aligned}$$

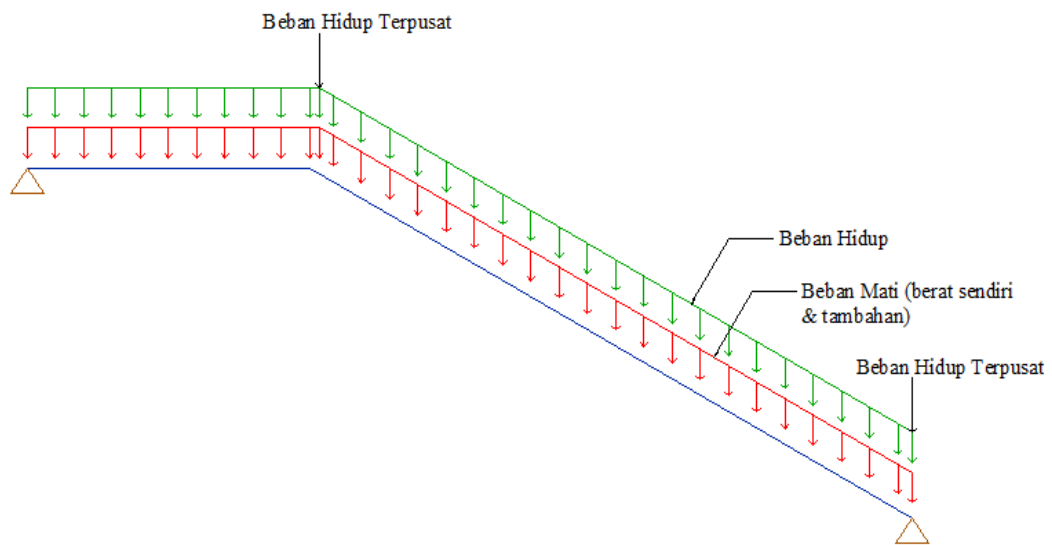
C.2. Beban Hidup Tangga

Tidak seperti beban mati tangga, perhitungan untuk beban hidup tangga digabung menjadi satu bagian, karena beban hidup untuk tangga nilainya sama yaitu 479 kg/m^2 yang akan di ubah menjadi beban per satuan panjang. Berikut ini merupakan perhitungan beban hidup tangga.

Data:

- Beban hidup tangga = 479 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 C1.



Gambar C1: Skema pembebanan tangga.

D. Perhitungan Analisa

D.1. Gaya Lateral Statik Ekuivalen

Berikut ini merupakan perhitungan gaya lateral statik ekuivalen untuk masing-masing model.

D.1.1. Statik Ekuivalen Model 1

Geser dasar seismik, V_1 , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.29. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung V_1 , berikut perhitungannya.

Data-data:

- | | |
|---------------------|---------------------|
| - $S_{DS} = 0,8388$ | - $I_e = 1,25$ |
| - $S_{D1} = 0,96$ | - $T_x = 1,577$ det |
| - $R = 8$ | - $T_y = 1,473$ det |

Dengan menggunakan Pers. 2.30 sampai dengan Pers. 2.33 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel D1.

Tabel D1: Perhitungan nilai C_s .

PERHITUNGAN NILAI C_s					
Arah	$C_s =$ SDS / (R/I)	$C_s =$ SD1 / (T*(R/I))	$C_s \text{ Min} =$ 0.044*SDs*I	$C_s \text{ Min} =$ (0.5*S1) / (R/I)	C_s Yg digunakan
T1(Arah X)	0,131	0,095	0,046	0,047	0,095
T2 (Arah Y)	0,131	0,102	0,046	0,047	0,102

Dengan didapatnya C_s yang digunakan di atas, dapat dihitung V_1 dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.3.

- $V_x = C_s \cdot W$
 $= 0,095 \cdot 5543522,9$
 $= 527285 \text{ kg}$
 $= 5172,67 \text{ KN}$
- $V_y = C_s \cdot W$
 $= 0,102 \cdot 5543522,9$
 $= 564513,5 \text{ kg}$
 $= 5537,88 \text{ KN}$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral (F_i) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari:

$$F_i = C_{vx} \cdot V$$

dan

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

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

Data-data:

- $V_x = 5172,67$ KN - $T_x = 1,577$ det

- $V_y = 5537,88$ KN - $T_y = 1,473$ det

- w = Berat per lantai (Tabel 4.3)

- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,577 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,473 - 0,5) \\
 &= 1,539 & &= 1,487
 \end{aligned}$$

Tabel D2: Distribusi gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 10	36.5	4125.870	1044968.336	0.177	916.955	916.955
Lt 9	33	5267.312	1142411.861	0.194	1002.461	1919.417
Lt 8	29.5	5267.312	961413.417	0.163	843.636	2763.053
Lt 7	26	5267.312	791635.940	0.134	694.657	3457.710
Lt 6	22.5	5267.312	633755.602	0.108	556.118	4013.828
Lt 5	19	5267.312	488597.704	0.083	428.742	4442.570
Lt 4	15.5	5267.312	357202.364	0.061	313.444	4756.014
Lt 3	12	5723.453	261805.330	0.044	229.733	4985.747
Lt 2	8	6464.383	158464.159	0.027	139.052	5124.798
Lt 1	4	6464.383	54550.207	0.009	47.868	5172.666
Total		54381.959	5894804.919	1.000	5172.666	37552.756

Tabel D3: Distribusi gaya gempa arah y.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vy}	F_y (kN)	V_y (Kn)
Lt 10	36.5	4125.870	866690.232	0.174	962.857	962.857
Lt 9	33	5267.312	952489.021	0.191	1058.176	2021.034
Lt 8	29.5	5267.312	806268.019	0.162	895.731	2916.765
Lt 7	26	5267.312	668262.189	0.134	742.412	3659.177
Lt 6	22.5	5267.312	539024.270	0.108	598.834	4258.011
Lt 5	19	5267.312	419233.747	0.084	465.752	4723.762
Lt 4	15.5	5267.312	309754.109	0.062	344.124	5067.887
Lt 3	12	5723.453	230070.565	0.046	255.599	5323.486
Lt 2	8	6464.383	142223.175	0.029	158.004	5481.490
Lt 1	4	6464.383	50756.221	0.010	56.388	5537.878
Total		54381.959	4984771.548	1.000	5537.878	

D.1.2. Statik Ekuivalen Model 2

Geser dasar seismik, V_1 , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.29. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung V_1 , berikut perhitungannya.

Data-data:

- $S_{DS} = 0,8388$
- $S_{D1} = 0,96$
- $R = 6$
- $I_e = 1,25$
- $T_x = 1,015$ det
- $T_y = 1,015$ det

Dengan menggunakan Pers. 2.30 sampai dengan Pers. 2.33 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel D4.

Tabel D4: Perhitungan nilai C_s .

PERHITUNGAN NILAI C_s					
Arah	$C_s =$ SDS / (R/I)	$C_s =$ SD1 / (T*(R/I))	C_s Min = $0.044 * S_{DS} * I$	C_s Min = $(0.5 * S1) / (R/I)$	C_s Yg digunaka n
T1(Arah X)	0,175	0,197	0,046	0,063	0,175
T2(Arah Y)	0,175	0,197	0,046	0,063	0,175

Dengan didapatnya C_s yang digunakan di atas, dapat dihitung V_1 dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.20.

$$\begin{aligned} - \quad V_x &= C_s \cdot W \\ &= 0,175 \cdot 5750761,72 \\ &= 1004946 \text{ kg} \\ &= 9858,52 \text{ KN} \\ - \quad V_y &= C_s \cdot W \\ &= 0,175 \cdot 5750761,72 \\ &= 1004946 \text{ kg} \\ &= 9858,52 \text{ KN} \end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral (F_i) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari:

$$F_i = C_{vx} \cdot V$$

dan

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

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

Data-data:

$$\begin{aligned} - \quad V_x &= 9858,52 \text{ KN} & - \quad T_x &= 1,015 \text{ det} \end{aligned}$$

- $V_y = 9858,52 \text{ KN}$ - $T_y = 1,015 \text{ det}$
- $w = \text{Berat per lantai (Tabel 4.20)}$
- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,015 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,015 - 0,5) \\
 &= 1,257 & &= 1,257
 \end{aligned}$$

Tabel D5: Distribusi gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 10	36.5	4228.994	389455.626	0.157	1547.442	1547.442
Lt 9	33	5473.559	444067.393	0.179	1764.433	3311.875
Lt 8	29.5	5473.559	385682.635	0.155	1532.450	4844.325
Lt 7	26	5473.559	329056.601	0.133	1307.455	6151.780
Lt 6	22.5	5473.559	274363.101	0.111	1090.139	7241.919
Lt 5	19	5473.559	221822.641	0.089	881.378	8123.297
Lt 4	15.5	5473.559	171725.915	0.069	682.326	8805.624
Lt 3	12	5944.433	135185.630	0.054	537.139	9342.763
Lt 2	8	6700.095	91518.133	0.037	363.633	9706.396
Lt 1	4	6700.095	38285.273	0.015	152.121	9858.516
Total		56414.972	2481162.947	1.000	9858.516	

Tabel D6: Distribusi gaya gempa arah y.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vy}	F_y (kN)	V_y (Kn)
Lt 10	36.5	4228.994	389455.626	0.157	1547.442	1547.442
Lt 9	33	5473.559	444067.393	0.179	1764.433	3311.875
Lt 8	29.5	5473.559	385682.635	0.155	1532.450	4844.325
Lt 7	26	5473.559	329056.601	0.133	1307.455	6151.780
Lt 6	22.5	5473.559	274363.101	0.111	1090.139	7241.919
Lt 5	19	5473.559	221822.641	0.089	881.378	8123.297
Lt 4	15.5	5473.559	171725.915	0.069	682.326	8805.624
Lt 3	12	5944.433	135185.630	0.054	537.139	9342.763
Lt 2	8	6700.095	91518.133	0.037	363.633	9706.396
Lt 1	4	6700.095	38285.273	0.015	152.121	9858.516
Total		56414.972	2481162.947	1.000	9858.516	

D.1.3. Statik Ekuivalen Model 3

Geser dasar seismik, V_1 , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.29. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung V_1 , berikut perhitungannya.

Data-data:

- $S_{DS} = 0,8388$
- $S_{D1} = 0,96$
- $R = 6$
- $I_e = 1,25$
- $T_x = 1,015 \text{ det}$
- $T_y = 1,015 \text{ det}$

Dengan menggunakan Pers. 2.30 sampai dengan Pers. 2.33 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel D7.

Tabel D7: Perhitungan nilai C_s .

PERHITUNGAN NILAI C_s					
Arah	$C_s = \frac{S_{DS}}{(R/I)}$	$C_s = \frac{S_{D1}}{(T^*(R/I))}$	$C_s \text{ Min} = 0.044 * S_{DS} * I$	$C_s \text{ Min} = \frac{(0.5 * S_1)}{(R/I)}$	C_s Yg digunakan
T1(Arah X)	0,175	0,197	0,046	0,063	0,175
T2 (Arah Y)	0,175	0,197	0,046	0,063	0,175

Dengan didapatnya C_s yang digunakan di atas, dapat dihitung V_1 dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.38.

- $V_x = C_s \cdot W$
 $= 0,175 \cdot 5709313,99$
 $= 997702,6 \text{ kg}$
 $= 9787,46 \text{ KN}$
- $V_y = C_s \cdot W$
 $= 0,175 \cdot 5709313,99$
 $= 997702,6 \text{ kg}$
 $= 9787,46 \text{ KN}$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral (F_i) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari:

$$F_i = C_{vx} \cdot V$$

dan

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

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

Data-data:

$$- V_x = 9787,46 \text{ KN} \quad - T_x = 1,015 \text{ det}$$

$$- V_y = 9787,46 \text{ KN} \quad - T_y = 1,015 \text{ det}$$

$$- w = \text{Berat per lantai (Tabel 4.38)}$$

$$- k_x \text{ dan } k_y: \text{ (interpolasi)}$$

$$\begin{aligned} k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_y - 0,5) \\ &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,015 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,015 - 0,5) \\ &= 1,157 & &= 1,257 \end{aligned}$$

Tabel D8: Distribusi gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 10	36.5	4208.369	387556.257	0.157	1539.708	1539.708
Lt 9	33	5432.310	440720.842	0.179	1750.924	3290.632
Lt 8	29.5	5432.310	382776.078	0.155	1520.717	4811.349
Lt 7	26	5432.310	326576.786	0.133	1297.445	6108.794
Lt 6	22.5	5432.310	272295.464	0.111	1081.793	7190.587
Lt 5	19	5432.310	220150.955	0.089	874.630	8065.217
Lt 4	15.5	5432.310	170431.765	0.069	677.102	8742.319
Lt 3	12	5900.237	134180.546	0.054	533.081	9275.400
Lt 2	8	6652.953	90874.204	0.037	361.031	9636.431
Lt 1	4	6652.953	38015.896	0.015	151.032	9787.463
Total		56008.370	2463578.793	1.000	9787.463	

Tabel D9: Distribusi gaya gempa arah y.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vy}	F_y (kN)	V_y (Kn)
Lt 10	36.5	4208.369	387556.257	0.157	1539.708	1539.708
Lt 9	33	5432.310	440720.842	0.179	1750.924	3290.632
Lt 8	29.5	5432.310	382776.078	0.155	1520.717	4811.349
Lt 7	26	5432.310	326576.786	0.133	1297.445	6108.794
Lt 6	22.5	5432.310	272295.464	0.111	1081.793	7190.587
Lt 5	19	5432.310	220150.955	0.089	874.630	8065.217
Lt 4	15.5	5432.310	170431.765	0.069	677.102	8742.319
Lt 3	12	5900.237	134180.546	0.054	533.081	9275.400
Lt 2	8	6652.953	90874.204	0.037	361.031	9636.431
Lt 1	4	6652.953	38015.896	0.015	151.032	9787.463
Total		56008.370	2463578.793	1.000	9787.463	

D.1.4. Statik Ekuivalen Model 4

Geser dasar seismik, V_1 , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan Pers. 2.29. Akan tetapi diperlukan data-data agar dapat menghitung V_1 , berikut perhitungannya.

Data-data:

- $S_{DS} = 0,8388$
- $S_{D1} = 0,96$
- $I_e = 1,25$
- $T_x = 1,015$ det

$$- R = 6$$

$$- T_y = 1,015 \text{ det}$$

Dengan menggunakan Pers. 2.30 sampai dengan Pers. 2.33 didapatkan hasil yang dirangkum dalam Tabel D10.

Tabel D10: Perhitungan nilai C_s .

PERHITUNGAN NILAI C_s					
Arah	$C_s = \text{SDS} / (R/I)$	$C_s = \text{SD1} / (T*(R/I))$	$C_s \text{ Min} = 0.044*\text{SDs}*I$	$C_s \text{ Min} = (0.5*S1) / (R/I)$	$C_s \text{ Yg digunakan}$
T1(Arah X)	0,175	0,197	0,046	0,063	0,175
T2 (Arah Y)	0,175	0,197	0,046	0,063	0,175

Dengan didapatnya C_s yang digunakan di atas, dapat dihitung V_1 dengan beban total yang didapat dari Tabel 4.56.

$$\begin{aligned}
 - V_x &= C_s \cdot W \\
 &= 0,175 \cdot 5916552,85 \\
 &= 1033918 \text{ kg} \\
 &= 10142,73 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - V_y &= C_s \cdot W \\
 &= 0,175 \cdot 5916552,85 \\
 &= 1033918 \text{ kg} \\
 &= 10142,73 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Distribusi gaya gempa lateral (F) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.3, gaya gempa Lateral (F_i) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari:

$$F_i = C_{vx} \cdot V$$

dan

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

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

Data-data:

- $V_x = 10142,73$ KN - $T_x = 1,015$ det

- $V_y = 10142,73$ KN - $T_y = 1,015$ det

- w = Berat per lantai (Tabel 4.56)

- k_x dan k_y : (interpolasi)

$$\begin{aligned}
 k_x &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_x - 0,5) & k_y &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(T_y - 0,5) \\
 &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,015 - 0,5) & &= 1 + \frac{(2-1)}{(2,5 - 0,5)}(1,015 - 0,5) \\
 &= 1,257 & &= 1,257
 \end{aligned}$$

Tabel D11: Distribusi gaya gempa arah x.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x (kN)	V_x (kN)
Lt 10	36.5	4311.493	397053.112	0.156	1578.367	1578.367
Lt 9	33	5638.557	457453.624	0.179	1818.471	3396.839
Lt 8	29.5	5638.557	397308.881	0.156	1579.384	4976.222
Lt 7	26	5638.557	338975.878	0.133	1347.498	6323.721
Lt 6	22.5	5638.557	282633.665	0.111	1123.526	7447.247
Lt 5	19	5638.557	228509.394	0.090	908.371	8355.619
Lt 4	15.5	5638.557	176902.522	0.069	703.224	9058.842
Lt 3	12	6121.217	139205.969	0.055	553.372	9612.214
Lt 2	8	6888.664	94093.845	0.037	374.042	9986.257
Lt 1	4	6888.664	39362.785	0.015	156.475	10142.732
Total		58041.383	2551499.675	1.000	10142.732	

Tabel D12: Distribusi gaya gempa arah y.

Lantai	Tingkat (h_i) (m)	Berat (w_i) (kN)	$w_i h_i^k$	C_{vy}	F_y (kN)	V_y (Kn)
Lt 10	36.5	4311.493	397053.112	0.156	1578.367	1578.367
Lt 9	33	5638.557	457453.624	0.179	1818.471	3396.839
Lt 8	29.5	5638.557	397308.881	0.156	1579.384	4976.222
Lt 7	26	5638.557	338975.878	0.133	1347.498	6323.721
Lt 6	22.5	5638.557	282633.665	0.111	1123.526	7447.247
Lt 5	19	5638.557	228509.394	0.090	908.371	8355.619
Lt 4	15.5	5638.557	176902.522	0.069	703.224	9058.842
Lt 3	12	6121.217	139205.969	0.055	553.372	9612.214
Lt 2	8	6888.664	94093.845	0.037	374.042	9986.257
Lt 1	4	6888.664	39362.785	0.015	156.475	10142.732
Total		58041.383	2551499.675	1.000	10142.732	

E. 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 2

Tabel E1: *Joint reaction* untuk *frame* akibat gempa arah x.

Frame 1 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	F_x KN	F_y KN
Base	7	beban gempa X Max	56.4359	72.584
Base	12	beban gempa X Max	65.3004	73.0967
Base	13	beban gempa X Max	66.2194	72.2859
Base	14	beban gempa X Max	66.0015	72.2833
Base	15	beban gempa X Max	65.1443	72.8721
Base	16	beban gempa X Max	56.191	72.3687
Frame 2 (DUAL SYSTEM)				
Lantai	Joint	Load cases	F_x KN	F_y KN
Base	8	beban gempa X Max	791.6834	83.5715
Base	17	beban gempa X Max	56.468	84.2013
Base	21	beban gempa X Max	761.2813	68.0413

Tabel E1: Lanjutan.

Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	25	beban gempa X Max	58.7297	69.5227
Base	29	beban gempa X Max	55.8399	69.5618
Base	33	beban gempa X Max	55.3678	70.5641
Frame 3 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	9	beban gempa X Max	56.0824	87.3312
Base	18	beban gempa X Max	55.8359	87.3269
Base	22	beban gempa X Max	21.952	16.3368
Base	26	beban gempa X Max	21.7569	16.0945
Base	30	beban gempa X Max	21.8848	16.0916
Base	34	beban gempa X Max	22.0353	16.1115
Frame 4 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	10	beban gempa X Max	55.9363	87.3041
Base	19	beban gempa X Max	56.183	87.3638
Base	23	beban gempa X Max	21.9624	16.1168
Base	27	beban gempa X Max	20.3593	16.3286
Base	31	beban gempa X Max	20.2226	16.3292
Base	35	beban gempa X Max	21.8792	16.3683
Base	38	beban gempa X Max	31.8263	35.2369
Base	40	beban gempa X Max	31.8399	35.2363
Frame 5 (DUAL SYSTEM)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	11	beban gempa X Max	56.7411	84.1996
Base	20	beban gempa X Max	795.205	83.574
Base	24	beban gempa X Max	55.6395	70.5661
Base	28	beban gempa X Max	56.1512	69.6136
Base	32	beban gempa X Max	59.0497	69.5754
Base	36	beban gempa X Max	764.554	68.0447
Frame 6 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	1	beban gempa X Max	56.648	72.3663
Base	2	beban gempa X Max	65.6596	72.8715

Tabel E1: *Lanjutan.*

Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	3	beban gempa X Max	66.523	72.2849
Base	4	beban gempa X Max	66.7417	72.2897
Base	5	beban gempa X Max	65.8208	73.1272
Base	6	beban gempa X Max	56.8981	72.5321

Joint reaction untuk *frame* akibat gempa arah y tidak perlu diperhitungkan karena penempatan dinding geser pada Model 2 hanya pada arah sumbu x, sehingga konfigurasi struktur pada arah sumbu y hanya menggunakan SRPMK saja, maka tidak perlu dihitung terhadap 25% beban lateral.

b) Model 3

Tabel E2: *Joint reaction* untuk *frame* akibat gempa arah y.

Frame A (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	1	beban gempa y Max	57.5911	68.1437
Base	7	beban gempa y Max	58.8516	68.1406
Base	8	beban gempa y Max	58.7867	81.871
Base	9	beban gempa y Max	57.7951	85.3591
Base	10	beban gempa y Max	57.5275	85.3581
Base	11	beban gempa y Max	58.0457	81.8708
Frame B (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	2	beban gempa y Max	66.8487	68.7106
Base	12	beban gempa y Max	68.3798	68.7104
Base	21	beban gempa y Max	57.7991	69.8334
Base	22	beban gempa y Max	21.5933	25.4347
Base	23	beban gempa y Max	21.428	25.4977
Base	24	beban gempa y Max	57.0339	69.8621
Frame C (DUAL SYSTEM)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	3	beban gempa y Max	67.605	68.1264

Tabel E2: *Lanjutan.*

Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	13	beban gempa y Max	69.1604	68.1367
Base	25	beban gempa y Max	57.5758	73.9289
Base	26	beban gempa y Max	56.9683	781.8408
Base	27	beban gempa y Max	57.8565	764.5253
Base	28	beban gempa y Max	56.8518	73.736
Frame D (<i>DUAL SYSTEM</i>)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	4	beban gempa y Max	67.605	68.1264
Base	14	beban gempa y Max	69.1604	68.1367
Base	29	beban gempa y Max	57.5758	73.9289
Base	30	beban gempa y Max	56.9683	781.8408
Base	31	beban gempa y Max	57.8565	764.5253
Base	32	beban gempa y Max	56.8518	73.736
Frame E (<i>SRPMK</i>)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	5	beban gempa y Max	66.8487	68.7106
Base	15	beban gempa y Max	68.3798	68.7104
Base	33	beban gempa y Max	57.7991	69.8334
Base	34	beban gempa y Max	21.5933	25.4347
Base	35	beban gempa y Max	21.428	25.4977
Base	36	beban gempa y Max	57.0339	69.8621
Frame F (<i>SRPMK</i>)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	6	beban gempa y Max	57.5911	68.1437
Base	16	beban gempa y Max	58.8516	68.1406
Base	17	beban gempa y Max	58.7867	81.871
Base	18	beban gempa y Max	57.7951	85.3591
Base	19	beban gempa y Max	57.5275	85.3581
Base	20	beban gempa y Max	58.0457	81.8708

Joint reaction untuk *frame* akibat gempa arah x tidak perlu diperhitungkan karena penempatan dinding geser pada Model 2 hanya pada arah sumbu y, sehingga

konfigurasi struktur pada arah sumbu x hanya menggunakan SRPMK saja, maka tidak perlu dihitung terhadap 25% beban lateral.

c) Model 4

Tabel E3: *Joint reaction* untuk *frame* akibat gempa arah x.

Frame 1 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	7	beban gempa X Max	51.5884	24.9596
Base	12	beban gempa X Max	60.0164	22.0344
Base	13	beban gempa X Max	60.8924	21.6248
Base	14	beban gempa X Max	60.6794	21.6923
Base	15	beban gempa X Max	59.8804	22.5427
Base	16	beban gempa X Max	51.3603	23.3966
Frame 2 (DUAL SYSTEM)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	8	beban gempa X Max	763.6017	27.3788
Base	17	beban gempa X Max	53.0196	28.0199
Base	21	beban gempa X Max	734.2446	21.9237
Base	25	beban gempa X Max	55.2027	23.5018
Base	29	beban gempa X Max	52.3439	23.5623
Base	33	beban gempa X Max	52.4849	22.8886
Frame 3 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	9	beban gempa X Max	53.9324	28.4462
Base	18	beban gempa X Max	53.7123	29.8415
Base	22	beban gempa X Max	22.3347	8.2691
Base	26	beban gempa X Max	53.8749	249.4793
Base	30	beban gempa X Max	53.7841	249.9296
Base	34	beban gempa X Max	22.4261	8.2788
Frame 4 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	10	beban gempa X Max	55.3326	28.6109
Base	19	beban gempa X Max	55.5855	30.1683
Base	23	beban gempa X Max	23.102	8.2558
Base	27	beban gempa X Max	55.531	242.9452

Tabel E3: *Lanjutan.*

Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	31	beban gempa X Max	55.599	243.5334
Base	35	beban gempa X Max	23.0008	9.3089
Base	38	beban gempa X Max	33.1156	10.1804
Base	40	beban gempa X Max	33.0857	10.2141
Frame 5 (DUAL SYSTEM)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	11	beban gempa X Max	57.5778	27.8936
Base	20	beban gempa X Max	827.4948	27.5208
Base	24	beban gempa X Max	56.8822	22.8136
Base	28	beban gempa X Max	56.8185	23.417
Base	32	beban gempa X Max	59.8825	23.449
Base	36	beban gempa X Max	796.259	22.0264
Frame 6 (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	1	beban gempa X Max	59.0503	23.235
Base	2	beban gempa X Max	68.7934	22.4699
Base	3	beban gempa X Max	69.7144	21.672
Base	4	beban gempa X Max	69.9427	21.7436
Base	5	beban gempa X Max	68.9582	24.1322
Base	6	beban gempa X Max	59.3072	22.519

Tabel E4: *Joint reaction* untuk *frame* akibat gempa arah y.

Frame A (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	F _x	F _y
			KN	KN
Base	1	beban gempa y Max	17.4544	69.8859
Base	7	beban gempa y Max	15.2431	69.983
Base	8	beban gempa y Max	225.4799	83.3031
Base	9	beban gempa y Max	15.9313	87.583
Base	10	beban gempa y Max	16.3382	87.5777
Base	11	beban gempa y Max	17.0034	83.9827

Tabel E4: Lanjutan.

Frame B (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	2	beban gempa y Max	20.3202	70.6008
Base	12	beban gempa y Max	17.7237	70.657
Base	21	beban gempa y Max	216.8089	68.3549
Base	22	beban gempa y Max	6.9204	26.1535
Base	23	beban gempa y Max	7.0884	26.2682
Base	24	beban gempa y Max	16.8046	71.8026
Frame C (DUAL SYSTEM)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	3	beban gempa y Max	20.5865	70.1366
Base	13	beban gempa y Max	17.9829	70.1474
Base	25	beban gempa y Max	16.3006	76.086
Base	26	beban gempa y Max	16.1853	805.383
Base	27	beban gempa y Max	16.5843	787.5732
Base	28	beban gempa y Max	16.7798	75.9338
Frame D (DUAL SYSTEM)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	4	beban gempa y Max	20.6712	70.4681
Base	14	beban gempa y Max	17.926	70.4719
Base	29	beban gempa y Max	15.4561	76.4875
Base	30	beban gempa y Max	16.2054	809.3527
Base	31	beban gempa y Max	16.6624	791.3042
Base	32	beban gempa y Max	17.6839	76.2368
Frame E (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	5	beban gempa y Max	20.3694	71.3697
Base	15	beban gempa y Max	17.6837	71.2271
Base	33	beban gempa y Max	15.4991	72.4053
Base	34	beban gempa y Max	6.9161	26.4154
Base	35	beban gempa y Max	7.1191	26.4789
Base	36	beban gempa y Max	235.1936	69.0424

Tabel E4: *Lanjutan.*

Frame F (SRPMK)				
Lantai	Joint	Load cases	Fx	Fy
			KN	KN
Base	6	beban gempa y Max	17.5128	70.8
Base	16	beban gempa y Max	15.1686	70.8042
Base	17	beban gempa y Max	15.6552	85.0762
Base	18	beban gempa y Max	15.8615	88.7587
Base	19	beban gempa y Max	16.4233	88.7824
Base	20	beban gempa y Max	244.3467	84.3256

F. Cek Dimensi Kolom dan Balok Beton Bertulang

1. Cek Dimensi Kolom.

Kolom harus memenuhi syarat komponen pemikul lentur dan gaya aksial pada SRPMK sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.6.1 berikut:

a. Ukuran penampang terkecil, diukur pada garis lurus yang melalui titik pusat geometris penampang, tidak kurang dari 300 mm.

- Ukuran penampang terkecil = 600 mm > 300 mm (OK)

b. Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.

- Rasio penampang terkecil = $600/600 = 1 > 0,4$ (OK)

2. Cek Dimensi Balok.

Balok harus memenuhi syarat komponen lentur pada SRPMK sesuai dengan SNI 2847:2013 Pasal 21.5.1 berikut:

a. Gaya tekan aksial terfaktor P_u , tidak lebih dari $A_g \cdot f'_c / 10$.

$$A_g = 450 \cdot 500 = 225000 \text{ mm}^2$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$A_g \cdot f'_c / 10 = 225000 \cdot 30 \cdot 0.1 = 675000 \text{ N} \\ = 675 \text{ kN}$$

- $P_u = 5,121 \text{ kN} < 675 \text{ kN}$ (OK)

b. Panjang bentang bersih (l_n) harus lebih besar dari 4 kali tinggi efektif.

$$l_n = 4000 - 800 = 3200 \text{ mm}$$

$$4d = 4 \cdot (500 - 50 - (16/2)) = 1768 \text{ mm}$$

- $l_n = 3200 > 4d = 1768$ (OK)

c. Lebar penampang b_w tidak kurang dari 0,3 kali tinggi penampang namun tidak boleh diambil kurang dari 250 mm

- $b_w = 450 \text{ mm} > 0,3 \cdot 500 = 150 \text{ mm}$ (OK)

- $b_w = 450 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$ (OK)

d. Lebar penampang b_w , tidak boleh melebihi lebar kolom pendukung ditambah nilai terkecil dari lebar kolom atau $\frac{3}{4}$ kali dimensi kolom dalam arah sejajar komponen lentur.

- $b_w = 450 \text{ mm} > \frac{3}{4} \cdot 700 = 525 \text{ mm}$ (OK)